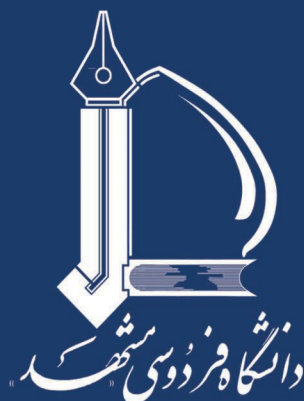


ISSN 2008-7454



نشریه مهندسی عمران فردوسی (نشریه دانشکده مهندسی)

فصلنامه (علمی - پژوهشی)

شماره پیاپی ۲۳

- ۱ تأثیر الیاف فولادی بر ترک خمشی و گسترش ترک در تیرهای بتن مسلح دارای وصله
آرش کریمی پور - محمدرضا اصفهانی
- ۱۹ مطالعه آزمایشگاهی تأثیر دیواره جانبی بر ابعاد گودال آبستکی در پایین دست کالورت
سید محمدعلی زمر دیان - حمیده غفاری - فاطمه ساداتی
- ۳۳ مدل فراوانی و شدت تصادفات برون شهری با به کارگیری الگوی رگرسیون پواسون
مرتضی اسد امرجی - سید احسان سید ابریشمی
محمود صفارزاده - معین عسکری
- ۴۷ مقایسه و دقت سنجی روش قطعات افقی و قائم در تحلیل پایداری شیروانی های خاکی
مهدی خداپرست - مجتبی خاشعی - رضامحمد مومنی
- ۵۹ بهبود روش اجزای محدود بسط یافته در آنالیز مسائل ترک با تولید مجدد شبکه
کامران مدبر - حمید مسلمی
- ۷۱ تأثیرات پوزولانی متاهالوزیت و میکروسیلیس بر مقاومت مکانیکی و دوام بتن
ابوالفضل سلطانی - امیر طریقت - محمد بایزیدی
- ۸۳ بررسی عملکرد مقاومتی و نفوذپذیری بتن متخلخل حاوی پرلیت و لیکا برای استفاده در سیستم رواناب شهری (یادداشت پژوهشی)
احسان تیموری - حجت کریمی - سید فرهاد موسوی - سعید فرزین
- ۹۳ ترسیم دیاگرام های فشار-ضربه برای ستون های بتن مسلح دارای بار محوری با استفاده از روش تک-درجه آزادی معادل (یادداشت پژوهشی)
محمد اسماعیل نیا عمران - سمیه ملایی

سال ۳۱، شماره ۳
پاییز، ۱۳۹۷



سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه :

استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران	دکتر مجتبی ازهری
استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران	دکتر محمدرضا اصفهانی
استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران	دکتر فریدون ایرانی
دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران	دکتر جعفر بلوری بزاز
استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران	دکتر سید محمود حسینی
استاد، دانشگاه سمنان، دانشکده مهندسی عمران	دکتر علی خیرالدین
استاد، دانشگاه امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران	دکتر عباس سروش
استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران	دکتر فرزاد شهبان مقدم
استاد، دانشگاه تهران، دانشکده فنی دانشکده مهندسی عمران	دکتر رضا عطار نژاد
استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران	دکتر محمد غفوری
استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران	دکتر محمود فغفور مغربی
استاد، دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده مهندسی عمران	دکتر غلامرضا قدرتی امیری
استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران	دکتر داود مستوفی نژاد
دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران	دکتر سیداحسان سیدی حسینی نیا

مسئول دفتر نشریه : تکتّم هوشمند

ویراستار ادبی : الهام دهقان

ویرایش و صفحه آرایی : عاطفه نوعی باغبان

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز (ISC) نمایه می‌شود. <http://www.srlst.com>

نشانی: مشهد - دفتر نشریه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد - صندوق پستی: ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱

تلفاکس: ۰۵۱-۳۸۸۰۶۰۲۴ پست الکترونیکی: ejour@um.ac.ir وب سایت: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

چاپ: چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	آرش کریمی پور - محمدرضا اصفهانی	تأثیر الیاف فولادی بر ترک خمشی و گسترش ترک در تیرهای بتن مسلح دارای وصله
۱۹	سید محمدعلی زمردیان - حمیده غفاری فاطمه ساداتی	مطالعه آزمایشگاهی تأثیر دیواره جانبی بر ابعاد گودال آبستگي در پایین دست کالورت
۳۳	مرتضی اسد امرجی - سید احسان سیدابریشمی محمود صفارزاده - معین عسکری	مدل فراوانی و شدت تصادفات برون شهری با به کارگیری الگوی رگرسیون پواسون
۴۷	مهدی خداپرست - مجتبی خاشعی رضامحمد مومنی	مقایسه و دقت سنجی روش قطعات افقی و قائم در تحلیل پایداری شیروانی های خاکی
۵۹	کامران مدبر - حمید مسلمی	بهبود روش اجزای محدود بسط یافته در آنالیز مسائل ترک با تولید مجدد شبکه
۷۱	ابوالفضل سلطانی - امیر طریقت محمد بایزیدی	تأثیرات پوزولانی متاهالوزیت و میکروسیلیس بر مقاومت مکانیکی و دوام بتن
۸۳	احسان تیموری - حجت کرمی سید فرهاد موسوی - سعید فرزین	بررسی عملکرد مقاومتی و نفوذپذیری بتن متخلخل حاوی پرلیت و لیکا برای استفاده در سیستم رواناب شهری (یادداشت پژوهشی)
۹۳	محمد اسماعیل نیا عمران - سمیه ملایی	ترسیم دیاگرام های فشار-ضربه برای ستون های بتن مسلح دارای بار محوری با استفاده از روش تک درجه آزادی معادل (یادداشت پژوهشی)

تأثیر الیاف فولادی بر ترک خمشی و گسترش ترک در تیرهای بتن مسلح دارای وصله*

آرش کریمی پور^(۱)محمدرضا اصفهانی^(۲)

چکیده در این پژوهش، تأثیر افزودن درصد حجمی مختلف از الیاف فولادی در تیرهای دارای طول وصله آرماتور کششی مختلف بر ترک خوردگی و مسیر گسترش ترکها تحت بارگذاری استاتیکی و چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. هدف از انجام این بررسی کاهش حداقل عرض ترک خوردگی به‌ازای افزودن الیاف فولادی در تیر بتن مسلح دارای وصله آرماتور کششی بود. ده نمونه تیر آزمایشگاهی به عرض مقطع ۱۵۰، ارتفاع ۲۰۰ و طول ۲۳۰۰ میلی‌متر با طول وصله میلگرد کششی مختلف و درصد متفاوتی از الیاف فولادی ساخته شد. چهار عدد از نمونه‌ها تحت بارگذاری استاتیکی و شش عدد تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار داده شد. از بین نمونه‌ها یک نمونه به‌عنوان نمونه شاهد و فاقد وصله و الیاف فولادی بود. در نه نمونه دیگر از الیاف فولادی با درصد حجمی ۰، ۱ و ۲ استفاده شده بود. آزمایش‌ها به‌صورت خمش چهار نقطه‌ای انجام شد. در آزمایش‌ها، مسیر گسترش ترک خوردگی در طول تیر و عرض ترک خوردگی‌ها مورد بررسی قرار گرفت. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که افزودن الیاف فولادی سبب کاهش لغزش آرماتورهای کششی در محل وصله می‌شود و عرض ترک خوردگی‌ها را کاهش می‌دهد. همچنین با افزودن الیاف فولادی از ۱ به ۲ درصد حجمی، ترکها به مقدار قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی بتن الیافی، بارگذاری چرخه‌ای، ترک خوردگی، وصله آرماتورهای کششی.

Effect of Steel Fibers on Flexural Cracking of Fiber Reinforced Concrete Beams with Lap-Spliced Bars

A. Karimipour

M. Reza Esfahani

Abstract In this research, the effect of steel fibers on flexural cracking of fiber reinforced concrete beams with lap-spliced bars under static and loading/unloading cycles was investigated. Ten specimens of laboratory beam with the section width of 150mm, height of 200mm and length of 2300mm and with different splice lengths of tension rebars and different percentages of steel fibers were manufactured and tested. Four specimens were subjected to static loads and six specimens were subjected to loading/unloading cycles. Among the specimens, one was selected as the control specimen without having lap-spliced bars and steel fibers. Other 9 specimens were made using steel fibers with different volumetric percentages of 0, 1 and 2. The specimens were conducted under four-point bending tests. It was shown that the flexural crack width in beams decreases with increasing the volume percentage of steel fiber, significantly. Steel fibers in specimens subjected to static loading and loading/unloading cycles increased the energy dissipation.

Key Words Steel fibers, Flexural cracking, Concrete beams, Spliced bars.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱۱/۹۵ تاریخ پذیرش آن ۹۶/۸/۲۰ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسنده مسئول: استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

مقدمه

علل برخی خرابی‌ها در تیرها و ستون‌ها خوردگی آرماتورها و کاهش سریع مقاومت خمشی است. ضعف بتن در مقابل کشش سبب ترک خوردگی نمونه بتن مسلح می‌شود و امکان نفوذ مواد شیمیایی را در اعضای بتنی امکان‌پذیر می‌سازد. این امر می‌تواند سبب زنگ‌زدگی و خوردگی آرماتورها شود. در تیرهای دارای وصله آرماتور کششی کاهش مقاومت پیوستگی و لغزش آرماتور می‌تواند سبب افزایش ترک خوردگی و عرض ترک شود. باتوجه به مسیر گسترش ترک خوردگی و عرض آنها الگوهای خوردگی و فرسایش برای تیرهای بتن مسلح تحت شرایط محیطی متفاوت تعیین شده‌است. ورود مواد اسیدی در طی ترک خوردگی‌ها خطر گسیختگی تیر را افزایش می‌دهد که با افزایش پوشش روی بتن و یا استفاده از بتن با مقاومت بالاتر می‌تواند تا حدودی رسیدن این مواد به آرماتورها را کاهش دهد [1]. افزایش کرنش در آرماتورهای طولی و کاهش مقاومت بتن سبب افزایش بیشتر لغزش آرماتور در بتن می‌شود و عرض ترک خوردگی‌ها افزایش می‌یابد [2]. آیین‌نامه‌ها معمولاً در شرایط مختلف بهره‌برداری عرض ترک را در حدود ۰٫۱ تا ۰٫۴ میلی‌متر محدود می‌کنند. ACI-224R [۳] محدوده مجاز عرض ترک خوردگی را در شرایط بهره‌برداری گوناگون براساس جدول (۱) بیان می‌کند.

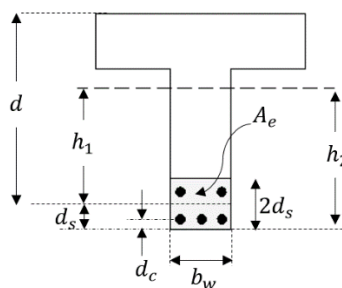
جدول ۱ حداکثر مجاز عرض ترک خوردگی براساس ACI 224

شرایط محیطی عضو	عرض مجاز ترک (mm)
هوای خشک	۰٫۴۱
هوای مرطوب با خاک	۰٫۳۰
مواد شیمیایی یخ‌زدا	۰٫۱۸
آب دریا و یا پاشش آب دریا	۰٫۱۵
مخازن محتوی آب	۰٫۱۰

تعیین عرض ترک خوردگی به‌طور دقیق امکان‌پذیر نیست و به مسائل مختلفی وابسته است. روابط تجربی زیادی توسط محققان برای تعیین عرض ترک ارائه شده‌است. در این میان رابطه تجربی گرگلی-لوتز [4] در تعیین عرض ترک خمشی از اعتبار بیشتری برخوردار است. رابطه گرگلی-لوتز عرض ترک خمشی، w را برحسب میلی‌متر، به‌صورت زیر تعیین می‌کند:

$$w = (1.08 \times 10^{-5}) \beta_h f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (1)$$

در این رابطه β_h نسبت فاصله محور خنثی از دورترین تار کششی به فاصله تار خنثی از مرکز سطح میلگردهای کششی $(\frac{h_1}{h_2})$ است و f_s تنش در فولادهای کششی مقطع تا مرکز نزدیک‌ترین میلگرد کششی و A سطح کششی مؤثر بتن پیرامونی میلگرد کششی است که از تقسیم سطح مقطع مؤثر بتن پیرامونی فولادهای کششی $(A_e = 2d_s b_w)$ بر تعداد میلگردهای کششی N به‌دست می‌آید $(A = \frac{A_e}{N})$. متغیرهای مورد استفاده در رابطه (۱) در شکل (۱) نشان داده شده‌است.



شکل ۱ نمایش متغیرهای به‌کاررفته در تعیین عرض ترک خوردگی

خمشی براساس رابطه گرگلی-لوتز [4]

لازم به ذکر است که در جای‌گذاری کمیت β_h در رابطه (۱) می‌توان به‌جای یک محاسبه دقیق‌تر از مقدار ۱-۲ در تیرها و ۱٫۳۵ در دال‌های یک‌طرفه استفاده کرد. همچنین منطقی خواهد بود که از مقدار $f_s \approx 0.6f_y$ به‌جای یک محاسبه دقیق‌تر در تعیین تنش فولاد کششی تحت بارهای بدون ضریب استفاده شود.

هستند. این الیاف بسته به نوع کاربریشان دارای شکل و اندازه‌های مختلفی می‌باشند [10]. استفاده از الیاف فولادی باعث کاهش عرض ترک خوردگی و بازتوزیع بهتر تنش می‌شود. همین امر سبب بهبود مقاومت پیوستگی آرماتورها می‌گردد. زمانی که عضو دارای الیاف تحت خمش قرار می‌گیرد، حضور الیاف فولادی سبب بهبود عملکرد عضو خمشی می‌شود. استفاده از الیاف در محل ترک خوردگی باعث می‌شود تا عرض ترک دیرتر گسترش یابد. در اعضای بتن مسلح، افزودن الیاف سبب افزایش مقاومت خمشی و ضربه‌ای می‌شود. با افزایش درصد الیاف می‌توان افزایش مقاومت عضو بتن مسلح را بهبود بیشتری داد [11].

طول وصله نمونه‌های آزمایشگاهی در این پژوهش، طبق رابطه پیشنهادی اصفهانی و کیانوش [۱۲] که تطابق خوبی با نتایج آزمایش‌های مختلف گذشته دارد، توسط رابطه (۳) محاسبه شده است.

$$l_d = \frac{T}{a\sqrt{f'_c}} = \frac{A_b f_s}{a\sqrt{f'_c}} \quad (3)$$

در رابطه (۳)، A_b و f_s به ترتیب مساحت آرماتورهای طولی و تنش کششی آرماتور هستند. زمانی که آرماتور به تسلیم برسد، در رابطه (۳) از f_y استفاده می‌شود و $a = 7.2d_b \frac{\frac{c}{d_b} + 0.5}{\frac{c}{d_b} + 3.6}$ زمانی در رابطه (۳) قابل قبول است که مقدار مشخصی خاموت در طول وصله قرار داده شود. برای جزئیات بیشتر به مرجع [۱۲] مراجعه شود. به منظور افزایش پیوستگی بین آرماتور و بتن و کاهش عرض ترک خوردگی، با افزودن درصد حجمی مختلف الیاف فولادی به نمونه‌ها، به تأثیر الیاف بر عرض ترک خوردگی و نحوه گسترش امتداد ترک‌ها در اعضای دارای این الیاف پرداخته شده است.

بررسی‌های آزمایشگاهی

مشخصات نمونه‌ها و فرایند انجام آزمایش. در ساخت بتن الیافی از الیاف فولادی با انتهای خمیده به طول ۵

حداکثر عرض ترک خوردگی در یک عضو بتن آرمه تحت کشش مستقیم را نیز می‌توان براساس رابطه برومز-لوتز [۵] به صورت زیر تعیین کرد:

$$w_{\max} = (1.45 \times 10^{-5}) f_s^3 \sqrt{d_c A} \quad (2)$$

افزون بر این، با استفاده از افزودنی‌هایی نظیر الیاف پلی پروپیلن و پوزولان یا راهکارهایی نظیر افزایش مقاومت بتن، می‌توان عرض ترک خوردگی‌ها و گسترش امتداد آنها را کاهش داد. استفاده از ورق‌های FRP می‌تواند سبب افزایش ظرفیت خمشی تیر بتن مسلح شود و با انتقال مناسب تنش در سراسر میلگردهای کششی باعث کاهش ترک خوردگی در تیرهای بتن مسلح گردد [6]. رسیدن اکسیژن به آرماتور سبب اکسایش آن می‌شود و باعث ترک خوردن آرماتور و در نهایت آن گسیختگی می‌گردد. از این رو، استفاده از پوشش اپوکسی بر روی میلگردها می‌تواند سبب مقاومت در برابر اکسایش و خوردگی شود [7]. افزودن الیاف فولادی بر بتن مسلح با افزایش مقاومت پیوستگی و کاهش لغزش آرماتور می‌تواند سبب کاهش عرض ترک خوردگی شود. در تیرهای دارای وصله به دلیل ایجاد وصله، لغزش آرماتور بیشتر می‌شود و همین امر سبب افزایش عرض ترک خوردگی در محل ایجاد وصله آرماتور کششی می‌شود. استفاده از این الیاف باعث ایجاد پیوستگی بهتر بین میلگرد و بتن می‌شود و سبب بهبود عملکرد این دو مصالح در مجاورت هم می‌گردد [8]. از مزایای استفاده از این الیاف می‌توان به افزایش پیوستگی بهتر میلگرد و بتن، افزایش مقاومت کششی، افزایش مقاومت در برابر بارهای ضربه‌ای و کاهش گسترش ترک‌ها اشاره کرد. در طی سال‌های ۱۹۶۰ تا ۱۹۷۰ ساخت این الیاف به طور عمده آغاز شد. از چهل سال پیش به مرور زمان الیاف به عنوان مصالح افزودنی به بتن اضافه شدند [9].

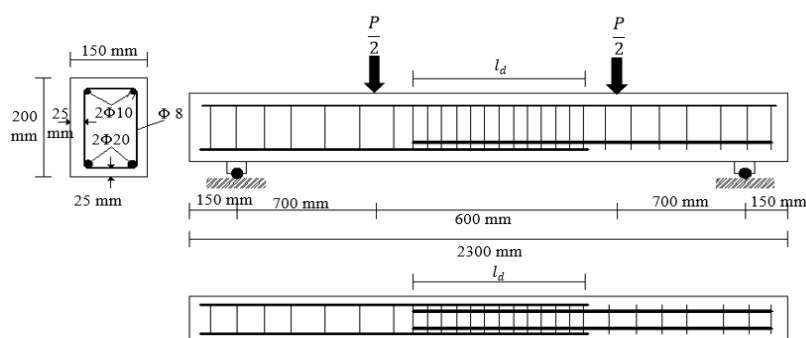
الیاف به طور کلی به دو دسته الیاف فولادی و الیاف مصنوعی تقسیم‌بندی می‌شوند. الیاف مصنوعی شامل الیافی از جنس نایلون (Nylon)، پلی پروپیلن (Polypropylene)، پلی استر (Polyester) و پلی اتیلن

در این پژوهش، ۱۰ عدد نمونه تیر بتن مسلح با ارتفاع مقطع ۲۰۰، عرض مقطع ۱۵۰ و طول ۲۳۰۰ میلی‌متر و دارای درصد حجمی متفاوتی از الیاف فولادی ساخته شد و تحت بارگذاری چهار نقطه‌ای استاتیکی و چرخه‌ای قرار گرفت. ۹ عدد از نمونه‌ها دارای وصله و یک نمونه به‌عنوان نمونه شاهد فاقد وصله بود. همچنین چهار عدد از نمونه‌ها تحت بارگذاری استاتیکی و شش نمونه تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفتند. ابعاد هندسی و آرایش میلگردهای طولی و عرضی در شکل (۳) و جدول (۲) ارائه شده‌است.

سانتی‌متر مطابق شکل (۲) استفاده شد. ضریب ارتجاعی، مقاومت کششی و کرنش گسیختگی الیاف به‌ترتیب برابر با ۲۰۰ گیگاپاسکال، ۲٫۰ گیگاپاسکال و ۳ درصد بود.



شکل ۲ الیاف فولادی مصرفی



شکل ۳ ابعاد هندسی نمونه‌ها، آرایش میلگردهای طولی و عرضی نمونه و بارگذاری

جدول ۲ طول وصله، درصد الیاف فولادی و نحوه بارگذاری نمونه‌ها

بارگذاری استاتیکی		
نام نمونه	درصد الیاف فولادی (%)	طول وصله
W/o – St – 0%	۰	–
$0.8l_d$ – St – 0%	۰	$0.8l_d$
$0.8l_d$ – St – 1%	۱	$0.8l_d$
$0.8l_d$ – St – 2%	۲	$0.8l_d$
بارگذاری چرخه‌ای		
$0.8l_d$ – Cyc – 0%	۰	$0.8l_d$
$0.8l_d$ – Cyc – 1%	۱	$0.8l_d$
$0.8l_d$ – Cyc – 2%	۲	$0.8l_d$
l_d – Cyc – 0%	۰	l_d
l_d – Cyc – 1%	۱	l_d
l_d – Cyc – 2%	۲	l_d

نمونه‌های عمل‌آوری شده بعد از رسیدن به مقاومت ۲۸ روزه مورد آزمایش قرار داده شدند. طرح اختلاط بتن ساده و الیافی مورد استفاده در این بررسی در جدول (۴)، ارائه شده‌است. در نمونه‌های دارای ۱ و ۲ درصد حجمی الیاف فولادی به ترتیب ۶ و ۱۱ کیلوگرم است. *بزرگ‌ترین اندازه سنگدانه ۱۸ میلی‌متر است. برای حصول اطمینان از مقاومت نمونه‌های مورد نظر، از هر نمونه ۳ نمونه استوانه‌ای تحت آزمایش فشار قرار داده شدند. متوسط مقاومت فشاری ۳ نمونه استوانه‌ای از هر نمونه اصلی، به عنوان مقاومت فشاری آن نمونه منظور شد. نتایج مربوط به متوسط مقاومت فشاری نمونه‌ها در جدول (۵)، ارائه شده‌است.

در جدول (۲)، l_d طول وصله محاسباتی است که توسط رابطه (۳) محاسبه می‌شود، $i\%$ درصد الیاف فولادی مصرفی، St و Cyc به ترتیب بیانگر بارگذاری استاتیکی و چرخه‌ای است. آرایش میلگردها در تمام نمونه‌ها یکسان بوده‌است و مساحت آرماتورهای فشاری و کششی در نمونه‌ها به ترتیب ۱۵۷ و ۶۲۸ میلی‌متر مربع است. فاصله آرماتورهای کششی و فشاری از دورترین تارهای فشاری مقطع، به ترتیب برابر با ۱۶۲ و ۲۵ میلی‌متر است و طول وصله کششی توسط رابطه (۳)، ۴۳۰ میلی‌متر محاسبه شده‌است. این طول وصله کششی در نمونه‌هایی که طول وصله آنها برابر $0.8l_d$ کاهش داده شده، معادل ۳۴۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده‌است. آرماتورهای مورد استفاده در نمونه‌ها تحت آزمایش کشش مستقیم بررسی شده و مشخصات آنها در جدول (۳) ارائه شده‌است.

جدول ۳ نتایج آرماتورهای کششی

قطر آرماتور (mm)	مقاومت تسلیم (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)	کرنش تسلیم (%)	کرنش نهایی (%)	مدول الاستیسیته (Gpa)
۸	۳۷۱	۵۶۰	۱۲٫۹۴۶۵	۲۴٫۹۱	۲۰۹٫۲۸۷
۱۰	۴۰۸	۶۷۷	۱۳٫۰۴۴۶	۲۵٫۵۱	۲۱۰٫۱۰۷
۲۰	۳۷۱	۵۶۱	۱۵٫۲۷	۲۵٫۸۲	۲۱۳٫۱۷۸

جدول ۴ طرح اختلاط بتن

نوع بتن					بتن معمولی				
مصلح					نخودی	ماسه	سیمان	فوق‌روان‌کننده	آب
مقدار مورد نیاز در هر متر مکعب (kg)					۸۲۰٫۸*	۹۵۰	۴۰۰	۲	۱۶۴
بتن الیافی									
مصلح					نخودی	ماسه	سیمان	فوق‌روان‌کننده	آب
مقدار مورد نیاز در هر متر مکعب (kg)					۸۲۰٫۸*	۹۵۰	۴۰۰	۳	۱۶۴

جدول ۵ مقاومت فشاری بتن در نمونه‌ها

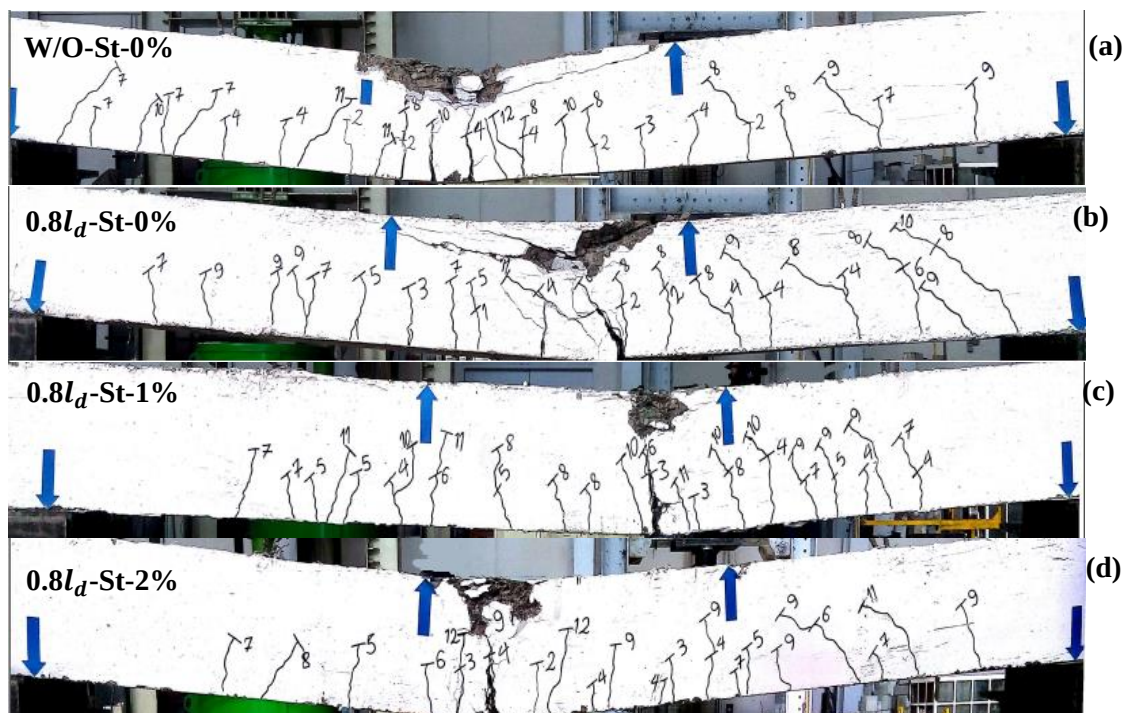
نام نمونه	متوسط مقاومت فشاری (MPa)
W/O-St-0%	۳۶,۰
l_d -Cyc-0%	۳۶,۰
l_d -Cyc-1%	۳۹,۰
l_d -Cyc-2%	۳۶,۰
0.8 l_d -St-0%	۳۷,۳
0.8 l_d -St-1%	۳۵,۷
0.8 l_d -St-2%	۳۵,۳
0.8 l_d -Cyc-1%	۳۵,۰
0.8 l_d -Cyc-2%	۳۵,۳
0.8 l_d -Cyc-0%	۳۷,۳



شکل ۴ خط‌کش مدرج اندازه‌گیری عرض ترک‌خوردگی

ترک‌ها افزایش یافت و امتداد ترک گسترش بیشتری پیدا کرد. با افزودن الیاف می‌توان با بهبود مقاومت پیوستگی، ظرفیت خمشی و بیشترین تغییر مکان عضو را بهبود داد. در این نمونه‌ها به کمک خط‌کش مدرج اندازه‌گیری عرض ترک‌خوردگی‌ها مطابق شکل (۴)، حداکثر عرض ترک‌خوردگی در لحظه نهایی اندازه‌گیری شد. افزون بر این تأثیر توأم ایجاد وصله آرماتور کششی و استفاده از الیاف بر ترک‌خوردگی‌ها و مسیر گسترش ترک‌ها مشخص شد که در شکل (۵) نشان داده شده است.

بارگذاری چهار نمونه $W/o - St - 0\%$ ، $0.8l_d - St - 0\%$ ، $0.8l_d - St - 1\%$ و $0.8l_d - St - 2\%$ بارگذاری به صورت استاتیکی انجام شد. نمونه اول به عنوان نمونه شاهد و فاقد وصله و الیاف بود. در ۳ نمونه دیگر طول وصله محاسباتی به مقدار ۲۰٪ کاهش داده شد تا اثر الیاف فولادی بر رفتار وصله مشخص شود. با کاهش طول وصله، درصدهای مختلف الیاف فولادی به نمونه‌ها افزوده شد. بار محاسباتی، بار کل جک بود. بارگذاری تا لحظه نهایی گسیختگی تیر افزایش داده شد. با افزایش بار و تغییر شکل تیر، عرض



شکل ۵ مسیر گسترش ترک خوردگی در نمونه‌ها تحت بار استاتیکی

فشاری مقطع امتداد پیدا کرد و تیر به صورت سریع و ناگهانی گسیخته شد.

در این نمونه ترک‌های مورب افزایش یافت و گسترش آنها نسبت به نمونه شاهد بیشتر بود. در شکل (c-۵) و (d) $0.8l_d - St = 0\%$ و $0.8l_d - St = 0\%$ با افزودن الیاف فولادی به نمونه بتن مسلح، پیوستگی بین آرماتور و بتن افزایش یافت و آرماتورهای کششی کمتر در داخل نمونه لغزش کردند. از این رو با بازتوزیع بهتر تنش، ضمن تمرکز ترک خوردگی در وسط دهانه، ترک‌های مورب کاهش یافتند و با افزایش بار امتداد ترک خوردگی‌ها گسترش کمتری پیدا کردند. در این دو حالت نیز ترک خوردگی از ناحیه حداکثر لنگر خمشی و در محل وصله آغاز شد. با اعمال بار بیشتر، ترک خوردگی مجدداً از دورترین تارهای کششی مقطع بروز کرد و با افزایش امتداد ترک‌های قبلی تیر گسیخته شد. مطابق شکل (۵-۲)، با افزایش درصد حجمی الیاف فولادی به مقدار ۲ درصد حجمی، ترک خوردگی کاهش بیشتری یافت و در لحظه نهایی ترک‌ها تا تار خنثای مقطع امتداد پیدا کردند.

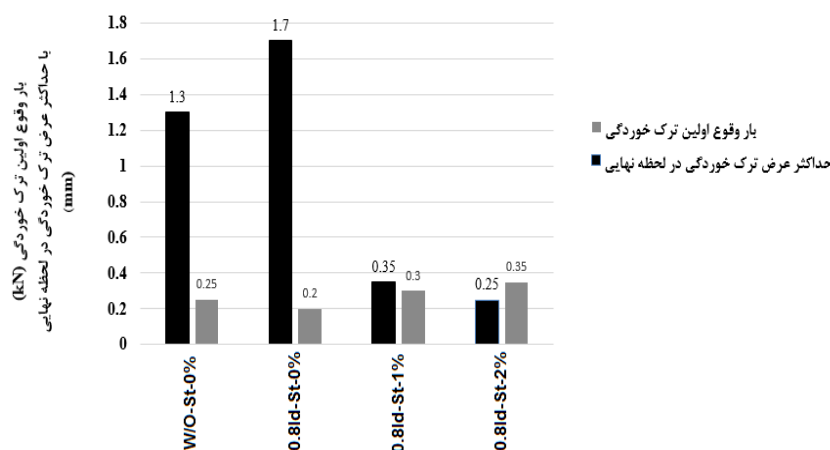
مطابق شکل (۵-a)، در نمونه شاهد (W/O-St-) به دلیل یکپارچه بودن آرماتور و توزیع تنش در سراسر آرماتور کششی ترک خوردگی در تمام طول تیر اتفاق افتاد. در این نمونه با افزایش بار، ترک خوردگی‌ها در وسط دهانه و در ناحیه حداکثر لنگر خمشی آغاز شد. با افزایش بار توأم با گسترش امتداد ترک‌ها در وسط دهانه، ترک خوردگی به شکل مورب و از نزدیکی تکیه‌گاه آغاز شد. با افزایش مجدد بار اعمالی، با گسترش امتداد ترک خوردگی تا نزدیک تار خنثای مقطع و افزایش ترک خوردگی‌های مورب، نمونه گسیخته شد. در نمونه $0.8l_d - St = 0\%$ شکل (۵-b)، به دلیل ناکافی بودن طول وصله، مقاومت پیوستگی کاهش یافت و لغزش در آرماتورهای کششی بیشتر شد. با افزایش لغزش آرماتورهای کششی عرض ترک‌ها افزایش بیشتری پیدا کرد و تمرکز ترک خوردگی در وسط دهانه تیر و در ناحیه با بیشترین لنگر خمشی و وصله اتفاق افتاد. در این نمونه نسبت به نمونه شاهد (W/O-St-0%) با افزایش بار امتداد ترک‌ها افزایش بیشتری یافت و تا دورترین تارهای

(۱۰)، نمودار بار- تغییر مکان نمونه‌ها تحت بارگذاری استاتیکی نشان داده شده است.

باتوجه به شکل (۸)، در نمونه با وصله آرماتور کششی، پس از بار نهایی کاهش سریع ظرفیت خمشی اتفاق می افتاد. از این رو لغزش آرماتور زیاد بود و مطابق شکل (۵-b)، امتداد ترک‌ها افزایش بیشتری یافت. باتوجه به شکل‌های (۹ و ۱۰)، با افزودن الیاف فولادی، لغزش آرماتور کاهش یافت و ضمن حفظ ظرفیت خمشی نهایی، تغییر شکل افزایش یافت. از این رو، طبق شکل‌های (۵-c و d)، با کاهش لغزش آرماتور ترک خوردگی‌ها کاهش یافت.

در شکل (۶) حداکثر عرض ترک خوردگی و بار متناظر با اولین ترک خوردگی و در جدول (۶) مقایسه عرض ترک خمشی نشان داده شده است.

مطابق شکل (۶)، با افزودن الیاف فولادی باتوجه به اجرای وصله آرماتور کششی کاهش یافته ($0.8l_d$)؛ عرض حداکثر ترک خوردگی در لحظه نهایی کاهش قابل ملاحظه‌ای یافت و بار وقوع متناظر با اولین ترک خوردگی افزایش یافت. بروز ترک خوردگی‌ها تحت بار استاتیکی تا لحظه نهایی افزایش یافت و با افزایش بار، عرض ترک خوردگی‌ها بیشتر شد. از این رو باتوجه به لغزش احتمالی آرماتورها و تأثیر افزودن الیاف فولادی بر کاهش لغزش آرماتور و افزایش تغییر شکل نمونه‌ها در شکل‌های (۷ تا

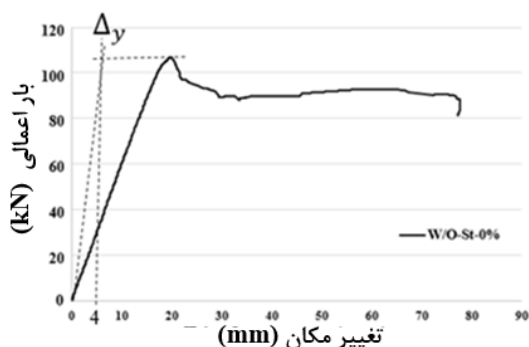


شکل ۶ حداکثر عرض ترک خوردگی نمونه‌ها در لحظه نهایی تحت بار استاتیکی

جدول ۶ مقایسه عرض ترک خمشی

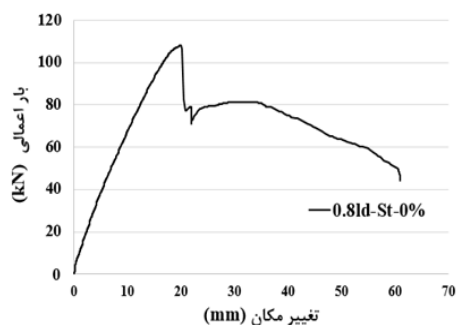
نمونه	حداکثر عرض ترک خمشی (mm)
W/o – St – 0%	۱,۳۰
0.8l _d – St – 0%	۱,۷۰
0.8l _d – St – 1%	۰,۳۵
0.8l _d – St – 2%	۰,۲۵
مقدار مجاز ACI [۳]	۰,۴۰
گرگلی-لوتر [۴]	۰,۱۲
برومز-لوتر [۵]	۰,۱۳

در بررسی نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای، ۶ نمونه $0.8l_d$ -Cyc-0%، l_d -Cyc-1%، l_d -Cyc-2% و $0.8l_d$ -Cyc-2% دارای وصله می‌باشند. در ۳ نمونه اول، طول وصله همان طول وصله محاسباتی و در ۳ نمونه دیگر طول وصله به مقدار ۲۰ درصد کاهش داده شده است. بار اعمالی چرخه‌ای از نوع کنترل تغییر مکان است. برای اعمال این بار در ابتدا باید یک تغییر مکان هدف تعیین شود. تغییر مکان هدف (Δ_y) به صورت تغییر مکان به دست آمده از تلاقی دو خط مماس بر نقطه معادل با حداکثر ظرفیت بار اعمالی و مماس اولیه در نمودار بار-تغییر مکان نمونه شاهد مطابق شکل (۱۱)، تعریف می‌شود [13].

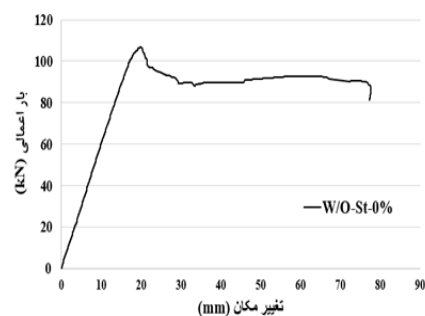


شکل ۱۱ تعیین تغییر مکان هدف (Δ_y)

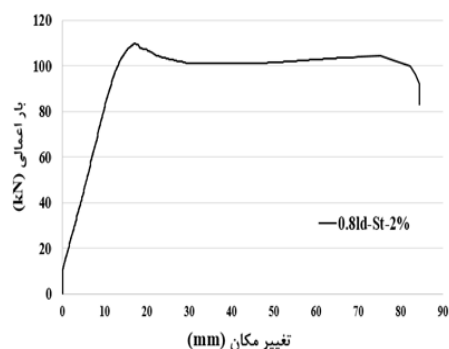
پس از تعیین تغییر مکان هدف، در چرخه اول به اندازه Δ_y چرخه دوم به اندازه $2\Delta_y$ ، چرخه سوم به اندازه $3\Delta_y$ تغییر مکان به تیر داده می‌شود و همین فرایند تا شکست نهایی تیر انجام می‌شود. در نتیجه در چرخه اول، بار تا تغییر مکان معادل ۴ میلی متر افزایش داده شد و زمانی که تیر به این تغییر مکان رسید، بار تا مقدار صفر برگشت داده شد. در اینجا چرخه اول طی شد. بعد از صفر شدن بار، مجدداً بار تا تغییر مکان ۸ میلی متر افزایش داده شد. بعد از رسیدن حداکثر جابه‌جایی میانه تیر به این مقدار، بار اعمالی تا مقدار صفر کاهش داده شد. تأثیر ایجاد وصله و استفاده از الیاف بر ترک‌خوردگی‌ها و مسیر گسترش ترک‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای در شکل (۱۲) نشان داده شده است.



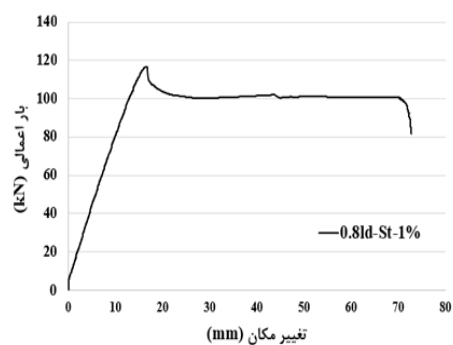
شکل ۷ منحنی بار-تغییر مکان نمونه W/O-St-0%



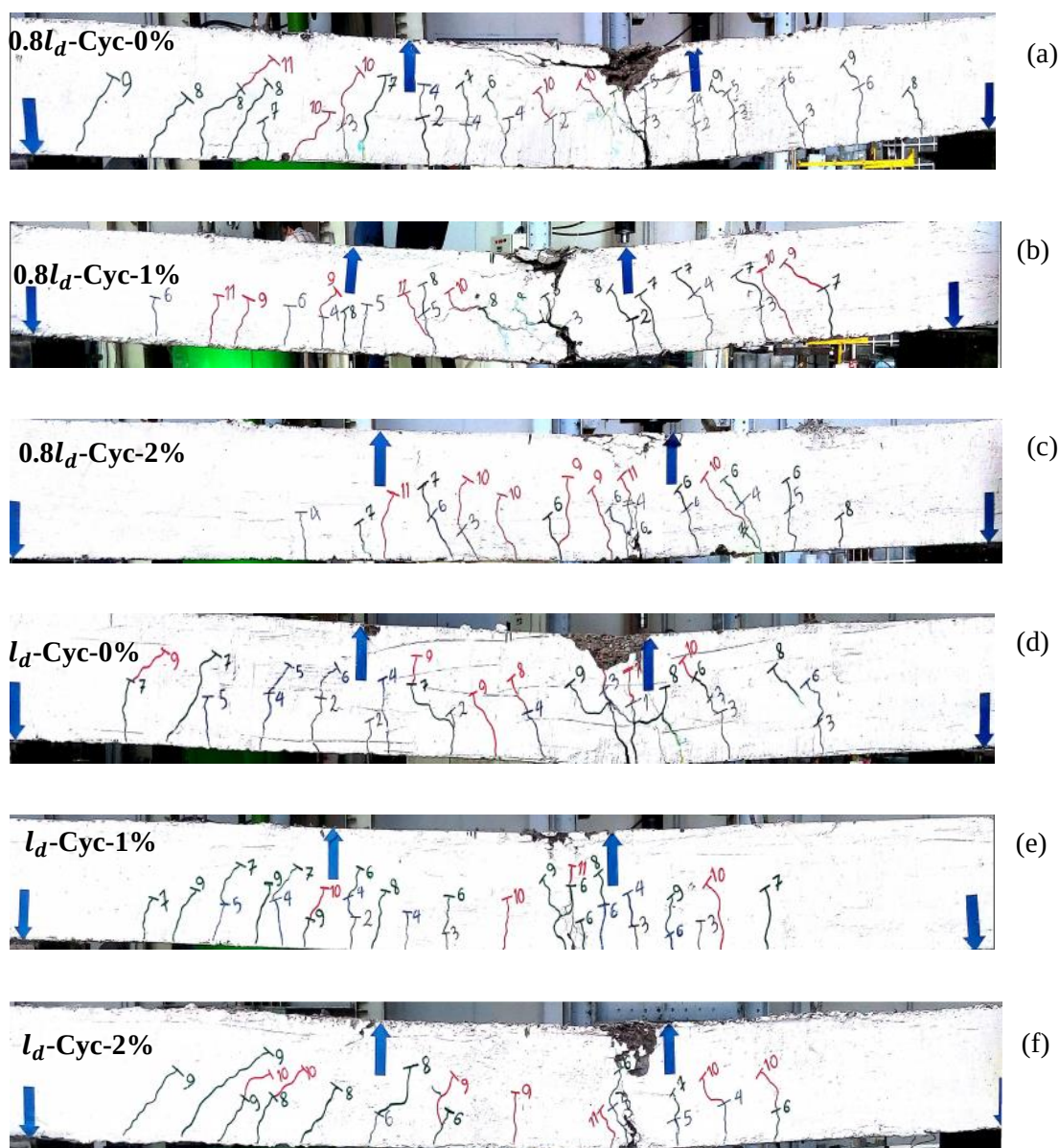
شکل ۸ منحنی بار-تغییر مکان نمونه $0.8l_d - St - 0\%$



شکل ۹ منحنی بار-تغییر مکان نمونه $0.8l_d - St - 1\%$



شکل ۱۰ منحنی بار-تغییر مکان نمونه $0.8l_d - St - 2\%$



شکل ۱۲ مسیر گسترش ترک خوردگی تحت بارگذاری چرخه‌ای

شدن امتداد ترک به دورترین تارهای فشاری مقطع، عضو سریع گسیخته شد. در این نمونه بیشتر تمرکز ترک خوردگی‌ها در محل وصله بود ولی بعد از وقوع ترک‌های قائم در میانه دهانه در لحظه‌نهایی ترک‌های مایل از نزدیک تکیه‌گاه‌ها نیز ایجاد شد. با توجه به شکل (۱۲-b و c)، در نمونه‌های $0.8l_d\text{-Cyc-1\%}$ و $0.8l_d\text{-Cyc-2\%}$

مطابق شکل (۱۲-a)، ایجاد وصله آرماتور کششی کاهش یافته ($0.8l_d\text{-Cyc-0\%}$)، به دلیل عدم تأمین مقاومت پیوستگی به اندازه کافی، لغزش در آرماتورها اتفاق افتاد و ترک خوردگی در سراسر دهانه تیر رخ داد. با افزایش بار اعمالی ضمن گسترش امتداد ترک خوردگی‌ها، عرض ترک‌ها افزایش یافت و با نزدیک

وصله آرماتور کششی (l_d)، لغزش بین آرماتور و بتن نسبت به حالت وصله کاهش یافته ($0.8l_d$)، کمتر بود و همین امر نیز به خودی خود باعث کاهش عرض ترک-خوردگی ها شد که با افزودن الیاف فولادی نیز بهبود بیشتری پیدا کرد. از این رو ایجاد وصله آرماتور کششی سبب تمرکز تنش می گردد و باعث می شود که ترک-خوردگی ها بیشتر در محل وصله اتفاق بیفتد. با افزودن الیاف فولادی می توان ضعف ایجاد شده به دلیل اجرای وصله آرماتور کششی را تا حدودی جبران کرد.

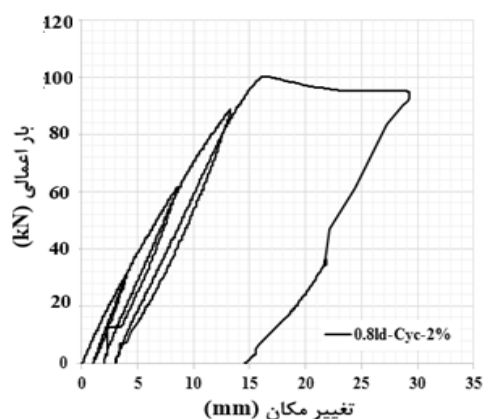
در بررسی عرض ترک خوردگی تحت بارگذاری چرخه ای، عرض ترک ها در هر چرخه در دو لحظه انتهای بارگذاری و انتهای باربرداری به کمک خط کش مدرج اندازه گیری شده است. مقادیر ترک خوردگی اندازه گیری شده در جدول (۷) ارائه شده است.

$Cyc - 2\%$ با افزودن الیاف فولادی به دلیل افزایش پیوستگی بین آرماتورهای کششی و بتن، لغزش بین آرماتورهای کششی و بتن کاهش یافت و ترک خوردگی ها بیشتر در وسط دهانه تیر و در محل حداکثر لنگر خمشی و وصله آرماتور کششی اتفاق افتاد. افزون بر این با افزودن الیاف فولادی بر عضو بتن مسلح، امتداد ترک ها و عرض ترک خوردگی ها کاهش یافت و ترک های جدید تحت بارگذاری بیشتر از دورترین تارهای کششی مقطع آغاز شد که همین امر سبب کاهش عرض ترک خوردگی پیشین و باز توزیع بهتر تنش در طول عضو شد. باتوجه به شکل ($f d - 12$) نتایج به دست آمده از گسترش ترک-خوردگی ها در نمونه های دارای وصله کاهش داده نشده ($0.8l_d - Cyc - 0\%$ و $0.8l_d - Cyc - 0\%$) مطابق با نمونه های دارای وصله کاهش یافته (شکل $a - 12$ تا c) افزودن الیاف سبب افزایش مقاومت پیوستگی، کاهش لغزش آرماتور و بتن و در نهایت کاهش عرض ترک-خوردگی ها شد. در این نمونه ها به دلیل کافی بودن طول

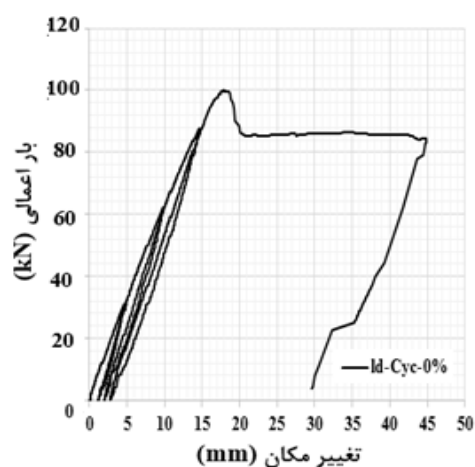
جدول ۷ ترک خوردگی نمونه ها تحت بارگذاری چرخه ای

بار وقوع اولین ترک خوردگی (ton)	عرض ترک خوردگی (mm)								نمونه
	چرخه چهارم		چرخه سوم		چرخه دوم		چرخه اول		
	انتهای بارگذاری	انتهای باربرداری	انتهای بارگذاری	انتهای باربرداری	انتهای بارگذاری	انتهای باربرداری	انتهای بارگذاری	انتهای باربرداری	
۱,۰۰	۲,۱۰	۴,۰۰	۰,۹۰	۲,۱۰	۰,۲۰	۰,۴۵	۰,۰۵	۰,۲۰	$0.8l_d - Cyc - 0\%$
۲,۰۰	۰,۵۰	۱,۲۰	۰,۲۵	۰,۶۰	۰,۱۵	۰,۲۵	۰,۰۰	۰,۱۰	$0.8l_d - Cyc - 1\%$
۳,۰۰	۰,۴۰	۰,۶۵	۰,۲۰	۰,۳۰	۰,۰۵	۰,۱۵	۰,۰۰	۰,۰۵	$0.8l_d - Cyc - 2\%$
۱,۵۰	۱,۹۰	۳,۰۰	۰,۷۰	۱,۸۰	۰,۱۰	۰,۳۵	۰,۰۰	۰,۰۵	$l_d - Cyc - 0\%$
۲,۰۰	۰,۳۵	۰,۷۰	۰,۲۰	۰,۵۵	۰,۱۰	۰,۲۰	۰,۰۰	۰,۰۱	$l_d - Cyc - 1\%$
۴,۰۰	۰,۳۰	۰,۵۰	۰,۱۵	۰,۲۵	۰,۰۰	۰,۱۰	۰,۰۰	۰,۰۰	$l_d - Cyc - 2\%$

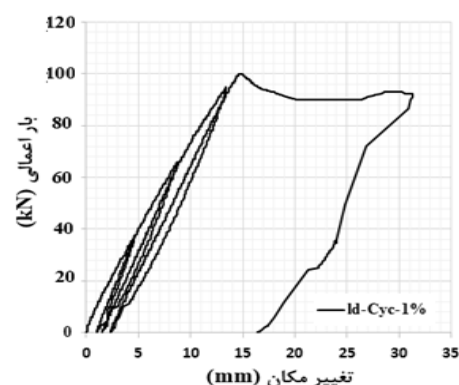
تحت بارگذاری چرخه‌ای تحت بارگذاری چرخه‌ای



شکل ۱۵ منحنی بار- تغییر مکان نمونه
 $0.8I_d - Cyc - 2\%$

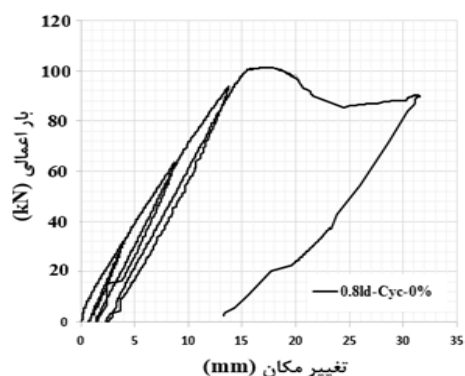


شکل ۱۶ منحنی بار- تغییر مکان نمونه
 $I_d - Cyc - 0\%$ تحت بارگذاری چرخه‌ای

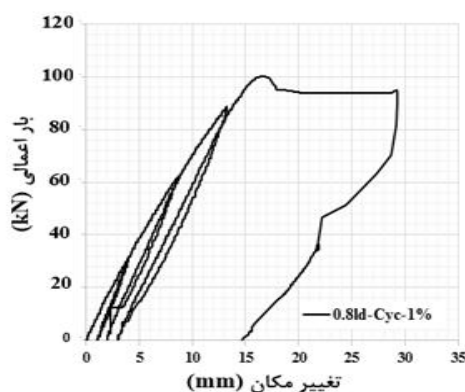


شکل ۱۷- منحنی بار- تغییر مکان نمونه $I_d - Cyc - 1\%$

مطابق جدول (۷)، در هر چرخه و همچنین در کل چرخه ها، با افزودن الیاف فولادی پیوستگی بین آرماتور کششی و بتن افزایش یافت، عرض ترک‌ها کاهش یافت و بار معادل اولین ترک‌خوردگی افزایش یافت. در نمونه $I_d - Cyc - 2\%$ ترک‌خوردگی از چرخه دوم آغاز شد و در چرخه اول هیچ ترک‌خوردگی رخ نداد. در هر چرخه، به هنگام بارگذاری عرض ترک‌ها باز شد و با باربرداری عرض ترک‌خوردگی بسته شد. باز و بسته شدن عرض ترک‌خوردگی در هر چرخه باعث اتلاف انرژی در سازه‌های بتن مسلح می‌شود. هرچه باز و بسته شدن ترک‌ها سخت‌تر باشد و شکل‌پذیری نمونه بیشتر باشد اتلاف انرژی نیز بیشتر خواهد بود. از این رو باتوجه به لغزش احتمالی آرماتورها و تأثیر افزودن الیاف فولادی بر کاهش لغزش آرماتور و افزایش تغییر شکل نمونه‌ها در شکل‌های (۱۳ تا ۱۸)، نمودار بار- تغییر مکان نمونه‌ها تحت بارگذاری استاتیکی نشان داده شده است.



شکل ۱۸ منحنی بار- تغییر مکان نمونه $0.8I_d - Cyc - 0\%$



شکل ۱۹ منحنی بار- تغییر مکان نمونه $0.8I_d - Cyc - 1\%$

فولادی، با اعمال نیروی فشاری، هسته نمونه بتنی و پوسته آن به ترتیب گسیخته شد و نمونه استوانه‌ای گسیخته گردید. با افزودن الیاف فولادی به میزان ۱ و ۲ درصد حجمی نمونه بتنی، هسته نمونه تقویت شد و گسیختگی نمونه و تخریب پوسته بتن سخت تر گردید. مطابق شکل (۱۹-ج) افزودن ۲ درصد حجمی الیاف فولادی به نمونه بتن غیر مسلح، ترک‌هایی در پوسته نمونه ایجاد شد ولی نمونه از هم فروپاشید.



(ب)

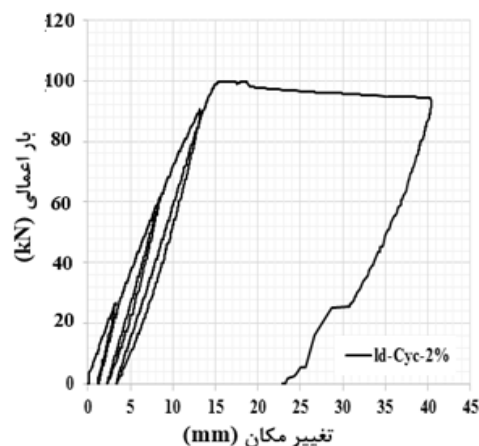
(الف)



(ج)

شکل ۱۹ گسیختگی نمونه فشاری: (الف) فاقد الیاف فولادی، (ب) دارای ۱ درصد حجمی الیاف فولادی، (ج) دارای ۲ درصد حجمی الیاف فولادی

به منظور بررسی تأثیر الیاف فولادی بر مقاومت فشاری بتن، از هر نمونه اصلی به تعداد ۳ نمونه، برای تعیین منحنی تنش- کرنش تهیه شد. در این نمونه‌ها با قراردادن کرنش سنج بر روی نمونه ضمن ثبت تنش، کرنش‌ها نیز ثبت شد. با ثبت تنش و کرنش، منحنی تنش- کرنش برای نمونه‌های فاقد الیاف، ۱ درصد و ۲ درصد حجمی ترسیم شد. متوسط منحنی تنش- کرنش نمونه‌ها محاسبه و مطابق شکل‌های (۲۰ تا ۲۲) ترسیم شد.



شکل ۱۸ منحنی بار- تغییر مکان نمونه

تحت بارگذاری چرخه‌ای

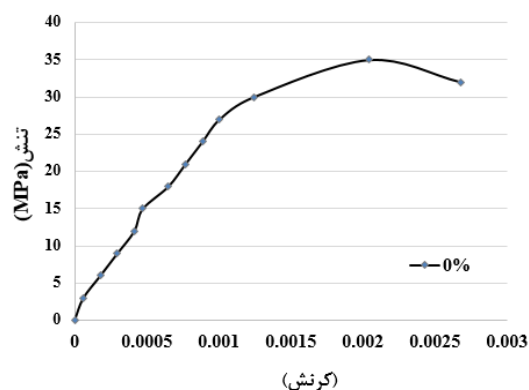
باتوجه به شکل‌های (۱۳ تا ۱۵) و شکل‌های (۱۶ تا ۱۸) با افزودن الیاف فولادی به نمونه، می‌توان طول وصله آرماتور کششی را کاهش داد بدون آنکه شکل- پذیری کاهش یابد. همین امر نشان‌دهنده کاهش لغزش آرماتور دارای وصله است. از این رو با کاهش لغزش آرماتور در بتن مطابق شکل‌های (۱۲-ا تا f)، با افزودن الیاف فولادی و کاهش لغزش آرماتور، گسترش مسیر ترک‌خوردگی‌ها کاهش یافته است.

به منظور بررسی تأثیر مقاومت کششی و فشاری بتن بر رفتار تیر بتن مسلح، ترک‌خوردگی و مسیر گسترش ترک، به ازای هر نمونه تیر اصلی، ۶ نمونه استوانه‌ای به قطر ۱۵۰ و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر تهیه شده است. ۳ نمونه تحت آزمایش فشار قرار گرفت و ضمن بررسی تأثیر الیاف فولادی بر مقاومت فشاری و نحوه ترک‌خوردگی و گسیختگی نمونه، به تعیین منحنی تنش- کرنش نمونه‌ها پرداخته شد. ۳ نمونه دیگر نیز تحت آزمایش کشش غیرمستقیم (آزمایش برزلی) قرار داده شد و ضمن تعیین حداکثر تنش کششی مجاز به نحوه ترک‌خوردگی و گسیختگی نمونه‌ها پرداخته شد. در بررسی تأثیر این الیاف بر نحوه ترک‌خوردگی نمونه فشاری، نتایج گسیختگی در شکل (۱۹) نشان داده شده است.

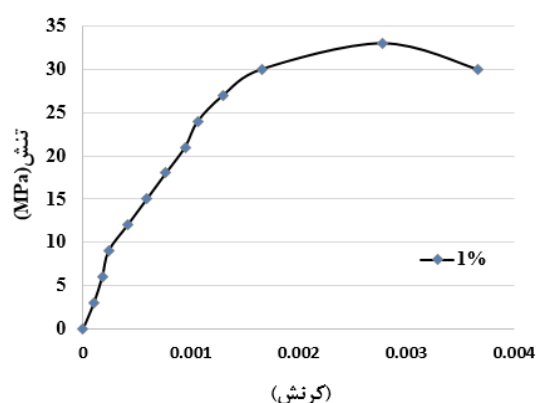
مطابق شکل (۱۹-الف)، در نمونه فاقد الیاف

۱ درصد حجمی الیاف فولادی به نمونه بتن مطابق شکل (۲۱)، مقداری شکل پذیری نمونه افزایش پیدا کرد ولی حداکثر ظرفیت فشاری نمونه تغییر قابل ملاحظه‌ای نکرد. در این حالت با افزودن ۱ درصد حجمی الیاف فولادی به بتن، کرنش معادل بیشترین تنش $0,00281$ و بیشترین تنش 34 مگاپاسکال بود. با افزودن ۲ درصد حجمی الیاف فولادی به نمونه استوانه‌ای، تغییر شکل افزایش زیادی داشت و سخت‌شوندگی در منحنی تنش - کرنش ایجاد شد. از طرفی افزودن الیاف فولادی تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر حداکثر ظرفیت فشاری نمونه بتنی نداشت. در این حالت با افزودن ۲ درصد حجمی الیاف فولادی به بتن کرنش معادل بیشترین تنش $0,0054$ و بیشترین تنش 35 مگاپاسکال بود. علت بروز ناحیه سخت‌شوندگی در نمونه بتن غیر مسلح را می‌توان این گونه بیان کرد که در نمونه‌های بتنی با افزایش فشار ابتدا پوسته بیرونی دچار ترک‌خوردگی می‌شود و سپس با اعمال بار بیشتر هسته نمونه دچار ترک‌خوردگی و گسیختگی می‌شود. بروز ترک‌خوردگی از ناحیه بالا و پایین نمونه استوانه‌ای آغاز می‌شود و سپس به میانه نمونه انتقال پیدا می‌کند. سپس با ایجاد انبساط جانبی و بروز کشش در میانه نمونه فشاری، نمونه گسیخته می‌شود و فرومی‌پاشد. افزودن الیاف فولادی سبب افزایش مقاومت کششی می‌شود. هنگامی که نمونه از وسط دچار انبساط جانبی و کشش می‌گردد الیاف با افزایش ظرفیت کششی مانع از گسیخته شدن نمونه می‌شوند و ناحیه سخت‌شوندگی در منحنی تنش - کرنش ایجاد می‌شود.

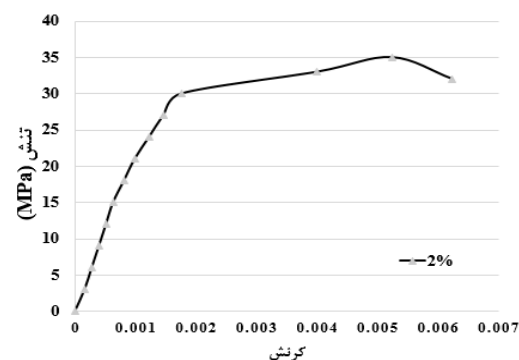
در بررسی تأثیر الیاف فولادی بر ترک‌خوردگی نمونه تحت کشش غیرمستقیم، ۳ عدد نمونه استوانه‌ای برای انجام آزمایش مقاومت کششی تهیه شد و تحت کشش غیر مستقیم قرار گرفت. در بررسی ترک‌خوردگی و گسیختگی نمونه استوانه‌ای تحت کشش غیرمستقیم، تأثیر الیاف فولادی در شکل (۲۳) نشان داده شده‌است.



شکل ۲۰ منحنی تنش - کرنش بتن معمولی



شکل ۲۱ منحنی تنش - کرنش بتن الیافی دارای ۱ درصد حجمی الیاف فولادی



شکل ۲۲ منحنی تنش - کرنش بتن الیافی دارای ۲ درصد حجمی الیاف فولادی

مطابق شکل‌های (۲۰ تا ۲۲)، افزودن الیاف فولادی در ابتدای بارگذاری تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر منحنی تنش - کرنش نداشت و رفتار نمونه‌ها تقریباً یکسان بود. در نمونه بتن معمولی کرنش معادل بیشترین تنش بتن $0,00226$ و بیشترین تنش 35 مگاپاسکال است. با افزودن



شکل ۲۳ گسیختگی کششی نمونه‌های استوانه‌ای تحت کشش غیرمستقیم

جدول ۸ نتایج بررسی‌های کشش غیرمستقیم

نمونه	حداکثر نیروی اعمالی (kN)	متوسط نیروی اعمالی (kN)	متوسط تنش کشش (MPa)
W/O-St-0%	۲۱۰,۶۰	۲۰۰,۴۰	۲۱۵,۸۰
I_d -Cyc-0%	۱۹۷,۲۰	۲۰۵,۴۰	۱۸۰,۴۰
I_d -cyc-1%	۳۶۲,۳۰	۳۷۳,۸۰	۴۲۳,۲۰
I_d -cyc-2%	۴۶۰,۶۰	۴۷۲,۵۰	۴۷۰,۳۰
0.8 I_d -St-0%	۲۷۱,۳۰	۲۸۰,۷۰	۲۵۰,۴۰
0.8 I_d -St-1%	۳۵۲,۱۰	۳۵۴,۱۰	۳۵۴,۸۰
0.8 I_d -St-2%	۳۶۲,۰۰	۳۶۷,۹۰	۳۳۴,۰
0.8 I_d -Cyc-1%	۳۰۶,۸۰	۳۱۲,۷۰	۳۰۹,۹۰
0.8 I_d -Cyc-2%	۳۲۴,۸۰	۳۷۱,۸۰	۳۱۲,۷۰
0.8 I_d -Cyc-0%	۱۶۴,۸۰	۲۳۰,۵۰	۲۷۷,۶۰
		۲۲۴,۳۰	۳,۱۷

مطابق شکل (۲۳-الف)، کشش غیرمستقیم در نمونه فاقد الیاف فولادی سبب گسیختگی نمونه و تقسیم نمونه به دو قسمت مجزا می‌شود. با افزودن ۱ درصد حجمی الیاف فولادی به نمونه بتنی تحت کشش غیرمستقیم، لهیدگی و تغییر شکل ایجاد می‌گردد ولی نمونه به دو نیم تقسیم نمی‌شود. مطابق شکل (۲۳-ج) افزودن ۲ درصد حجمی الیاف فولادی باعث می‌شود تا مقاومت بتن افزایش یابد و لهیدگی در بتن کمتر شود و تنها ترک‌های موبین در پوسته بیرونی نمونه رخ دهد. افزودن الیاف فولادی باعث افزایش مقاومت کششی می‌شود ولی با بیشتر کردن درصد الیاف فولادی این افزایش مقاومت با شیب کمتری افزایش می‌یابد. نتایج به‌دست‌آمده از گسیختگی نمونه‌های بتنی تحت کشش

غیرمستقیم در جدول (۸) ارائه شده‌است. مطابق جدول (۸)، افزودن الیاف فولادی سبب افزایش مقاومت کششی بتن می‌شود. با افزایش درصد الیاف فولادی این مقاومت بیشتر می‌شود. علاوه بر افزایش مقاومت فشاری، افزودن الیاف فولادی مانع از گسیختگی کامل نمونه استوانه‌ای می‌شود.

نتیجه‌گیری

در این پژوهش، تأثیر الیاف فولادی بر ترک‌خوردگی و مسیر گسترش ترک در عضو بتن مسلح دارای وصله آرماتور کششی تحت بارگذاری استاتیکی و چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. تحقیق شامل ۱۰ نمونه تیر بتن مسلح بود. عرض ترک‌خوردگی‌ها، مسیر گسترش ترک

(۵) در سازه‌های بتن مسلح باز و بسته‌شدن عرض ترک-ها سبب استهلاک انرژی می‌شود. افزودن الیاف فولادی به نمونه‌های تحت بارگذاری چرخه‌ای، سبب افزایش استهلاک انرژی عضو بتن مسلح می‌شود. اضافه کردن ۱ و ۲ درصد حجمی الیاف فولادی به نمونه با طول وصله l_d و $0.8l_d$ به ترتیب سبب افزایش استهلاک انرژی به مقدار ۴، ۶، ۳۴ و ۳۶ درصد می‌گردد.

(۶) افزودن الیاف فولادی به نمونه بتنی غیرمسلح تحت فشار، باعث افزایش شکل‌پذیری می‌شود ولی در افزایش مقاومت فشاری تأثیر چشم‌گیری ندارد. افزون‌براین افزودن الیاف فولادی با تقویت هسته نمونه استوانه‌ای مانع از فروپاشی نمونه بتنی می‌شود. (۷) اضافه‌کردن الیاف فولادی به نمونه بتن غیرمسلح تحت کشش غیرمستقیم مانع از فروپاشی و جداشدگی در نمونه می‌شود. افزون‌براین افزودن الیاف فولادی سبب افزایش مقاومت کششی می‌شود. (۸) با افزودن الیاف فولادی، در صورت داشتن وصله آرماتور کششی بیشینه ظرفیت خمشی نمونه کاهش محسوس پیدا نمی‌کند و افزودن الیاف ضمن افزایش پیوستگی آرماتور وصله و بتن، باعث افزایش تغییرشکل نهایی نمونه و کاهش لغزش آرماتور می‌شود.

و تأثیر افزودن الیاف فولادی بر ترک‌خوردگی و گسیختگی بتن مسلح‌نشده مورد بررسی قرار گرفت. براساس اطلاعات به‌دست‌آمده از انجام این آزمایش‌ها، نتایج زیر به‌دست آمده‌است:

(۱) افزودن الیاف فولادی سبب کاهش لغزش آرماتورهای کششی در محل وصله می‌شود و عرض ترک‌خوردگی‌ها را کاهش می‌دهد. با افزودن الیاف فولادی به میزان ۱ و ۲ درصد حجمی در نمونه دارای وصله کاهش یافته ($0.8l_d$) می‌توان به ترتیب حداقل به میزان ۷۳ و ۸۰ درصد عرض ترک‌خوردگی را کاهش داد.

(۲) افزودن الیاف فولادی به دلیل افزایش مقاومت پیوستگی باعث کاهش توزیع ترک در سراسر عضو می‌گردد و باعث تمرکز ترک‌خوردگی‌ها در میانه دهانه تیر و در محل وصله می‌شود.

(۳) در بارگذاری چرخه‌ای افزودن الیاف فولادی سبب افزایش بار وقوع اولین ترک‌خوردگی می‌شود و حتی باعث می‌شود که در چرخه‌های ابتدایی ترک-خوردگی اتفاق نیافتد. در نمونه $l_d - Cyc - 2\%$ افزودن الیاف فولادی به مقدار ۲ درصد حجمی باعث می‌شود تا ترک‌خوردگی از چرخه دوم آغاز شود.

(۴) افزودن الیاف فولادی سبب افزایش بار معادل وقوع اولین ترک‌خوردگی می‌شود.

مراجع

1. Dai. L., Wang. L., Zhang. J and Zhang. X., "A Global Model for Corrosion-induced Cracking in Prestressed Concrete Structures", *engineering failure analysis*, January 23, (2016).
2. Carmo. R. N. D., Valenca. J., Silva. D and Dias-da-Costa. D., "Assessing Steel Strains on Reinforced Concrete Members from Surface Cracking Pattern" و *Construction and building materials*. pp. 265-275. 9 August, (2015).
3. ACI 224R-01, Control of Cracking in Concrete Structure, (2001).
4. Gergely. P., and Lutz. L. A., "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members, Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete", SP-20, *American Concrete Institute*, Detroit, pp. 87-

- 117, (1968).
5. Broms, B., Lutz, L. A. and Leroy, A., "Effects of Arrangement of Reinforcement on Crack Width and Spacing of Reinforced Concrete Members", *ACI JOURNAL*, Proceedings V. 62, No. 11, Nov. pp. 1395-1410, (1965).
6. Zomorodian, M., Yang, G., Belarbi, A. and Ayoub, A., "Cracking Behavior and Crack Width Prediction of FRP Strengthened Rc Members under Tension", *Engineering structures*. 313-324. 27 June (2016).
7. Ji, Y., Hu, Y., Zhang, L. and Bao, Z., "Laboratory Studies on Influence of Transvers Cracking on Chloride-induced Corrosion Rate in Concrete", *Cement & concrete Composites*. S0958-9465(15)30062-7. 26 December, (2015).
8. Lagier, F., Massicotte, B., and Charron, J. P., "Bond Strength of Tension Lap Splice Specimens in UHPFRC", *Construction and Building Materials*, 26 May, (2015).
9. Shah, P. S., "Do Fibers Increase the Tensile Strength of Cement Based Material", *ACI Material Journal*, Vol. 88, No. 6, Nov., (1991).
10. ACI 544.1R-02, State-of-the-art Report on Fiber Reinforced Concrete, (2002).
11. Yoo, D. y., Yoon, Y. S and Banthia, N., "Flexural Response of Steel-fiber-reinforced Beams: Effects of Strength, Fiber Content and Strain-rate", *Cement & concrete Composites*, 25 February, (2015).
12. Esfahani, M. R. and Kianoush, M. R., "Development/Splice Length of Reinforcing Bars", *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 1, January– February, (2005).
13. Azizinamini, A., Pavel, R., Hatfield, E., and Gosh, S.K. "Behavior of Lapsplined Reinforcing Bars Embedded in High Strength Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 5, pp. 826–836, doi:10.14359/737. (1999).

مطالعه آزمایشگاهی تأثیر دیواره جانبی بر ابعاد گودال آبستگی در پایین دست کالورت*

سید محمدعلی زمردیان^(۱) حمیده غفاری^(۲) فاطمه ساداتی^(۳)

چکیده آبستگی موضعی در خروجی کالورت پدیده‌ای متداول است؛ لذا ارائه راهکارهای مقابله با این پدیده مخرب ضروری می‌باشد. در مطالعه حاضر تأثیر دیواره جانبی پایین دست کالورت بر ابعاد گودال آبستگی موضعی با در نظر گرفتن دیواره‌هایی با زوایای ۱۵، ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۷۵ درجه نسبت به خط مرکزی جریان، در دو تیپ هیدرولیکی ۱ و ۴ و در دو کالورت با مقطع دایره‌ای و مستطیلی بررسی شد. نتایج نشان داد که استفاده از دیواره با زاویه ۱۵ درجه باعث کاهش عمق و طول گودال آبستگی و همچنین ارتفاع رسوب‌گذاری در پایین دست می‌شود که میزان کاهش عمق آبستگی در کالورت مستطیلی با تیپ ۱ هیدرولیکی به میزان ۳۵/۳٪ نسبت به تست شاهد مشاهده شد. همچنین دیواره با زاویه ۳۰ درجه در مقطع مستطیلی با تیپ ۱، با کاهش ۴۶٪ آبستگی عملکرد خوبی را نشان داده است. دیواره‌های جانبی با زاویه ۶۰ و ۷۵ درجه، عملکرد مناسبی در کاهش آبستگی نشان ندادند. همچنین در تیپ ۱، دیواره در همه زوایا باعث کاهش عمق آبستگی شد؛ اما در تیپ ۴ فقط در زاویه ۱۵ درجه عمق آبستگی به میزان ۳۰٪ در مقطع دایره‌ای و ۱۰٪ در مقطع مستطیلی کاهش پیدا کرد. همچنین ابعاد گودال آبستگی در پایین دست کالورت با مقطع دایره‌ای بیشتر از مقطع مستطیلی مشاهده شد؛ به گونه‌ای که در مقطع دایره‌ای در تیپ ۱ هیدرولیکی، عمق آبستگی به میزان ۳۵٪ نسبت به مستطیلی افزایش داشته است که این در تیپ ۴ هیدرولیکی به میزان ۹۵٪ مشاهده شد. همچنین ابعاد گودال آبستگی در تیپ ۱ نسبت به تیپ ۴ در همه زوایا بیشتر می‌باشد و این در حالی است که ارتفاع رسوب‌گذاری در تیپ ۴ نسبت به تیپ ۱ بیشتر می‌باشد.

واژه‌های کلیدی آبستگی موضعی، تیپ هیدرولیکی، زاویه دیواره جانبی.

Experimental Investigation on the Effect of Wing Walls on Scour Hole's Dimensions Downstream of Culvert

S. M. Ali Zomorodian

H. Ghaffari

F. Sadati

Abstract

Local scour at the culvert outlet is common event. In this study the effect of different angles of wing walls flare on scour in hydraulic conditions for type 1 and 4 flows at downstream of circular and box culvert investigated. Wing walls flare 15, 30, 45, 60 and 75- degrees to the outlet centerline were considered in this study. Result showed 15- degree flare wing walls reduced scour depth, scour length and mound height. So, 15- degree flare wing wall in box culvert and type1 flow reduced scour equal 35.3% to the control test. Also, 30- degree flare wing walls in box culvert and type1 flow has shown a good performance in reducing scour depth equal 46%. Wing walls flare angle 60 and 75- degree, did not have good performance in reducing scour depth at downstream of culverts. In type 1 flow, scour can be reduced by using of wing walls with any angles. In type4 flow, only 15- degree wing walls flare reduced maximum scour depth equal 30% in circular culvert and 10% in box culvert. Also, the dimensions of the scour hole on downstream of the circular culvert is more than box culvert. So, in the circular culvert and type 1, scour depth increased equal 35% compared to box culvert and it was observed equal 95% in type-4 flow. The dimensions of the scour hole in type 1 flow is higher than type 4 at all angles, while the mound height in type 4 is higher than type 1 flow.

Key word Local scour, Hydraulic type, Wing Walls flare

*تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۵/۱۹ تاریخ پذیرش آن ۹۷/۵/۶ می‌باشد.

Email: mzomorod@shirazu.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، دانشیار بخش مهندسی آب، دانشگاه شیراز.

(۲) کارشناس ارشد سازه‌های آبی، دانشگاه شیراز.

(۳) کارشناس ارشد سازه‌های آبی، دانشگاه شیراز.

مقدمه

کالورت یکی از مهم‌ترین سازه‌های هیدرولیکی تقاطعی است که به منظور انتقال جریان آب از زیر خاکریز جاده، بزرگراه، راه‌آهن و غیره به کار می‌رود و نقش مؤثری در عبور جریان هنگام سیلاب دارد؛ بنابراین می‌توان گفت که کالورت‌ها ساختمان‌هایی حفاظتی هستند که هنگام عبور سیلاب و یا هرگونه جریان کنترل‌نشده، از کانال‌ها و سازه‌های وابسته و همچنین خاکریزها حفاظت می‌کنند. در همین راستا طراحی و اجرای دقیق آنها و مدیریت بهره‌برداری و نگهداری از آنها ضروری به نظر می‌رسد و نقش مؤثری در طول عمر سازه دارد. آبشستگی موضعی در خروجی کالورت پدیده‌ای متداول است و از عوامل تهدیدکننده پایداری آن می‌باشد که در صورت عدم کنترل و مهار آن، پتانسیل خرابی تمامیت سازه زیربنایی آن را دارد و خسارت زیادی را به همراه می‌آورد. در خروجی کالورت به دلیل سرعت زیاد، جریان معمولاً به صورت جت افقی خارج می‌شود، به این صورت که خطوط جریان موازی با بستر می‌باشد. با برخورد جریان خروجی از کالورت به سطح آب پایاب و تغییرات سرعت، الگوی خطوط جریان تغییر می‌کند و باعث افزایش تلاطم جریان و ایجاد جریان‌های ثانویه به شکل گرداب (Eddy) در این ناحیه می‌شود که باعث جدا شدن و انتقال ذرات بستر به پایین‌دست و در نتیجه تشکیل گودال آبشستگی در خروجی کالورت می‌شود. رسوبات حمل‌شده در پایین‌دست تجمع پیدا می‌کنند و یک برآمدگی را تشکیل می‌دهند. با گذشت زمان انرژی گرداب‌ها توسط حجم آب درون گودال مستهلک می‌شود و گودال آبشستگی به تعادل می‌رسد. با مرور زمان و تکرار جریان سیلاب عبوری از کالورت و در صورت عدم تمهیدات لازم در این ناحیه این‌گونه آبشستگی به سمت بالادست حرکت می‌کند و باعث شسته شدن زیر سازه می‌شود و پایداری آن را مختل می‌کند. بنابراین شبیه‌سازی این‌گونه

آبشستگی در شرایط مختلف ضرورت دارد تا براساس آن بتوان راهکارهای مناسبی برای کنترل آن ارائه داد و همچنین به مهندسان طراح در پیشگیری از مشکلات آتی کمک نمود. کالورت‌ها اگرچه از نظر اجرایی ساده هستند اما طرح هیدرولیکی آنها تا حدودی پیچیده می‌باشد و تابعی از عوامل مختلف است که به سادگی قابل تقسیم به جریان‌های تحت فشار یا آزاد نمی‌باشد بلکه در برخی موارد ترکیبی از این دو حالت می‌باشد [۱]. بنابراین برآورد وضعیت آبشستگی در خروجی کالورت‌ها به دلیل تأثیر پارامترهای متعدد دشوار است. چو (۱۹۵۹) جریان درون کالورت را در ۶ تیپ هیدرولیکی دسته‌بندی کرده است که در شکل (۱) نشان داده شده است. همان‌گونه که از این شکل مشخص است ارتفاع سراب، ارتفاع کالورت، عمق جریان درون مجرا، طول و شیب مجرا از عوامل تعیین‌کننده نوع جریان درون کالورت می‌باشد. در این شکل H_w ارتفاع آب بالادست و D ارتفاع کالورت است [2]. یو و لی (۲۰۱۲) بیان نمودند که طبقه‌بندی جریان در کالورت طبق سه مشخصه بیان می‌شود. مشخصه اول این است که ورودی کالورت مستغرق است یا خیر، که به وسیله سطح آب بالادست مشخص می‌شود. مشخصه دوم شامل ویژگی‌های جریان درون مجرا است و مشخصه سوم وضعیت جریان در پایین‌دست کالورت می‌باشد [3]. به منظور جلوگیری از آبشستگی در پایین‌دست کالورت از حوضچه‌های آرامش، پوشش بتنی و سنگچین استفاده می‌شود اما در مواردی به جهت کاهش هزینه احداث و یا در مواردی که کالورت در نواحی دورافتاده باشد و از تبدیل خاکی استفاده شده باشد خروجی آن حفاظت نمی‌شود بنابراین دچار فرسایش و آبشستگی می‌شود. محققان زیادی به مطالعه و بررسی پارامترهای مؤثر در آبشستگی در ناحیه پایین‌دست کالورت پرداخته‌اند از جمله زونبرگ و همکاران (۲۰۱۲) با بررسی آبشستگی در ناحیه خروجی کالورت‌ها بیان

را برای تخمین ابعاد آبشستگی ارائه دادند:

$$y = \frac{a}{\sigma^{0.4}} \left[\left(\frac{Q}{g^{0.5} D^{2.5}} \right) \left(\frac{d_{50}}{D} \right)^{0.2} \right]^b \quad (1)$$

در این رابطه متغیر y شامل L_s/R_H , W_s/R_H , y_s/R_H و V_s/R_H^3 است و a و b مقادیری ثابت هستند. y_s ماکزیمم عمق آبشستگی، W_s ماکزیمم عرض آبشستگی، L_s ماکزیمم طول آبشستگی، V_s ماکزیمم حجم آبشستگی، σ انحراف معیار ذرات، d_{50} قطر متوسط ذرات می‌باشد [7].

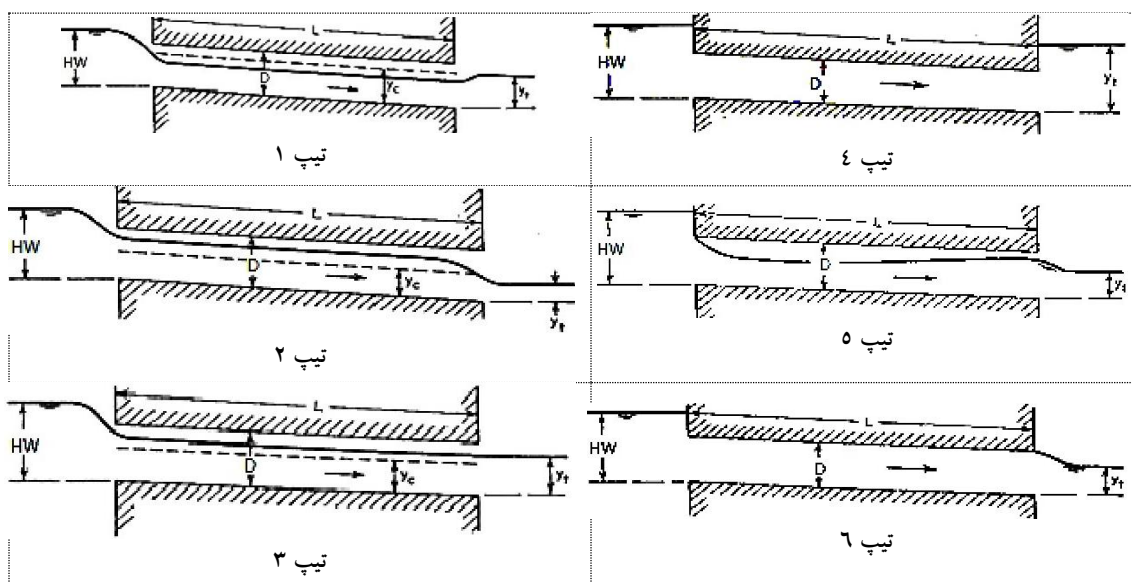
کروکستون و تولیس (۲۰۱۲) به بررسی عملکرد آبشستگی در کالورت با کف فرسایش‌پذیر در شرایط تحت فشار و آزاد پرداختند. آنها یک ضریب اطمینان برای ۸ نوع رسوب ارائه دادند و به این نتیجه رسیدند که زاویه‌دار بودن رسوبات درمقایسه با رسوبات گردگوشه، وسعت آبشستگی را کاهش می‌دهد [8].

علاوه‌بر پارامترهای ذکرشده که توسط محققان بررسی شده‌است زاویه دیواره جانبی کالورت نیز در میزان آبشستگی در پایین‌دست کالورت مؤثر می‌باشد که به آن کمتر توجه شده‌است. دیواره‌های جانبی در ورودی بالادست و همچنین در خروجی کالورت‌ها به‌عنوان بال هدایتی مورد استفاده قرار می‌گیرند. این دیواره‌ها به‌منظور افزایش بازدهی جریان در کالورت، تدریجی نمودن جریان در ورودی و خروجی کالورت، کاهش افت جریان، کمک به پایداری سازه و همچنین حفاظت از خاکریز مجاور به‌کار برده می‌شوند. از دیگر دلایل استفاده از این نوع سازه، اتصال یکپارچه مجرا به سازه انرژی‌گیر پایین‌دست و یا کانال طبیعی می‌باشد. این دیواره‌ها اگر در ورودی کالورت‌های لوله‌ای به‌کار برده شوند تأثیری روی میزان ضریب دبی جریان عبوری نخواهند داشت اما در کالورت‌های جعبه‌ای مؤثر می‌باشند [1]. در استفاده از دیواره‌های جانبی باید دقت شود که این سازه نسبت به خط مرکزی جریان با زاویه‌ای به‌کار برده شود که علاوه

نمودند که سرعت خروجی شاخص اولیه برای تخمین پتانسیل فرسایش‌پذیری می‌باشد [4]. آیدا و تونسن (۱۹۹۱) با بررسی تأثیر پارامترهای مؤثر بر آبشستگی در پایین‌دست کالورت جعبه‌ای با ۴ سطح مقطع متفاوت و در ۴ نوع رسوب با دانه‌بندی متفاوت نشان دادند که عمق آبشستگی عموماً با افزایش نسبت $Q/(WD^{3/2})$ افزایش می‌یابد و علت آن را این‌گونه بیان نمودند که افزایش دبی منجر به افزایش سرعت جریان می‌شود و بنابراین قدرت آبشستگی افزایش می‌یابد. آنها همچنین نشان دادند که با افزایش عرض کالورت (W) و کاهش نسبت B/W ، ماکزیمم عمق آبشستگی کاهش می‌یابد و دلیل آن را این‌گونه بیان نمودند که با افزایش عرض کالورت گرداب‌هایی که در مرزهای جانبی جت جریان در حال گسترش هستند عمدتاً از طریق برخورد با کناره کانال از بین می‌روند. B عرض کانال پایین‌دست و Q دبی عبوری از کالورت می‌باشد. آیدا و تونسن (۱۹۹۱) همچنین با بررسی تأثیر عمق پایاب (y_t) بر میزان آبشستگی، به این نتیجه رسیدند که در صورتی که $y_t/D < 0.2$ باشد در این شرایط عمق پایاب کم است و عمق آبشستگی با کاهش عمق پایاب کاهش می‌یابد و اگر $y_t/D > 1$ باشد عمق پایاب تأثیر غیرمستقیم بر عمق آبشستگی دارد [5]. ابت و همکاران (۱۹۸۷) با بررسی تأثیر شکل کالورت بر ابعاد آبشستگی در پایین‌دست کالورت با مقطع مربعی، مستطیلی و دایره‌ای، نسبت‌های بی‌بعد ابعاد حفرة آبشستگی را به‌شدت جریان $D.I^* = Q/A (g R_H)^{0.5}$ ارتباط دادند و به این نتیجه رسیدند که شکل کالورت به‌طور قابل‌توجهی هندسه آبشستگی را تحت تأثیر قرار می‌دهد به‌گونه‌ای که ابعاد آبشستگی در هر سه مقطع متفاوت می‌باشد. در این رابطه، A سطح مقطع کالورت، R_H شعاع هیدرولیکی جریان و g شتاب ثقل می‌باشد [6]. ابت و همکاران (۱۹۸۴) با بررسی تأثیر اندازه رسوبات بر پارامترهای آبشستگی در پایین‌دست کالورت رابطه زیر

مشاهده می‌شود. بنابراین باتوجه به پیچیده بودن هیدرولیک جریان در کالورت و امکان ایجاد شرایط هیدرولیکی مختلف و به تبع آن تأثیر داشتن زاویه دیواره جانبی در الگوی جریان و مکانیسم آبستگی در خروجی کالورت، تأثیر هم‌زمان این دو پارامتر بر میزان آبستگی نیازمند بررسی می‌باشد. همچنین باتوجه به هزینه بالای اجرا و ساخت پوشش حفاظ و همچنین حوضچه‌های آرامش در پایین دست این گونه سازه‌ها به منظور کنترل آبستگی، تخمین ماکزیمم عمق و طول آبستگی و همچنین الگوی رسوب گذاری در این نواحی به منظور حداقل کردن هزینه‌ها ضروری می‌باشد اما تاکنون پژوهشی که به طور خاص به بررسی این پارامترها پرداخته باشد صورت نگرفته است. در این پژوهش سعی شده است با به کارگیری تیپ ۱ و ۴ هیدرولیکی در طبقه بندی چو (۱۹۵۹)، تأثیر زوایای دیواره جانبی در پایین دست کالورت با دو مقطع دایره‌ای و مستطیلی در کاهش پارامترهای آبستگی بررسی شود که در ادامه به آن پرداخته شده است.

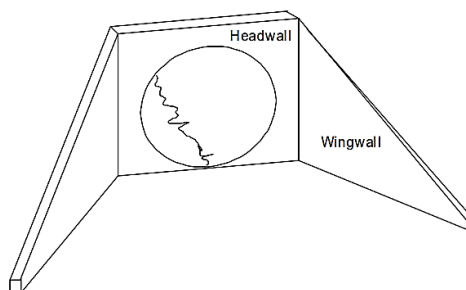
بر اهداف ذکر شده کمترین آشفستگی و جدایی جریان در پایین دست کالورت ایجاد نماید و جریان با توزیع یکنواخت تری به سمت پایین دست گسترش یابد. اگر دیواره جانبی در خروجی کالورت منطبق بر خطوط جریان (Stream Line) باشد آبستگی به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد و گرداب‌های (Vortex Shedding) ناشی از تغییرات ناگهانی در گرادیان فشار رفع می‌شوند، به عبارت دیگر دیواره منطبق بر خطوط جریان از جداسازی جریان جلوگیری می‌کند و به این ترتیب باعث کاهش آشفستگی جریان می‌شود [9]. ضرایب افت برای انواع زاویه دیواره جانبی ورودی در جدول (۱) آورده شده است. دیواره‌های جانبی زاویه دار بسیار کارآمدتر از دیواره‌های جانبی موازی هستند و استفاده از حداقل زاویه عملی دیواره جانبی این مزیت را دارد که منطقه مورد نیاز برای حفاظت در برابر آبستگی را کاهش دهد [10]. به منظور عملکرد بهتر دیواره‌های جانبی باید موازی یا عمود بر خط مرکزی جریان نباشند و از لحاظ هندسی باید مشابه باشند [11]. تصویری از دیواره جانبی همراه با دیواره پیشانی در شکل (۲)



شکل ۱ انواع مختلف تیپ‌های هیدرولیکی درون کالورت [2]

جدول ۱ ضریب افت برای انواع دیواره جانبی ورودی [10]

نوع دیواره جانبی	ضریب افت
دیواره با زاویه ۳۰ تا ۷۵ درجه	
تاج لبه تیز	۰/۴
تاج لبه گرد	۰/۲
دیواره با زاویه ۱۰ تا ۲۵ درجه	
تاج لبه تیز	۰/۵
بدون دیواره جانبی	۰/۵
دیواره جانبی صفر درجه تاج لبه تیز	۰/۷



شکل ۲ نمایی از دیواره جانبی و دیوار پیشانی در خروجی کالورت

مواد و روش‌ها

۱۵، ۳۰، ۴۵، ۶۰، ۷۵ و ۹۰ درجه نسبت به خط مرکزی جریان به صورت متقارن و مشابه استفاده شد. دیواره پیشانی نیز به صورت عمود بر مقطع کالورت نصب داده شد. مدل کالورت با شیب ۰/۰۰۵ و در فاصله ۸ متری از بالادست داخل فلوم آزمایشگاهی قرار داده شد. به منظور فراهم آوردن ضخامت لازم برای رسوب‌ریزی، کالورت به اندازه ۲۰ سانتی‌متر از کف فلوم بالا آورده شد و بستری مصنوعی با قرار دادن صفحاتی در بالادست و پایین‌دست در ارتفاع ۲۰ سانتی‌متر ایجاد شد و بلافاصله در خروجی کالورت به طول ۲ متر، عمق ۲۰ سانتی‌متر و عرض ۷۰ سانتی‌متر رسوبات ماسه‌ای ریخته شد. عمق رسوبات با توجه به مطالعات آبیدا و همکاران (۱۹۹۱) در نظر گرفته شد. از رسوبات ماسه به قطر متوسط $d_{50} = 0.78 \text{ mm}$ و چگالی $G_s = 2.63$ استفاده شد که براساس منحنی دانه‌بندی که در شکل (۴) نشان داده شده است انحراف

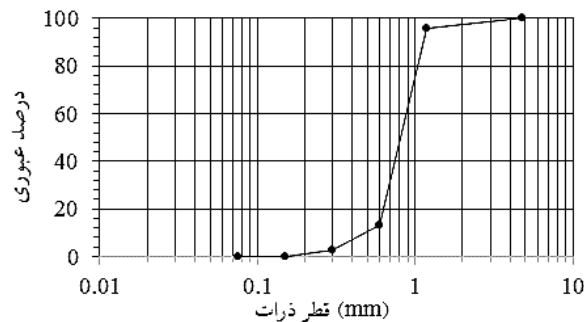
آزمایش‌ها در فلومی شیشه‌ای در آزمایشگاه هیدرولیک رسوب دانشگاه شیراز انجام شد. فلوم دارای ابعادی به طول ۱۶ متر، عرض ۷۰ سانتی‌متر و شیب طولی ۰/۰۰۲۷ می‌باشد که در شکل (۳) نشان داده شده است. مدل آزمایشگاهی کالورت در دو مقطع مستطیلی و دایره‌ای و از جنس پلکسی‌گلاس انتخاب شد. مدل با مقطع مستطیلی دارای ارتفاع ۱۵ سانتی‌متر، عرض ۲۰ سانتی‌متر، طول ۱۸۰ سانتی‌متر و در دبی ۱۵ لیتر بر ثانیه مورد بررسی قرار گرفت. مدل با مقطع دایره‌ای دارای قطر ۱۰ سانتی‌متر و طول ۱۸۰ سانتی‌متر، در دبی ۶ لیتر بر ثانیه بررسی شد. دیواره‌های جانبی و دیواره پیشانی از جنس ورق گالوانیزه انتخاب شدند که زاویه نصب دیواره‌های جانبی در بالادست ثابت و برابر ۳۰ درجه به منظور کاهش افت ورودی انتخاب شد و در خروجی از ۵ زاویه متغیر

زمان آزمایش ۵ ساعت به دست آمد. باتوجه به این که تیپ های هیدرولیکی مختلفی درون کالورت اتفاق می افتد در ابتدا آزمایش هایی صورت گرفت تا مشخص شود که امکان ایجاد کدام یک از تیپ ها در شرایط آزمایشگاه وجود دارد. بنابراین در دبی ثابت، ایجاد دو تیپ ۱ و ۴ هیدرولیکی فراهم شد. بنابراین تأثیر تیپ های هیدرولیکی ۱ و ۴ همراه با زوایای مختلف دیواره جانبی در دو کالورت با مقطع مستطیلی و دایره ای به عنوان متغیرهای آزمایش بر آبشستگی بررسی گردید. برای انجام آزمایش ها ابتدا دبی به مقدار کم برقرار می شد تا شکل رسوبات به هم نریزد. پس از آن که عمق جریان افزایش می یافت مقدار دبی تا مقدار مورد نظر اضافه می شد. با تنظیم سرریز انتهایی عمق آب مورد نظر در ورودی و خروجی کالورت برقرار می شد. لازم به ذکر است که در تیپ ۴ هیدرولیکی استغراق دهانه خروجی مبنای اندازه گیری بود و تمامی آزمایش ها در کالورت مستطیلی با استغراق دهانه خروجی ۱/۳۳ سانتی متر و در کالورت دایره ای با استغراق دهانه خروجی ۱/۲ سانتی متر انجام پذیرفت. در تیپ ۱ هیدرولیکی عمق پایاب ملاک قرار داده شد. در پایان هر آزمایش پروفیل گودال آبشستگی و همچنین میزان رسوب گذاری با استفاده از دستگاه زبری-سنج با دقت ۱ میلی متر برداشت می شد.

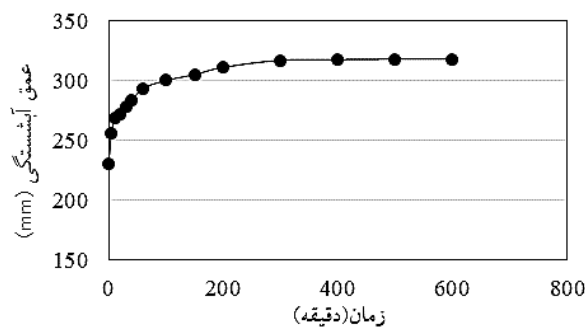
معیار ذرات $\sigma = 1.25$ می باشد که نشانگر یکنواخت بودن دانه بندی ماسه مطابق با معیار شفافی بجستان (۱۳۹۰) می باشد که بیان نمودند در صورتی که انحراف معیار ذرات کوچک تر از ۱/۳ باشد رسوبات دارای دانه بندی یکنواخت می باشد [12]. بنابراین دانه بندی ماسه به گونه ای است که ماکزیمم آبشستگی در آن ایجاد می شود. سیستم تأمین آب به صورت گردشی بود که امکان تداوم آزمایش ها را برای مدت طولانی فراهم می کرد. به منظور آرام کردن جریان ورودی، در ابتدای فلوم، مخزنی وجود داشت که با باز کردن شیر ورودی آب وارد آن می شد و سپس وارد فلوم می گردید و پس از توسعه یافتگی در فاصله ۸ متر بالادست وارد کالورت می شد. به منظور تنظیم عمق جریان از یک سرریز استفاده شد که در انتهای فلوم قرار داشت و برای کنترل دبی از یک دبی سنج خودکار الکتریکی با دقت ۰/۵ لیتر بر ثانیه استفاده شد. برای به دست آوردن زمان آزمایش ها از معیار کومار و همکاران (۱۹۹۹) استفاده شد که مدت زمانی که پس از آن در یک بازه سه ساعته تغییرات عمق آبشستگی کمتر از یک میلی متر باشد به عنوان زمان تعادل معرفی کردند [13]. بنابراین آزمایشی بدون محدودیت زمانی و در شرایط هیدرولیکی آزمایش، در کالورت بدون دیواره جانبی (تست شاهد) انجام گرفت و با ثبت تغییرات آبشستگی در برابر زمان که در شکل (۵) نشان داده شده است مدت



شکل ۳ نمایی از فلوم استفاده شده



شکل ۴ منحنی دانه‌بندی رسوبات مورد استفاده



شکل ۵ منحنی زمان تعادل

همچنین نوع سازه انرژی گیر پایین دست ضروری می‌باشد. در ادامه به بررسی تأثیر زوایای دیواره جانبی بر طول و عمق آبشستگی و همچنین بر ارتفاع رسوب گذاری در پایین دست گودال آبشستگی پرداخته شده است.

بررسی ماکزیمم عمق گودال آبشستگی. ماکزیمم عمق آبشستگی در هر دو کالورت با مقطع دایره‌ای و مستطیلی در زوایای ۱۵، ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۷۵ درجه در شکل (۶) نشان داده شده است و با میزان آبشستگی در حالت بدون دیواره جانبی (زاویه ۹۰ درجه) مقایسه شده است. با مقایسه میزان آبشستگی به دست آمده در دو مقطع دایره‌ای و مقطع مستطیلی در حالت بدون دیواره جانبی (تست شاهد) مشاهده می‌شود که در کالورت با مقطع دایره‌ای میزان آبشستگی بیشتری حاصل شده است. میزان آبشستگی ارتباط مستقیم با سرعت جریان در خروجی کالورت دارد که این در مقطع دایره‌ای نسبت به مقطع

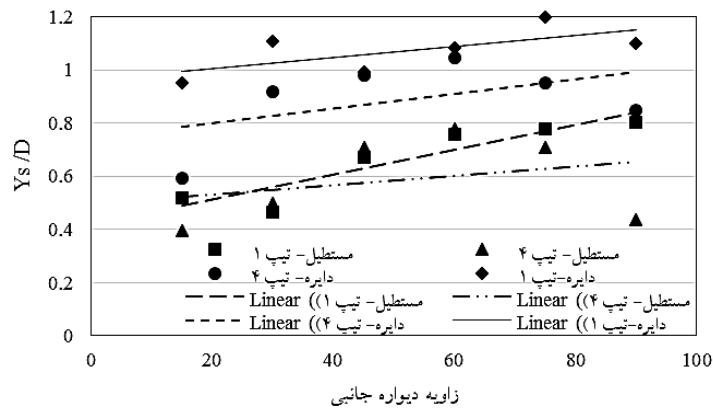
بحث و نتایج

سطح مقطع کالورت از سطح مقطع کانال طبیعی کوچک‌تر است، بنابراین سرعت جریان در کالورت نسبت به کانال بیشتر می‌باشد. انقباض جریان در ورودی و واگرایی جریان در خروجی سبب وقوع آبشستگی موضعی در ورودی و خروجی کالورت می‌شود. مشاهدات نشان می‌دهد که با برخورد جت خروجی از کالورت به بستر در همه زوایای دیواره جانبی، در شروع آزمایش‌ها آبشستگی با نرخ بیشتری شروع می‌شود که با گذشت زمان ابعاد گودال آبشستگی توسعه پیدا می‌کند و رسوبات شسته شده توسط جریان آب در پایین دست گودال آبشستگی تجمع می‌یابند؛ سپس نرخ افزایش عمق آبشستگی کاهش پیدا می‌کند زیرا که با توسعه گودال آبشستگی و افزایش عمق آب درون گودال از سرعت جریان درون گودال کاسته می‌شود و تنش برشی وارد شده به بستر کاهش می‌یابد، بنابراین نرخ افزایش عمق آبشستگی کاهش پیدا می‌کند. تخمین ماکزیمم عمق و طول گودال آبشستگی در برآورد طول حفاظت و

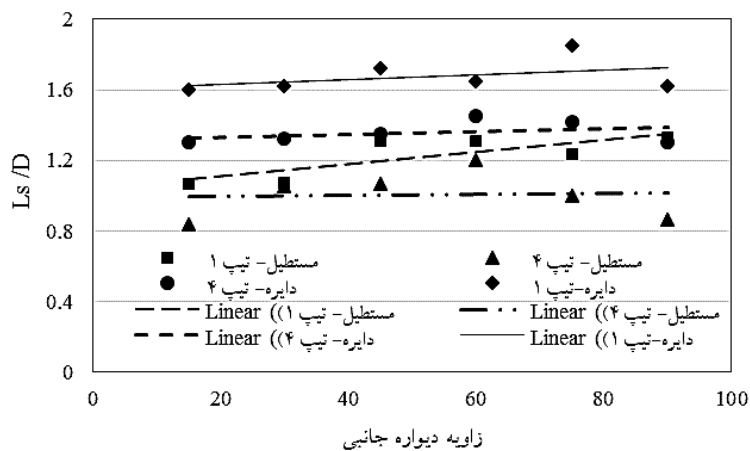
نواحی می‌باشد. این گرداب‌ها عامل ایجاد آبشستگی در این ناحیه کالورت می‌باشند [15]، بنابراین زاویه ۱۵ درجه با کاهش عرض ناحیه تشکیل گردابه‌ها نسبت به زوایای دیگر عملکرد بهتری در کاهش آبشستگی نشان داده‌است. در تیپ ۱ هیدرولیکی در مقطع مستطیلی کاربرد دیواره جانبی در همه زوایا باعث کاهش عمق آبشستگی شده‌است که زاویه ۳۰ درجه با کاهش ۴۶٪ بهترین عملکرد را در کاهش ماکزیم عمق آبشستگی نشان داده‌است و سپس زاویه ۱۵ درجه با کاهش ۳۵/۳٪ عملکرد خوبی را نشان داده‌است. در مقطع دایره‌ای در تیپ ۱، روند منظمی مشاهده نمی‌شود ولی با مقایسه تأثیر زاویه‌ها مشاهده می‌شود که در این حالت نیز زاویه ۱۵ درجه با کاهش ۱۳/۶٪ نسبت به بقیه زوایا در کاهش آبشستگی بیشتر مؤثر بوده‌است. بنابراین نوع مقطع کالورت نسبت به زاویه دیواره جانبی تأثیر بیشتری در میزان آبشستگی نشان داده‌است به گونه‌ای که در همه زوایای دیواره جانبی بیشترین عمق آبشستگی در مقطع دایره‌ای مشاهده می‌شود.

باتوجه به مطالعاتی که توسط محققان صورت گرفته‌است، دیواره جانبی با زاویه ۴۵ تا ۶۰ درجه (با زاویه بهینه ۴۵ درجه) توصیه شده‌است [11, 16]. زوایای ذکر شده براساس کاهش میزان افت و همچنین بهبود ظرفیت انتقال در مجرای آبی به عنوان بهینه پیشنهاد شده‌اند. در این پژوهش با بررسی میزان آبشستگی در خروجی کالورت، زاویه ۱۵ و ۳۰ درجه بهینه مشاهده شد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که باتوجه به مطالعات کرنوی و همکاران (۲۰۰۷) دیواره با زاویه ۱۵ و ۳۰ درجه نسبت به بقیه زوایا انطباق بیشتری بر خطوط جریان داشته‌است، بنابراین کمترین میزان آبشستگی را ایجاد نموده‌است. لازم به ذکر می‌باشد که درصدهای آبشستگی محاسبه شده نسبت به تست شاهد (زاویه ۹۰ درجه) صورت گرفته‌است.

مستطیلی بیشتر می‌باشد. در مقطع مستطیلی به دلیل چهار گوشه بودن و عریض تر بودن شکل مقطع نسبت به دایره-ای، جریان خروجی از کالورت به صورت گسترده‌تری توزیع می‌یابد به گونه‌ای که جریان به صورت سطحی‌تر (عمق کمتر) شکل می‌یابد که دارای سرعت کمتری و در نهایت فرسایش کمتری نسبت به دایره‌ای می‌باشد [14]. همچنین با مقایسه میزان آبشستگی حاصل شده در دو تیپ ۱ و ۴ هیدرولیکی مشاهده می‌شود که میزان آبشستگی در خروجی هر دو کالورت دایره‌ای و مستطیلی، در تیپ ۱ هیدرولیکی بیشتر به دست آمده‌است. در تیپ ۱ جریان به صورت آزاد و با عمق کمتر و سرعت بیشتری از کالورت خارج می‌شود بنابراین میزان آبشستگی بیشتری را ایجاد می‌کند. ساداتی و همکاران (۱۳۹۳) با بررسی عددی الگوی جریان درون کالورت ماکزیم سرعت را در خروجی مجرا مشاهده کردند [15]. با بررسی تأثیر زوایای دیواره جانبی بر آبشستگی مشاهده می‌شود که دیواره جانبی با زاویه ۱۵ درجه نسبت به خط مرکزی جریان، بهترین عملکرد را در کاهش حداکثر عمق آبشستگی نشان داده‌است به جز در کالورت با مقطع مستطیلی در تیپ ۱ هیدرولیکی که در زاویه ۳۰ درجه عملکرد بهتری نسبت به بقیه زوایا در کاهش آبشستگی نشان داده‌است. در تیپ ۴ هیدرولیکی در هر دو مقطع مستطیلی و دایره‌ای کاربرد دیواره جانبی در همه زوایا به جز در زاویه ۱۵ درجه، تأثیر افزایشی در عمق آبشستگی نشان داده‌است که دیواره با زاویه ۱۵ درجه باعث کاهش آبشستگی به میزان ۳۰٪ در کالورت دایره‌ای و ۱۰٪ در کالورت مستطیلی شده‌است. همچنین زاویه ۶۰ درجه بیشترین تأثیر را در افزایش عمق آبشستگی نشان داده‌است به گونه‌ای که در مقطع دایره‌ای باعث افزایش عمق آبشستگی به میزان ۳۰٪ و در مقطع مستطیلی باعث افزایش عمق آبشستگی به میزان ۸۰٪ شده‌است. در پایین دست کالورت و در گوشه‌های خروجی سرعت‌های منفی ایجاد می‌شود که نشانگر تشکیل گردابه‌ها در این



شکل ۶ تغییرات عمق آبشستگی در خروجی کالورت با دو مقطع مستطیلی و دایره‌ای



شکل ۷ تغییرات طول آبشستگی در خروجی کالورت با دو مقطع مستطیلی و دایره‌ای

بررسی طول گودال آبشستگی

تغییرات طول گودال آبشستگی در زوایای مختلف دیواره جانبی در شکل (۷) مشاهده می‌شود. در کالورت با مقطع دایره‌ای تغییرات طول آبشستگی نسبت به مقطع مستطیلی کمتر است و در هر دو مقطع با افزایش زاویه دیواره جانبی از ۱۵ تا ۶۰ درجه، طول آبشستگی افزایش پیدا کرده‌است به گونه‌ای که در زاویه ۶۰ درجه بیشترین طول آبشستگی اتفاق افتاده‌است. به جز در کالورت دایره‌ای در تیپ ۱ ماکزیمم طول آبشستگی در زاویه ۷۵ درجه ایجاد شده‌است. در کالورت مستطیلی با تیپ ۱ در همه زوایای دیواره جانبی طول آبشستگی نسبت به تست شاهد کاهش پیدا کرده‌است. ماکزیمم مقادیر طول آبشستگی نسبت به تست شاهد به ترتیب در کالورت

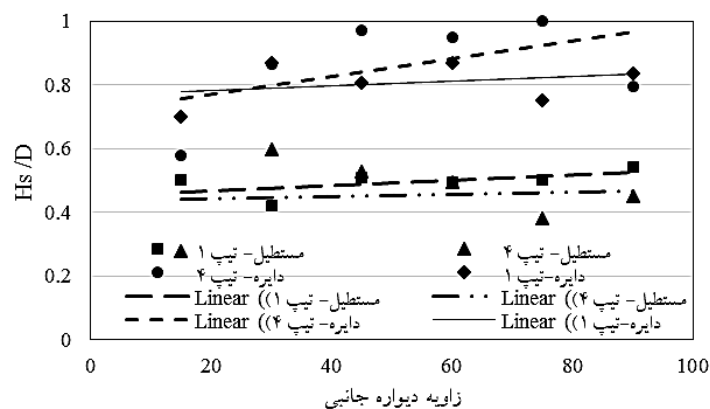
دایره‌ای تیپ ۱ به مقدار ۱۴/۲٪، کالورت دایره‌ای تیپ ۴ به مقدار ۱۱/۵٪، کالورت مستطیلی تیپ ۴ به مقدار ۴۴٪ افزایش می‌باشد. کمترین طول آبشستگی در همه حالت‌ها در زاویه ۱۵ درجه دیواره جانبی به دست آمده‌است. همان‌گونه که در شکل (۷) مشاهده می‌شود کالورت با مقطع دایره‌ای نسبت به مقطع مستطیلی باعث ایجاد طول آبشستگی بیشتری شده‌است که این در تیپ ۱ هیدرولیکی نسبت به تیپ ۴ بیشتر می‌باشد.

ابت و همکاران (۱۹۸۷) با بررسی تأثیر شکل کالورت در الگوی آبشستگی اظهار داشتند که الگوی آبشستگی در حالت مستطیلی به‌طور قابل توجهی با الگوی آبشستگی در کالورت دایره‌ای متفاوت می‌باشد [6] که در پژوهش حاضر نیز همین مشاهده شده‌است. در کالورت دایره‌ای به دلیل بیشتر بودن سرعت در ناحیه خروجی،

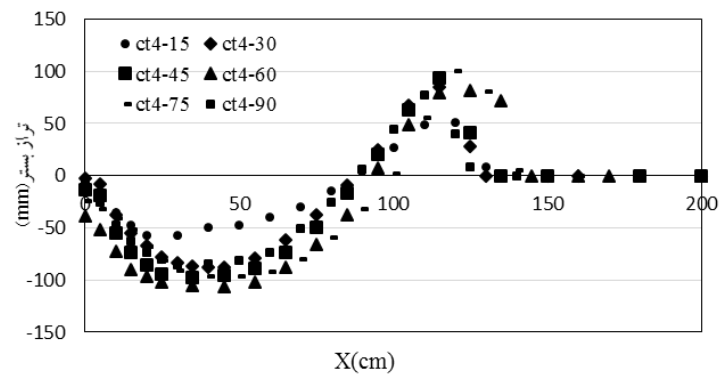
گودال آبستگي دارای عمق و طول بیشتری در مقایسه با مقطع مستطیلی شده است که در تیپ ۱ هیدرولیکی به دلیل شکل گیری عمق کمتر آب نسبت به تیپ ۴، میزان آبستگي بیشتر به دست آمده است. بنابراین کاربرد مقطع مستطیلی در کالورت نسبت به مقطع دایره ای ارجحیت دارد.

بررسی ارتفاع رسوب گذاری

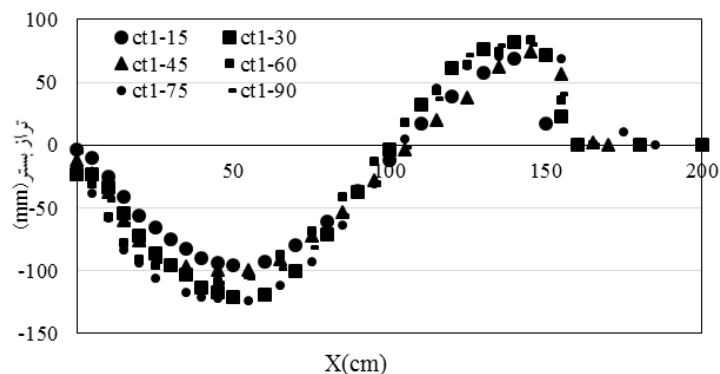
رسوبات جدا شده از گودال آبستگي پس از جابه جایی، در نقطه ای در پایین دست گودال آبستگي بسته به مقدار سرعت و عمق جریان انباشته می شوند. مقایسه حداکثر ارتفاع رسوب گذاری در زوایای مختلف دیواره جانبی در شکل (۸) نشان داده شده است. همان گونه که مشخص است برخلاف ماکزیم عمق و طول آبستگي که در کالورت با مقطع دایره ای در تیپ ۱ هیدرولیکی رخ داده بود در اینجا ماکزیم ارتفاع رسوب گذاری در تیپ ۴ مقطع دایره ای اتفاق افتاده است که در زاویه ۷۵ درجه به میزان ۲۵/۸٪، باعث افزایش ارتفاع رسوب گذاری نسبت به شاهد شده است. به طور کلی روند ثابت و منظمی بر الگوی رسوب گذاری نسبت به تغییر زاویه دیواره جانبی مشاهده نمی شود ولی در همه حالت ها، دیواره جانبی با زاویه ۱۵ درجه به دلیل کاهش عمق گودال آبستگي، ماکزیم ارتفاع رسوب گذاری را کاهش داده است به گونه ای که در کالورت با مقطع دایره ای در تیپ ۴ هیدرولیکی به میزان ۲۷٪ و در تیپ ۱ به میزان ۱۶/۲٪ ارتفاع رسوب گذاری کاهش یافته است که این در داده شده است.



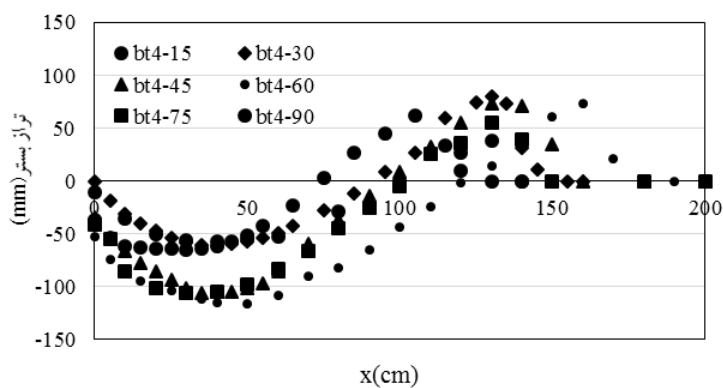
شکل ۸ تغییرات ماکزیم ارتفاع رسوب گذاری در پایین دست کالورت با دو مقطع مستطیلی و دایره ای



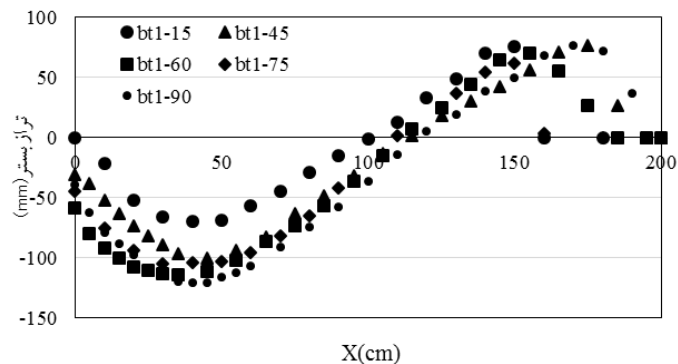
شکل ۹ مقایسه نیم‌رخ‌های مختلف آبشستگی در کالورت دایره‌ای، تیپ ۴



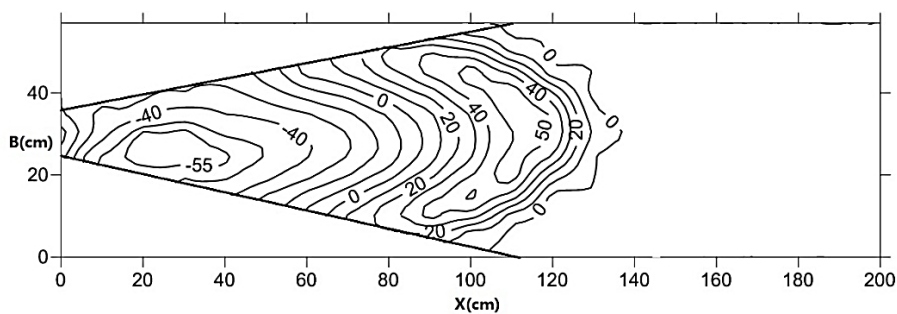
شکل ۱۰ مقایسه نیم‌رخ‌های مختلف آبشستگی در کالورت دایره‌ای، تیپ ۱



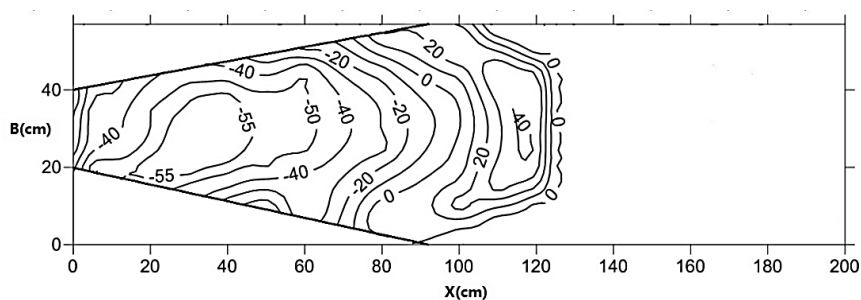
شکل ۱۱ مقایسه نیم‌رخ‌های مختلف آبشستگی در کالورت مستطیلی، تیپ ۴



شکل ۱۲ مقایسه نیم‌رخ‌های مختلف آبشستگی در کالورت مستطیلی، تیپ ۱



شکل ۱۳ خطوط هم‌تراز بستر در کالورت دایره‌ای تیپ ۴ با زاویه ۱۵ درجه



شکل ۱۴ خطوط هم‌تراز بستر در کالورت مستطیلی تیپ ۴ با زاویه ۱۵ درجه



شکل ۱۵ هندسه چاله آبستگي پایین‌دست کالورت دایره‌ای



شکل ۱۶ هندسه چاله آبستگي پایین‌دست کالورت مستطیلی

نتیجه‌گیری

منطبق با خطوط جریان باشد ساخته شود تأثیر کاهشی در میزان آبستگي از نظر عمق و طول آبستگي و همچنین الگوی رسوب‌گذاری دارد. نتایج زیر از پژوهش حاضر به‌دست آمد:

نتایج نشان داد که استفاده از دیواره جانبی در پایین‌دست کالورت در میزان آبستگي ایجادشده در خروجی کالورت مؤثر می‌باشد و در صورتی‌که با زاویه مناسبی که

واژگان لاتین		۱- ابعاد گودال آبشستگی در پایین دست کالورت با مقطع دایره‌ای بیشتر از مقطع مستطیلی مشاهده شد، به گونه‌ای که در مقطع دایره‌ای در تیپ ۱ هیدرولیکی، عمق آبشستگی به میزان ۳۵٪ نسبت به مستطیلی افزایش داشته‌است که این در تیپ ۴ هیدرولیکی به میزان ۹۵٪ مشاهده شد.
H_W	عمق آب در بالادست کالورت	۲- میزان عمق و طول گودال آبشستگی در تیپ ۱ هیدرولیکی نسبت به تیپ ۴ در هر دو کالورت دایره‌ای و مستطیلی به میزان بیشتری به دست آمد.
D	ارتفاع کالورت	
Q	دبی عبوری از کالورت	
W	عرض کالورت	
B	عرض کانال پایین دست	
y_t	عمق پایاب	۳- ارتفاع رسوب گذاری در مقطع دایره‌ای نسبت به مقطع مستطیلی بیشتر به دست آمد که این در تیپ ۴ هیدرولیکی نسبت به تیپ ۱ به میزان بیشتری مشاهده شد.
A	سطح مقطع کالورت	
g	شتاب ثقل	
R_H	شعاع هیدرولیکی کالورت	
y_s	ماکزیم عمق آبشستگی	
W_s	ماکزیم عرض آبشستگی	۴- دیواره با زاویه ۱۵ درجه باعث کاهش عمق و طول گودال آبشستگی و همچنین ارتفاع رسوب گذاری در پایین دست می شود که میزان کاهش عمق آبشستگی در کالورت مستطیلی با تیپ ۱ هیدرولیکی به میزان ۳۵/۳٪ نسبت به تست شاهد مشاهده شد. همچنین زاویه ۳۰ با کاهش ۴۶٪ آبشستگی بهترین عملکرد را در کالورت مستطیلی با تیپ ۱ نشان داد.
L_s	ماکزیم طول آبشستگی	
V_s	ماکزیم حجم آبشستگی	
σ	انحراف معیار ذرات	
d_{50}	متوسط قطر ذرات	

مراجع

۱. حسینی، س.م.، ابریشمی، ج.، «هیدرولیک کانال‌های باز»، چاپ بیست و هفتم، تعداد صفحات: ۶۱۳، انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد، (۱۳۹۰).
2. Chow, V. T., "Open Channel Hydraulic", Mc Graw. Hill Book Company, Ing, (1959).
3. Yoo, D. H. and Lee, S., "Direct Determination of the Width or Height for a Box Culvert Applying Dimensionless Equations", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 16, No. 7, pp. 1302-1307, (2012).
4. Zevenbergen, L. W., Arneson, L. A., Hunt, J. H. and Miller, A. C., "Hydraulic Design of Safe Bridge", U.S. Department of Transportation, FHWA-HIF-12-018, (2012).
5. Abida, H. and Townsend, R. D., "Local Scour Downstream of Box-Culvert Outlets", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 117, No. 3, pp. 425-440, (1991).
6. Abt, S. R., Ruff, J. F., Doehring, F. K. and Donnell, C. A., "Influence of Culvert Shape on Outlet Scour", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 113, No. 3, pp. 393-400, (1987).
7. Abt, S. R., Kolberdanz, R. L. and Mendoza, C., "Unified Culvert Scour Determination", *Journal of*

- Hydraulic Engineering*, Vol. 110, No. 10, pp. 1475-1479, (1984).
8. Crookston, B. M. and Tullis, B. P. M., "Scour Prevention in Bottomless Arch Culvert", *International Journal of Sediment Research*, Vol. 27(2), pp. 213-225, (2012).
 9. Kerenyi, K., Jones, J. S. and Stein, S., "Bottomless Culvert Scour Study: Phase 2 Laboratory Report, FHWA-HRT-07-026, Federal Highway Administration, D.C, (2007).
 10. Thompson, P. L. and Klingore, R. T., "Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels", *Federal Highway Administration*, D.C. FHWA-NHI-06-086, (2006).
 11. Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels. US department of transportation-federal highway transportation, *Hydraulic Engineering Circular No. 14*, Third Edition, (2006).
 ۱۲. شفاعی بجستان، م.، «هیدرولیک رسوب»، چاپ سوم، تعداد صفحات: ۴۷۰، انتشارات دانشگاه شهید چمران اهواز، (۱۳۸۴).
 13. Kumar, V., Vittal, N. and Ranga Raju, K. G., "Reduction of Scour around Bridge Piers Using Slots and Collars", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 125, No. 12, pp. 1302-1305, (1999).
 14. Drainage Design Manual., Colorado Department of Transportation, (2017).
 ۱۵. ساداتی، ف.، هاشمی، م.، زمردیان، س.م.ع، «بررسی عددی الگوی جریان در مجرا و پایین دست کالورت در حالت مستغرق»، سیزدهمین کنفرانس هیدرولیک ایران، دانشگاه تبریز، (۱۳۹۳).
 16. Blaisdel, F. W., "The SAF Stilling Basin," U.S. Government Printing Office, (1959).
 ۱۷. نجفی، ج.، قدسیان، م.، «بررسی آزمایشگاهی ابعاد حفرة آبستنگی پایین دست کالورت لوله‌ای»، نشریه دانشکده فنی، دوره ۳۸، شماره ۲، صص. ۳۲۹-۳۳۸، (۱۳۸۳).

مدل فراوانی و شدت تصادفات برون شهری با به کارگیری الگوی رگرسیون پواسون*

مرتضی اسدامرجی^(۱) سیداحسان سیدابریشمی^(۲) محمود صفارزاده^(۳) معین عسکری^(۴)

چکیده یکی از راهکارهای مهم شناسایی نقاط داری پتانسیل تصادف در جاده‌ها، ممیزی ایمنی مسیر است. پس از شناسایی این نقاط می‌توان برای آنها استراتژی‌های مناسبی در نظر گرفت تا فراوانی و شدت تصادفات کاهش یابد. در این پژوهش با استفاده از ممیزی ایمنی مسیر مشکلات دسترسی‌ها، روسازی، علائم، کنار جاده، طرح هندسی و تصادفات جرحی و فوتی قطعات راه‌های برون شهری شناسایی گردید و با استفاده از این داده‌ها الگوی ساخت مدل تصادفات در آنها ارائه گردید. در این مقاله محور همادان- کرمانشاه به عنوان مطالعه موردی انتخاب شد که در محور مذکور مدل رگرسیون پواسونی دارای اعتبار بیشتری بود و مشکلات آبروها و قوس قائم به ترتیب مهم‌ترین دلایل بروز تصادف فوتی و جرحی بودند.

واژه‌های کلیدی ممیزی ایمنی، جاده برون شهری، مدل رگرسیون پواسون.

Poisson Regression Model of Frequency and Severity of Road Accidents in Rural Roads.

M. Asadamraji S. E. Seyedabrishami M. Saffarzadeh M. Askari

Abstract One of the important ways of identifying road accident potentialities is road safety audits. After identifying these points, appropriate strategies to reduce the number and severity of accidents can be considered for them. In this study, using road safety audits, access, pavements, signs, roadside, and geometric problems and accidents leading to the deaths of outlying urban road sections were identified and using these data, the model of crashes in them Was presented. In this paper, the Hamadan-Kermanshah axis was chosen as a case study. In this axis, Poisson's regression model was more reliable and the problems of drainage ditches and vertical alignment were the most important reasons for the accident and resulted in death.

Key Words Safety Audit, Rural road, Poisson regression model.

*تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۵/۲۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۱۰/۱۰ می‌باشد.

Email: m.asadamraji@modares.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: دانشجوی دکتری راه و ترابری، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.

(۲) استادیار گروه حمل و نقل، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.

(۳) استاد گروه حمل و نقل، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.

(۴) دانشجوی دکتری، دانشگاه خواجه نصیر طوسی.

مقدمه

یکی از عوامل مرگ و میر در دنیا تصادفات جاده-ای می‌باشد که این موضوع یکی از مشکلات اصلی در راه‌های کشور نیز می‌باشد. برطبق آمار پزشکی قانونی در طول ۱۰ سال گذشته میانگین تلفات رانندگی ۲۲۱۸۵ نفر بوده‌است [1]. حدود ۷۰ درصد تصادفات کشور در جاده‌ها و راه‌های برون‌شهری اتفاق افتاده‌است. در نتیجه باید برنامه‌ریزی جدی درخصوص راه‌های برون‌شهری صورت پذیرد.

بررسی‌ها نشان می‌دهد که تصادفات جاده‌ای حاصل از ۳ عامل اصلی انسان، جاده و خودرو می‌باشد [۲] و برنامه‌ریزی مناسب و ارائه راهکار درخصوص هریک از آنها موجب کاهش فراوانی تصادفات و در نتیجه تعداد تلفات جاده‌ای می‌گردد. جاده و محیط راه به‌تنهایی و در اندرکنش با سایر عوامل (انسان و خودرو)، دارای سهم ۳۴ درصدی از کل تصادفات ترافیکی می‌باشد [3].

به‌منظور ارائه راهکارهای مناسب برای مشکلات جاده‌ای باید نقاط حادثه‌خیز شناسایی گردند و در این راستا بازرسی و ممیزی ایمنی بسیار مفید می‌باشد. فرایند ممیزی ایمنی راه روی جاده تمرکز می‌کند و با شناسایی و اصلاح آن عناصری از راه که پتانسیل ایجاد تصادف دارند، نقش بسیار مؤثری در افزایش ایمنی ایفا می‌نماید. ممیزی ایمنی راه در راستای بهبود وضع ایمنی راه‌های موجود بسیار مؤثر می‌باشد و در راستای افزایش سطح رضایتمندی کاربران جاده و بهبود ایمنی مسیر بازرسی و ممیزی ایمنی، نقش به‌سزایی در کاستن از تعداد تلفات جاده‌ای خواهد داشت. در راستای بازرسی و ممیزی ایمنی نقاط دارای پتانسیل خطر شناسایی می‌شود. تمام خطرات در قطعه‌های مختلف راه به‌عنوان عوامل مؤثر بر فراوانی تصادفات و همچنین شدت تصادفات مشخص می‌شود.

در بسیاری از کشورهای دنیا اعم از توسعه‌یافته و در حال توسعه هم‌اکنون فرایند ممیزی ایمنی راه انجام می‌شود. در این راستا فرم‌های مخصوصی تهیه می‌گردد

و باتوجه به نوع راه، نوع پارامترهایی که قرار است برداشت شود و نوع ممیزی، بازرسی ایمنی انجام می‌پذیرد. معمولاً اطلاعاتی که در ممیزی ایمنی مسیر برداشت می‌شود عبارت‌اند از علایم عمودی، علایم افقی و خط‌کشی‌ها، محدودیت سرعت، ابزارهای آرام‌سازی، حفاظ‌های کناری، حفاظ‌های میانی، دسترسی‌ها، ابنیه فنی و پل‌ها، آب‌روها و وضعیت زهکشی، شرایط روسازی، فاصله دید، روشنایی، نواحی انتقالی، علایم در محدوده عملیات اجرایی و سایر موارد.

مشکلات جاده‌ای جمع‌آوری شده و پارامترهای مربوط به آنها کاربردهای مختلفی دارند و روش‌های مختلف ارزیابی آنها می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. روش‌های شناسایی ریسک قطعات، روش‌های اولویت‌بندی قطعات جاده، ارائه راهکارهای مناسب، به‌کارگیری الگوهای تخصیص بودجه ایمنی و مدل‌های پیش‌بینی تصادفات مواردی است که با استفاده از نتایج ممیزی ایمنی می‌توان به‌کار گرفت. مدل‌های پیش‌بینی تصادف قطعات یک جاده با استفاده از پارامترهای به‌دست‌آمده از بازرسی ایمنی راه می‌تواند موجب برنامه‌ریزی بهتر برای قطعات و در نهایت کاهش تصادفات و تلفات گردد.

هدف این پژوهش ارائه مدلی برای پیش‌بینی تصادفات باتوجه به نتایج ممیزی ایمنی راه می‌باشد. در این راستا ۸ عامل مؤثر بر تصادفات شامل وجود پرتگاه، تعداد مشکلات علایم عمودی و افقی، وضعیت روسازی، مشکلات آب‌رو، مشکلات کنار جاده و شانه راه، مشکلات گاردیل، تراکم دسترسی‌ها و موقعیت جاده به‌عنوان متغیر مستقل و تصادفات جرحی و فوتی به‌عنوان متغیر وابسته مدنظر قرار گرفته‌است. باتوجه به عوامل ۸ گانه مذکور جاده همدان به کرمانشاه به قطعاتی تقسیم گردید و کلیه مراحل ممیزی ایمنی راه در آن انجام می‌پذیرد و در نهایت باتوجه به بررسی روابط آماری پارامترها، مدلی ارائه می‌گردد که با استفاده از آن می‌توان احتمال وقوع تصادفات با شدت یعنی

تصادفات جرحی و فوتی را در قطعات یک راه برون- شهری پیش‌بینی نمود.

اهداف

هدف اصلی در پژوهش مذکور ارائه مدل تصادفات با استفاده از عوامل جاده‌ای است که از ممیزی ایمنی حاصل می‌گردند. سایر اهداف ناشی از پژوهش عبارت‌اند از:

- مشخص نمودن تأثیر هر یک از عوامل جاده‌ای در فراوانی و شدت تصادفات با استفاده از ممیزی ایمنی.
- انتخاب بهترین شکل مدل در خصوص ارتباط ریاضی عوامل جاده‌ای و تصادفات جاده.

ادبیات تحقیق

مطالعات بسیاری در سال‌های گذشته برای مدل‌سازی تصادفات در راه‌های مختلف برون‌شهری انجام شده‌است تا عوامل مؤثر بر رخداد تصادفات و شدت آنها شناسایی و برای بهبود شرایط ایمنی مهار یا اصلاح شوند [4].

در بین عوامل بروز تصادف یعنی جاده، انسان و وسیله نقلیه، عوامل جاده‌ای با استفاده از ممیزی ایمنی و بازدید میدانی شناسایی می‌شوند که در کشورهای مختلف جهان در استراتژی‌های ایمنی و همچنین برنامه‌های اجرایی گنجانده شده‌است. در کشورهای توسعه‌یافته در دوره‌های مختلف بازرسی ایمنی و ممیزی ایمنی راه مطرح شده‌است و این فرایند در شرایط مختلف راه (قبل از ساخت تا پایان عملیات راه) وجود دارد و اجرا می‌شود [5].

باتوجه به تحقیقات گذشته مهم‌ترین عوامل جاده‌ای مؤثر بر تصادفات که با استفاده از بررسی آمار و اطلاعات و همچنین ممیزی راه حاصل می‌گردد عبارت‌اند از:

▪ فراوانی تصادفات رخ داده پیشین: این فراوانی معمولاً در یک بازه زمانی مشخص ارزیابی می‌شود. به این منظور، داده‌های پیشین تصادفات (معمولاً بین ۱-۳ سال) برای مشخص کردن نقاط تصادف‌خیز جاده لحاظ می‌شوند؛ هرچند در صورت پایین بودن تصادف نباید آن قطعه جاده را بدون مشکل فرض کرد [6].

▪ طرح هندسی راه مانند پهنای خطوط، طرح قوس-ها، طرح تقاطعات [7].

▪ در برخی تحقیقات از درجه انحنای متوسط قوس-های افقی، شیب یا طول قوس‌های قائم در قطعات مختلف راه برای مدل‌سازی استفاده شده‌است. به عنوان مثال در تحقیق کوکلمن و همکارانش مدل رگرسیون برای مدل‌سازی پارامترهای طرح جوابگو بوده‌است [8].

▪ تراکم دسترسی‌ها و تقاطع‌ها در مقطع جاده: دسترسی مستقیم به جاده باعث افزایش نرخ تصادفات در جاده می‌شود. مطالعات قبلی نشان داده‌است که یک مقطع از جاده با ۱۰ دسترسی در هر کیلومتر به نسبت همان مقطع با ۴ دسترسی در هر کیلومتر میزان تصادفات را ۷۵٪ افزایش می‌دهد. البته باید به این نکته توجه کرد که نحوه قرارگیری دسترسی‌ها نیز در افزایش تصادفات مؤثر خواهد بود [9].

▪ کیفیت و شرایط روسازی مانند ضریب اصطکاک و شیارشدگی [10].

▪ مشکلات مربوط به خط‌کشی‌ها که شامل نقص-هایی مانند پاک‌شدن خطوط میانی، خطوط مرکزی، خطوط سبقت ممنوع و سایر خط‌کشی‌ها است. پاک‌شدن خطوط سبقت ۵۰٪ تصادفات را افزایش می‌دهد در حالی که خطوط کناری و میانی به ترتیب ۸ و ۱۳٪ تصادفات جرحی را افزایش داده‌است [11].

طرح هندسی و شرایطی دیگری از جاده، مدل بیزین انتخاب شده است [16].

با بررسی مطالعات انجام‌شده می‌توان نتیجه گرفت که در تحقیقات مختلف رابطه گروهبی از عوامل جاده-ای بروز تصادف و فراوانی و شدت تصادفات سنجیده شده است و در برخی از آنها اهمیت عوامل نیز مد نظر قرار گرفته است. هر یک از آنها روش‌های مدل‌سازی متفاوتی نیز به‌کار برده‌اند که از آن جمله می‌توان مدل‌های گسسته سلسله‌مراتبی، مدل‌های رگرسیون خطی، مدل‌های رگرسیون غیرخطی و مدل‌های دیگر را نام برد. در این پژوهش سعی شده اکثر عواملی که تاکنون مدنظر قرار گرفته است و همچنین سایر عوامل جاده به‌عنوان متغیرهای مستقل انتخاب شوند و رابطه آنها با استفاده از مدل‌های رگرسیون پواسون و رگرسیون دوجمله‌ای منفی با تصادفات جاده‌ای تخمین زده شود.

روش انجام تحقیق

در این پژوهش برای شناسایی مشکلات راه از روش ممیزی ایمنی و بازدیدهای میدانی استفاده می‌شود. علاوه بر بازدید ایمنی آمار تصادفات جرحی و فوتی نیز که از لحاظ ایمنی دارای اهمیت می‌باشد استخراج می‌گردد. در گام بعد باتوجه به داده‌های جمع‌آوری‌شده درخصوص متغیرهای مستقل عملیات مدل‌سازی باتوجه به آمار تصادفات جرحی و فوتی انجام می‌شود.

باتوجه به مطالعات پیشین برای تعیین مدل‌های پیش‌بینی تصادفات و تابع‌های SPF از روش‌های متعددی استفاده شده است. در این بخش، اولین مرحله انتخاب روش آماری مورد استفاده برای تعیین مدل پیش‌بینی تصادفات می‌باشد. بررسی‌ها نشان داد مدل‌های رگرسیونی پواسون، پواسون پرفر و دوجمله‌ای منفی به علت سهولت در توسعه مدل و استفاده از آنها، متداول‌ترین مدل‌ها هستند. نتیجه دیگر از بررسی سایر مطالعات این بود که مدل رگرسیون

چانگ در سال ۲۰۱۳ از شبکه عصبی مصنوعی برای تحلیل فراوانی تصادفات استفاده کرد و نشان داد که در روش شبکه عصبی مصنوعی نیازی به ارتباط ازپیش تعریف‌شده‌ای بین متغیرهای ورودی مدل و متغیرهای وابسته وجود ندارد [12].

روش‌های مختلف مدل‌سازی و اولویت‌بندی عوامل مؤثر بر تصادف در تحقیقات به‌کار گرفته شده است؛ به‌عنوان مثال در مقاله‌ای از هرمانس در سال ۲۰۰۸ متغیرهای مستقل مرتبط با جاده عبارت بودند از سرعت قابلیت دید، زیرساخت و طرح هندسی جاده. برای این منظور ۵ روش مدل‌سازی و اولویت‌بندی مقایسه شد که در نهایت روش تحلیل پوششی داده‌ها (DEA) به‌عنوان روش برتر انتخاب شد؛ البته در مدل مذکور سایر عوامل مثل مشکل بینایی، الکل و سیستم‌های بازدارنده، خودرو و مراقبت‌های پزشکی نیز مدنظر قرار گرفت.

در سال‌های اخیر منطق فازی به‌عنوان یک ابزار سودمند برای فرایندهای مدل‌سازی نمود یافته است، فرایندهایی که برای تکنیک‌های مرسوم مقداری پیچیده‌اند یا وقتی دانسته‌های به‌دست‌آمده از فرایند، کیفی، مبهم یا غی قطعی باشند از منطق فازی استفاده می‌شود. به‌عنوان مثال ژنگ و همکارانش در سال ۲۰۱۱ مدل پیش‌بینی تصادفات را با استفاده از منطق فازی ارائه دادند [13,14].

در سال ۲۰۱۲ در مالزی نجیب تحقیقی را انجام داد که در آن از مدل تحلیل سلسله‌مراتبی برای مدل‌سازی تصادف استفاده نمود. در این مدل عوامل اصلی جاده‌ای و دارای وزن بیشتر، موانع و فاصله دید تشخیص داده شدند [15].

یکی از مدل‌های دیگری که در تصادفات راه‌های درون‌شهری و برون‌شهری استفاده می‌شود مدل بیزین است. در سال ۲۰۱۴ در مقاله‌ای با گردآوری آمار سه ساله فلوریدا مقایسه‌ای بین این سه مدل شده است و در نهایت با در نظر گرفتن عواملی چون قوس، شیب و

وابسته y_k به عنوان یک متغیر تصادفی پواسون با میانگین μ_k و تابع توزیع احتمال رابطه (۳) مدل می‌شود:

$$p(y_k) = \frac{e^{-\mu_k} \mu_k^{y_k}}{y_k!} \quad (۳)$$

یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های مدل رگرسیون پواسون، برابری میانگین با واریانس توزیع است. برای برآورد ضرایب رگرسیون در مدل رگرسیون پواسون از روش درست‌نمایی بیشینه استفاده می‌شود. مقدار پیش‌بینی شده $\hat{y}_k$ برابر میانگین شرطی رخدادها به شرط x_k است. این مقدار همان μ_k است که برابر میانگین متغیر تصادفی y_i با توزیع پواسون می‌باشد.

مدل رگرسیون دوجمله‌ای منفی. متداول‌ترین مدل برای برازش داده‌های شمارشی با ویژگی بیش پراکنش، دوجمله‌ای منفی است که به دو صورت نوع اول (NB-1) و نوع دوم (NB-2) بیان می‌شوند و به ترتیب برای تحلیل داده‌ها با مسئله بیش پراکنش ثابت و متغیر به کار می‌روند. در مدل رگرسیون دوجمله‌ای منفی، مشاهده k -ام متغیر وابسته (y_k) دارای تابع توزیع احتمال رابطه (۴) است:

$$p(y_k) = \frac{\Gamma(y_k + r)}{y_k! \Gamma(r)} \left[\frac{\mu_k}{\mu_k + r} \right]^y \left[\frac{r}{\mu_k + r} \right]^r \quad (۴)$$

میانگین شرطی y_k برای بردار متغیرهای ناوابسته مشاهده شده (x_k) از رابطه (۵) به دست می‌آید:

$$E(y_k | x_k) = \mu_k = e^{x_k \beta} \quad (۵)$$

رابطه میان میانگین و واریانس در توزیع دوجمله‌ای منفی در نوع بیش پراکنش متغیر (NB-2) در معادله (۶) آمده است:

$$V(y_k) = \mu_k + \frac{1}{r} \mu_k^2 \quad (۶)$$

طبق معادله (۶)، واریانس توزیع دوجمله‌ای منفی همواره بزرگ‌تر از میانگین آن است. از این رو برای داده‌های با واریانس بزرگ‌تر از میانگین، این توزیع مناسب می‌باشد. در مدل رگرسیون دوجمله‌ای منفی

پواسون مدل مناسبی برای تعیین رابطه میان خصوصیات هندسی راه و تصادفات می‌باشد؛ اما اگر در رگرسیون پواسون، تصادفات دارای بیش پراکنش بودند، بهتر است از رگرسیون پواسون پرفر یا دوجمله‌ای منفی استفاده شود. از آنجایی که رگرسیون دوجمله‌ای منفی بیش پراکنش را در نظر می‌گیرد، در توسعه مدل‌های راهنمای ایمنی راه‌ها نیز از این روش آماری استفاده شده است. بیش پراکنش زمانی اتفاق می‌افتد که واریانس داده‌ها از میانگین آنها بزرگ‌تر شود. بنابراین این روش از این رو برای پیش‌بینی تصادفات مناسب می‌باشد که تصادفات دارای نوسانات زیاد است و گاهی واریانس آن از میانگین طبیعی هم بیشتر می‌شود. بنابراین در این مطالعه، برای مدل‌سازی تصادفات از روش‌های رگرسیونی پواسون و دوجمله‌ای منفی استفاده شده است. در ادامه توضیحات مربوط به این مدل‌ها آمده است.

مدل رگرسیون پواسون. در آمار، رگرسیون پواسون نوعی از تحلیل رگرسیون و زیرمجموعه‌ای از مدل‌های خطی تعمیم یافته است که برای تحلیل داده‌های حاصل از شمارش به کار می‌رود. اگر $x \in R^n$ برداری از متغیر وابسته و مستقل باشد، فرم رابطه (۱) را خواهد گرفت.

$$\log(E(Y | x)) = a'x + b \quad (۱)$$

که در رابطه (۱) $a \in R^n$ و $b \in R^n$ می‌باشد رابطه

(۱) را می‌توان به صورت رابطه (۲) نوشت:

$$\log(E(Y | x)) = \theta'x \quad (۲)$$

که در آن x بردار $n+1$ بعدی از متغیرهاست. با داشتن پارامتر رگرسیون پواسون θ و بردار ورودی x می‌توان معادله خطی را به صورت توان دار نوشت و آن را توسعه داد.

در مدل رگرسیون پواسون، مشاهده k ام متغیر

گام اول: قطعه‌بندی جاده. در مرحله ابتدایی طول قطعات و تعداد آنها مشخص می‌شود. در این گام جاده منتخب به قطعات مساوی تقسیم می‌گردد. در صورت عدم امکان انتخاب قطعه آخر با طول مساوی با سایر قطعات می‌توان طول آن را بزرگ‌تر یا کوچک‌تر در نظر گرفت.

گام دوم: تعیین متغیرهای مستقل و وابسته. در این گام مشخصات ایمنی برای برداشت میدانی مشخص می‌گردد. متغیر وابسته معمولاً تصادفات جرحی یا فوتی و یا ترکیبی از آنها انتخاب می‌شود. متغیرهای مستقل مشخصات ایمنی جاده هستند که شامل مواردی چون وضعیت کناره راه، تجهیزات حفاظتی، شانه راه، مشخصات هندسی وضعیت علایم عمودی، شرایط علایم افقی و خط‌کشی، وضعیت روسازی و دسترسی‌ها می‌شود. البته ممکن است در مدل پیشنهادی برخی از متغیرهایی که برداشت می‌شوند به دلیل وابستگی و یا سایر معیارهای مدل‌سازی حذف شوند و یا امکان برداشت برخی از مشخصات نباشد.

گام سوم: بازرسی و برداشت اطلاعات ایمنی مسیر. پس از تعیین متغیرهای مستقل باید فرم‌های مخصوص بازرسی از مسیر طراحی شود و تیم ممیزی آموزش دیده و دارای تجربه تشکیل گردد و در نهایت بازرسی و ممیزی ایمنی مسیر انجام شود. توصیه این است در فرم‌های بازرسی اطلاعاتی نظیر وضعیت مختصات جغرافیایی و کیلومترهای نقاط، اطلاعات آب‌وهوایی، مشخصات محلی و کدهای عکس‌ها و مشکلات نیز ثبت گردد تا مشخص شود در کدام قطعه راه قرار می‌گیرند.

گام چهارم: جمع‌آوری داده‌های تصادفات. معمولاً داده‌های تصادفات به سه صورت خسارتی، جرحی و فوتی جمع‌آوری می‌گردد اما در ایران تصادفات خسارتی به صورت دقیق و مناسب ثبت نمی‌شود. ضمن

علاوه بر ضرایب رگرسیون، باید پارامتر بیش‌پراکنش ($\alpha = \frac{1}{r}$) را نیز برآورد کرد. برای برآورد ضرایب رگرسیون در مدل رگرسیون دوجمله‌ای منفی نیز از روش درست‌نمایی بیشینه استفاده می‌شود. در مدل‌های دوجمله‌ای منفی، شمار پیش‌بینی‌شده تصادفات ($\hat{y}_k$) برابر میانگین شرطی یا شمار متوسط رخدادها به شرط X_k است. این مقدار همان μ_k است که میانگین متغیر تصادفی y_k با توزیع دوجمله‌ای منفی می‌باشد.

در مقاله مذکور برای مدل‌سازی دو مدل اشاره‌شده از نرم‌افزار آماری STATA استفاده شده است. داده‌های جمع‌آوری‌شده وارد این نرم‌افزار شده و با استفاده از رگرسیون دوجمله‌ای منفی و پواسون مدل‌ها ساخته شده‌اند. در خروجی مدل‌ها، هر متغیر دارای یک مقدار سطح معناداری است. در این تحقیق، مقدار سطح معناداری برابر با ۰/۱ به عنوان حد قابل قبول در نظر گرفته شده است. بدین معنی که مقدار سطح اطمینان برابر با ۹۰ درصد بوده است. برای مدل‌سازی از روش گام‌به‌گام استفاده شده است. به این طریق که ابتدا همبستگی متغیرهای وابسته با متغیر مستقل تعیین شده‌اند. سپس در مرحله اول، رگرسیون با متغیری که بیشترین همبستگی را با تصادفات دارد اجرا می‌شود و در مرحله بعد، متغیری که از نظر همبستگی با متغیر مستقل دارای رتبه دوم است اضافه می‌شود و دوباره رگرسیون اجرا می‌شود. این کار تا آنجا ادامه می‌یابد تا یکی از متغیرهای مستقل دارای مقدار P-value بیشتر از ۰/۱ شود یا مقدار P-value مدل بیشتر از ۰/۱ گردد. در این صورت متغیری که دارای بیشترین مقدار P-value می‌باشد حذف می‌شود، متغیر بعدی به مدل اضافه می‌گردد و این روند ادامه می‌یابد. بدین طریق معادله نهایی به دست می‌آید.

مدل پیش‌بینی تصادفات در راه برون‌شهری

در این بخش روند کلی انجام پژوهش برای ساخت مدل تصادفات با استفاده از آمار ممیزی ایمنی گام‌به‌گام ارائه می‌گردد. گام‌های پیشنهادی از ابتدا به شرح زیر می‌باشد:

در این مرحله باید ضرایب هر یک از پارامترهای مستقل و ضریب ثابت مشخص شود. همان‌طور که اشاره شد روش درست‌نمایی بیشینه ملاک عمل است.

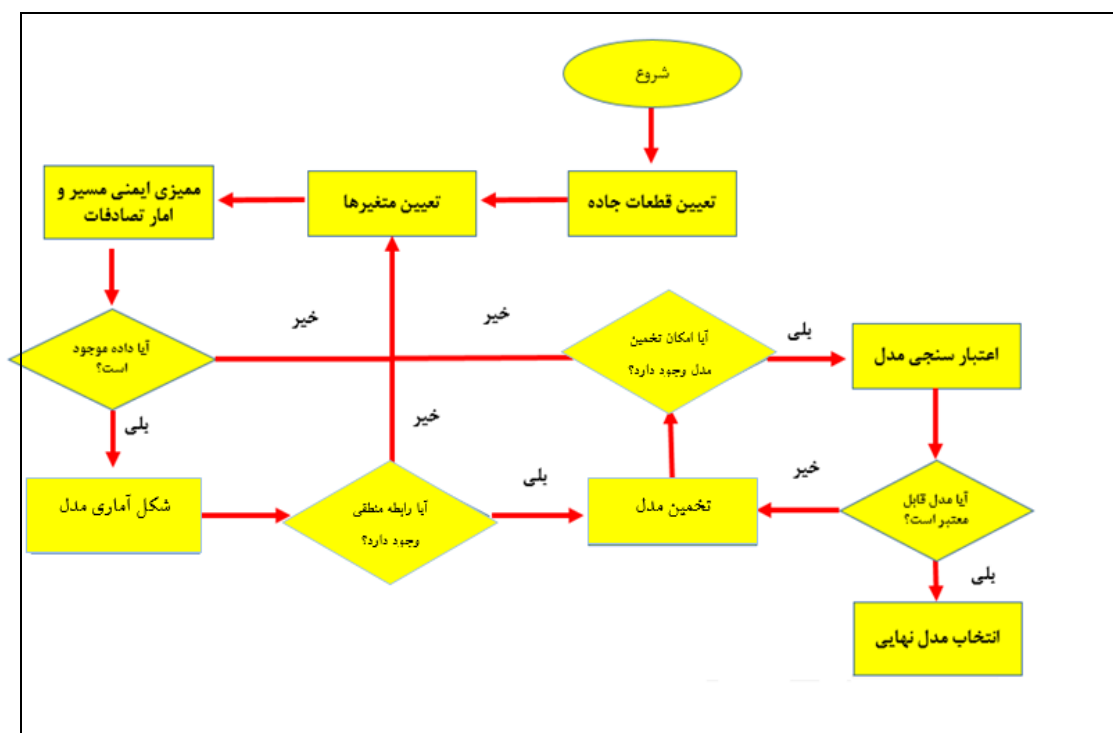
گام هفتم: انجام تست‌های مرتبط با مدل‌سازی. پس از مشخص شدن ضرایب متغیرهای مستقل و ضریب ثابت حال باید آزمون‌های لازم شامل تست t ، تست علامت، همبستگی خطی بین متغیرهای مستقل و واریانس‌ها و مشخصات دیگر به‌طور کامل مورد بررسی قرار گیرد. در صورتی‌که همه آزمون‌ها جواب داد آن‌گاه مدل مورد تأیید می‌باشد. اگر مشکلی وجود داشت باید به گام‌های قبل بازگشت و نوع تابع و رابطه آماری و یا متغیرهای مستقل را تغییر داد.

در شکل (۱) فلوچارت مدل‌سازی تصادفات در قطعات جاده برون‌شهری با استفاده از آمار ممیزی ایمنی نشان داده شده‌است.

این‌که شاخص‌های ایمنی معمولاً براساس تصادفات فوتی و جرحی تعیین می‌گردد. در نتیجه پیشنهاد این است که اطلاعات تصادفات جرحی و فوتی برای مدل‌سازی استفاده شود.

گام پنجم: انتخاب رابطه آماری بین متغیرهای وابسته و مستقل. پس از جمع‌آوری اطلاعات باید بین تصادفات و پارامترهای جمع‌آوری‌شده در ممیزی ایمنی رابطه آماری منطقی برقرار شود. همان‌طور که اشاره شد بدین منظور از نرم‌افزار STATA استفاده می‌گردد و باتوجه به فرضیات مدل‌سازی روابط آماری شکل داده می‌شود و مدلی که برازش بهتری دارد انتخاب می‌شود. باتوجه به روش تحقیق پیشنهادی برای این پژوهش مدل‌های رگرسیون دوجمله‌ای منفی و رگرسیون پواسون بررسی می‌گردند.

گام ششم: تخمین مدل. پس از مطمئن شدن از وجود رابطه آماری در مرحله بعد، مدل تخمین زده می‌شود.

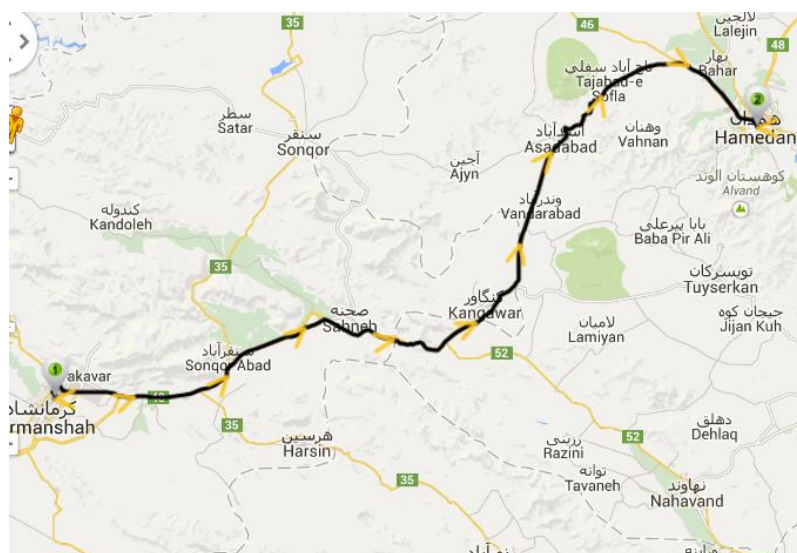


شکل ۱ مدل‌سازی تصادفات در قطعات جاده برون‌شهری با استفاده از آمار ممیزی ایمنی

شده‌است.

در ابتدا کدهای مشکلات و متغیرهای وابسته و متغیرهای مستقل مورد نیاز (برای برداشت) تعیین گردید. در این راستا ۱۲ کد اصلی طبق جدول (۱) به‌عنوان کد برداشت اطلاعات انتخاب شد که هم کد عددی و هم کد حرفی برای آنها منظور گردید. کد عددی برای سهولت در برداشت اطلاعات و کد حرفی به‌منظور سهولت مدل‌سازی و ورود داده‌ها به نرم‌افزار مدنظر قرار گرفت.

ارائه مدل تصادفات در محور همدان- کرمانشاه. پس از ارائه روند مدل‌سازی تصادفات با استفاده از ممیزی ایمنی در قطعات جاده برون‌شهری در گام بعد یکی از جاده‌های مهم برون‌شهری کشور بین شهرهای همدان و کرمانشاه به‌عنوان مطالعه موردی مدنظر قرار گرفت. جاده کرمانشاه- همدان مهم‌ترین محور بین دو استان همدان و کرمانشاه می‌باشد که بخشی از بزرگراه کربلا نیز محسوب می‌گردد. این محور انواع شرایط توپوگرافی را دارا می‌باشد و رده آن از نوع اصلی درجه ۱ است. نقشه مسیر مذکور در شکل (۲) نشان داده



شکل ۲ نقشه مسیر همدان- کرمانشاه

جدول ۱ کدهای مربوط به مشخصات مسیر جاده و مشکلات برداشت‌شده از ممیزی ایمنی

نوع موقعیت یا مشکل	کد عددی	کد حرفی
تصادف جرحی	۱	C
تصادف فوتی	۲	D
تراکم دسترسی	۳	E
تعداد مشکلات روسازی	۴	F
تعداد مشکلات کنار جاده	۵	G
تعداد مشکلات علائم عمودی و افقی	۶	H
وجود پرتگاه	۷	I
مشکلات گاردریل	۸	J
مشکلات آبرو	۹	K
قوس افقی	۱۰	L
قوس قائم	۱۱	M
هموار	۱۲	N

برای داده‌های نشان داده‌شده در جدول (۲) مدل تصادفات جرحی و فوتی به صورت جداگانه و برای هر یک از روش‌های رگرسیون دوجمله‌ای منفی و پواسون ساخته شد. باتوجه به متغیرهای مستقل و وابسته مدل که در جدول (۱) نشان داده شده است، چندین بار هر یک از مدل‌ها ساخته شد و آماره‌های آنها و آزمون‌ها مقایسه گردید. بهترین نتایج مدل رگرسیون دوجمله‌ای منفی در جدول (۳ و ۴) به ترتیب برای تصادفات جرحی و فوتی نشان داده شده است.

همان‌طور که جدول (۳) نشان می‌دهد در بهترین مدل دوجمله‌ای منفی برای تصادفات جرحی، ۲ متغیر مستقل وجود پرتگاه در کناره راه و همچنین هموار بودن مسیر با ضریب اطمینان ۹۹ درصد معنادار شد. ضمن این‌که آماره LR، ۷,۳۸ شد.

در گام بعد برای برداشت اطلاعات، تیم ممیزی دارای صلاحیت از سازمان راهداری و حمل و نقل جاده‌ای تشکیل گردید و در راستای داده‌برداری، فرم‌های ممیزی به صورت شکل (۳) تهیه گردید.

همان‌طور که در شکل (۳) نشان داده شده است اطلاعات دیگری برای شناسایی دقیق نقاط و قرار دادن هر یک از آنها در قطعات تعیین شده برای جاده در فرم گنجانده شد. البته نکته قابل ذکر درخصوص فرم‌ها این است که اکثر اطلاعات در مسیر، برداشت و وارد فرم می‌شود اما برخی از آنها نظیر تصویر ماهواره‌ای پس از اتمام بازدید وارد می‌گردد.

پس از انجام عملیات برداشت برای ورود داده‌ها به نرم‌افزار کدهای حرفی مختص هر یک از مشکلات به آنها اختصاص داده شد. بخشی از داده‌های ورودی به نرم‌افزار STATA برای ساخت مدل‌های تصادف در جدول (۲) نشان داده شده است.

فرم برداشت اطلاعات نقاط و مقاطع شناسایی شده در ممیزی ایمنی راه			
ردیف		تاریخ تکمیل فرم	
اداره کل		نمونه‌ستان	
موقعیت (آدرس محلی)			
محور	کیلومتر	مختصات جغرافیایی	
		X	Y
موقعیت راه	☐ تقاطع	☐ بل	☐ تبادل
کد مشکل	☐ نخود برخورد محتمل	☐ رخ به رخ	☐ واژگونی
تصویر ماهواره‌ای			
نسخ وضعیت موجود مشکل			
وضعیت دید راننده			
فاصله دید انتخاب			
فاصله دید سبقت			
فاصله دید توقف			
شماره قطعه			
عکس شماره ۱		عکس شماره ۲	

شکل ۳ نمونه فرم برداشت اطلاعات مشکلات ایمنی قطعات جاده

جدول ۲ بخشی از داده‌های ورودی به نرم‌افزار برای ساخت مدل‌های تصادف

کیلومتر هموار	فوس قائم	فوس افقی	مشکلات آبرو	مشکلات گاردریل	وجود پرتگاه	تعداد مشکلات علائم عمودی و افقی	تعداد مشکلات کنار جاده	تعداد مشکلات روسازی	تراکم دسترسی	تعداد تصادفات جرحی	تعداد تصادفات فوتی	ردیف
۰-۵	۰	۰	۱	۰	۰	۱	۰	۰	۵	۶	۱	۱
۵-۱۰	۰	۰	۱	۰	۰	۲	۰	۰	۲	۱۴	۲	۲
۱۰-۱۵	۱	۰	۰	۱	۰	۱	۰	۰	۲	۱۴	۴	۳
۱۵-۲۰	۰	۱	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۶	۲	۴
۲۰-۲۵	۰	۱	۰	۰	۰	۲	۱	۰	۲	۱	۰	۵
۲۵-۳۰	۰	۱	۰	۰	۰	۲	۱	۰	۳	۲۰	۴	۶
۳۰-۳۵	۰	۱	۰	۰	۰	۱	۲	۰	۱	۲	۰	۷
۳۵-۴۰	۰	۱	۰	۱	۱	۲	۴	۱	۰	۱	۱	۸
۴۰-۴۵	۰	۱	۰	۰	۰	۳	۴	۰	۸	۲	۱	۹
۴۵-۵۰	۰	۱	۰	۰	۱	۱	۲	۰	۳	۱	۰	۱۰
۵۰-۵۵	۰	۱	۰	۰	۱	۰	۱	۰	۵	۹	۱	۱۱
۵۵-۶۰	۰	۱	۰	۰	۰	۰	۰	۱	۳	۴	۲	۱۲
۶۰-۶۵	۰	۱	۰	۰	۰	۰	۱	۰	۲	۲	۰	۱۳
۶۵-۷۰	۰	۱	۰	۰	۱	۱	۱	۰	۲	۱	۰	۱۴
۷۰-۷۵	۱	۰	۰	۱	۰	۱	۱	۰	۳	۰	۰	۱۵

جدول ۳ ضرایب و آماره‌های خروجی نرم‌افزار STATA در مدل

دوجمله‌ای منفی برای تصادفات جرحی

پارامتر	ضریب	Z	P> Z
عدد ثابت	۲/۳۸	۸/۹۶	۰/۰۰۰
I	-۱/۱۳	-۲/۶۱	۰/۰۰۹
N	-۰/۷۸	-۱/۹۲	۰/۰۵۵
Log likelihood: -۱۸۰/۴۵			
LR chi2 (2): ۷/۳۸			
Pseudo R2: ۰/۰۲			

جدول ۴ ضرایب و آماره‌های خروجی نرم‌افزار STATA در مدل

دوجمله‌ای منفی برای تصادفات فوتی

پارامتر	ضریب	Z	P> Z
عدد ثابت	-۰/۲۴	-۰/۵۶	۰/۵۷۳
E	۰/۲۱	۱/۷۷	۰/۰۷۶
Log likelihood: -۹۸/۸۰			
LR chi2 (1): ۳/۲۶			
Pseudo R2: ۰/۱۶۲			

اگر قرار باشد هر کدام از متغیرها به تنهایی مورد بررسی قرار گیرد وجود قوس قائم و بعد از آن قوس افقی به دلیل مشکلات دید سبقت و توقف بیشترین تأثیر و تراکم دسترسی دارای کمترین تأثیر در این نوع تصادفات هستند. یکی از نکات جالب توجه این است که وجود پرتگاه باعث کاهش این نوع از تصادفات خواهد شد.

متغیرهای مستقل دیگری در تصادفات منجر به فوت در قطعات راه مؤثر بودند که در جدول (۶) این متغیرها و میزان اثرگذاری آنها در مدل تصادفات منجر به فوت نشان داده شده است.

در جدول (۶) مدل پیش‌بینی تصادفات فوتی در قطعات راه‌های برون‌شهری مشاهده می‌گردد که به لحاظ معناداری کل مدل در سطح قابل قبولی قرار دارد، بدین صورت که آماره LR آن به گونه‌ای است که احتمال غیرمعنادار بودن مدل نزدیک به صفر است. همچنین مشاهده می‌شود که هر کدام از متغیرها دارای معناداری بالای ۹۵ درصد هستند. در مدل پیش‌بینی تصادفات فوتی متغیرهای مستقل عبارت‌اند از تراکم دسترسی، مشکلات روسازی، وجود پرتگاه در قطعه، مشکلات آبرو و تلاقی قطعه با یک قوس قائم.

باتوجه به اطلاعات جدول (۴) در مدل دوجمله‌ای منفی تصادفات فوتی تنها متغیر مستقل معنادار آن هم با ضریب اطمینان ۹۳ درصد، تراکم دسترسی می‌باشد و میزان LR نیز ۳,۲۶ شد.

به منظور ساخت مدل‌های پواسون متغیرهای مستقل به صورت همه‌باهم و همچنین با در نظر گرفتن ترکیبات مختلف آنها مدنظر قرار گرفت که در نهایت بهترین نوع مدل برای تصادفات جرحی و فوتی به صورت جدول (۵ و ۶) باتوجه به ضرایب و خروجی‌های نرم‌افزار حاصل گردید.

در جدول (۵) مدل پواسون پیش‌بینی تصادفات جرحی مشاهده می‌گردد که به لحاظ معناداری کل مدل در سطح قابل قبولی قرار دارد، بدین صورت که آماره LR آن به گونه‌ای است که احتمال غیرمعنادار بودن مدل نزدیک به صفر است. همچنین مشاهده می‌شود که هر کدام از متغیرها بالای ۹۹ درصد معنادار هستند. نتایج مدل‌سازی نشان می‌دهد مهم‌ترین متغیرهای مستقل در مدل پواسون تصادفات منجر به جرح عبارت‌اند از تراکم دسترسی، مشکلات کنار جاده، وجود پرتگاه، مشکلات آبرو، قوس افقی و قوس قائم.

جدول ۶ ضرایب و آماره‌های خروجی نرم‌افزار STATA در مدل پواسون برای تصادفات فوتی

پارامتر	ضریب	Z	P> Z
عدد ثابت	-۰/۳۳	-۱/۴۸	۰/۱۳۸
E	۰/۱۳	۳/۱۸	۰/۰۰۱
F	۰/۵۵	۲/۵۷	۰/۰۱۰
I	-۱/۲۱	-۳/۲۹	۰/۰۰۱
K	۰/۷۳	۴/۷۴	۰/۰۰۰
M	۰/۴۵	۲/۰۴	۰/۰۴۱
Log likelihood: -۱۴۰/۰۹			
LR chi2 (6): ۶۵/۸۳			
Pseudo R2: ۰/۱۹			

جدول ۵ ضرایب و آماره‌های خروجی نرم‌افزار STATA در مدل پواسون برای تصادفات جرحی

پارامتر	ضریب	Z	P> Z
عدد ثابت	۱/۰۹	۷/۳۸	۰/۰۰۰
E	۰/۱۷	۷/۵۹	۰/۰۰۰
G	-۰/۴۴	-۸/۲۱	۰/۰۰۰
I	-۰/۸۱	-۵/۲۲	۰/۰۰۰
K	۰/۳۸	۳/۳۱	۰/۰۰۱
L	۰/۹۲	۶/۹۲	۰/۰۰۰
M	۱/۱۳	۸/۲۳	۰/۰۰۰
Log likelihood: -۳۷۸/۴۷			
LR chi2 (6): ۲۰۹/۱۸			
Pseudo R2: ۰/۲۲			

بررسی مدل نشان می‌دهد در قطعاتی که مشکلات زه‌کشی دارند و آبروی آنها استاندارد نیست و آشکارسازی مناسبی برای آنها مدنظر قرار نگرفته‌است تصادفات فوتی بیشتری وجود دارد. همچنین تراکم دسترسی در یک قطعه از لحاظ ضریب در تصادفات فوتی قطعه تأثیر دارد اما دارای ضریب کمتری به نسبت سایر متغیرها می‌باشد.

پس از ساخت مدل‌ها و شناسایی عوامل مؤثر در تصادفات جرحی و فوتی، ارزیابی و مقایسه مدل‌ها انجام می‌شود تا کارایی هر یک در تخمین تصادفات مشخص شود. بررسی و مقایسه خروجی مدل‌ها با استفاده از شاخص‌های خوبی برازش مدل‌ها و مقدار آماره نسبت بزرگنمایی LR، تعداد پارامترهای مستقل معنی‌دار، ضرایب بین مدل‌های ساخته‌شده انجام شد. همان‌طور که مقایسه جداول (۳) با (۵) و (۴) با (۶) نشان می‌دهد، مدل پواسون اعتبار بیشتری دارد و این موضوع هم برای تصادفات جرحی و هم برای تصادفات فوتی صادق می‌باشد. در مدل پواسون تصادفات جرحی ۶ متغیر ممیزی ایمنی معنادار شد اما

در مدل دوجمله‌ای منفی جرحی تنها ۲ متغیر مستقل معنی‌دار شد. در مدل پواسون تصادفات فوتی ۵ متغیر ممیزی ایمنی معنادار شد و در مدل دو جمله‌ای منفی تصادفات فوتی تنها ۱ متغیر مستقل معنادار شد. مقایسه مدل‌ها نشان می‌دهد که پارامتر پراکندگی در مدل دوجمله‌ای منفی معنادار است و همچنین مقدار منفی دوبرابر لگاریتم درست‌نمایی برای مدل پواسون بزرگ‌تر است. مقایسه دو مدل در جدول (۷) نشان داده شده‌است.

به‌منظور اعتبارسنجی مدل، داده‌های مربوط به ۱۰ قطعه از مسیر کرمانشاه- سنندج با استفاده از مدل پواسون بررسی گردید و پیش‌بینی تصادفات جرحی و فوتی با آمار تصادفات موجود در محور مقایسه گردید. بدین منظور از خطای جذر میانگین مربع‌ها بین نتایج پیش‌بینی و داده‌ها واقعی استفاده شد. معیار مذکور ۰/۸۱ شد که نشان از اعتبار مدل پیشنهادی دارد.

جدول ۷ ارزیابی و مقایسه دو مدل بهتر پواسون و دوجمله‌ای

شاخص / مدل	دوجمله‌ای منفی	پواسون
تصادفات جرحی		
-2LL	۳۶۰/۹	۷۵۶,۹۴
LR	۷/۳۸	۲۰۹/۱۸
تعداد متغیرهای مستقل معنادار در بهترین مدل	۲	۶
تصادفات فوتی		
-2LL	۱۹۷/۶	۲۸۰,۱۸
LR	۳/۲۶	۶۵/۸۳
تعداد متغیرهای مستقل معنادار در بهترین مدل	۱	۵

نتیجه‌گیری

است که ارتفاع زیادی دارند و در نتیجه به دلیل عدم آشکارسازی، توسط رانندگان مشاهده نمی‌گردد.

■ در مدل تصادفات جرحی عامل دوم و تأثیرگذار در تصادفات مشکلات آبروی قطعه است و در تصادفات فوتی، مشکلات روسازی به عنوان عامل تأثیرگذار دوم، موجب افزایش این نوع از تصادفات می‌گردد. البته منظور از مشکلات روسازی، ترک‌های جزئی و خرابی‌های کوچک نبود زیرا مواردی به عنوان خرابی روسازی برداشت می‌شد که احتمال واژگونی و انحراف داشت و وسعت آنها نیز زیاد بود.

■ تراکم دسترسی به عنوان عامل تأثیرگذار در هر دو نوع تصادفات می‌باشد که نشان می‌دهد هر چه تعداد دسترسی در یک قطعه بیشتر باشد هم فراوانی تصادفات جرحی و هم تصادفات فوتی را افزایش می‌دهد.

■ بررسی عوامل تأثیرگذار تصادفات نشان داد وجود قوس‌های افقی موجب افزایش تصادفات جرحی می‌گردد.

■ بررسی ضرایب مربوط به وجود پرتگاه در قطعه نشان داد که این عامل موجب کاهش تصادفات جرحی و فوتی می‌گردد. دلیل این امر می‌تواند کاهش سرعت خودروها در این قطعات و احتیاط و دقت بیشتر رانندگان باشد.

■ باتوجه به نتایج پژوهش انجام‌شده به منظور اولویت‌بندی راهکارها برای کاهش تلفات و جراحات باید آشکارسازی و نصب حفاظ در محدوده آبروها، رفع مشکلات روسازی، رفع موانع دید، اصلاح قوس و اصلاح دسترسی‌ها و آشکارسازی آنها در اولویت کار قرار گیرد.

به منظور ساخت مدل پیش‌بینی تصادفات قطعات راه-های برون‌شهری با استفاده از داده‌های ممیزی ایمنی راه دو مدل اصلی رگرسیون دوجمله‌ای منفی و رگرسیون پواسون مدنظر قرار گرفت که هم درخصوص تصادفات جرحی و هم درخصوص تصادفات فوتی مدل‌های پواسون اعتبار بیشتری داشت. برخی دیگر از نتایج حاصل از پژوهش به شرح زیر می‌باشد:

■ در مدل‌های ساخته‌شده با مدل‌های مختلف و ترکیبات مختلف متغیرهای مستقل بهترین مدل‌ها، مدل‌های پواسونی تصادفات فوتی و جرحی بودند که در جدول (۸) نشان داده شده‌است.

جدول ۸ متغیرهایی که بیشترین معناداری را در بین مدل‌های رگرسیون پواسون داشتند

ردیف	نوع تصادفات (متغیر وابسته)	متغیرهای مستقل
۱	تصادفات جرحی	تراکم دسترسی، مشکلات کنار جاده، وجود پرتگاه، مشکلات آبرو، قوس افقی و قوس قائم
۲	تصادفات فوتی	تراکم دسترسی، مشکلات روسازی، وجود پرتگاه در قطعه، مشکلات آبرو و قوس قائم

■ در مدل تصادفات جرحی مهم‌ترین عامل قوس قائم می‌باشد که موجب مشکلات دید می‌گردد و در تصادفات فوتی مشکلات آبروهایی بیش از ۳ متر حادث‌تر از سایر پارامترها می‌باشد. دلیل اصلی این موضوع واژگونی خودروها در محدوده آبروهایی مراجع

1. Singh, S., "Critical Reasons for Crashes Investigated in the National Motor Vehicle Crash Causation Survey", No. DOT HS 812 115, (2015).

۲. سیمای ایمنی راه‌ها (۲)، گزارش ملی وضعیت ایمنی رانندگی در ایران، وزارت راه و شهرسازی، (۱۳۹۴).

2. Highway Safety Manual (HSM), American Association of State Highway and Transportation Officials, (2010).
3. Lee, J.Y., Chung, J.-H. and Son, B., "Analysis of Traffic Accident Size for Korean Highway Using Structural Equation Models", *Accident Analysis and Prevention*, Vol. 40, No. 6, pp. 1955–1963, (2008).
4. Sun, X., Li, Y., Magri, D., & Shirazi, H. H., "Application of Highway Safety Manual Draft Chapter: Louisiana Experience", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol.1950, No. 1, pp. 55-64, (2006).
5. Phimister, J. R., Bier, V. M., & Kunreuther, H. C. (Eds.), "Accident Precursor Analysis and Management: Reducing Technological Risk Through Diligence", National Academies Press, (2014).
6. Milton, J.C., Shankar, V.N. and Mannering, F.L. "Highway Accident Severities and the Mixed Logit Model: An Exploratory Empirical Analysis", *Accident Analysis and Prevention*, Vol.40, No. 1, pp. 260–266, (2008).
7. Ma, J., Kockelman, K.M. and Damien, P., "A Multivariate Poisson-lognormal Regression Model for Prediction of Crash Counts by Severity, Using Bayesian Methods", *Accident Analysis and Prevention*, Vol.40, No. 3, pp. 964-975, (2008).
8. Cafiso, S., La Cava, G., Leonardi, S., Montella, A., and Pappalardo, G, "Operative Procedures for Road Safety Inspections," Varsaw, Poland, (2012).
9. Anastasopoulos, C. and Mannering, F.L., "A Note on Modeling Vehicle Accident Frequencies with Random-parameters Count Models", *Accident Analysis and Prevention*, Vol. 41, No. 1, pp. 153–159, (2009).
10. Cafiso, S., Cava, G. L., & Montella, A., "Safety Index for Evaluation of Two-lane Rural Highways". *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2019, No.1, pp. 136-145, (2007).
11. Chang, L., "Analysis of Freeway Accident Frequencies: Negative Binomial Regression Versus Artificial Neural Network", *Safety Science*, Vol.43, No. 8, pp. 541–557, (2005).
12. Hermans, E., Van den Bossche, F., & Wets, G., "Combining Road Safety Information in A Performance Index", *Accident Analysis & Prevention*, Vol. 40, No. 4, pp. 1337-1344, (2008).
13. Zheng, L., and Meng, X., "An Approach to Predict Road Accident Frequencies: Application of Fuzzy Neural Network", *3rd International Conference on Road Safety and Simulation*, September 14-16, Indianapolis, USA, (2011).
14. Mc Elhinney, C. P., Kumar, P., Cahalane, C., & McCarthy, T., "Initial Results from European Road Safety Inspection (EURSI) Mobile Mapping Project", *In ISPRS Commission V Technical Symposium*, pp. 440-445, (2010).
15. Zeng, Q., & Huang, H., "Bayesian Spatial Joint Modeling of Traffic Crashes on an Urban Road Network", *Accident Analysis & Prevention*, Vol. 67, pp. 105-112, (2014).

مقایسه و دقت سنجی روش قطعات افقی و قائم در تحلیل پایداری شیروانی‌های خاکی*

مهدی خدایپرست^(۱) مجتبی خاشعی^(۲) رضامحمد مومنی^(۳)

چکیده تحلیل پایداری شیروانی‌های خاکی، یکی از مباحث مهم در طراحی سدهای خاکی، راه‌ها، کانال‌ها و خاک‌ریزها است. یکی از روش‌های تحلیل پایداری شیروانی خاکی، تحلیل حلی با استفاده از روش قطعات افقی و قائم است. در پژوهش حاضر، به منظور بررسی نتایج حاصل از روش قطعات افقی و قائم، ابتدا دو فرمول‌بندی از هر روش انتخاب، سپس ضریب اطمینان پایداری شیروانی با استفاده از روش‌های مذکور برای تعدادی شیروانی محاسبه شده است. در ادامه با توجه به مقدار دقیق ضریب اطمینان پایداری، دقت سنجی روش‌های مذکور و مقایسه نتایج آنها با یکدیگر انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد که مقادیر ضریب اطمینان روش قطعات قائم دقیق‌تر و با اندکی حاشیه اطمینان است در حالی که نتایج حاصل از روش قطعات افقی وابستگی زیادی به نوع فرمول‌بندی دارد. در مواردی که خاک دارای لایه‌بندی افقی است و یا در مسائل با نیروهای افقی، روش قطعات افقی سهولت بیشتری برای استفاده فراهم می‌نماید. در انتها پیشنهادهایی برای استفاده از روش قطعات ارائه شده است.

واژه‌های کلیدی شیروانی خاکی، تحلیل پایداری، ضریب اطمینان پایداری، روش قطعات افقی، روش قطعات قائم، دقت سنجی.

Horizontal and Vertical Slices Method, Compare and Evaluation of Exactitude of in Soil Slope Stability Analysis

M. Khodaparast

M. Khashei

R. M. Momeni

Abstract Soil slope stability analysis, is one of the most important issues in the design of earth dams, roads, canals and levee. One of these methods is the limit equilibrium analysis with horizontal and vertical slices method. To evaluate the results of horizontal and vertical slice method in the calculation of stability safety factor, at first Two formulations of each method selected, then stability Safety factor has been achieved with the use of these methods for several slopes. The exact amount of stability safety factor by using of the analytical method has been obtained then the accuracy of the each method and comparison of their results with each other is studied. Considering studies at this research, concludes that at generally vertical slices method results exact and with a few confidence rand. Whereas horizontal slices method results have a relationship with selected formulation. In cases where the soil is layered horizontal or issues with horizontal forces, horizontal slices method provide greater ease of use. Finally, explained recommendations for using slice method.

Key Words Soil slope, Stability analysis, Safety factor of stability, Horizontal slices method, Vertical slices method, Evaluation of exactitude.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۶/۴ تاریخ پذیرش آن ۹۶/۹/۲۱ می‌باشد.

Email: Khodaparast@qom.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، دانشیار دانشگاه قم، دانشکده فنی مهندسی، گروه مهندسی عمران.

(۲) کارشناس ارشد، دانشگاه قم، دانشکده فنی مهندسی، گروه مهندسی عمران.

(۳) دانشجوی دکتری دانشگاه قم، دانشکده فنی مهندسی، گروه مهندسی عمران.

مقدمه

تحلیل پایداری شیروانی‌های خاکی، یکی از مباحث مهم در طراحی سدهای خاکی، راه‌ها، کانال‌ها و خاک‌ریزها است. مسئله مهم دیگر در طراحی شیروانی خاکی بهینه بودن طرح از نظر اقتصادی است. در صورتی که در مراحل طراحی ضرایب اطمینان بالایی برای شیروانی اعمال شود، می‌تواند در هزینه نهایی پروژه تأثیر قابل توجهی داشته باشد که در مورد یک سد خاکی با حجم بسیار بالای عملیات خاکی، این مسئله اهمیت بیشتری خواهد داشت. بر این اساس بایستی روش‌هایی برای تحلیل پایداری شیروانی انتخاب شوند که هم از نقطه نظر پایداری و هم از نظر اقتصادی قابل توجیه باشند.

برای محاسبات پایداری شیروانی‌های خاکی روش‌های زیادی وجود دارد که ممکن است نتایج حاصل از این روش‌ها در مقایسه با هم تفاوت‌هایی نیز داشته باشند. یکی از روش‌های متداول، تحلیل حدی شیروانی‌های خاکی با استفاده از روش قطعات است. این روش با فرض این که شیروانی مورد نظر در آستانه لغزش قرار دارد، نیرو و لنگرهای مقاوم و محرک را برای به دست آوردن ضریب اطمینان پایداری شیروانی بررسی می‌کند. در این روش با در نظر گرفتن یک گوه لغزش فرضی و تقسیم آن به تعدادی قطعه کوچک‌تر، اثر نیروهای مقاوم و محرک بر روی هر یک از قطعات بررسی می‌شود و در نهایت با روی هم گذاری اثرات آنها، ضریب اطمینان پایداری شیب برای کل سطح لغزش محاسبه می‌شود. در این حالت بسته به این که قطعات مورد نظر قائم یا افقی در نظر گرفته شوند روش محاسبه و فرمول بندی متفاوت خواهد بود.

در گذشته در ارتباط با مبانی و فرمول بندی روش قطعات افقی و قائم تحقیقاتی انجام شده است که در ادامه مختصری از هر یک بیان می‌شود.

پژوهش انجام شده توسط شاهقلی و فاخر [1] منجر به معرفی و ارائه فرمول بندی روش قطعات افقی با استفاده از معادلات تعادل حدی شده است. در این مقاله ابتدا روی روش قطعات قائم، مجهولات روابط تعادل و روش‌های مختلف تعادل حدی (فلنیوس، بیشاپ و...) بحث

شده است و در ادامه روی روش قطعات افقی و روش‌های فرمول بندی $4N$ برای تعادل کلی و $2N+1$ روی نیروهای افقی بحث شده است.

نوری و فاخر [2] در پژوهشی با استفاده از روش قطعات افقی به بررسی پایداری شیروانی‌های خاکی مسلح حین زلزله پرداخته‌اند. در این تحقیق براساس نوع و تعداد معادلاتی که ارضا می‌شوند و نیز فرضیات ساده کننده‌ای که برای حل دستگاه معادلات مورد استفاده قرار می‌گیرند، توسعه روش قطعات افقی با ۵ فرمول بندی ارائه شده است که شامل یک فرمول بندی ساده با ارضای تعادل لنگر $(2N+1)$ (N تعداد قطعات مورد استفاده در تحلیل پایداری شیروانی)، دو فرمول بندی نسبتاً کامل تر با ارضای تعادل نیروهای افقی و لنگر نیروها $(3N, 4N)$ یک فرمول بندی نسبتاً کامل $(5N-1)$ و یک فرمول بندی برای بررسی مسئله گسیختگی پیش‌رونده است، سپس با استفاده از زبان برنامه نویسی فترن برنامه‌ای برای هر کدام از فرمول بندی‌ها نوشته شده و برای یک شیب با مشخصات معین نتایج حاصل از هر کدام از فرمول بندی‌ها با نتایج حاصل از سه روش معتبر دیگر در حالت تعادل حدی مقایسه شده است.

فاخر و سربیشه‌ای [3] تحقیقی روی معادلات حاکم بر روش قطعات افقی بر حسب روابط انرژی برای به دست آوردن توزیع شتاب افقی و نیروهای مسلح کننده‌ها در ارتفاع شیب‌های خاکی مسلح تحت شتاب زلزله انجام داده‌اند و در آن فرکانس پایه شیب مسلح نیز بررسی شده است.

حاجی عزیزی و همکاران [۴] در پژوهشی با استفاده از روش تعادل حدی و با فرض سطح گسیختگی دایره‌ای و غیردایره‌ای و نیز قطعاتی در امتداد شعاع سطح لغزش و یا امتدادی که به یک نقطه همگرا می‌شوند، معادلات تعادل نیروها و گشتاور را بدون هیچ گونه فرض ساده کننده‌ای به کار گرفته‌اند. در نظر گرفتن شکل قطعات به صورت قطاع، نوآوری تحقیق یاد شده است که موجب حذف شدن فرضیات متداول در روش تعادل حدی می‌شود، در نتیجه مقدار ضریب اطمینان با دقت بیشتری محاسبه شده است که مقدار آن نسبت به روش‌های دیگر

بیشتر است.

در گذشته، در زمینه توسعه فرمول بندی روش قطعات افقی و نیز کاربرد آن در تحلیل پایداری شیروانی های خاکی پژوهش هایی صورت گرفته است. لیکن در زمینه مقایسه و دقت سنجی این روش با سایر روش ها از جمله روش قطعات قائم پژوهش های کافی انجام نشده است. هدف اصلی پژوهش حاضر مقایسه نتایج تحلیل پایداری شیروانی های خاکی با استفاده از روش قطعات افقی و قائم و دقت سنجی هریک از این روش ها است. بر این اساس پژوهش در گام های زیر دنبال شده است: گام اول: در این مرحله از روش قطعات افقی دو فرمول بندی $2N$ و $2N+1$ و از روش قطعات قائم، دو روش فلنیوس و بیشاپ به نمایندگی انتخاب شده اند و برنامه ای با استفاده از نرم افزار اکسل برای محاسبه ضریب اطمینان این روش ها نوشته می شود.

گام دوم: در این مرحله با انجام مطالعه موردی بر روی چند شیروانی با مشخصات هندسی و ژئوتکنیکی مشخص، ضرایب اطمینان پایداری حاصل از دو روش در حالت های مختلف بررسی می گردد. گام سوم: در این مرحله باتوجه به مقادیر دقیق ضرایب اطمینان، نتایج قطعات افقی و قائم با یکدیگر و نیز با مقادیر دقیق مقایسه می شوند.

مبانی محاسبات پایداری شیروانی های خاکی

به طور کلی در طراحی شیروانی های خاکی باید ضریب اطمینان کافی برای پایداری شیروانی و نیز اقتصادی بودن طرح مدنظر قرار گیرد. نیروهای ثقیلی و تراوش مهم ترین عامل اصلی برهم زنده پایداری شیب های طبیعی و غیرطبیعی می باشند. متداول ترین گسیختگی خاک در شیب ها عبارت اند از: ۱- لغزش چرخشی، ۲- لغزش انتقالی و ۳- لغزش مرکب. در لغزش های چرخشی سطح گسیختگی ممکن است دایره ای یا غیردایره ای باشد (لغزش های دایره ای در خاک های همگن و لغزش های غیردایره ای در خاک های غیرهمگن رخ می دهد). لغزش های انتقالی و مرکب در صورتی که مقاومت لایه

زیرین به طور فراوانی با لایه رویی تفاوت داشته باشد رخ می دهند، همچنین لغزش های انتقالی در شرایطی که لایه زیرین در عمق کمی از سطح شیب دار قرار گرفته باشد محتمل می باشند.

برای حل مسائل عملی، استفاده از روش های مبتنی بر تعادل حدی متداول است. در این حالت با فرض این که ناپایداری خاک در آستانه وقوع است، از نسبت لنگر مقاوم به لنگر محرک، نیروی مقاوم به نیروی محرک و یا تنش مقاوم به تنش محرک (بسته به شرایط مسئله) برای محاسبه ضریب اطمینان در برابر ناپایداری سطوح گسیختگی فرضی استفاده می شود. از بین سطوح گسیختگی فرضی سطحی که ضریب اطمینان کمتری در مقابل لغزش داشته باشد، سطح گسیختگی احتمالی خواهد بود.

روش های محاسبه پایداری شیروانی خاکی

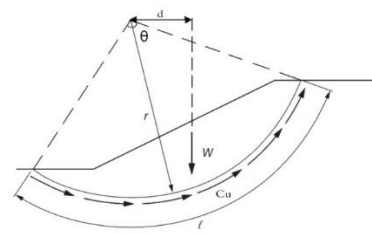
روش های متعددی برای محاسبه پایداری شیروانی های خاکی وجود دارد که باتوجه به شرایط مسئله و محدودیت های هر روش می توان مناسب ترین روش را انتخاب کرد. از جمله این روش ها می توان به روش ساده برای خاک های چسبنده، روش قطعات قائم، روش قطعات افقی و غیره اشاره کرد که در ادامه به تشریح آنها پرداخته شده است.

روش ساده برای خاک های چسبنده. در این روش حل مسئله براساس تنش کل است؛ یعنی فرض بر این است که خاک صددردصداشیع است و زهکشی نمی شود. این حالت به خصوص در کانال های خاکی آبیاری و یا سدهای خاکی که سطح آب به طور ناگهانی فروکش نماید اتفاق می افتد؛ زیرا با فروکش کردن ناگهانی سطح آب، آب فرصت زهکشی ندارد و می توان از روش ساده برای خاک های چسبنده ($\phi=0$)، ضریب اطمینان در مقابل لغزش را محاسبه نمود.

در این حالت ضریب اطمینان سطح لغزش برابر است با [۵ و ۶]:

شده است.

$$F = \frac{M_r}{M_d} = \frac{C_u \times l \times r}{W \times d} = \frac{C_u \times r^2 \times \theta}{W \times d} \quad (۱)$$



شکل ۱ روش ساده برای خاک رسی همگن ($\phi=0$)

راه حل فلنیوس. در این روش سطح گسیختگی فرضی به تعدادی قطعه تقسیم می شود و برای حل دستگاه معادلات از نیروهای مماسی و قائم بین قطعات صرف نظر می شود. در روش مذکور پس از محاسبه نیروی مقاوم برشی برای هر قطعه و گشتاور آن نسبت به مرکز چرخش، گشتاور نیروی محرک قطعه نیز نسبت به مرکز چرخش محاسبه می شود. در نهایت ضریب اطمینان برای هر قطعه برابر خواهد بود با [۵ و ۶]:

$$F = \frac{M_r}{M_d} = \frac{c \times \Delta l + N \times \tan \phi}{T} \quad (۲)$$

برحسب تنش مؤثر نیز مقدار ضریب اطمینان برابر است با [۵ و ۶]:

$$F = \frac{C' L + \tan \phi' \sum (N - u \Delta l)}{\sum T} \quad (۳)$$

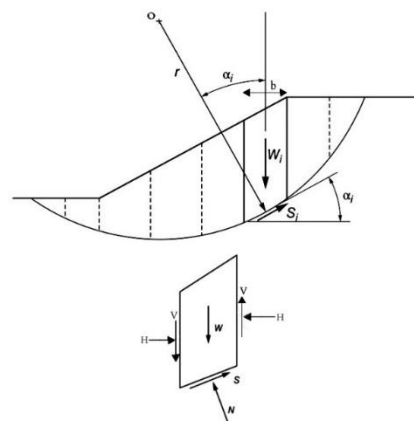
که در رابطه (۳)، u فشار آب حفره ای است.

روش بیشاپ. بیشاپ برای حل دستگاه معادلات پایداری، فرض را بر این گرفته است که نیروهایی که بین قطعات عمل می کنند صرفاً افقی اند یا به عبارت دیگر نیروهای عمودی بین قطعه ای برابر صفرند. در این روش با استفاده از رابطه (۴) و در نظر گرفتن فرض اولیه برای ضریب اطمینان، مقدار دقیق ضریب اطمینان پس از انجام چند مرحله سعی و خطا به دست خواهد آمد [۵ و ۶]:

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \sum \left[\left\{ c' + (W_i - u_i b) \tan \phi' \right\} \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'}{F}} \right] \quad (۴)$$

روش قطعات افقی. از دیگر روش های تحلیل پایداری شیروانی های خاکی، روش تحلیل با استفاده از قطعات افقی (HSM) است که در این روش سطح لغزش به تعدادی قطعه افقی تقسیم می شود و نیروهای اعمالی بر هر کدام از قطعات مطابق شکل (۳) مورد بررسی قرار می گیرد.

روش قطعات قائم. در این روش برای محاسبه ضریب اطمینان پایداری ابتدا یک سطح لغزش فرضی انتخاب می شود و به قطعاتی قائم به عرض b تقسیم می گردد (شکل ۲). نیروهایی که به هر قطعه وارد می شوند عبارت اند از نیروی وزن هر قطعه که به دو مؤلفه N و T تقسیم می شوند.

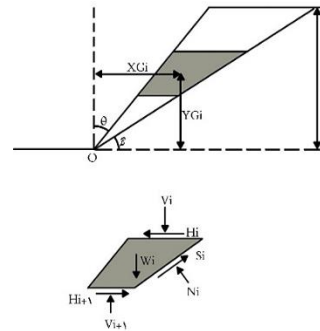


شکل ۲ روش قطعات قائم

با فرض این که W وزن قطعه مورد نظر باشد، نیروی N برابر است با $W \cos \alpha$ و عمود بر سطح قطعه است که از مرکز O می گذرد. نیروی S نیز برابر است با $W \sin \alpha$ و مماس بر سطح قطعه است. نیروهای بین قطعه ای با V و H نشان داده شده اند.

برای حل معادلات تعادل و محاسبه ضریب اطمینان از روش قطعات قائم راه حل های مختلفی موجود است، از جمله راه حل فلنیوس، بیشاپ، بیشاپ اصلاح شده، تیلور و غیره که در اینجا به دو روش از آنها اشاره

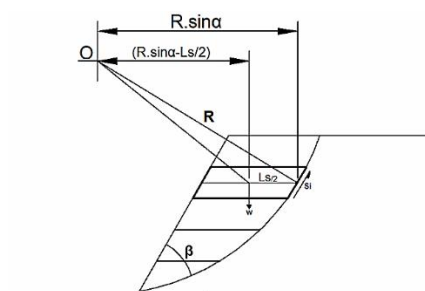
در شکل (۳)، β زاویه شیب، H ارتفاع شیب، X_{Gi} و Y_{Gi} مختصات مرکز سطح قطعه موردنظر، N و S به ترتیب نیروهای عمودی و مماسی در سطح لغزش، V و H نیروهای عمودی و مماسی در سطح تماس بین دو قطعه، w_i وزن قطعه و k_y نیز ضریب شتاب زلزله است. معادلات تعادل برای روش قطعات افقی به صورت کامل به شرح جدول (۱) است.



شکل ۳ روش قطعات افقی و نیروهای وارد بر هر قطعه

جدول ۱ معادلات تعادل برای هر قطعه و پارامترهای به کار گرفته شده در معادلات [۷]

معادلات	شرح
$\sum F_x = 0 \rightarrow$ $S_i \cos \beta - N_i \sin \beta - H_i + H_{i+1} - k_y W_i = 0$	معادله تعادل نیرو در جهت افق برای هر قطعه
$\sum F_y = 0 \rightarrow$ $V_{i+1} - W_i - V_i + S_i + N_i \cos \beta = 0$	معادله تعادل نیرو در جهت قائم برای هر قطعه
$\sum M_O = 0 \rightarrow$ $H_i \sum_{j=1}^n (h_j) - H_{i+1} \sum_{j=1}^n (h_j) - V_i X_{(V_i)} + V_{i+1} X_{(V_{i+1})} - W_i (\bar{X}_i) + k_y W_i (\bar{Y}_i) + \frac{N_i}{\sin \beta} \left(\sum_{j=1}^n h_j + \frac{h_i}{2} \right) = 0$	معادله تعادل لنگر حول نقطه O (نقطه اثر پای شیب) برای هر قطعه
$(S_i) - N_i \tan(\phi) = 0$	معادله موهر کلمب برای هر قطعه
$h_i = \frac{H}{n}$	h_i ارتفاع هر قطعه
$X_{V_i} = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \tan \theta}{2} + \frac{\sum_{j=1}^n h_j}{2 \tan \beta}$	X_{V_i} معادل بازوی لنگر نیروی عمودی V_i نسبت به نقطه O
$\frac{h_i}{4 \tan \beta} - \frac{h_i \tan \theta}{4} \quad \bar{X}_i = \frac{\sum_{j=1}^n h_j}{2 \tan \beta} + \frac{\sum_{j=1}^n h_j \tan \theta}{2} -$	$\bar{X}_i$ فاصله افقی مرکز ثقل قطعه از نقطه O
$\bar{Y}_i = \left[\left(\frac{\sum_{j=1}^n h_j}{\tan \beta} - \sum_{i=1}^n h_i \tan \theta \right) + h_i \tan \theta \right] h_i \times \left(\sum_{j=1}^n h_j + \frac{h_i}{2} \right) - \frac{h_i^2 \tan \theta}{2} \left(\sum_{j=1}^n h_j + \frac{2h_i}{3} \right) - \frac{h_i^2}{2 \tan \beta} \left(\sum_{j=1}^n h_j + \frac{h_i}{3} \right)$	$\bar{Y}_i$ فاصله عمودی مرکز ثقل قطعه از نقطه O



شکل ۵ نیرو و بازوی لنگرهای مقاوم و محرک در روش 2N+1

سطح لغزش شیروانی خاکی. یافتن سطح لغزش واقعی، یکی از مشکلات اساسی در محاسبه پایداری سطوح شیب‌دار است. برای محاسبه ضریب اطمینان پایداری شیروانی‌ها، به‌عنوان اولین آزمون یک سطح لغزش فرضی، در نظر گرفته می‌شود و با تکرار آزمون و اصلاح، سطح لغزش بحرانی (سطحی که کمترین مقدار برای ضریب اطمینان را داشته باشد) تعیین می‌گردد. شکل این سطح لغزش عمدتاً بستگی به نوع و شرایط خاک دارد.

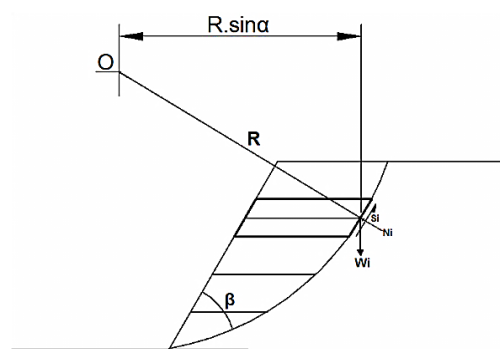
در مورد روش قطعات، محققان روش‌های مختلفی را برای تعیین سطوح لغزش به‌کار برده‌اند که از آن‌جمله می‌توان به سطح لغزش اسپیرال لگاریتمی [8]، روش‌های مدرن بهینه‌سازی نظیر حرکت گروهی ذرات [9] و حرکت گروه ماهی [10]، روش الگوریتم ژنتیک [11]، سطح لغزش دایره‌ای [۴] و سطح لغزش مسطح [12] اشاره کرد.

روش تحقیق

کلیات انجام محاسبات. در تحقیق حاضر، ابتدا مقادیر ضریب اطمینان در برابر لغزش، با استفاده از دو روش قطعات قائم (روش فلنیوس و روش بیشاپ اصلاح‌شده) و روش قطعات افقی (فرمول‌بندی 2N و فرمول‌بندی 2N+1) برای چند شیروانی خاکی با مشخصات هندسی و ژئوتکنیکی مشخص، تعیین شده‌است. تحلیل پایداری شیب‌ها در حالت تعادل حادی، با فرض وجود خاک همگن، بدون در نظر گرفتن اثرات نیروی زلزله و فشار آب حفره‌ای انجام شده‌است.

فرمول‌بندی 2N در فرمول‌بندی 2N با نوشتن معادلات تعادل نیرو در دو جهت X و Y مقادیر نیروهای عمودی (N_i) و مماسی (S_i) در سطح لغزش محاسبه می‌شوند. در این حالت با فرض ساده‌کننده اعمال نیروی محرک حاصل از وزن قطعه در سطح لغزش می‌توان با استفاده از رابطه (۵) مقدار ضریب اطمینان را محاسبه کرد.

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_d} = \frac{\sum (F_r) \cdot R_r}{\sum (F_d) \cdot R_d} = \frac{CL_i + \sum N_i \cdot (\tan \phi)}{\sum T_i} \quad (5)$$



شکل ۴ نیروها و بازوهای محرک و مقاوم در روش 2N

فرمول‌بندی 2N+1 در روش 2N+1 ابتدا با نوشتن معادلات تعادل نیرو در دو جهت X و Y مقادیر نیروهای عمودی (N_i) و مماسی (S_i) در سطح لغزش محاسبه می‌شوند، سپس نیروی مقاوم در سطح لغزش و نیروی محرک W_i در مرکز هر قطعه اعمال می‌شود. در این حالت برای محاسبه ضریب اطمینان از نسبت بین لنگرهای مقاوم و محرک با مرکز نقطه O استفاده می‌شود. در این روش بازوی لنگرهای مقاوم و محرک متفاوت است به‌طوری‌که بازوی لنگر مقاوم برابر شعاع دایره لغزش و بازوی لنگر محرک مقداری کمتر ($-R \sin \alpha$) می‌باشد. در نهایت مقدار ضریب اطمینان از رابطه (۶) محاسبه می‌گردد.

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_d} = \frac{\sum (F_r) \cdot R_r}{\sum (F_d) \cdot R_d} = \frac{(CL_i + \sum N_i \cdot (\tan \phi)) \cdot R_r}{\sum (W_i) \cdot R_d} \quad (6)$$

حالت فرض می‌شود که سطح گوه لغزنده، مسطح است. مقدار ارتفاع بحرانی برای یک شیب با زاویه β و پارامترهای ژئوتکنیکی (c, ϕ, γ) مشخص، از رابطه (۸) قابل محاسبه است. پس از مشخص شدن ارتفاع بحرانی شیب و محاسبه زاویه سطح لغزش بحرانی، از دو روش قطعات افقی و قائم، مقادیر ضریب اطمینان پایداری شیب محاسبه شده است.

$$H_{cr} = \frac{4C}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cdot \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \quad (۸)$$

حالت لغزش دایره‌ای در خاک چسبنده همگن. برای خاک چسبنده ($\phi=0$) و همگن، می‌توان سطح لغزش را قسمتی از یک دایره فرض کرد و مقدار دقیق ضریب اطمینان شیب، با زاویه β و پارامترهای ژئوتکنیکی (c, ϕ, γ) مشخص را، محاسبه نمود. سپس به‌طور مجزا از روش‌های قطعات افقی و قائم نیز مقادیر ضریب اطمینان برای هر حالت قابل محاسبه است.

محاسبات فوق برای شیب با زاویه‌های مختلف ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درجه انجام شده است.

حالت لغزش دایره‌ای در خاک با چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی. در این حالت، خاکی با مشخصات ژئوتکنیکی (c, ϕ, γ) مشخص در نظر گرفته شده و مقادیر ضریب اطمینان از دو روش کلی قطعات قائم و افقی محاسبه شده است.

تفسیر داده‌ها و مقایسه نتایج

شیب در حالت لغزش انتقالی با سطح لغزش مسطح نامحدود. همان‌طور که در جدول (۲) مشخص شده است، مقدار ضریب اطمینان با استفاده از روش دقیق برای حالت بحرانی (آستانه لغزش) برابر با یک است. در این حالت ارتفاع بحرانی شیب (H_{cr}) با استفاده از روابط بخش قبل محاسبه شده است و مقدار ضریب اطمینان

در مرحله بعد مسئله مهمی به نام دقت‌سنجی روش‌های مذکور مورد بررسی قرار گرفته است. در این قسمت، از روش‌های تحلیلی دقیقی برای محاسبه ضریب اطمینان در برابر پایداری شیروانی‌های خاکی استفاده شده است. سپس با استفاده از نتایج این بخش، داده‌های چهار روش مذکور از لحاظ دقت بررسی شده‌اند. همچنین در ادامه برای آن‌که بتوان تفاوت روش‌های مختلف در تعیین مقدار ضریب اطمینان را بهتر مشاهده نمود، نمودار تغییرات ضریب اطمینان پایداری بر حسب مقادیر چسبندگی ترسیم شده است. برای این منظور در نرم‌افزار، برای شیروانی مذکور با در نظر گرفتن مقادیر مشخص برای γ و همچنین ϕ ، اثر تغییر مقدار چسبندگی بر ضریب اطمینان شیب در روش‌های مختلف، محاسبه شده است. همچنین به‌طور مشابه این کار برای پارامترهای دیگر نظیر وزن مخصوص و زاویه اصطکاک داخلی خاک نیز انجام شده است.

روش انجام محاسبات

مسئله در چهار حالت بررسی شده است:

حالت لغزش انتقالی با سطح لغزش مسطح نامحدود. لغزش انتقالی معمولاً در حالتی رخ می‌دهد که سنگ‌بستر در عمق کمی از سطح شیروانی، قرار داشته باشد. در این حالت مقدار ارتفاع بحرانی (ارتفاعی که شیب در آستانه لغزش قرار دارد ($F_s=1$)) برای یک شیب نامحدود با زاویه β و پارامترهای ژئوتکنیکی (c, ϕ, γ) مشخص، با استفاده از رابطه (۷) قابل محاسبه است. پس از محاسبه H_{cr} نیز مقدار ضریب اطمینان از روش قطعات با تقسیم سطح لغزنده به قطعات افقی و قائم، برای شیب مورد بررسی محاسبه شده است.

$$H_{cr} = \frac{C}{\gamma \cdot \cos \beta^2 \cdot (\tan \beta - \tan \phi)} \quad (۷)$$

حالت لغزش محدود با سطح لغزش مسطح. در این

مسطح بودن سطح لغزش و محاسبه دقیق نیروی وزن قطعه، نتایج روش‌ها نزدیک به هم است.

شیب در حالت لغزش دایره‌ای و خاک چسبنده همگن (بدون زاویه اصطکاک داخلی). در این حالت با فرض شیب ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درجه، مقادیر ضریب اطمینان برای شیروانی‌های خاکی موردنظر به دست آورده شده است. این مقادیر در حالت‌های مختلف با تغییر پارامترهای چسبندگی (c) و وزن مخصوص (γ) محاسبه شده‌اند. برای شیب ۶۰ مقادیر ضریب اطمینان در جداول شماره (۴ و ۵) آمده است.

جدول ۴ مقادیر ضریب برای شیب ۶۰ درجه با وزن مخصوص ۱٫۸ تن بر مترمکعب، بدون زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی

متغیر

روش	مقادیر چسبندگی بر حسب تن بر مترمربع				
	C=۲	C=۲٫۵	C=۳	C=۳٫۵	C=۴
دقیق	۰٫۳۰۱۹	۰٫۳۷۷۴	۰٫۴۵۲۹	۰٫۵۲۸۴	۰٫۶۰۳۹
قطعات قائم	فلنیوس	۰٫۳۱۱۴	۰٫۳۸۹۲	۰٫۴۶۷۱	۰٫۵۴۴۹
	بیشاپ	۰٫۳۱۰۹	۰٫۳۸۸۶	۰٫۴۶۶۳	۰٫۵۴۴۱
قطعات افقی	2N	۰٫۲۳۶۴	۰٫۲۹۵۵	۰٫۳۵۴۶	۰٫۴۱۳۷
	2N+1	۰٫۳۱۰۱	۰٫۳۸۷۷	۰٫۴۶۵۲	۰٫۵۴۲۸

جدول ۵ مقادیر ضریب برای شیب ۶۰ درجه با چسبندگی ۳ تن بر مترمربع، بدون زاویه اصطکاک داخلی و وزن مخصوص متغیر

روش	مقادیر وزن مخصوص بر حسب تن بر مترمکعب				
	γ=۱٫۵	γ=۱٫۸	γ=۲	γ=۲٫۲	γ=۲٫۵
دقیق	۰٫۵۴۳۵	۰٫۴۵۲۹	۰٫۴۰۷۶	۰٫۳۷۰۶	۰٫۳۲۶۱
قطعات قائم	فلنیوس	۰٫۵۶۰۵	۰٫۴۶۷۱	۰٫۴۲۰۴	۰٫۳۸۲۲
	بیشاپ	۰٫۵۵۹۶	۰٫۴۶۶۳	۰٫۴۱۹۷	۰٫۳۸۱۵
قطعات افقی	2N	۰٫۴۲۵۵	۰٫۳۵۴۶	۰٫۳۱۹۱	۰٫۲۹۰۱
	2N+1	۰٫۵۵۸۳	۰٫۴۶۵۲	۰٫۴۱۸۷	۰٫۳۸۰۶

برای مقایسه روش‌های مختلف در تعیین ضریب اطمینان پایداری، نمودار تغییرات ضریب اطمینان پایداری بر حسب مقادیر چسبندگی در شکل (۶) ترسیم شده است.

با استفاده از دو روش قطعات قائم (روش فلنیوس) و روش قطعات افقی (روش ساده شده 2N) برای این شیب با پارامترهای هندسی و ژئوتکنیکی مشخص محاسبه شده است که نتایج حاصل به صورت زیر است.

جدول ۲ مقادیر ضریب اطمینان در شیب ۴۵ درجه نامحدود با وزن مخصوص ۱٫۸ تن بر مترمکعب، چسبندگی ۳ تن بر مترمربع و زاویه اصطکاک داخلی ۲۵ درجه

اختلاف با روش دقیق بر حسب درصد	ضریب اطمینان	روش
۰٫۰	۱	مقادیر دقیق
+ ۰٫۴	۱٫۰۰۴	روش قطعات قائم
+ ۰٫۴	۱٫۰۰۴	روش قطعات افقی

علت اصلی دقت روش‌ها در این حالت این است که به علت مسطح بودن سطح لغزش، مقادیر سطوح گوه لغزنده به طور دقیق محاسبه می‌شود و تقریبی به خاطر وجود انحنا در سطح گوه لغزنده وجود ندارد و در نتیجه مقدار وزن قطعات یا به عبارت دیگر مقدار نیروی محرک در روش قطعات به طور دقیق محاسبه می‌شود.

شیب در حالت لغزش محدود با سطح لغزش مسطح

در این حالت همانند شیب مستوی نامحدود محاسبات انجام شده و نتایج در جدول (۳) آمده است.

جدول ۳ مقادیر ضریب اطمینان در شیب ۴۵ درجه محدود با وزن مخصوص ۱٫۸ تن بر مترمکعب، چسبندگی ۳ تن بر مترمربع و زاویه اصطکاک داخلی ۳۰ درجه

اختلاف با روش دقیق بر حسب درصد	ضریب اطمینان	روش
۰٫۰	۱	مقادیر دقیق
+ ۰٫۰۳	۱٫۰۰۰۳	روش قطعات قائم
+ ۰٫۰۷	۱٫۰۰۰۷	روش قطعات افقی

در این حالت نیز همانند شیب مسطح نامحدود، به دلیل

برابری می‌کند.

نکته حائز اهمیت دیگر این‌که، در این حالت با تغییر مقدار چسبندگی و وزن مخصوص خاک تغییری در میزان دقت روش‌های مورد استفاده ایجاد نمی‌شود و در حالات مختلف درصد اختلاف با مقادیر دقیق ثابت است.

در ادامه در جدول (۶) مقادیر اختلاف ضریب اطمینان از روش‌های مختلف برحسب درصد بیان شده‌است. این مقادیر در حالت‌های مختلف با تغییر پارامترهای چسبندگی (c) و وزن مخصوص (X) یکسان به‌دست آمده‌اند.

جدول ۶ مقادیر اختلاف نتایج شیب ۶۰ درجه

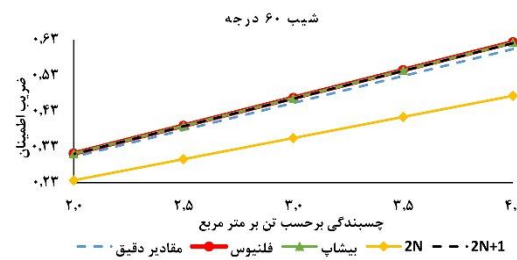
روش	اختلاف با مقادیر دقیق (برحسب درصد)
فلنیوس	۳,۱
بیشاپ اصلاح شده	۳
افقی (2N)	-۲۱
افقی (2N+1)	۲,۷

باتوجه به نتایج جدول (۶)، همان‌گونه که مشاهده شد در روش قطعات قائم، روش فلنیوس و بیشاپ اصلاح شده، دقت تقریباً یکسانی دارند و روش قطعات افقی روش 2N+1 دقتی نزدیک به روش قطعات قائم دارد.

به‌صورت مشابه مقادیر اختلاف روش‌های مختلف در تعیین ضریب اطمینان پایداری برای شیب‌های ۴۰ درجه و ۸۰ درجه در جداول (۷ و ۸) آمده‌است.

جدول ۷ مقادیر اختلاف نتایج شیب ۴۰ درجه

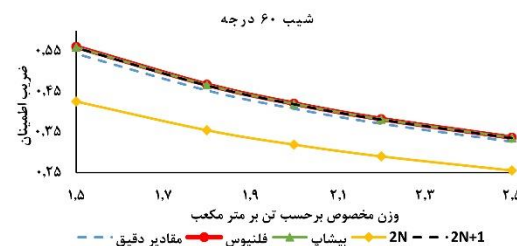
روش	اختلاف با مقادیر دقیق (برحسب درصد)
فلنیوس	۱
بیشاپ اصلاح شده	۱,۳
افقی (2N)	-۱۸
افقی (2N+1)	۲,۴



شکل ۶ نمودار تغییرات ضریب اطمینان پایداری برحسب مقادیر چسبندگی در خاک با شیب ۶۰ درجه و وزن مخصوص ۱,۸ تن بر مترمکعب

باتوجه به شکل (۶)، با افزایش خطی مقدار چسبندگی، ضریب اطمینان به‌صورت خطی افزایش می‌یابد.

به‌صورت مشابه نمودار تغییرات ضریب اطمینان پایداری برحسب مقادیر وزن مخصوص خاک در شکل (۷) ترسیم شده‌است.



شکل ۷ نمودار تغییرات ضریب اطمینان پایداری برحسب مقادیر وزن مخصوص در خاک با شیب ۶۰ درجه و چسبندگی ۳ تن بر مترمکعب

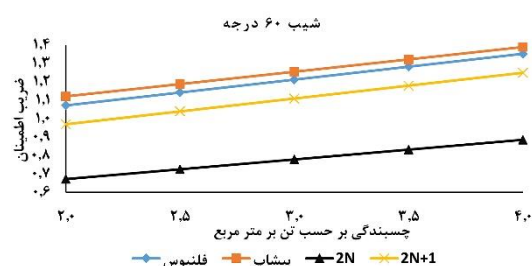
باتوجه به شکل (۷)، با افزایش خطی مقدار وزن مخصوص خاک، ضریب اطمینان به‌صورت غیرخطی کاهش می‌یابد.

باتوجه به نتایج به‌دست آمده در این بخش، در صورت تحلیل پایداری شیروانی خاکی به‌روش قطعات افقی و استفاده از فرمول‌بندی 2N، به‌دلیل تقریب در نقطه اثر نیروی محرک در این روش، نتایج حدود ۲۰ درصد نسبت به مقادیر واقعی کمتر هستند. فرمول‌بندی 2N+1 هم با این‌که از نظر فرمول‌بندی در بین روش‌های قطعات افقی روشی کامل به‌شمار نمی‌آید ولی از نظر دقت نتایج، با روش فلنیوس و در برخی از موارد با روش بیشاپ

جدول ۱۱ مقادیر ضریب برای شیب ۶۰ درجه با چسبندگی ۳ تن بر مترمربع، وزن مخصوص ۲ تن بر مترمکعب و زاویه اصطکاک داخلی متغیر

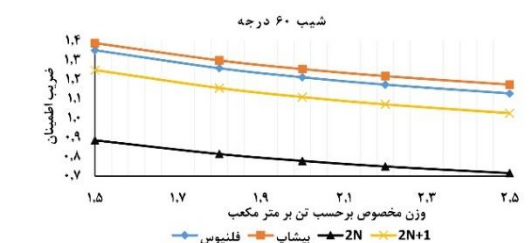
روش		مقادیر زاویه اصطکاک داخلی بر حسب درجه				
		$\Phi=20$	$\Phi=30$	$\Phi=40$	$\Phi=50$	$\Phi=60$
قطعات قائم	فلنیوس	۰,۹۱۹۶	۱,۲۱۲۳	۱,۵۷۱۴	۲,۰۵۵۱	۲,۷۹۶۱
	بیشاپ	۰,۹۴۰۴	۱,۲۵۵۰	۱,۶۴۲۰	۲,۱۶۴۱	۲,۹۶۴۴
قطعات افقی	2N	۰,۶۱۹۰	۰,۷۷۹۰	۰,۹۸۷۵	۱,۲۶۸۳	۱,۶۹۸۷
	2N+1	۰,۸۵۴۲	۱,۱۰۹۶	۱,۴۲۲۸	۱,۸۴۴۷	۲,۴۹۱۲

برای آن که بتوان تفاوت روش های مختلف در تعیین مقدار ضریب اطمینان را بهتر مشاهده نمود، نمودار تغییرات ضریب اطمینان پایداری بر حسب مقادیر چسبندگی، وزن مخصوص و زاویه اصطکاک داخلی در شکل های (۸، ۹ و ۱۰) ترسیم شده است.



شکل ۸ نمودار تغییرات ضریب اطمینان پایداری بر حسب مقادیر چسبندگی در خاک با شیب ۶۰ درجه و وزن مخصوص ۲ تن بر مترمکعب و زاویه اصطکاک داخلی ۳۰ درجه

باتوجه به شکل (۸)، با افزایش خطی مقدار چسبندگی، ضریب اطمینان به صورت خطی افزایش می یابد.



شکل ۹ نمودار تغییرات ضریب اطمینان پایداری بر حسب مقادیر وزن مخصوص در خاک با شیب ۶۰ درجه و چسبندگی ۳ تن بر مترمربع و زاویه اصطکاک داخلی ۳۰ درجه

جدول ۸ مقادیر اختلاف نتایج شیب ۸۰ درجه

روش	اختلاف با مقادیر دقیق (بر حسب درصد)
فلنیوس	۰,۳
بیشاپ اصلاح شده	۰,۵
افقی (2N)	-۱۱
افقی (2N+1)	۰,۳

شیب در حالت لغزش دایره ای در خاک با چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی. در این حالت مقادیر ضرایب اطمینان از روش های قطعات قائم (فلنیوس و بیشاپ) و قطعات افقی (فرمول بندی 2N و فرمول بندی 2N+1) محاسبه و در جدول های (۹، ۱۰ و ۱۱) آورده شده است. شیب مفروض در این حالت شیب ۶۰ درجه با تقسیم گوه لغزنده به ۵ قطعه می باشد. مقادیر ضریب اطمینان در این حالت با تغییر پارامترهای چسبندگی، وزن مخصوص و زاویه اصطکاک داخلی خاک حاصل گردیده است.

جدول ۹ مقادیر ضریب برای شیب ۶۰ درجه با وزن مخصوص ۲ تن بر مترمکعب، زاویه اصطکاک داخلی ۳۰ درجه و چسبندگی متغیر

روش		مقادیر چسبندگی بر حسب تن بر مترمربع				
		C=۲	C=۲,۵	C=۳	C=۳,۵	C=۴
قطعات قائم	فلنیوس	۱,۰۷۲۲	۱,۱۴۲۳	۱,۲۱۲۳	۱,۲۸۲۴	۱,۳۵۲۵
	بیشاپ	۱,۱۲۱۲	۱,۱۸۸۰	۱,۲۵۵۰	۱,۳۲۲۱	۱,۳۸۹۴
قطعات افقی	2N	۰,۶۷۲۶	۰,۷۲۵۸	۰,۷۷۹۰	۰,۸۳۲۲	۰,۸۸۵۴
	2N+1	۰,۹۷۰۰	۱,۰۳۹۸	۱,۱۰۹۶	۱,۱۷۹۴	۱,۲۴۹۲

جدول ۱۰ مقادیر ضریب برای شیب ۶۰ درجه با چسبندگی ۳ تن بر مترمربع، زاویه اصطکاک داخلی ۳۰ درجه و وزن مخصوص متغیر

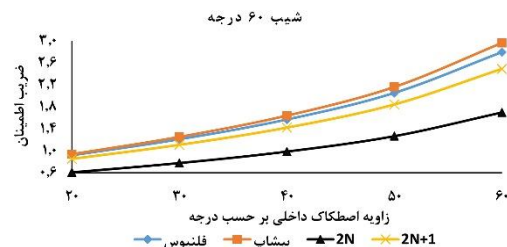
روش		وزن مخصوص بر حسب تن بر مترمکعب				
		$\gamma=1,5$	$\gamma=1,8$	$\gamma=2$	$\gamma=2,2$	$\gamma=2,5$
قطعات قائم	فلنیوس	۱,۳۵۲۵	۱,۲۵۹۰	۱,۲۱۲۳	۱,۱۷۴۱	۱,۱۲۸۳
	بیشاپ	۱,۳۸۹۴	۱,۲۹۹۸	۱,۲۵۵۰	۱,۲۱۸۴	۱,۱۷۴۶
قطعات افقی	2N	۰,۸۸۵۴	۰,۸۱۴۴	۰,۷۷۹۰	۰,۷۵۰۰	۰,۷۱۵۲
	2N+1	۱,۲۴۹۱	۱,۱۵۶۱	۱,۱۰۹۶	۱,۰۷۱۵	۱,۰۲۵۸

کمتر از مقادیر واقعی هستند و فرمول بندی $2N+1$ از نظر دقت نتایج، با روش فلنیوس و در برخی از موارد با روش بیشاپ برابری می‌کند. همچنین در این حالت با افزایش خطی مقدار چسبندگی، مقدار ضریب اطمینان به صورت خطی افزایش یافته و با افزایش خطی مقدار وزن مخصوص خاک، ضریب اطمینان به صورت غیرخطی کاهش یافته است.

در حالت لغزش دایره‌ای در خاک دارای چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی، ضریب اطمینان روش بیشاپ اصلاح شده بیشترین مقدار را دارد، بعد از آن ضریب اطمینان حاصل از روش فلنیوس و پس از آن مقدار ضریب اطمینان به دست آمده از روش قطعات افقی $2N+1$ قرار دارد. کمترین مقدار ضریب اطمینان نیز مربوط به روش ساده شده قطعات افقی $2N$ است. در این حالت با افزایش خطی مقدار چسبندگی، مقدار ضریب اطمینان به صورت خطی افزایش یافته و با افزایش خطی مقدار وزن مخصوص خاک، مقدار ضریب اطمینان به صورت غیرخطی کاهش یافته است. همچنین با افزایش خطی مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک، مقدار ضریب اطمینان به طور غیرخطی افزایش یافته است.

به طور کلی روش قطعات قائم، نتایجی دقیق تر و با اندکی حاشیه اطمینان را برای شیروانی خاکی ارائه می‌دهد، این در حالی است که نتایج حاصل از روش قطعات افقی وابستگی زیادی به نوع فرمول بندی دارد. در روش قطعات افقی روش فرمول بندی $2N$ مقادیر کمتری را برای ضریب اطمینان پایداری شیروانی نشان می‌دهد، در حالی که روش $2N+1$ که از لحاظ فرمول بندی جزو روش‌های پیشرفته قطعات افقی هم نیست، نتایج قابل قبولی (نزدیک به نتایج روش قطعات قائم) ارائه می‌دهد. با انتخاب فرمول بندی مناسب، روش قطعات افقی می‌تواند دقت بالایی داشته باشد و باید توجه داشت در مواردی که خاک دارای لایه بندی افقی است و یا در مسئله نیروهای افقی (مانند وجود سخت کننده افقی یا مؤلفه افقی نیروی زلزله و...) وجود دارد، روش قطعات افقی سهولت بسیار بالاتری برای استفاده فراهم می‌کند.

همان طور که در شکل (۹) مشخص است، با افزایش خطی مقدار وزن مخصوص خاک، ضریب اطمینان به صورت غیرخطی کاهش می‌یابد.



شکل ۱۰ نمودار تغییرات ضریب اطمینان پایداری بر حسب مقادیر زاویه اصطکاک داخلی در خاک با شیب ۶۰ درجه و چسبندگی ۳ تن بر مترمربع و وزن مخصوص ۲ تن بر مترمکعب

همچنین باتوجه به شکل (۱۰)، با افزایش خطی مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک، مقدار ضریب اطمینان به طور غیرخطی افزایش می‌یابد. از سوی دیگر باتوجه به شکل‌های (۸، ۹ و ۱۰) مشابه قبل، از روش قطعات افقی $2N$ ضریب اطمینان کمتری به دست آمده است.

نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، به منظور بررسی تحلیل پایداری شیروانی‌های خاکی به روش قطعات افقی و قائم، دو فرمول بندی از هر روش انتخاب شد، سپس ضریب اطمینان پایداری شیروانی با استفاده از روش‌های مذکور برای تعدادی شیروانی محاسبه گردید.

بررسی‌ها نشان داد، در حالتی که سطح لغزش مسطح باشد، بین نتایج روش دقیق، روش قطعات قائم و افقی اختلاف اندکی (حدود ۰,۴ درصد) وجود دارد.

در حالت لغزش دایره‌ای در خاک چسبنده همگن (بدون زاویه اصطکاک داخلی)، در صورت استفاده از روش قطعات قائم، روش فلنیوس و بیشاپ اصلاح شده، دقت تقریباً یکسانی مشاهده شد و اختلاف نتایج آنها با مقدار دقیق اندک است و در صورت استفاده از روش قطعات افقی، در فرمول بندی $2N$ مقادیر ضریب اطمینان

مراجع

1. Shahgholi, M., Fakher, A. and Jones, C.J.F.P., "Horizontal Slice Method of Analysis", *Geotechnique*, Vol. 51 (10), Pp. 881–885, (2001).
2. Nouri, H.R., Fakher, A. and Jones, C.J.F.P., "Development of Horizontal Slice Method in Stability Analysis of Reinforced Slopes", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 24, No. 3, pp. 175–18, (2006).
3. Sarbi shei S. and Fakher A., "Energy-based Horizontal Slice Method for Pseudo-static Analysis of Reinforced Walls", *Geosynthetics International*, Vol. 19, (2012).
۴. حاجی عزیزی، م.، کیلانتهئی، ف.، کیلانتهئی، پ.، «ارائه روشی جدید در تحلیل پایداری شیب‌های خاکی با استفاده از روش تعادل حدی»، مجله عمران شریف، پذیرفته شده برای چاپ، تهران، (۱۳۹۵).
۵. خرقانی، س.، «مهندسی سدهای خاکی»، چاپ اول، انتشارات دانشگاه صنعت آب و برق شهید عباسپور، (۱۳۸۳).
۶. وفاپیان، م.، «سدهای خاکی و سنگریز»، چاپ اول، انتشارات ارکان دانش، (۱۳۹۱).
۷. عباسی، ع.، حسنلو، م.، حسنلوراد، م.، «تحلیل حدی شیروانی‌های خاکی مسلح به روش قطعات افقی»، اولین کنفرانس ملی مهندسی ژئوتکنیک ایران، اردبیل، (۱۳۹۲).
8. Morgenstern, N.R. and Price, V.R., "The Analysis Stability of General Slip Surfaces", *Geotechnique*, Vol. 15, No. 1, pp. 79–93, (1965).
9. Cheng, Y.M., Liang, L., Chi, S. and Wei, W.B., "Particle Swarm Optimization Algorithm for the Location of the Critical Non-circular Failure Surface in Two-dimensional Slope Stability Analysis", *Computers and Geotechnics*, Vol. 34, pp. 92–103, (2007).
10. Cheng, Y. M., Liang, L., Chi, S.C. and Wei, W. B., "Determination of the Critical Slip Surface, Using Artificial Fish Swarms Algorithm", *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental, Engineering*, Vol. 134, No. 2, pp. 244-251, (2008).
11. Zheng, H., Sun, G. and Liu, D., "A Practical Procedure for Searching Critical Slip Surfaces of Slopes Based on the Strength Reduction Technique", *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, pp. 1–5, (2009).
۱۲. کشاورز، ا.، شیدفر، ن.، «بررسی پایداری شبه‌استاتیکی شیب‌های خاکی مسلح با استفاده از روش قطعات افقی با فرض لغزش صفحه‌ای»، هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران، زاهدان، (۱۳۹۲).

بهبود روش اجزای محدود بسط یافته در آنالیز مسائل ترک با تولید مجدد شبکه*حمید مسلمی^(۲)کامران مدبر^(۱)

چکیده روش اجزای محدود بسط یافته یکی از تکنیک‌های بسیار مؤثر برای مدل‌سازی مسائل دارای ترک می‌باشد. در این روش باتوجه به استفاده از توابع غنی‌سازی برای مدل‌کردن ناپیوستگی میدان جابه‌جایی، دیگر ترک به صورت یک ماهیت هندسی مدل نمی‌شود و نیازی نمی‌باشد که شبکه اجزای محدود در هر مرحله مسیر ترک را دنبال کند. ولی مشکل اساسی در این روش عدم کنترل بر روی میزان خطای حل عددی می‌باشد. به این منظور به کمک روش تولید مجدد شبکه تطابقی، در مواردی که خطای حل بیش از حد قابل قبول است، شبکه اجزای محدود مجدداً تولید می‌شود و مسئله با شبکه جدید حل می‌شود تا بتوان به دقت مطلوب دست یافت. این تولید مجدد شبکه کاملاً مستقل از دنبال کردن مسیر ترک می‌باشد و ممکن است در چند مرحله از رشد ترک، مسئله با یک شبکه یکسان حل شود. الگوریتم ذکر شده باعث می‌شود که بدون مشکلات دنبال کردن مسیر ترک، دقت حل نیز در حد مطلوبی باقی بماند. پارامتر ضریب شدت تنش که نقش کلیدی در تعیین مسیر رشد ترک دارد، با کمک روش ترکیبی محاسبه شده است و بهبود قابل توجهی در دقت محاسبه عددی این پارامتر مشاهده شده است.

واژه‌های کلیدی اجزای محدود بسط یافته، آنالیز مسائل ترک، اجزای محدود تطابقی، توابع غنی‌سازی، اصلاح مش.

Improving the Extended Finite Element Method in the Crack Problems via the Remeshing Process

K. Modabber

H. Moslemi

Abstract Challenging and complex nature of the numerical analysis of crack problems have attracted the interest of many researchers in past decades and several techniques have been proposed for these problems. One of these techniques is the extended finite element method in which the crack tip field modeling is improved by enrichment of shape functions and the crack can intersect the elements. On the other hand, we have adaptive finite element method which aims to improve the accuracy of displacement and stress fields near the crack tip by remeshing process. Researchers have reported the drawbacks of each of these two techniques. In this paper the drawbacks of the previous techniques are covered with proper combination of these two techniques. By this combination the crack can pass through the elements and there is no need for crack tracking by mesh. In addition the estimated error is limited to desirable bands and stress intensity factor can be computed numerically with acceptable accuracy.

Keywords Extended Finite Element Method; Crack Problems; Adaptive Finite Element Method; Enrichment functions, Remeshing.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۹/۵ تاریخ پذیرش آن ۹۶/۴/۱۷ می‌باشد.

(۱) کارشناس ارشد سازه، مهندسی عمران، دانشگاه شاهد، تهران.

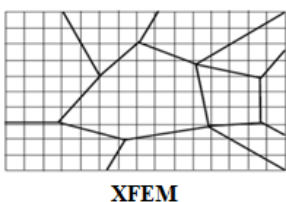
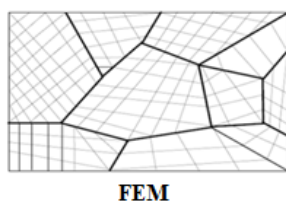
Email: h.moslemi@shahed.ac.ir

(۲) نویسنده مسئول: استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه شاهد، تهران.

مقدمه

مش بندی در دو روش اجزای محدود معمولی و بسط یافته را به تصویر می کشد [3].

برای مدل سازی ناپیوستگی در میدان جابه جایی ترک از افزودن جملاتی به تابع جابه جایی در روش اجزای محدود کلاسیک استفاده می شود. این جملات توابع غنی سازی نام دارند. توابع غنی سازی مورد استفاده در روش اجزای محدود بسط یافته به دو دسته تقسیم می شوند. دسته اول توابع برای مدل سازی المان هایی می باشد که ترک از آنها عبور کرده است و دسته دوم برای المان هایی می باشد که ترک در آنها واقع شده است.



شکل ۱ تطبیق و عدم تطبیق مش بندی در دو روش اجزای محدود کلاسیک و بسط یافته

بلیچکو [4] برای ترک الاستیک و برای مسائل ایزوتروپ رابطه (۱) را به عنوان رابطه نهایی برای غنی سازی معرفی کرده است.

$$U = \sum_{i \in N} N_i(x) U_i + \sum_{i \in N_{cut}} N_i(x) H(x) a_i + \sum_{i \in N_{front}} \sum_{\alpha} N_i(x) B_{\alpha}(x) b_{i,\alpha} \quad (1)$$

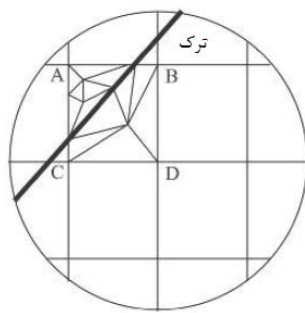
در روابط فوق N مجموعه نقاط موجود در روش اجزای محدود استاندارد می باشد. N_{cut} مجموعه نقاطی هستند که ترک از المان های آنها عبور کرده است و در اصطلاح آنها را بریده است. این نقاط در شکل (۲) با دایره مشخص شده است. N_{front} مجموعه نقاطی است که

حل مسائل ترک به دلیل وجود ناپیوستگی در میدان جابه جایی و تکین بودن میدان تنش در نوک ترک همواره جزو مسائل چالش برانگیز در رشته های مختلف مهندسی بوده است. به خصوص در استفاده از روش های عددی، روش هایی که در مسائل بدون ترک به خوبی جواب مسئله را مدل می کنند، در مسائل دارای ترک جواب های واگرا و کاملاً دور از جواب تحلیلی مسئله را می دهند. بنابراین برای بهبود روش های عددی در تحلیل مسائل ترک تکنیک های مختلفی توسط محققان مختلف پیشنهاد گشته است. یکی از این تکنیک ها روش اجزای محدود بسط یافته می باشد که ایده اصلی این روش بر مبنای اصل تقسیم بندی جزء واحد است که توسط بابوشکا و ملنک ارائه گردید [1].

به موازات این روش، تکنیک اجزای محدود تطابقی یا همان روش اصلاح مش برای مدل سازی دقیق رفتار مسائل دارای ترک مورد استفاده قرار گرفته است. این روش نیز سعی دارد با ارائه اصلاح شبکه، خطاهای ایجاد شده را که تحت تأثیر نحوه شبکه بندی می باشند کاهش دهد.

روش اجزای محدود بسط یافته یکی از تکنیک های موفق در زمینه آنالیز مسائل ترک می باشد. مهم ترین مزیتی که این روش نسبت به روش اجزای محدود معمولی دارد این است که دیگر نیازی به مش بندی مجدد در مسئله به هنگام رشد ترک نیست. در مسائلی که با استفاده از روش اجزای محدود معمولی آنالیز می شوند در هر مرحله از رشد ترک هندسه مسئله کاملاً تغییر می یابد چرا که بایستی خود ترک در این مسائل مستقیماً مدل گردد و همین موضوع باعث برهم خوردن هندسه مسئله در زمانی می شود که ترک رشد می کند [2].

اما در روش اجزای محدود بسط یافته با تغییر توابع شکل و افزودن جملاتی به معادله جابه جایی، ترک یا ناپیوستگی مدل می شود و نیازی به مش بندی مجدد در هر مرحله از رشد ترک وجود ندارد. شکل (۱) تفاوت



شکل ۳ زیرالمان مثلثی منطقه ترک

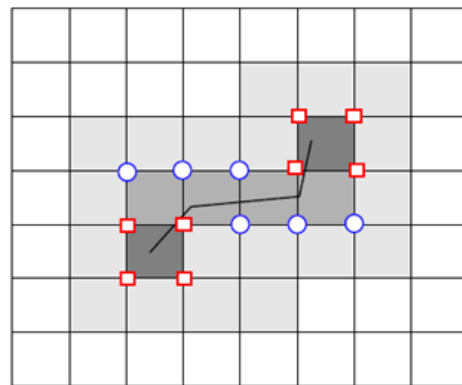
البته در المان‌هایی که منطقه المان‌های معمول را به المان‌های غنی‌شده مرتبط می‌سازند و به آنها المان‌های مخلوط (Blending Elements) گفته می‌شود، مشکلاتی در همگرایی جواب‌ها مشاهده می‌شود که این مشکلات را می‌توان با اصلاح توابع غنی‌سازی کاهش داد. به این صورت که توابع غنی‌سازی در المان‌های استاندارد صفر می‌شوند، در المان‌هایی که همه گره‌های آنها غنی‌سازی می‌شوند، بدون تغییر می‌مانند و در المان‌های مخلوط به صورت پیوسته تغییر می‌کنند.

روش اجزای محدود تطابقی

روش اجزای محدود تطابقی به عنوان یک تکنیک موفق در آنالیز مسائل ترک به کار می‌رود. اساس کار این روش اصلاح مش و معرفی مش‌بندی مناسب براساس شرایط و نوع مسئله می‌باشد. اصولاً در مسائلی که ترک وجود دارد به دلیل تمرکز بالای تنش در اطراف نوک ترک خطا در آن محدوده زیاد می‌باشد و لذا پاسخ مسئله به خصوص فاکتور شدت تنش خطای نسبتاً بالایی خواهد داشت و با مقدار تحلیلی خود فاصله دارد. بر همین اساس روش اجزای محدود تطابقی با اصلاح مش و یافتن نقاط حساس مسئله که نیاز به ریزسازی بیشتر دارند، مقدار خطای مسئله را کاهش می‌دهد و در نتیجه جواب‌ها به مقدار تحلیلی آن نزدیک‌تر می‌گردد. معمولاً از دو نوع رویکرد برای اصلاح مش در روش اجزای محدود تطابقی استفاده می‌شود: ۱- روش‌های مبتنی بر باقی‌مانده‌ها

نوک ترک در المان‌های آنها قرار گرفته است این نقاط نیز در شکل (۲) با علامت مربع مشخص گردیده است [3]. همچنین در رابطه (۱) توابع شکل استاندارد در روش اجزای معمولی استاندارد می‌باشد. H نیز تابع پرش هویساید می‌باشد. تابع هویساید در نقاط بالای ترک مقدار $+1$ و در نقاط پایین ترک مقدار -1 را به خود می‌گیرد. تابع B_α نیز از حل تحلیلی الاستیک نوک ترک نشئت گرفته است و به صورت زیر بیان می‌گردد:

$$[B_\alpha] = [\sqrt{r} \sin \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \cos \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \sin \frac{\theta}{2} \sin \theta, \sqrt{r} \cos \frac{\theta}{2} \sin \theta] \quad (2)$$



شکل ۲ نقاط تحت تأثیر توابع عادی غنی‌سازی و توابع نوک ترک

به دلیل وجود ناپیوستگی توابع هویساید که در ماتریس شکل ایجاد می‌گردند، انتگرال‌گیری به روش‌های عادی، نظیر استفاده از روش گاوس کارساز نیست و دقت لازم در انتگرال‌گیری وجود ندارد. در این خصوص روش‌های متعددی پیشنهاد شده است که یکی از آنها روش پیشنهادی دالبو می‌باشد. در این روش المانی که از آن ترک عبور کرده است به زیر المان‌های مثلثی تقسیم می‌شود و انتگرال‌گیری براساس این زیرالمان‌ها محاسبه می‌گردد. شکل (۳) نمونه‌ای از تقسیم‌بندی این زیرالمان‌ها را به تصویر می‌کشد [5].

جواب قابل قبول باشد. از این رو به جای خطای نقطه به نقطه نرم خطا تعریف می شود که به صورت انتگرال عددی از تابع خطا روی دامنه است. یکی از معروف ترین نرم های خطا، نرم L_2 می باشد که به صورت زیر تعریف می گردد.

$$\|e\| = \left(\int_{\Omega} e^T e d\Omega \right)^{1/2} \quad (5)$$

به این ترتیب نرم تابع خطای تنش برابر خواهد بود با:

$$\|e_{\sigma}\| = \left\| \sigma^* - \hat{\sigma} \right\| = \left(\int_{\Omega} (\sigma^* - \hat{\sigma})^T (\sigma^* - \hat{\sigma}) d\Omega \right)^{1/2} \quad (6)$$

پس از تخمین خطای مسئله می توان یک شبکه بهینه بر مبنای خطای برآورد شده ایجاد نمود. بدین ترتیب که در نقاط با خطای بالاتر المان های ریزتر و در مناطق با خطای پایین از المان های درشت تر استفاده نمود. با تعریف یک خطای هدف مطلوب $(\|e_{\sigma}\|_i)_{aim}$ می توان تراکم المان های متصل به گره های مختلف را تعیین نمود و شبکه جدید را تعیین نمود.

$$(h_i)_{new} = \left[\frac{(\|e_{\sigma}\|_i)_{aim}}{\|e_{\sigma}\|_i} \right] (h_i)_{old} \quad (7)$$

برآورد فاکتور شدت تنش با ترکیب روش اجزای

محدود بسط یافته و تطابقی

پارامتر فاکتور شدت تنش برای بیان میزان تمرکز تنش در اطراف نوک ترک به کار می رود و نقش تعیین کننده ای در مسیر رشد ترک دارد. مفهوم فاکتور شدت تنش برای اولین بار توسط اروین در سال ۱۹۵۷ برای سنجش مقدار تکنیکی استفاده شد [9]. برای محاسبه فاکتور شدت تنش به صورت تحلیلی بایستی از روابط الاستیک موجود استفاده نمود که تنها برای الگوها و مسائل خاص حل شده است و در سایر مسائل عموماً از روش های عددی برای برآورد ضریب شدت تنش استفاده می شود. از روش های متداول عددی برای برآورد این ضریب می توان به روش همبستگی تغییر مکان ها (Displacement

Residual Based Methods) و ۲- روش های مبتنی بر بهبود جواب ها (Recovery Based Methods). در روش های مبتنی بر باقی مانده ها که در ابتدا توسط بابوشکا و رینبولت ارائه گردید [6]، نتایج حل به روش اجزای محدود در معادلات حاکم بر سیستم قرار داده می شود و خطا به صورت نرم انرژی و با محاسبه باقی مانده های محلی این معادلات بر روی مجموعه ای از المان ها (patch) محاسبه می شود. از سوی دیگر در روش های مبتنی بر بهبود جواب که نخستین بار توسط زینکوویچ و ژو ارائه گردید، از یک فرایند بازیابی اطلاعات استفاده می شود تا مقادیر دقیق تری برای متغیرها به دست آید [7]. در این مقاله از این نوع رویکرد برای اصلاح مش استفاده شده است.

در این روش برای ارزیابی خطا، بایستی از میزان اختلافی که بین جواب های بهبود یافته و جواب های قبلی وجود دارد استفاده می گردد. برای این کار ابتدا مسئله را با همان مش بندی اولیه آنالیز می کنیم. برای بهبود جواب ها کفایت با استفاده از روابط توابع شکلی جواب بهبود یافته را محاسبه نماییم. این رابطه به صورت زیر بیان خواهد شد [۸].

$$\sigma^* = N \bar{\sigma}^* \quad (3)$$

که σ^* تنش بهبود یافته، تابع N شکل و $\bar{\sigma}^*$ مقادیر تنش در گره ها می باشد.

از آنجایی که جواب های بهبود یافته دارای تقریب مناسبتری نسبت به جواب های واقعی مسئله می باشد، لذا می توان از اختلاف دو جواب به عنوان خطای تقریب مسئله استفاده نمود.

$$e_{\sigma} \approx \sigma^* - \hat{\sigma} \quad (4)$$

$\hat{\sigma}$ جواب روش اجزای محدود در گره ها می باشد. تعریف فوق مقدار خطای برآورد شده را در تک تک نقاط دامنه می دهد، ولی برای ریزسازی شبکه معیار مناسبی نمی باشد، چرا که ممکن است در یک نقطه خاص مثل نوک ترک تنش به سمت بی نهایت برود که خطا در این نقطه بسیار بالا خواهد بود، ولی در مجموع خطای کل

$$M = \frac{2}{E'} (K_I K_I^{aux} + K_{II} K_{II}^{aux}) \quad (10)$$

برای مد I، $K_I^{aux} = 1$ و $K_{II}^{aux} = 0$ قرار می‌گیرد و برای مد II، $K_I^{aux} = 0$ و $K_{II}^{aux} = 1$ قرار می‌گیرد؛ بنابراین:

$$K = \frac{E'}{2} M \quad (11)$$

به جای E' برای حالت کرنش مسطح از $E/(1-\nu^2)$ و برای تنش مسطح نیز از E استفاده می‌شود.

در این برآورد مدل‌سازی ترک با روش اجزای محدود بسط‌یافته صورت می‌گیرد و هندسه ترک از میان المان‌ها عبور می‌کند. پس از برآورد تنش‌ها و پیش از محاسبه ضریب شدت تنش، خطای دامنه به روش اجزای محدود تطابقی تخمین زده می‌شود و در صورتی که خطای دامنه بیش از محدوده قابل قبول باشد، شبکه با روش ارائه شده در بند (۲) مجدد تولید می‌شود و آنالیز شبکه مجدد انجام می‌گیرد. در تمامی این مراحل مسیر ترک می‌تواند از بین المان‌ها عبور نماید. زمانی که خطای تخمین زده شده در حد قابل قبول رسید، می‌توان با استفاده از روش انتگرال متقابل، ضریب شدت تنش را محاسبه نمود. با این ترکیب دیگر نیازی به دنبال کردن مسیر ترک توسط المان‌ها نیست و همچنین برآورد ضریب شدت تنش بر مبنای تنش‌های با دقت قابل قبول انجام می‌گیرد. در تمامی مراحل آنالیز، شبکه اجزای محدود بدون توجه به مسیر ترک بدون تغییر باقی می‌ماند تا بتوان از مزایای روش اجزای محدود بسط‌یافته استفاده نمود. تا زمانی که خطای شبکه از حد قابل قبول بیشتر شود و تولید مجدد شبکه انجام گیرد. به این ترتیب ممکن است در ده مرحله رشد ترک نیاز به دو مرحله تولید مجدد شبکه گردد. شبکه تولیدی جدید بدون نیاز به تطابق با مسیر ترک تولید می‌شود.

مدل‌سازی عددی

در این بخش برای بیان صحت و کارایی تکنیک

روش گسترش ترک مجازی (Correlation Method)، روش انتگرال مجازی (Virtual crack extension method)، روش بسته ترک اصلاح شده (Modified crack closure)، روش J-انتگرال، روش انتگرال متقابل (Interaction integral method) اشاره داشت [2]. در این مقاله از روش انتگرال متقابل برای برآورد ضریب شدت تنش استفاده شده است.

روش انتگرال متقابل یکی از دقیق‌ترین روش‌ها برای محاسبه فاکتور شدت تنش می‌باشد. این روش به نوعی روش J-انتگرال را ارتقا می‌دهد و با استفاده از یک میدان کمکی می‌تواند پارامتر J را به دقت و به سادگی محاسبه نماید.

انتگرال اندرکنش متقابل M برای اجسام الاستیک توسط پائولینو در سال ۲۰۰۴ ارائه گردید [10]. مزیتی که این روش نسبت به سایر روش‌ها دارد این است که هم‌زمان و با یک انتگرال‌گیری پارامتر فاکتور شدت تنش در هر دو مود محاسبه می‌گردد. در این روش بایستی یک فضای کمکی متأثر از تنش و کرنش در مسئله تعریف نمود. این فضای کمکی به نحوی در مسئله تعیین می‌گردد که معادلات تعادل و شرایط مرزی بدون نیرو بر روی سطح ترک در منطقه A^* را ارضا نماید. A^* مساحت معادلی است که در آن انتگرال گرفته می‌شود. در این روش انتگرال J از ترکیب انتگرال مسئله اصلی و مسئله کمکی و انتگرال اندرکنش به دست می‌آید:

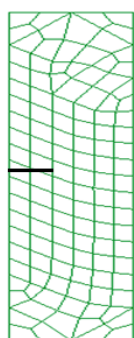
$$J = J^{act} + J^{aux} + M \quad (8)$$

جملات J^{act} و J^{aux} مربوط به وضعیت واقعی و کمکی است و M نیز انتگرال متقابل می‌باشد که مقدار آن برابر است با:

$$M = \int A^* \left[\sigma_{ij} \frac{\partial u_i^{aux}}{\partial x_j} + \sigma_{ij}^{aux} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} - W \delta_{ij} \right] \frac{\partial q}{\partial x_j} d\Gamma \quad (9)$$

برای ارتباط انتگرال اندرکنش و ضریب شدت تنش از تعریف ضریب زیر استفاده می‌شود [10].

برای نشان دادن کارایی تکنیک ارائه شده مسئله یک مرتبه تنها با روش اجزای محدود بسط یافته و بدون ترکیب با روش تطابقی انجام شده است و بار دوم در ترکیب دو روش صورت پذیرفته است. شبکه اولیه ای که برای آنالیز اجزای محدود بسط یافته استفاده شده است، در شکل (۵) نشان داده شده است. در این شکل مشخص است که ترک از بین المان ها عبور کرده است.



شکل ۵ شبکه اجزای محدود بسط یافته اولیه

معیاری که برای رشد ترک در هر دو فاز در نظر گرفته شده است براساس معیار حداکثر تنش محیطی می باشد که در آن زاویه انحراف ترک بر مبنای ضریب شدت تنش دو مود شکست به صورت زیر محاسبه می شود [11].

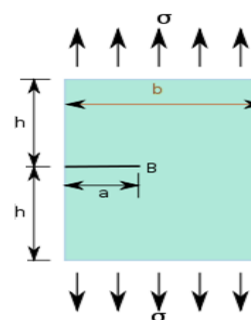
$$\tan\left(\frac{\theta}{2}\right) = \frac{1}{4} \frac{K_I}{K_{II}} \pm \frac{1}{4} \sqrt{\left(\frac{K_I}{K_{II}}\right)^2 + 8} \quad (12)$$

تخمین خطا در هر مرحله از رشد ترک صورت گرفته است ولی اصلاح شبکه ای انجام نشده است و در نتیجه با رشد ترک میزان خطا افزایش یافته و از مقدار خطای هدف ۱۵ درصد نیز فراتر رفته است که نمودار تغییرات آن در شکل (۶) آورده شده است. علت این امر حرکت نقاط حساس مسئله (منطقه اطراف ترک) با رشد ترک می باشد. چون منطقه ریزشده قبلی دیگر با نقاط حساس جدید مسئله منطبق نیستند خطای حل شروع به افزایش می نماید که با اصلاح مجدد شبکه این مسئله

معرفی شده دو مثال عددی مورد بررسی قرار گرفته اند. این دو مثال از مسائل کلاسیک مکانیک شکست هستند و ضرایب شدت تنش آن به صورت تحلیلی نیز موجود می باشد. برای آنالیز اجزای محدود از المان چهارگوش چهارگرمی استفاده شده است و انتگرال گیری اصلاح شده با چهار نقطه گاوس صورت گرفته است. فرایند اصلاح مش نیز براساس معیار ارائه شده در بند ۲ صورت گرفته است. همچنین خطای هدف در هر دو مسئله برابر ۱۵ درصد در نظر گرفته شده است. مثال نخست، مسئله ترک لبه ای تحت کشش و مثال دوم، ترک میانی ۴۵ درجه تحت کشش در نظر گرفته شده است. در مثال اول تنها مود اول فعال شده است اما مثال دوم مسئله ترکیب مودها می باشد و کارایی این تکنیک را در زمان فعال شدن هر دو مود شکست نشان می دهد.

ورق مستطیلی با ترک لبه ای

در این مثال یک ورق مستطیلی به طول $b = 25\text{cm}$ و ارتفاع $2h = 100\text{cm}$ مدل سازی شده است که دارای یک ترک لبه ای به طول اولیه $a = 8\text{cm}$ می باشد (شکل ۴). نمونه مورد نظر از دو طرف با تنش یکنواخت $\sigma = 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ کشیده می شود. برای رشد ترک نیز در هر مرحله یک گام رشد ترک به طول 2cm در نظر گرفته شده است. پارامترهای مکانیکی نظیر مدول الاستیسیته و ضریب پواسون، به ترتیب برابر $E = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ و $\nu = 0.3$ می باشند.



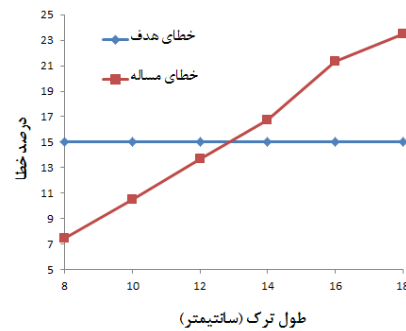
شکل ۴ ورق مستطیلی با ترک لبه ای

برطرف می‌شود.

در هر مرحله از رشد ترک مقدار ضریب شدت تنش با استفاده از روش انتگرال متقابل محاسبه شده و در جدول (۱) آورده شده‌است. همچنین این مقدار با مقدار تحلیلی این مود که از رابطه زیر به دست می‌آید [11] مقایسه شده‌است.

$$K_I = \alpha \sigma \sqrt{\pi a}$$

$$\alpha = \left[1.12 - 0.23 \left(\frac{a}{b} \right) + 10.6 \left(\frac{a}{b} \right)^2 - 21.7 \left(\frac{a}{b} \right)^3 + 30.4 \left(\frac{a}{b} \right)^4 \right] \quad (13)$$

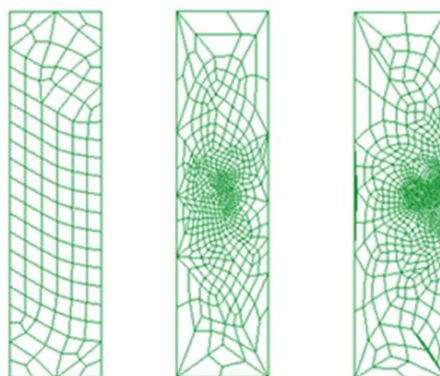


شکل ۶ تغییرات خطا با رشد ترک بدون اصلاح شبکه

بدیهی است که در این مسئله مود دوم فعال نشده‌است و ضریب شدت تنش آن صفر است.

جدول ۱ مقادیر ضرایب شدت تنش بدون ترکیب روش‌ها

مرحله	درصد خطا	KI تحلیلی	KI عددی	KI عددی	مختصات نوک ترک
اول	۷,۴۷۲	۸,۶۹۱۳	۷,۵۵	۰,۳۶۵۶	(۹,۹۹ و ۹,۹۰)
دوم	۱۰,۵۱	۱۱,۷۷۸	۹,۷۳	-۰,۵۴۸۰	(۱۱,۹۹ و ۹,۹۳)
سوم	۱۳,۶۹	۱۶,۲۵۷	۱۳,۲۸	-۰,۲۴۲۵	(۱۳,۹۸ و ۱۰,۰۴)
چهارم	۱۶,۷۴	۲۲,۹۸۹	۱۸,۲۰	۱,۰۶۴۹	(۱۵,۹۸ و ۹,۹۱)
پنجم	۲۱,۳۷	۳۳,۲۱۹	۳۰,۲۰	۴,۶۶۸۳	(۱۷,۸۵ و ۹,۲۱)
ششم	۲۳,۵۲	۴۷,۶۳۹	۳۲,۶۶	-۳,۱۹۸۵	(۱۹,۸۲ و ۸,۸۸)



گام ۶ اصلاح یافته گام ۴ اصلاح یافته تا ۶ گام ۱ الی ۴

شکل ۷ شبکه اصلاح شده در طول رشد ترک

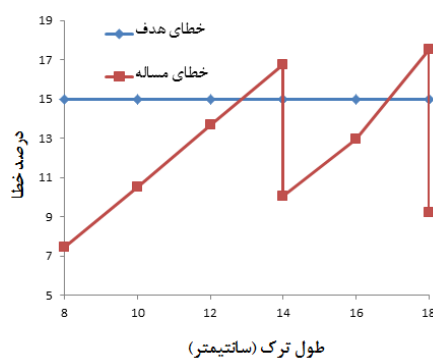
با مقایسه مقادیر جداول (۱ و ۲) واضح است که استفاده از روش ترکیبی به مقدار قابل توجهی خطای محاسبه ضرایب شدت تنش را کاهش می دهد و مسیر رشد ترک را با دقت بالاتری پیدا می کند. لازم به ذکر است باتوجه به آنالیز خطی مسئله، آنالیز مجدد روی تمامی شبکه ها انجام گرفته است و نیازی به فرایند انتقال اطلاعات نمی باشد.

ورق مربعی با ترک مورب

مدل سازی دوم عددی مورد بررسی ترک مورب ۴۵ درجه در داخل یک ورق مربعی می باشد که تحت کشش قرار دارد. این مسئله به این لحاظ اهمیت دارد که یک مسئله مود ترکیبی است که هر دو مود در آن فعال می شوند و کارایی تکنیک ارائه شده در این گونه مسائل را نشان می دهد. در این مثال عرض صفحه $b = 50 \text{ cm}$ و ارتفاع $2h = 50 \text{ cm}$ در نظر گرفته می شود. طول اولیه ترک نیز $a = 10\sqrt{2} \text{ cm}$ می باشد. نمونه مورد نظر از دو طرف با تنش یکنواخت برابر $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$ کشیده می شود. برای رشد ترک نیز در هر مرحله یک گام با طول 2 cm در نظر گرفته شده است. سایر پارامترهای مکانیکی نظیر مدول الاستیسیته و ضریب پواسون به ترتیب برابر $E = 1000 \text{ Kg/cm}^2$ و $\nu = 0.3$ می باشند (شکل ۹).

حال در مرحله دوم ترکیب روش های اجزای محدود بسط یافته و تطابقی انجام گرفت و ملاحظه گردید که در دو مرحله از رشد ترک، خطا از حد مجاز ۱۵ درصد فراتر رفت و نیاز به اصلاح شبکه وجود دارد. شبکه اصلاح شده در این دو مرحله در شکل (۷) نشان داده شده است که تراکم المان ها در نوک ترک هر مرحله، نشان می دهد روش تطابقی به خوبی نقاط حساس مسئله را یافته و شبکه مناسبی تولید کرده است.

میزان تغییرات خطا در مراحل مختلف رشد ترک در شکل (۸) آورده شده است که ملاحظه می شود در مرحله ای که خطا بالای خطای هدف است، اصلاح شبکه منجر به افت خطا شده است. حال با روش ترکیبی مجدداً برآورد ضریب شدت تنش انجام شده است که نتایج و مقایسه آن با مقادیر تحلیلی در جدول (۲) نشان داده شده است.



شکل ۸ تغییرات خطا با رشد ترک با روش ترکیبی

جدول ۲ مقادیر ضرایب شدت تنش با ترکیب روش ها

مرحله	درصد خطا	KI تحلیلی	KI عددی	KII عددی	مختصات نوک ترک
اول	۷,۴۷	۸,۶۹۱	۷,۵۵۴	۰,۳۶۵	(۹,۹۹ و ۴۹,۹۰)
دوم	۱۰,۵۱	۱۱,۷۷۸	۹,۷۳۶	-۰,۵۴۸	(۱۱,۹۹ و ۴۹,۹۳)
سوم	۱۳,۶۹	۱۶,۲۵۷	۱۳,۲۸۶	-۰,۲۴۲	(۱۳,۹۸ و ۵۰,۰۴)
چهارم	۱۶,۷۴	۲۲,۹۸۹	۱۸,۲۰۸	۱,۰۶۴	-
چهارم اصلاح شده	۱۰,۰۲	۲۲,۹۸۹	۲۰,۳۶۳	۰,۵۱۷	(۱۵,۹۸ و ۵۰,۰۴)
پنجم	۱۲,۹۵	۳۳,۲۳۸	۳۰,۷۳۴	۱,۱۶۸	(۱۷,۹۸ و ۴۹,۸۹)
ششم	۱۷,۵۵	۴۸,۶۰۰	۳۲,۵۸۵	۶,۱۱۹	-
ششم اصلاح شده	۹,۲۰	۴۸,۶۰۰	۴۷,۹۰۱	-۱,۶۲۳	(۱۹,۹۸ و ۴۹,۸۸)

به دست می‌آید [11] مقایسه شده است و در جداول ۳ و ۴ آورده شده است. باتوجه به وجود دو نوک ترک در مسئله این برآورد برای هر دو نوک ابتدایی و انتهایی انجام شده است.

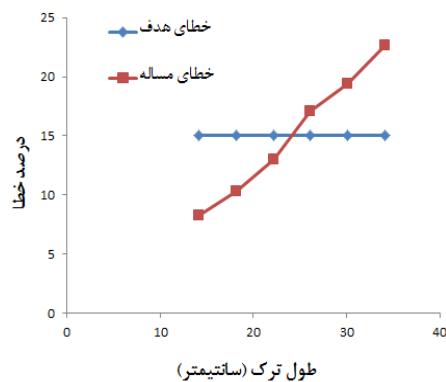
$$K_I = K_{II} = 0.5\sigma\sqrt{\pi a} \quad (14)$$

جدول ۳ مقادیر ضرایب شدت تنش با شبکه اولیه

تحلیلی		نوک ابتدای ترک		نوک انتهای ترک	
KII	KI	KII	KI	KII	KI
۲.۳۵	۲.۳۵	۲.۶۲	۲.۵۶	۲.۷۱	۲.۶۸

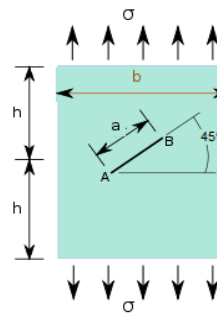
جدول ۴ مقادیر ضرایب شدت تنش با شبکه اصلاح شده

تحلیلی		نوک ابتدای ترک		نوک انتهای ترک	
KII	KI	KII	KI	KII	KI
۲.۳۵	۲.۳۵	۲.۵۴	۲.۳۸	۲.۴۸	۲.۵۶



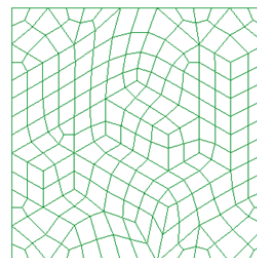
شکل ۱۲ تغییرات خطا با رشد ترک بدون اصلاح شبکه

نتایج دو جدول حاکی از افزایش دقت پس از اعمال اصلاح شبکه می‌باشد. پس از محاسبه ضرایب شدت تنش فرایند رشد ترک انجام گردید که مشاهده شد ترک از حالت مورب شروع به چرخش به صورت مستقیم کرد. فرایند رشد ترک با روش اجزای محدود بسط یافته تنها نشان دهنده افزایش خطا در مراحل مختلف رشد ترک می‌باشد که در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

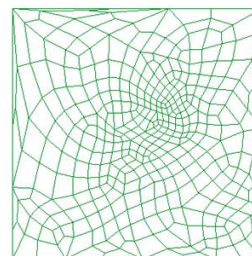


شکل ۹ ورق مربعی با ترک مورب

مطابق مثال قبل این مسئله نیز به دو صورت آنالیز می‌شود؛ بار نخست با اعمال روش اجزای محدود بسط یافته تنها و مرحله دوم با اعمال روش ترکیبی. از آنجایی که مقدار تحلیلی ضریب شدت تنش فقط در مرحله اول و قبل از رشد ترک موجود می‌باشد لذا برای بیان هم‌گرایی ضریب شدت تنش، گام اول یک بار با مش اولیه و بار دوم با مش اصلاح شده حل می‌شود که این دو شبکه در شکل‌های (۱۰ و ۱۱) نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۰ شبکه اجزای محدود بسط یافته اولیه

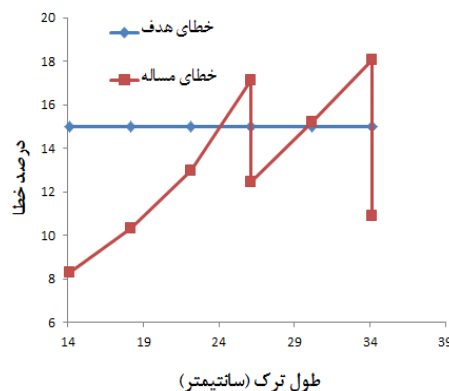


شکل ۱۱ شبکه اجزای محدود بسط یافته اصلاح شده

مقادیر ضرایب شدت تنش با استفاده از هر دو شبکه محاسبه شده است و با مقدار تحلیلی آن که از رابطه (۱۴)

در روش اجزای محدود بسط یافته کنترلی بر روی میزان خطای مسئله وجود ندارد، و در روش اجزای محدود تطابقی با هر گام از رشد ترک شبکه متناسب با مسیر ترک باید دوباره از ابتدا تشکیل شود. با ترکیب این دو روش می توان به شدت این مشکلات را کاهش داد. به این صورت که مدل سازی هندسه ترک با روش بسط یافته انجام شود و ترک از داخل المان ها عبور کند و دیگر با رشد ترک شبکه تغییر نکند. ولی در هر گام از مسئله که خطای حل بیش از حد قابل قبول گردد، فرایند اصلاح مش صورت پذیرد. این تولید مجدد شبکه کاملاً مستقل از دنبال کردن مسیر ترک است و ممکن است در چند مرحله از رشد ترک، مسئله با یک شبکه یکسان حل شود. نتایج مدل سازی های عددی نشان دادند که در صورت ترکیب این روش ها، خطای حل به میزان قابل توجهی کاهش می یابد و برآورد ضرایب شدت تنش با دقت بیشتری انجام خواهد شد. این تکنیک هم در ترک های تک مود و هم در مودهای ترکیبی قابلیت برآورد دقیق را نشان داده است.

درحالی که با ترکیب روش با اجزای محدود تطابقی در دو مرحله (گام های ۴ و ۶ رشد ترک) مقدار خطای مسئله در محدوده مجاز نگه داشته شده است که در شکل (۱۳) نمایش داده شده است.



شکل ۱۳ تغییرات خطا با رشد ترک با روش ترکیبی

نتیجه گیری

روش اجزای محدود بسط یافته و روش اجزای محدود تطابقی هر کدام قابلیت های بالایی برای حل مسائل آنالیز ترک دارند، ولی درمقابل دارای نقاط ضعفی نیز می باشند.

مراجع

1. Melenk, JM., Babuška, I, "The Partition of Unity Finite Element Method: Basic Theory and Applications", *Comp Methods Appl Mech Eng.* Vol. 139, No. 1, pp. 289-314, (1996).
2. Mohammadi, S., "Extended Finite Element, Method for Fracture Analysis of Structures", 1st edn. Blackwell Publishing Ltd. (2008).
3. Sundararajan, N., "Enriched Finite Element Methods: Advances & Applications", Cardiff University. (2011).
4. Moes, N., Dolbow, J., Belytschko, T., "A Finite Element Method for Crack Growth without Remeshing", *Int. J. Numer. Methods Eng.* Vol. 46, No. 1, pp. 133-150, (1999).
5. Dolbow, J., "An Extended Finite Element Method with Discontinuous Enrichment for Applied Mechanics", Northwestern university, (1999).
6. Babuška, I., Rheinboldt, W.C., "A-posteriori Error estimates for the Finite Element Method", *Int. J. Numer. Methods Eng.* Vol. 12, No. 10, pp. 1597-1615, (1978).

7. Zienkiewicz, O.C., Boroomand, B., Zhu, J.Z., Recovery Procedures in Error Estimation and Adaptivity Part I: Adaptivity in linear problems. *Comp Methods Appl Mech Eng.* Vol. 176, No. 1, pp. 111-125, (1999).
8. Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L., "The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics", Butterworth-heinemann, (2005).
9. Sih, G., Paris, C.P., Irwin, G.R., "On Cracks in Rectilinearly Anisotropic Bodies", *Int. J. of Fract Mech.* Vol. 1, No. 3, pp. 189-203, (1965).
10. Paulino., GH., Kim, J.H., A New Approach to Compute T-stress in Functionally Graded Materials by means of the Interaction Integral Method on Cracks in Rectilinearly Anisotropic Bodies, *Eng. Fract Mech*, Vol. 71, No. 1, pp. 1907-1950, (2004).
11. Unger, J.F., Eckardt, S., Könke, C., Modelling of Cohesive Crack Growth in Concrete Structures with the Extended Finite Element, *Comp Methods Appl Mech Eng.* Vol. 196, No. 4, pp. 4087-4100, (2007).

تأثیرات پوزولانی متاهالوزیت و میکروسیلیس بر مقاومت مکانیکی و دوام بتن*

ابوالفضل سلطانی^(۱) امیر طریقت^(۲) محمد بایزیدی^(۳)

چکیده به منظور تعیین اثرات پوزولانی متاهالوزیت و میکروسیلیس بر مقاومت و دوام بتن، ۸ طرح اختلاط با دو نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۴۰ و ۰/۴۵ ساخته شد. در این مخلوط‌ها متاهالوزیت به میزان ۱۰ و ۲۰ درصد و میکروسیلیس به میزان صفر و ۷ درصد جایگزین سیمان پرتلند معمولی شدند. عمل‌آوری نمونه‌ها تا سنین ۱۴، ۲۸ و ۹۰ روز انجام شد. نتایج نشان داد که توأم شدن این دو پوزولان در هر دو نسبت آب به مواد سیمانی به‌ویژه در نسبت کمتر (۰/۴۰) با مشارکت ۱۰ درصد متاهالوزیت، به مقدار قابل‌توجهی (۰/۸۹) باعث افزایش مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی گردید (۴۷/۷ MPa) گردید. بیشترین مقاومت خمشی (۶/۱۸ MPa) نیز در کمترین نسبت آب به مواد سیمانی به‌دست آمد. البته با افزایش نسبت آب به مواد سیمانی مقاومت خمشی همه نمونه‌ها به مقدار بسیار ناچیزی کاهش یافت. افزایش سرعت امواج اولتراسونیک نسبت به نمونه‌های شاهد مخصوصاً در جایگزینی ۱۰ درصد متاهالوزیت، نشانه برتری عملکرد این پوزولان طبیعی در بهبود مقاومت و دوام بتن است.

واژه‌های کلیدی بتن، متاهالوزیت میکروسیلیس، مقاومت مکانیکی، دوام.

Pozzolan Effects of Meta-Halloysite and Micro-Silica on Mechanical Strength and Durability of Concrete

A. Soltani A. Tarighat M. Byezidi

Abstract To determine the effects of meta-halloysite and micro-silica pozzolans on mechanical strength and durability of concrete, 8 mix designs with two water/cementitious (W/C) ratios of 0.40 and 0.45 were performed. The ordinary Portland cement (OPC) was replaced by incorporations of 10 and 20% of meta-halloysite, and 7% of micro-silica. Samples were cured until the ages of 14, 28 and 90 days. Results imply that the combination of meta-halloysite and micro-silica for both W/C ratios particularly in the case of the lower ratio (0.40) when the sample contains 10% meta-halloysite, leads to a significant increase (89%) in the compressive strength of mixes (from 25.3 to 47.7 MPa). Also, the highest flexural strength (6.18 MPa) resulted in the lower W/C ratio (0.40). It is noteworthy that increases in W/C ratios for all mixes don't lead to remarkable decreases in flexural strengths. Notably, the ultrasonic velocity (UV) for all mixes in the lower W/C ratio (0.40) shows a considerable increase particularly in 10% meta-halloysite compared with control samples. The findings above are all indications of better improvement of concrete strengths by natural pozzolan (meta-halloysite).

Key Words Concrete, Meta-halloysite, Silica-fume, Mechanical Strength, Durability.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۸/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۱/۱۴ می‌باشد.

Email: asoltani@sru.edu

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران.

(۲) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران.

(۳) دانشجوی کارشناسی ارشد عمران- سازه، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران.

مقدمه

اخیراً تحقیقات زیادی برای کاهش انتشار گاز CO₂ و تأثیرات مضر ناشی از ساخت سیمان، توسط سازمان بین‌المللی انرژی (International Energy Agency) در جهت توسعه پایدار انجام شده است و استفاده از مواد مکمل سیمانی مانند پوزولان‌ها در جهت کاهش مصرف کلینکر بسیار مورد توجه قرار گرفته است. از طرفی محدودیت‌های پوزولان‌های صنعتی، باعث شده است که استفاده از پوزولان‌های طبیعی به سرعت مورد مطالعات و امکان‌سنجی قرار گیرد [1-3]. در بسیاری از کشورها، مخصوصاً ایران منابع زیادی از خاک‌های رسی دارای تنوع ترکیب شیمیایی به عنوان پوزولان‌های طبیعی وجود دارد، اما از جنبه تکنولوژی بتن و کاربرد مهندسی عمران، تاکنون مطالعات قابل‌توجهی بر روی آنها انجام نشده است.

افزودن درصدی از مواد پوزولانی به بتن سبب بهبود و ارتقای بسیاری از خواص آن می‌شود مانند کارایی، دوام، مقاومت، جلوگیری از ایجاد ترک و کاهش نفوذپذیری. میکروسیلیس به عنوان معروف‌ترین پوزولان صنعتی، اساسی‌ترین نقش فیزیکی خود را به صورت فیلر (پرکننده) در بتن ایفا می‌کند [3, 4]. به دلیل سطح ویژه زیاد و داشتن سیلیس آمورف فراوان، این پوزولان صنعتی فعال، عملکرد شیمیایی خود را با سرعتی بیش از پوزولان‌های طبیعی انجام می‌دهد؛ اما ورود پوزولان طبیعی در بتن (مانند رس کلسینه شده) باعث می‌شود که با هیدروکسید کلسیم اضافی ناشی از واکنش‌های هیدراسیون سیمان، واکنش دهد و سیلیکات کلسیم آبدار (C-S-H) و نیز سیلیکات آلومینیم-کلسیم آبدار (C-A-S-H) تولید کند که سبب بهبود کیفیت، پیشرفت مقاومت و مصرف هیدروکسید کلسیم تولیدشده در طی عمر بتن می‌شود [3-5]. به همین خاطر در این تحقیق، درصدهایی از پوزولان صنعتی (میکروسیلیس) و پوزولان طبیعی (هالوزیت) به عنوان مواد افزودنی به منظور جایگزینی بخشی از سیمان پرتلند، در طرح

اختلاط نمونه‌های بتنی مشارکت کردند تا ضمن جایگزین شدن با سیمان، خواص بتن را بهبود و مقاومت و دوام آن را افزایش دهند.

میکروسیلیس یک محصول جانبی کارخانه‌های تولید فروآلیاژهای سیلیکاتی است که در بتن‌های با مقاومت زیاد معمولاً جزء جدایی‌ناپذیر است زیرا با خاصیت پراکندگی ذرات سیمان (dispersion)، مصرف آب را کاهش می‌دهد، کارایی بتن را افزایش می‌دهد و مقاومت اولیه آن را بهبود می‌بخشد. به دلیل وجود مقادیر زیادی سیلیس آمورف موجود در میکروسیلیس، علاوه بر افزایش مقاومت خمیر سیمان، از طریق بهبود کیفیت اتصال بین خمیر و سنگدانه باعث افزایش مقاومت بتن نیز می‌شود.

هالوزیت یک ماده طبیعی معدنی (ثانویه) از کانی‌های آلومینیم سیلیکاتی آبدار گروه کائولن با ورقه‌های تتراهدرال و اکتاهدرال و فرمول شیمیایی آن $Al_2Si_2O_5(OH)_4$ است که وقتی دارای دو ملکول آب تبلور است، اندلایت (Endellite) نام دارد. اندلایت در دمای ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد به هالوزیت تبدیل می‌شود. این کانی در اثر فرایند آلتراسیون و واکنش‌های هیدروترمالی سنگ‌های ریولیتی یا سنگ‌های کوارتز و فلدسپاری به وجود می‌آید و در طبیعت به عنوان نهشته‌هایی از خاک رس با دانه‌های بسیار ریز و چگالی $2/59 \text{ gr/cm}^3$ یافت می‌شود. در مقیاس نانو، ساختار کلی ذرات هالوزیت به شکل لوله‌ای است. این لوله‌ها ممکن است دراز و نازک یا کوتاه و پهن باشند. طول لوله‌های هالوزیت از ۰/۰۲ تا ۳۰ میکرومتر متغیر است و می‌تواند به عنوان فیلر بین فضاهای خالی سیمان را پر کند [6, 7]. به علاوه، هالوزیت فراوری شده قدرت واکنشی بالایی دارد و کانی‌های موجود در آن می‌توانند فعالیت پوزولانی را در واکنش‌های کلینکری سیمان تا مدت زمان طولانی‌تری نسبت به میکروسیلیس، ادامه دهند. لذا در این تحقیق علاوه بر جایگزینی پوزولان به جای سیمان، کاهش حجم منافذ موئینه و حفره‌ها،

در این فرایند با درهم شکستن شبکه رس، آمادگی آرایش جدید اتم‌های Si و Al فراهم شد و با تبدیل Al^{IV} به Al^{VI} و Al^{IV} موجبات قدرت واکنشی بیشتر برای متاهالوزیت فراهم گردید به طوری که بتواند مقادیر زیادی از پرتلندیت $[Ca(OH)_2]$ سیمان را مصرف کند [4-7].

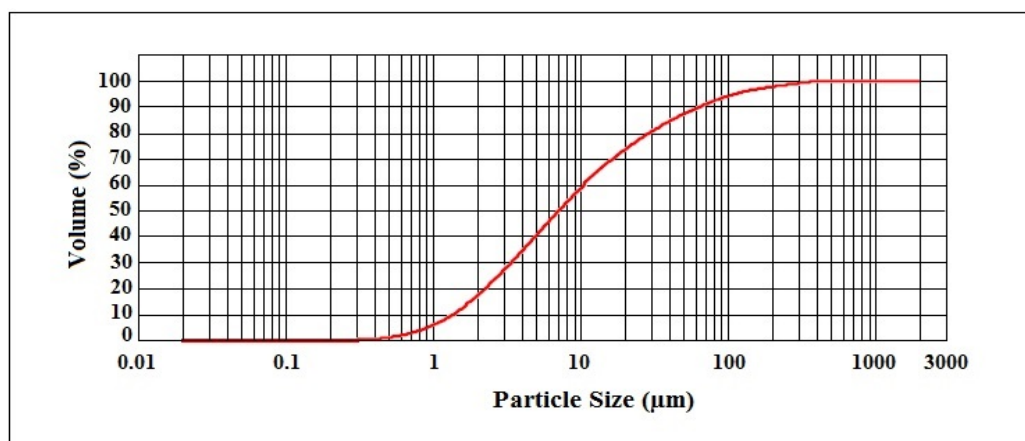
در شکل (۱) توزیع دانه‌بندی نشان می‌دهد که حدود ۹۵ درصد حجمی اندازه ذرات متاهالوزیت قطری کوچک‌تر از ۱۰۰ میکرون دارند، لذا اکثریت ذرات متاهالوزیت از سیمان ریزترند. سیمان معمولی استفاده شده در ساخت نمونه‌های بتنی از نوع پرتلند تیپ ۴۲۵-۱ با سطح ویژه متوسط تولید کارخانه سیمان تهران می‌باشد. سنگدانه‌های مصرفی در این تحقیق شامل شن و ماسه طبیعی شسته شده است که از رودخانه جاجرود تهران تهیه شده است. میکروسیلیس استفاده شده محصولی از شرکت ژیکا است. میکروسیلیس و متاهالوزیت به صورت دوغاب و همراه با آب در ساخت بتن مورد استفاده قرار گرفتند.

آب مورد استفاده در ساخت نمونه‌ها آب آشامیدنی شهر تهران است. به منظور کاهش مصرف آب و افزایش کارایی بتن، از محلول فوق‌روان‌کننده‌ای با نام تجاری LG Chem که برپایه پلی‌کربکسیلیک اتر اصلاح شده قرار دارد، استفاده شد [8].

کاهش میکروتورها، افزایش فرایند هیدراسیون و گسترش ژل سیلیکاتی (C-S-H) مورد هدف است. به دلیل تأخیر در عملکرد پوزولانی متاهالوزیت نسبت به میکروسیلیس، زمان عمل‌آوری نمونه‌ها تا سن ۹۰ روز ادامه یافت تا واکنش‌های پوزولانی تکمیل‌تر و تفاوت عملکرد متاهالوزیت و میکروسیلیس واضح‌تر گردد.

فراوری مواد و مصالح مورد استفاده

هالوزیت مورد استفاده برای این تحقیق براساس مطالعات زمین‌شناسی و فراوانی آن در طبیعت، از معادن خاک رس شهربابک کرمان تهیه شد. برای افزایش سطح ویژه و بهبود عملکرد پوزولانی آن در محیط بتن، خاک هالوزیت توسط آسیاب لس‌آنجلس دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی تهران تا حد ممکن به پودری نرم تبدیل شد. پودر حاصل از سایش، در مرکز فراوری مواد معدنی ایران واقع در شهر کرج طبق استاندارد ASTM, C311 در کوره، تحت حرارت تدریجی ($T_{max} = 750^{\circ}C$) به مدت ۳ ساعت قرار گرفت. در این فرایند، ضمن کلسینه شدن آهک و از دست دادن آب ملکولی (هیدروکسیل) و آب بین‌لایه‌ای هالوزیت و تبدیل آن به متاهالوزیت، موجبات افزایش قدرت واکنش‌پذیری، افزایش تخلخل و کوچک‌تر شدن اندازه ذرات آن نیز فراهم گردید. همچنین



شکل ۱ توزیع اندازه ذرات متاهالوزیت شهربابک کرمان (پس از سایش و فراوری حرارتی)

ترکیب شیمیایی متاهالوزیت شهربابک

در این پوزولان هستند. براساس آزمایش‌های XRD (شکل ۱) و XRF (جدول ۱) وجود کانی کلسیت و درصد وزنی بالای اکسید کلسیم ($11/27$)، نشانه حضور کربنات آزاد در این پوزولان است که منجر به تشکیل و تبلور کربوآلومینات می‌گردد و باعث افزایش مقاومت ژل سیمان می‌شود [6, 7].

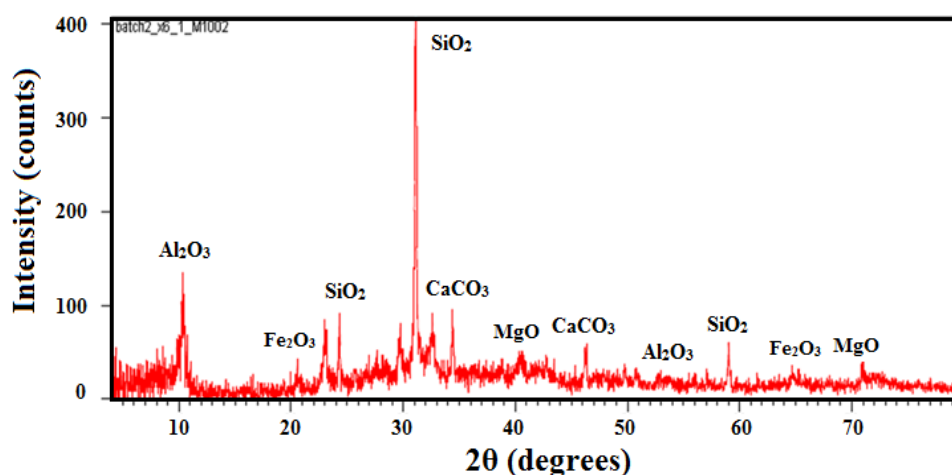
جدول ۱ ترکیب شیمیایی (XRF) متاهالوزیت

درصد وزنی	ترکیب شیمیایی
۴۶/۲۹	SiO ₂
۱۷/۵۱	Al ₂ O ₃
۶/۹۴	Fe ₂ O ₃
۵/۶۷	MgO
۱۱/۲۷	CaO
۳/۱۷	K ₂ O
۱/۰۴	Na ₂ O
۰/۳۰	P ₂ O ₅
۰/۹۷	TiO ₂
۱/۲۲	SO ₃
۰/۰۷	SrO
۰/۶۲	Cl
۴/۹۲	Loss On Ignition (LOI)
۹۹/۹۹	Total

باتوجه به این‌که طی فرایند کلسینه‌شدن هالوزیت، پس از خروج آب تبلور از آن، شبکه اکتاهدرال آلومینیم در هم می‌شکند و در اثر اکسیدشدن، Fe^{2+} به Fe^{3+} تبدیل می‌شود و آهن سه‌ظرفیتی (Fe^{3+}) در محیط سیمان جایگزین Al^{3+} می‌گردد، حضور کانی‌های ایلیت و مسکویت که دارای مقادیر زیادی Al هستند، بیشترین مشارکت را در فعال‌سازی واکنشی متاهالوزیت برعهده دارند [6, 9, 10].

نتایج حاصل از آنالیز طیف‌سنجی فلورسانس اشعه ایکس (XRF) X-ray Fluorescence بر روی نمونه متاهالوزیت در جدول (۱) نشان داده شده‌است. مجموع درصدهای وزنی اکسید سیلیسیم ($46/29$)، اکسید آلومینیم ($17/51$) و اکسید آهن ($6/94$) در این متاهالوزیت برابر با $70/74$ است که برطبق استاندارد ASTM, C618-78، ماده پوزولانی تعریف می‌شود. سایر خواص شیمیایی مطلوب آن عبارتند از پایین‌بودن درصد وزنی اکسید سدیم ($1/04$) و اکسید پتاسیم ($3/17$) که احتمال واکنش‌های قلیایی در بتن را کاهش می‌دهند. مقدار درصد وزنی تری اکسید گوگرد در آن پایین و برابر با $1/22$ است که شاخص منشأ هیدروترمالي آن است و احتمال حملات سولفاتی را در بتن کاهش می‌دهد. درصد افت وزنی آن در اثر اعمال حرارت (Loss on Ignition (LOI برابر با $4/92$ است که به حداکثر مقدار مجاز استاندارد بسیار نزدیک است (ASTM, C618-78, LOI = 5 wt%). این خاصیت مورد انتظار است زیرا سطح ویژه هالوزیت بالاست و در ترکیب شیمیایی اندلایت آب بیشتری نسبت به هالوزیت وجود دارد، لذا درصد افت وزنی ناشی از اعمال حرارت در آن بیشتر است. افزایش افت حرارتی نشانه این است که صفحات بیشتر کانی‌های آبدار آن در هم شکسته شده‌است و آمورف‌شدن کانی‌های آن گسترش یافته‌است و کانی‌ها در فاز انتقالی قرار گرفته‌اند که در مجموع باعث افزایش پتانسیل واکنشی آن می‌شود. ضمناً منشأ هیدروترمالي متاهالوزیت شهرابک نسبت به سایر رس‌ها که عموماً منشأ رسوبی دارند، متفاوت است، بنابراین احتمال وجود ناخالصی‌های نامطلوب هیدروکربنی در آن بسیار ضعیف است.

ترکیب شیمیایی متاهالوزیت با استفاده از آزمایش پراش اشعه ایکس (XRD) X-ray diffraction تهیه شد که در شکل (۲) نشان داده شده‌است. کوارتز، کلسیت، ایلیت و مسکویت به ترتیب فراوان‌ترین کانی‌های موجود



شکل ۲ آنالیز XRD بر روی متاهالوزیت شهربابک (پس از انجام عملیات فراوری)

جدول ۲ مشخصات طرح‌های اختلاط

شماره طرح	نمایش طرح	W/C	جایگزینی متاهالوزیت (%)	جایگزینی میکروسیلیس (%)	اجزای سازنده بتن در یک مترمکعب (kg/m ³)					
					OPC	متاهالوزیت	میکروسیلیس	آب	ریزدانه	درشت دانه
MIX1	H0SF0	۰/۴۰	—	—	۴۰۰	—	—	۱۶۰	۱۲۸۸	۵۵۲
MIX2	H0SF7	۰/۴۰	—	۷	۳۷۲	—	۲۸	۱۶۰	۱۲۸۸	۵۵۲
MIX3	H10SF7	۰/۴۰	۱۰	۷	۳۳۲	۴۰	۲۸	۱۶۰	۱۲۸۸	۵۵۲
MIX4	H20SF7	۰/۴۰	۲۰	۷	۲۹۲	۸۰	۲۸	۱۶۰	۱۲۸۸	۵۵۲
MIX5	H0SF0	۰/۴۵	—	—	۴۰۰	—	—	۱۸۰	۱۲۷۴	۵۴۶
MIX6	H0SF7	۰/۴۵	—	۷	۳۷۲	—	۲۸	۱۸۰	۱۲۷۴	۵۴۶
MIX7	H10SF7	۰/۴۵	۱۰	۷	۳۳۲	۴۰	۲۸	۱۸۰	۱۲۷۴	۵۴۶
MIX8	H20SF7	۰/۴۵	۲۰	۷	۲۹۲	۸۰	۲۸	۱۸۰	۱۲۷۴	۵۴۶

H = halloysite; SF = micro silica; OPC = ordinary Portland cement; W/C = water to cementitious materials.

مشخصات طرح‌های اختلاط

در این تحقیق ۸ طرح اختلاط با دو نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۴۰ و ۰/۴۵ ساخته شده است (جدول ۲). میکروسیلیس به میزان ۷ درصد و متاهالوزیت به میزان ۱۰ و ۲۰ درصد مشارکت، جایگزین سیمان پرتلند شده‌اند. در کلیه طرح‌ها عیار سیمان 400 kg/m^3 در نظر گرفته شد. برای کنترل کارایی بتن و رسیدن به اسلامپ مطلوب (۸۰ الی ۱۲۰ میلی‌متر)، از فوق‌روان‌کننده LG Chem Supperplasticizer استفاده شد. دلیل دیگر

استفاده از فوق‌روان‌کننده این است که در بتن‌های ساخته شده با پوزولان، فوق‌روان‌کننده با جذب سطحی و قرارگرفتن در سطح ذرات سیمان باعث تأخیر در فرایندهای آبگیری C_3S و C_3A در سیمان می‌شود و کسب مقاومت اولیه را به تأخیر می‌اندازد تا پوزولان فرصت ورود به واکنش را پیدا کند [8, 11].

مراحل ساخت و نگهداری نمونه‌ها

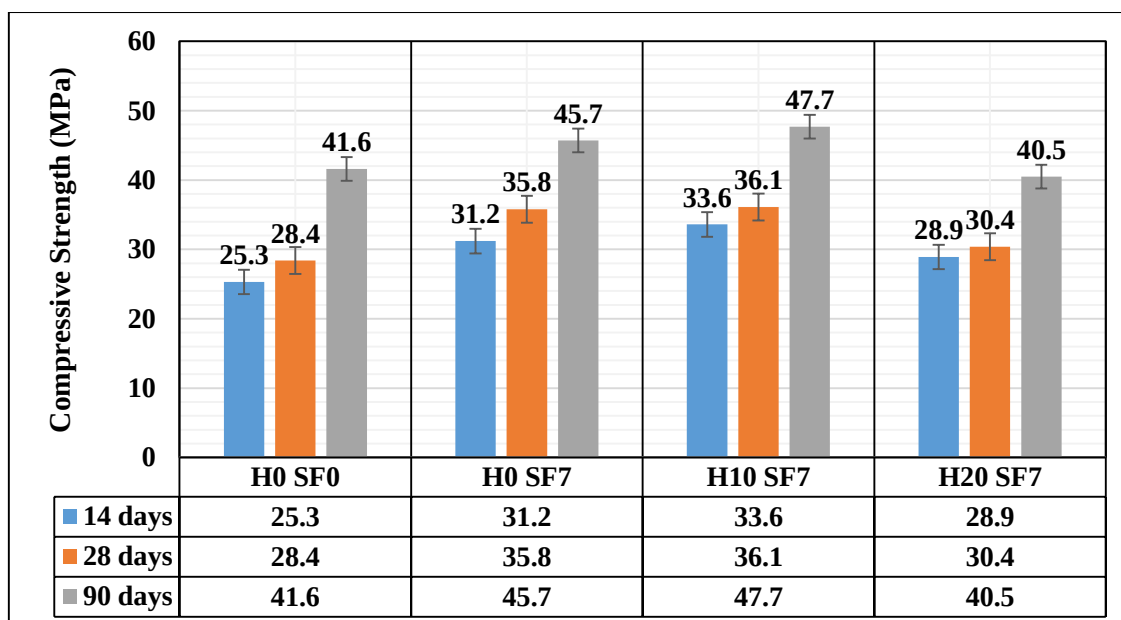
در این تحقیق از قالب‌های مکعبی با ابعاد ۱۰ cm برای

می‌دهد که در نسبت آب به مواد سیمانی کمتر ($0/40$)، واکنش‌های پوزولانی کامل‌تر انجام شده‌اند. به‌عنوان مثال در شکل (۳) طرح اختلاط H10SF7 از سن ۱۴ روزه تا سن ۹۰ روزه نسبت به نمونه شاهد بیشترین درصد افزایش مقاومت فشاری ($0/89$) را از $25/3$ تا $47/7$ مگاپاسکال نشان می‌دهد. علت کسب مقاومت بیشتر در نسبت آب به مواد سیمانی کمتر، سطح ویژه بالای مواد پوزولانی استفاده شده‌است. از طرفی دیگر، متاهالوزیت در ادامه واکنش‌های پوزولانی و درازمدت، نقش واکنشی کامل‌تری نسبت به میکروسیلیس داشته‌است. نظر به این‌که با افزایش مشارکت درصد متاهالوزیت (طرح اختلاط H20SF7) تقریباً روند کاهش مقاومت فشاری آغاز شده‌است (شکل ۳)، می‌توان استنتاج کرد که درصد مشارکت بهینه و توأم این دو پوزولان به‌ترتیب برای میکروسیلیس و متاهالوزیت ۷ و ۱۰ درصد است و افزایش درصد بیشتر متاهالوزیت نقش پرکنندگی (فیلر) داشته‌است.

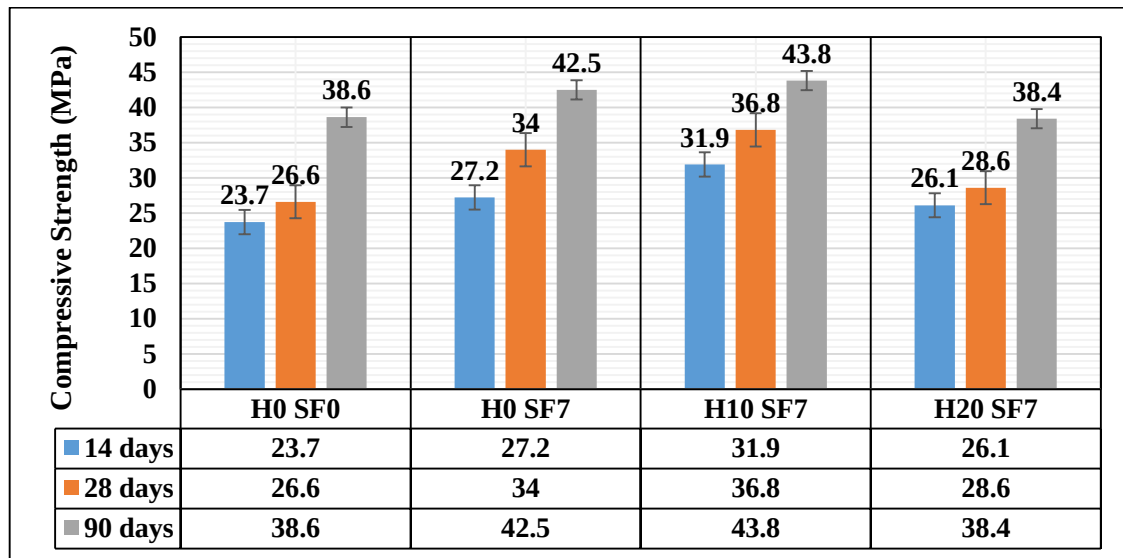
ساخت نمونه‌های آزمایش مقاومت فشاری و آزمایش التراسونیک استفاده شد و از قالب‌های منشوری به‌ابعاد $10 \times 10 \times 40$ سانتی‌متر برای تعیین مدول گسیختگی به‌کار رفت. برای کسب اطمینان از صحت نتایج آزمایش‌های انجام‌شده و کاهش خطا، برای هر طرح اختلاط و برای هر سن، سه نمونه بتنی ساخته شد و میانگین اعداد در محاسبات و ترسیم شکل‌ها به‌کار رفته‌است. همه نمونه‌های بتن تازه تا سن آزمایش (۱۴، ۲۸ و ۹۰ روز) درون حوضچه آب با دمای ثابت (۲۲ درجه سانتی‌گراد) نگهداری شدند.

مقاومت مکانیکی بتن سخت‌شده

نتایج آزمایش‌های مکانیکی بر روی بتن‌های سخت‌شده نشان می‌دهد که روند جایگزینی سیمان توسط میکروسیلیس و متاهالوزیت در هر دو نسبت آب به مواد سیمانی در همه مخلوط‌ها با افزایش سن بتن به‌صورت نرمال و در روند افزایش مقاومت فشاری ادامه داشته‌است (شکل‌های ۴-۳). مقایسه شکل‌های (۳) و (۴) نشان



شکل ۳ مقاومت فشاری بتن سخت‌شده در نسبت آب به مواد سیمانی $0/40$ برای تمام سنین



شکل ۴ مقاومت فشاری کسب شده برای نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۴۵ برای تمام سنین

در این تحقیق متاهالوزیت نشان می‌دهد که ادامه واکنش‌های پوزولانی را پس از پوزولان صنعتی (میکروسیلیس) تا رسیدن به مقاومت نهایی بتن کامل‌تر برعهده دارد. علاوه بر مزیت‌های فوق‌الذکر، جایگزینی درصدهایی از مواد پوزولانی صنعتی و طبیعی به جای سیمان پرتلند موجب کاهش مصرف سیمان و کمک به حذف آلاینده‌های زیست‌محیطی است.

مقاومت خمشی بتن سخت شده

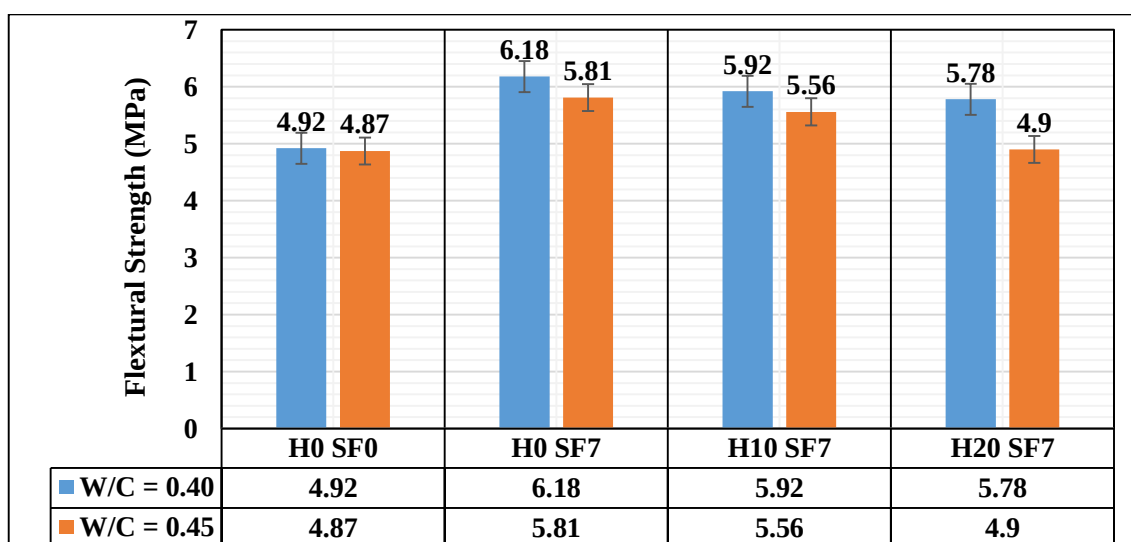
مدول گسیختگی (modulus of rupture)، براساس مقاومت خمشی تیرهای بتنی بدون آرماتور در اثر خمش، و اعمال بار سه نقطه‌ای تعیین می‌شود. در این تحقیق آزمایش مدول گسیختگی در سن ۲۸ روز با رعایت استاندارد ASTM C78-02 بر روی نمونه‌های منشوری انجام شد و نتایج حاصل در شکل (۵) نشان داده شده است.

شکل (۵) نشان می‌دهد که مقاومت خمشی تمام طرح‌های حاوی متاهالوزیت و میکروسیلیس از مقاومت

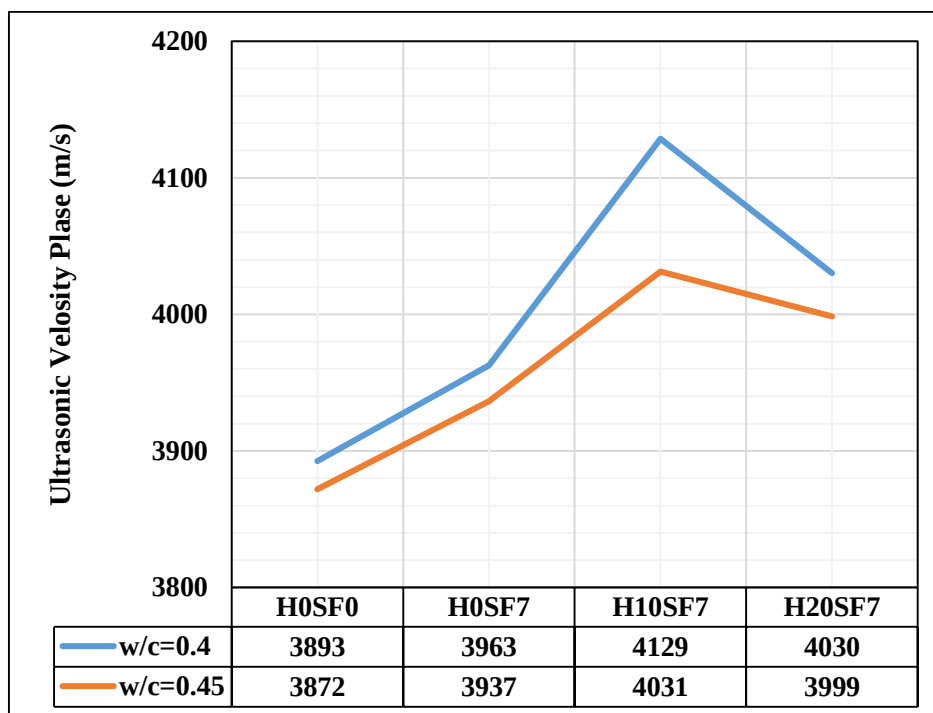
مقایسه طرح‌های اختلاط مخصوصا H10SF7 و H0SF7 در شکل (۳) نشان می‌دهد که در فاصله زمانی ۱۴ تا ۲۸ روز روند افزایش مقاومت ناچیز است (حدود ۳ مگاپاسکال)، بنابراین میکروسیلیس بیشتر نقش تأمین مقاومت اولیه را ایفا کرده است. اما در سن ۹۰ روز مقاومت فشاری همه طرح‌ها به شدت افزایش یافته است. این افزایش به دلیل افزایش سن بتن و نیز تفاوت عملکردی دو نوع پوزولان است. به عبارت دیگر، میکروسیلیس حداکثر فعالیت واکنشی خود را تا سن ۲۸ روز انجام داده است. سپس در ادامه واکنش‌های آگیری سیمان (هیدراسیون)، پرتلندیت تولید شده را متاهالوزیت در واکنش پوزولانی خود مصرف کرده است و باعث بهبود ریزساختار ناحیه انتقال بین سنگدانه و خمیر سیمان شده است که افزایش مقاومت نهایی بتن را ایجاد می‌کند. بنابراین، استفاده توأم از پوزولان‌های میکروسیلیس و متاهالوزیت علاوه بر نقش پرکنندگی فضاهای خالی، خاصیت پخش‌کنندگی (توزیع یکنواخت) مواد سیمانی و کاهش مصرف آب در بتن را انجام می‌دهند. مخصوصا،

شده است نشانه قدرت چسبندگی ژل سیلیکاتی C-S-H و کاهش تخلخل نمونه‌ها ناشی از کم شدن مصرف آب و نقش پرکنندگی این پوزولان است که اهمیت کاربردی آن را بیشتر می‌کند. ضمناً ساختمان کانی متاهالوزیت به صورت کریستال‌های لوله‌ای و الیاف‌مانند است که این خاصیت می‌تواند تاحدودی سبب بهبود مقاومت خمشی بتن شود. مقایسه طرح‌های حاوی ۱۰ درصد متاهالوزیت با طرح‌های حاوی ۲۰ درصد متاهالوزیت نشان می‌دهد که افزایش سطح جایگزینی متاهالوزیت از ۱۰ درصد به ۲۰ درصد، سبب کاهش مقاومت خمشی شده است. چنانچه افزایش سطح جایگزینی متاهالوزیت بیشتر نقش پرکنندگی داشته باشد به طوری که استحکام ناشی از واکنش‌های پوزولانی را تحت تأثیر قرار دهد، این سناریو تأیید می‌کند که مقدار بهینه مصرف این دو پوزولان در مخلوط‌های بتنی به ترتیب ۷ و ۱۰ درصد برای میکروسیلیس و متاهالوزیت است.

خمشی نمونه‌های شاهد بیشتر شده است. اختلاف کمترین مقاومت خمشی (نمونه شاهد ۴/۸۷ مگاپاسکال) و بیشترین مقدار آن برابر با ۶/۱۸ مگاپاسکال در نمونه‌های با کمترین نسبت آب به مواد سیمانی دیده می‌شود. بنابراین افزایش مقاومت خمشی در نتیجه عملکرد مواد پوزولانی و کاهش فضاها خالی است. اگرچه به طور کلی اختلاف بسیار ناچیزی (۱/۳۱ مگاپاسکال) در کمترین نسبت آب به مواد سیمانی یا در سنین متفاوت نمونه‌های بتنی ملاحظه می‌شود، ولی در هردو نسبت آب به مواد سیمانی بیشترین مقاومت خمشی در طرح‌های حاوی ۷ درصد میکروسیلیس حاصل شده است. با توجه به نزدیک بودن مقادیر مقاومت خمشی در همه طرح‌ها می‌توان نتیجه گرفت که محصولات نهایی میکروسیلیس و متاهالوزیت علاوه بر نقش پرکنندگی دارای مدول الاستیسیته بیشتری نسبت به سیمان هستند. مقاومت فشاری زیادی که توسط متاهالوزیت تولید



شکل ۵ مقاومت خمشی ۲۸ روزه بر حسب مگاپاسکال



شکل ۶ سرعت امواج التراسونیک بر حسب متر بر ثانیه برای سن ۲۸ روز

دوام بتن‌های سخت شده

نتایج آزمایش التراسونیک بر روی نمونه‌های مکعبی با سطح مقطع ۱۰۰ سانتی‌متر مربع در سن ۲۸ روز برای هر دو نسبت آب به مواد سیمانی در شکل (۶) نشان داده شده است. این آزمایش به منظور تعیین میزان همگنی بتن، وجود حفرات، میکرودرزه‌ها و ترک‌ها، تغییر خصوصیات بتن نسبت به زمان (پیشرفت واکنش پوزولانی)، تراکم سنگدانه‌ها و اتصال آنها به یکدیگر، کیفیت سنگدانه و دانه‌بندی بهینه و یا تغییرات حاصل از اثرات محیطی و دمایی (مانند آتش‌سوزی و یخ‌زدان)، حملات شیمیایی و خوردگی بتن می‌باشد. هرچه سرعت امواج التراسونیک بالاتر باشد، میزان حفرات و منافذ بتن کمتر است، و کیفیت بتن سخت شده بیشتر است؛ لذا امواج التراسونیک در زمان کوتاه‌تری طول نمونه را طی می‌کنند. در این صورت نمونه بتنی دارای خواص مکانیکی بالا و دوام زیاد است، به عبارتی در شرایط محیطی پایدارتر است [7-9].

شکل (۶) نشان می‌دهد که در تمام طرح‌های اختلاط نسبت به نمونه شاهد، با افزایش سن بتن سرعت امواج التراسونیک افزایش یافته است. همچنین در تمام طرح‌های ساخته شده با میزان آب کمتر (۰/۴۰) نسبت به طرح‌های ساخته شده با آب زیاد (۰/۴۵) سرعت امواج بیشتر شده است. بنابراین، واکنش‌های پوزولانی و قدرت پخش‌کنندگی زیاد ذرات پوزولان ضمن بهینه‌سازی مصرف آب باعث کاهش تخلخل و افزایش تراکم بیشتر در نمونه‌های بتنی شده است [6, 7].

بیشترین سرعت عبوری امواج مربوط به طرح حاوی ۷ درصد میکروسیلیس و ۱۰ درصد متاهالوزیت است. این خاصیت در تطابق با بیشترین رکورد مقاومت‌های فشاری و خمشی است که در این طرح ثبت گردیده است (شکل‌های ۵-۳). شکل (۶) نشان می‌دهد که در طرح H20SF7 نسبت به طرح H10SF7 سرعت امواج کاهش یافته است. علت این موضوع جایگزینی درصد بالای پوزولان متاهالوزیت و عدم فرصت کافی در

سن ۲۸ روز برای سرعت گرفتن تکمیل واکنش‌های پوزولانی آن است؛ بنابراین، واکنش‌های پوزولان طبیعی (متاهالوزیت) نسبت به پوزولان صنعتی (میکروسیلیس) تأخیر فاز دارد و در زمان طولانی‌تری پرتلندیت حاصل از هیدراسیون سیمان را مصرف می‌کند و لزوم توأم شدن دو پوزولان را فراهم می‌سازد.

نتیجه‌گیری

براساس اطلاعات به‌دست‌آمده از این تحقیق نتایج زیر ارائه می‌گردد:

۱. پوزولان طبیعی متاهالوزیت در سنین بالا (۹۰ روز) عملکرد قوی‌تری در بهبود مقاومت نهایی بتن نسبت به پوزولان صنعتی میکروسیلیس دارد.
۲. متاهالوزیت و میکروسیلیس به‌ترتیب با جایگزینی بهینه ۱۰ و ۷ درصد وزنی به‌جای سیمان پرتلند، مقاومت نهایی بتن را تا ۸۹ درصد افزایش می‌دهند.

۳. با افزایش درصد جایگزینی متاهالوزیت (از ۱۰٪ به ۲۰٪) نقش پرکنندگی آن گسترش می‌یابد و تأثیرات واکنش‌های پوزولانی آن کم می‌شود.
۴. مشارکت متاهالوزیت و میکروسیلیس در کمترین نسبت آب به سیمان (۰/۴۰٪) باعث افزایش مقاومت مکانیکی و دوام بتن می‌شود.
۵. متاهالوزیت واکنش‌های پوزولانی خود را پس از میکروسیلیس (بعد از سن ۲۸ روز) گسترش می‌دهد. بنابراین، افزایش تراکم، دوام و کیفیت مورد انتظار از عملکرد متاهالوزیت، در زمان طولانی فراهم می‌شود و میکروسیلیس بیشتر مقاومت اولیه بتن را تأمین می‌کند.

تشکر و قدردانی

نویسندگان این مقاله با نهایت افتخار مراتب تشکر و سپاس خود را از دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران به‌خاطر قراردادادن امکانات کارگاهی و آزمایشگاهی ابراز می‌نمایند.

مراجع

1. Roger, S.A., Leng, V., Salvador, D., Antoni, M., Adrian, A. and Fernando M., "Industrial Calcination of Kaolinitic Clays to Make Reactive Pozzolans", *Journal of the Case Studies in Construction Materials*, Vol. 6, pp. 225-232, (2017).
2. Gartner, E., "Industrially Interesting Approaches to Low-CO₂ Cements", *Journal of the Cement and Concrete Research*, Vol. 34, pp. 1489-1498, (2004).
3. Vikas, S., Rakesh, K., Agarwal, V.C. and Mehta P.K., "Effect of Silica Fume and Metakaolin Combination on Concrete", *International Journal of Civil and Structural Engineering*, Vol. 2, No. 3, pp. 893-900, (2012).
4. Zapala-Slaweta, J., "The Effect of Meta-Halloysite on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete", *Journal of Materials and Structures*, Vol. 50, pp. 50:217, (2017)., doi: 10.1617/s11527-017-1084-9
5. Susan, A., Bernal, M.C.G., Juenger, X.K., Winnie, M., Barbara, L., Nele, D.B. and John, L.P., "Characterization of Supplementary Cementitious Materials by Thermal Analysis", *Journal of Materials and Structures*, 50:26, (2017).
6. Blanca, B.L., "Halloysite and Kaolinite: Two Clay Minerals with Geological and Technological

- Importance”, *Rev. Real Academia de Ciencias, Zaragoza*, Vol. 70, pp. 7–38, (2015).
7. Sabir, B.B., Wild, S. and Bai, J., “Matakaolin and Calcined Clays as Pozzolans for Concrete: A Review”, *Journal of Cement and Concrete Composites*, Vol. 23, pp. 441-454, (2001).
 8. Mazloom, M., Ramezaniapour, A.A. and Brooks, J.J., "Effect of Silica Fume on Mechanical Properties of High-Strength Concrete", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 26, pp. 347-357, (2004).
 9. Bahia, R., Khaled, B. and Youcef, G., "Study of Calcined Halloysite Clay as Pozzolanic Material and Its Potential Use in Mortars", *International Journal of the Physical Sciences*, Vol. 31, No. (7), pp. 5179-5192, (2012).
 10. Joussein, E., Petit, S., Churchman, J., Theng, B., Richi, D. and Delvaux, B., "Halloysite Clay Minerals a Review", *Clay Minerals*, Vol. 40, pp. 383-426, (2005).
 11. Alejandra, T., Fernanda, C., Alberto, N.S. and Edgardo, F.I., “Hydration of Blended Cement with Halloysite Calcined Clay”, *Proceedings of the 2nd International Conference on Calcined Clays for Sustainable Concrete*, Vol. 16, pp 455-460, Dordrecht: Springer, (2018).

Standards:

- ASTM: C311-05, Standard Test Methods for Sampling and Testing Fly Ash or Natural Pozzolans for Use in Portland-Cement Concrete.
- ASTM: C78-02, Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple - Beam with Third -Point Loading).
- ASTM: C618-78, Standard Specification for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete.

بررسی عملکرد مقاومتی و نفوذپذیری بتن متخلخل حاوی پرلیت و لیکا برای استفاده در سیستم رواناب شهری* (یادداشت پژوهشی)

احسان تیموری^(۱) حجت کرمی^(۲) سید فرهاد موسوی^(۳) سعید فرزین^(۴)

چکیده با افزودن پرلیت و لیکا به بتن متخلخل، خواص فیزیکی آن بررسی گردید. مقاومت فشاری، ضریب نفوذپذیری و درصد تخلخل برای دو حالت بدون ریزدانه و حاوی ۲۰٪ ریزدانه اندازه‌گیری شد. براساس نتایج، با افزودن ۲۰٪ ریزدانه به بتن متخلخل، نفوذپذیری و تخلخل به شدت کاهش و مقاومت فشاری افزایش یافت. بیشترین مقاومت فشاری (۲۰/۵ مگاپاسکال) در نمونه‌های بدون ریزدانه (تیمار L10-0) و در نمونه‌های حاوی ریزدانه (۳۴/۸۵ مگاپاسکال) (تیمار L15-20) بود. نمونه حاوی ۵٪ لیکا در هر دو حالت با و بدون ریزدانه دارای بیشترین نفوذپذیری و تخلخل بود. افزودنی لیکا عملکرد بهتری نسبت به افزودنی پرلیت داشت.

واژه‌های کلیدی بتن متخلخل، لیکا، پرلیت، سیستم رواناب شهری، خواص فیزیکی.

Performance Improvement of Urban Runoff System by Using Additive-Contained Pervious Concrete

E. Teymouri H. Karami S. F. Mousavi S. Farzin

Abstract By adding perlite and leca to porous concrete, its physical characteristics were studied. Compression strength, hydraulic conductivity and porosity of two porous concretes (without fine grains and with 20% fine grains) were measured. Results showed that adding 20% fine grains to porous concrete highly decreases hydraulic conductivity and porosity and increases compression strength. The highest compression strength (20.5 MPa) was seen in without-fine-grains samples (L10-0 treatment) and in with-fine-grains samples (34.85 MPa) in L15-20 treatment. The L5-0 treatment in both cases of with/without additives, had the highest hydraulic conductivity and porosity. Leca had better performance than perlite.

Key Words Porous Concrete, Leca, Perlite, Urban Runoff, Physical Characteristics.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۳/۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۹/۱۳ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان. Email: Teymuri.e91@semnan.ac.ir

(۲) استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۳) استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۴) استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

مقدمه

ویژگی منحصر به فرد بتن که آن را تطبیق پذیر می سازد این است که، خانواده ای متشکل از طیف وسیعی از مواد با رنگ، چگالی، استحکام، دوام و مشخصات مختلف را شامل می شود که می تواند برای کاربردهای مختلف استفاده شود. امروزه بتن سازه ای با دامنه چگالی بین ۱۸۰۰ تا ۳۰۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب شامل بتن سبک، بتن معمولی و بتن سنگین قابل ساخت می باشد. بتن سبک، بتنی بسیار قابل کاربرد برای مصارف سازه ای است که فاکتورهای فنی، زیست محیطی و اقتصادی را بهبود می بخشد و می تواند به عنوان یک ماده غالب برای ساخت و ساز در هزاره جدید مورد توجه قرار گیرد. تنها محدودیت پیش روی استفاده از بتن سبک، استفاده از سبک دانه ها می باشد که امروزه با تمهیدات خاص و استفاده از موادی همچون خاکستر بادی می توان به مقاومتی بین ۳۰ تا ۸۰ مگاپاسکال نیز دست یافت [1].

پدیده نفوذناپذیر بودن معابر شهری، مشکلات بسیاری را در پی داشته است که از آن جمله می توان به آب گرفتگی معابر در هنگام وقوع بارندگی اشاره نمود که به نوبه خود می تواند تردد عابرین پیاده و حتی خودروها را با مشکل مواجه سازد. به منظور مدیریت هرچه بهتر رواناب های سطحی در شهرها، از راهکارهای مختلفی نظیر ساخت نهرها و نفوذپذیر نمودن سطح روسازی استفاده می گردد. با توجه به لزوم استفاده از رواناب سطحی برای تغذیه سفره های آب زیرزمینی و حفظ تعادل زیست محیطی مناطق شهری، امروزه استفاده از تکنیک روسازی متخلخل در معابر شهری، که نوعی از کاربردهای بتن سبک است، از اهمیت ویژه ای در کشورهای مختلف برخوردار می باشد؛ چرا که این روش می تواند از طریق حذف بخشی از آلاینده های رواناب، در بهبود کیفیت آبی که به لایه های خاک زیرین نفوذ می کند نیز مؤثر باشد.

بتن متخلخل (Porous Concrete) به مخلوطی از مصالح شامل سیمان پرتلند، درشت دانه، مقدار کم یا

فاقد ریزدانه، مواد افزودنی و آب که دارای اسلامپ صفر و دانه بندی باز باشد، اطلاق می گردد. بتن متخلخل به دلیل مقدار کم ریزدانه، دارای ساختاری متشکل از حفره های به هم پیوسته می باشد که امکان عبور سریع آب از میان حفرات را فراهم می سازد. تخلخل این نوع بتن بین ۱۵ تا ۲۵ درصد متغیر می باشد [2]. اگرچه بتن متخلخل از اواسط قرن ۱۹ وجود داشته است، اما از سال ۱۹۸۰ در بسیاری از کشورها، به ویژه ایالات متحده آمریکا و ژاپن، مورد استفاده قرار گرفته است. روسازی با بتن متخلخل به دلیل سازگاری با محیط زیست جایگزین مناسبی نسبت به سیستم روسازی آسفالتی و بتن معمولی است [3].

از مزایای بتن متخلخل می توان به روسازی سازگار با محیط زیست، کاهش آلودگی صوتی، کاهش شیب حرارتی، کنترل سیلاب، افزایش مکان های مساعد برای احداث پارکینگ و اجازه عبور آب و هوا برای رسیدن به ریشه درختان اشاره کرد [2]. در روزهای بارانی، روی این نوع روسازی هیچ آبی جمع نمی شود و همچنین در شب کاهش تابش نور خیره کننده ای وجود ندارد و باعث بهبود ایمنی و راحتی رانندگان می شود [4].

بتن متخلخل از نظر زیست محیطی مزایای فراوانی دارد و امروزه توجه خاصی به آن می شود. مورد استفاده این نوع بتن اکثراً در مناطق با بارندگی زیاد، فرودگاه ها، پارکینگ ها، پاسیوها، گذرگاه های عابر پیاده و جاده های با ترافیک سبک در قالب لایه روسازی به منظور کاهش رواناب و افزایش نفوذپذیری و همچنین به عنوان زهکش در لایه های زیرسازی راه ها و سازه های هیدرولیکی می باشد [5, 6]. نمونه ای از بتن متخلخل در شکل (۱) آورده شده است.

کولینز و همکاران (۲۰۰۸) در تحقیقی در شمال شرقی کارولینا، قسمتی از یک پارکینگ شامل ۴ نوع روسازی نفوذپذیر مختلف و آسفالت استاندارد را در مدت زمان یک سال از نظر تغییرات هیدرولوژیک در

بررسی لیکا و پرلیت از دید زیست محیطی و اثر آنها در حذف آلودگی‌ها

آردالی و همکاران (۲۰۱۴) در پژوهشی، از پرلیت منبسط‌شده برای حذف مس از شیرابه زباله‌های صنعتی استفاده کردند و به‌خوبی توانایی پرلیت در حذف مس مشخص گردید. نتایج نشان داد که با افزایش غلظت پرلیت منبسط‌شده، میزان حذف مس افزایش یافت. همچنین، مدل جنبشی مرتبه دوم با رفتار دینامیک جذب مس تطبیق بسیار خوبی داشت ($R^2=0.9998$) [10].

نادری و بنیادی (۱۳۹۱) در تحقیقی، به بررسی مقاومت فشاری بتن سبک حاوی سنگدانه‌های پوکه معدنی اسکریا، لیکا و پرلیت با استفاده از روش پیچش پرداختند. نتایج نشان داد که پوکه معدنی اسکریا، لیکا و پرلیت به ترتیب به دلیل داشتن وزن مخصوص بیشتر دارای مقاومت فشاری بیشتری بودند [۱۱].

بهمنی و همکاران (۱۳۹۲) به بررسی میزان حذف سورفکتانت آنیونی LABS با افزودنی‌های معدنی پرلیت و کربن فعال پرداختند. بهترین شرایط برای جذب سطحی ۲۰ میلی گرم بر لیتر سورفکتانت در زمان ۱۰ دقیقه، دمای ۲۵ درجه سلسیوس و pH برابر ۷ برای ۰/۸ گرم کربن فعال با ۹۸٪ حذف سورفکتانت به دست آمد. بازده حذف با استفاده از افزودنی معدنی پرلیت نیز در شرایط بهینه به دست آمد که راندمان حذف کمتری از کربن فعال داشت [۱۲].

محققان، در گذشته، مطالعات زیادی در مورد روسازی‌های نفوذپذیر از نظر عملکردی، دوام، نگهداری و نفوذپذیری انجام داده‌اند. همچنین، با استفاده از افزودنی‌های مختلف سعی در کاهش آلودگی‌های موجود به روش‌های گوناگون داشته‌اند. لیکا و پرلیت از مواد معدنی فراوان و ارزان قیمت می‌باشند که خاصیت جذب آلودگی‌ها را دارند؛ اما تاکنون کاربرد آنها در بتن متخلخل بررسی نشده است. برای استفاده از بتن متخلخل حاوی افزودنی در سیستم رواناب شهری ابتدا

حجم رواناب سطحی، حجم خروجی کل، نرخ اوج جریان و زمان اوج جریان مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که روسازی‌های نفوذپذیر تقریباً عملکرد مشابهی داشتند، اما به‌طور قابل توجهی با آسفالت متفاوت بودند [7].



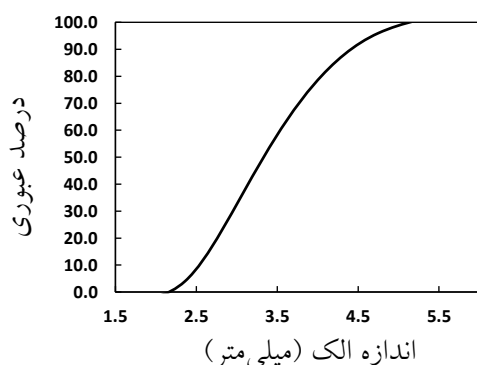
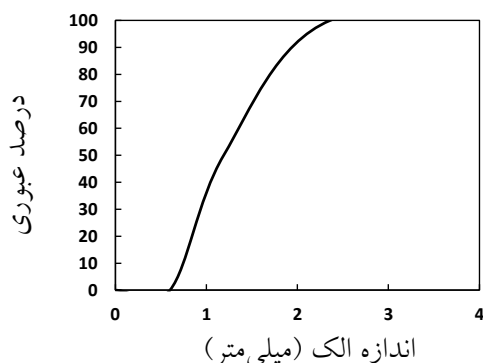
شکل ۱ نمونه‌ای از بتن متخلخل

آلیت و همکاران (۲۰۱۱) در پژوهشی، به بررسی ۵ نوع رویه بتنی متخلخل متفاوت در ۴۵ پارکینگ برای مدیریت رواناب شهری در شمال اسپانیا پرداختند. هدف این تحقیق دست یافتن به روسازی بتنی متخلخل مناسب برای ذخیره آب بود، و در نهایت روسازی بتن متخلخل بهینه برای آبیاری حداقل یک ماه فضای سبز معرفی گردید [8].

حسامی و احمدی (۱۳۹۴) در پژوهشی، از ماسه و خاکستر پوسته برنج به منظور تقویت خمیر سیمان برای روسازی بتنی متخلخل و همچنین از الیاف پلی فنیل سولفاید (PPS) به منظور بهبود خصوصیات مکانیکی بتن متخلخل استفاده کردند. در این پژوهش، نسبت بهینه آب به سیمان ۰/۳۳ به دست آمد. همچنین، نفوذپذیری و تخلخل در کلیه طرح‌های اختلاط این پژوهش به ترتیب بین ۰/۰۸ تا ۰/۴۸ سانتی متر بر ثانیه و ۹ تا ۲۹ درصد قرار داشت و درصد بهینه خاکستر پوسته برنج برای نمونه‌های حاوی الیاف بین ۸ تا ۱۰ درصد بود [۹].

تبخیر مایعات و آب داخل سنگ می‌باشد. وزن مخصوص سنگ پرلیت در حالت خام و منبسط‌شده در حدود ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد؛ ولی وزن مخصوص حالت منبسط‌شده آن به‌صورت سبک‌دانه پرلیتی بین ۳۰ تا ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد [14].

برای انجام تحقیق حاضر، سنگدانه مورد نیاز از استان سمنان و سیمان مصرفی (تیپ ۵) از کارخانه سیمان تهران تهیه شد. در این پژوهش، افزودنی‌های لیکا و پرلیت (با درصدهای وزنی ۵، ۱۰ و ۱۵) در طرح اختلاط اولیه بتن جایگزین سنگدانه شدند. اثر اضافه‌کردن ریزدانه بر خواص فیزیکی بتن متخلخل نیز بررسی شد. دانه‌بندی مورد استفاده برای سنگدانه و افزودنی‌ها در شکل (۲) و افزودنی‌های مصرفی در شکل (۳) آورده شده‌است.



شکل ۲ دانه‌بندی افزودنی‌ها (سمت راست) و دانه‌بندی سنگدانه مصرفی (سمت چپ) ($d_{50} = 0.75 \text{ mm}$)

بایستی پارامترهای فیزیکی و هیدرولیکی بتن متخلخل بررسی شود و سپس بسته به کاربرد آن، به مباحث کیفی پرداخته شود. از این‌رو، در این تحقیق، به بررسی اثر اضافه‌کردن افزودنی‌های لیکا و پرلیت به بتن متخلخل و بررسی خواص فیزیکی آن پرداخته شده‌است تا بتوان به‌صورت بهینه در سیستم رواناب شهری از آنها استفاده کرد.

طرح آزمایشگاهی

مشخصات مصالح مصرفی

لیکا. مواد خامی هستند که برای سنگدانه‌های سبک سازه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند. در حالت معمول، از ته‌نشینی مصالح طبیعی مانند رس، شیل و اسلیت که دارای مقدار زیادی سیلیس می‌باشند، تشکیل می‌شوند. دو نوع از روش‌های تولید آنها روش کوره دوار و روش رسوب‌گذاری است. در هر دو روش، به مواد خام تا هنگام انبساط، گرما داده می‌شود. در فرایند انبساط، گرما تا زمانی ادامه می‌یابد که گازهای درونی آنها آزاد شوند و مصالح به‌شکل نرم و انعطاف‌پذیر درآیند، ولی به‌طور کامل ذوب نشوند. حباب گازهای درونی، توده‌ای از سلول‌های هوای جدا از هم ایجاد می‌کند و پس از سرد شدن، این مواد در درون آنها باقی می‌مانند. بنابراین، مواد خام منبسط می‌شوند و سنگدانه‌هایی با وزن مخصوص کمتر به‌دست می‌آید [13].

پرلیت. برای به‌دست آوردن سبک‌دانه پرلیت از سنگ پرلیت، نخست سنگ پرلیت را در داخل کوره‌های دوار به دمای ۸۵۰ تا ۹۰۰ درجه سلسیوس می‌رسانند و سنگ به‌صورت شیشه‌ای نرم حاصل می‌شود. در این حالت، آب از لابه‌لای سنگ به‌صورت کامل تخلیه می‌شود و توده‌های سنگ به‌اندازه ۷ تا ۱۵ برابر افزایش حجم پیدا می‌کنند. مصالح جدید که از نظر شکل بزرگ و حجیم شده‌اند، سفید رنگ و در ابعاد و قطعات بزرگ و نامرتب هستند و سفیدی آنها به‌دلیل بخارهای حاصل از

براساس استاندارد موردنظر استفاده شد.

جدول ۱ طرح اختلاط استفاده شده در بتن متخلخل

نام نمونه	علامت اختصاری	درصد ریزدانه	درصد وزنی افزودنی
شاهد (صفر)	C-0	۰	۰
لیکا ۵-۰	L5-0*	۰	۵
لیکا ۱۰-۰	L10-0	۰	۱۰
لیکا ۱۵-۰	L15-0	۰	۱۵
پرلیت ۵-۰	Pe5-0	۰	۵
پرلیت ۱۰-۰	Pe10-0	۰	۱۰
پرلیت ۱۵-۰	Pe15-0	۰	۱۵
شاهد (۲۰)	C-20	۲۰	۰
لیکا ۵-۲۰	L5-20	۲۰	۵
لیکا ۱۰-۲۰	L10-20	۲۰	۱۰
لیکا ۱۵-۲۰	L15-20	۲۰	۱۵
پرلیت ۵-۱۰	Pe5-20	۲۰	۵
پرلیت ۱۰-۱۰	Pe10-20	۲۰	۱۰
پرلیت ۱۵-۱۰	Pe15-20	۲۰	۱۵



(الف)



(ب)

شکل ۳ الف) لیکا و ب) پرلیت

طرح اختلاط بتن

برای ساخت نمونه‌های بتن متخلخل معمولی، طرح اختلاط اولیه‌ای باتوجه به استاندارد [15] ACI 211/3R درنظر گرفته شد که در آن مقدار سنگدانه و سیمان به ترتیب ۱۴۰۰ و ۳۳۰ کیلوگرم بر مترمکعب و نسبت آب به سیمان (W/C)، برای تمامی نمونه‌ها ثابت و برابر ۰/۳۸ بود. علاوه بر این، با اضافه کردن ۲۰٪ وزنی ریزدانه به طرح اختلاط اولیه، مقایسه‌ای از نظر پارامترهای مقاومت فشاری، ضریب نفوذپذیری و درصد تخلخل با نمونه‌های بدون ریزدانه انجام شد. تیمارهای آزمایش، کد هر تیمار، درصد ریزدانه و درصد افزودنی در جدول (۱) ارائه شده است. برای هر تیمار، ۳ تکرار درنظر گرفته شد. به دلیل سهولت در انجام آزمایش‌های مربوط به تخلخل و ضریب نفوذپذیری، از نمونه‌های مکعبی با ابعاد ۱۰۰×۱۰۰×۱۰۰ میلی‌متر با ۳ تکرار و برای دقیق‌بودن آزمایش مقاومت فشاری از نمونه‌های مکعبی با ابعاد ۱۵۰×۱۵۰×۱۵۰ میلی‌متر

*عدد بعد از خط تیره نشان‌دهنده درصد ریزدانه و عدد چسبیده به حرف انگلیسی، درصد افزودنی می‌باشد

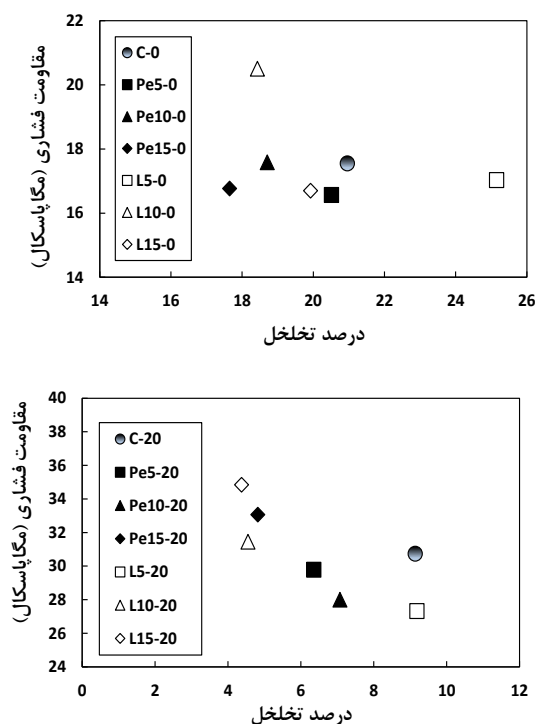
روش آزمایش

در این پژوهش، آزمایش‌های مربوط به مقاومت فشاری، ضریب نفوذپذیری و درصد تخلخل باتوجه به استانداردهای [16] BS 1881، [4] ACI 522R و [17] ASTM C1754 انجام گرفت. میزان تخلخل نمونه‌های آزمایشی، از روش اختلاف بین وزن غوطه‌وری و وزن خشک نمونه محاسبه شد. ابتدا نمونه به مدت ۲۴ ساعت در گرم‌خانه با دمای ۱۰۵ درجه سلسیوس نگهداری شد. با توزین آن، وزن خشک W_2 به دست آمد. سپس، نمونه خشک شده در آب وزن شد و وزن غوطه‌وری آن W_1 به دست آمد. با استفاده از رابطه (۱) تخلخل نمونه محاسبه گردید:

نتایج و بحث

اثر لیکا و پرلیت بر مقاومت فشاری بتن متخلخل

در شکل (۵) مقاومت فشاری برحسب درصد تخلخل برای نمونه‌های بدون ریزدانه برای افزودنی‌های پرلیت و لیکا آورده شده است.



شکل ۵ مقاومت فشاری برحسب درصد تخلخل برای نمونه‌های بدون ریزدانه (سمت راست) و مقاومت فشاری برحسب درصد تخلخل برای نمونه‌های حاوی ۲۰٪ وزنی ریزدانه (سمت چپ)

همان‌گونه که در شکل (۵) برای نمونه‌های بدون ریزدانه مشاهده می‌شود، با اضافه کردن پرلیت و لیکا به بتن متخلخل، مقاومت فشاری نسبت به نمونه مرجع کاهش پیدا کرده است که این کاهش با وزن مخصوص کم پرلیت (۰/۲۰۱ گرم بر سانتی‌متر مکعب) و لیکا (۰/۴۵۳ گرم بر سانتی‌متر مکعب) قابل توجیه است. نمونه L10-0 دارای بیشترین مقاومت فشاری (۲۰/۵ مگاپاسکال) و نمونه Pe5-0 دارای کمترین مقاومت فشاری (۱۶/۵۶ مگاپاسکال) می‌باشند.

در شکل (۵) برای نمونه‌های دارای ریزدانه،

$$A_t = (1 - \frac{W_2 - W_1}{\rho_w \times V}) \times 100 \quad (1)$$

که A_t تخلخل کل برحسب درصد، W_2 وزن نمونه بعد از خشک شدن در گرم‌خانه (گرم)، W_1 وزن غوطه‌وری نمونه که با استفاده از ترازوی ارشمیدس به دست می‌آید (گرم)، V حجم نمونه (سانتی‌متر مکعب) و ρ_w دانسیته آب در دمای 20°C (گرم بر سانتی‌متر مکعب) است.

بهترین توصیف برای بتن متخلخل و نفوذپذیر، خواص نفوذپذیری و تخلخل آن است. نفوذپذیری بازتابی از ارتباط میان منافذ می‌باشد. برای انجام تست نفوذپذیری، دستگاهی به‌روش بار اکتان در آزمایشگاه سازه دانشگاه سمنان ساخته شد (شکل ۴) که نمونه‌های مکعبی بتن متخلخل ساخته شده در آن جای گیرند و آب‌بندی لازم نیز امکان‌پذیر باشد. میزان ضریب

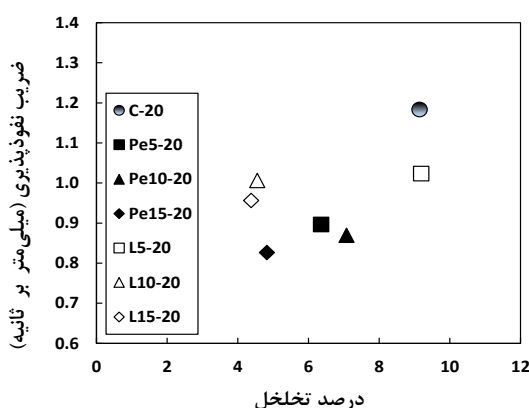
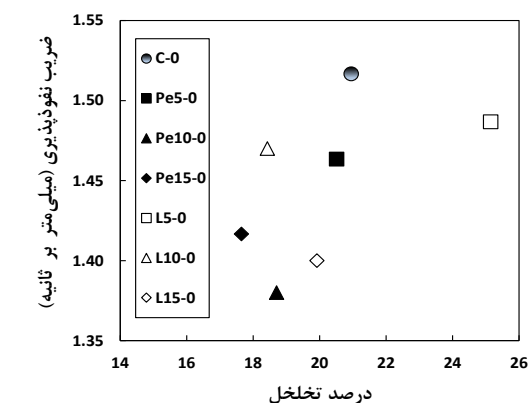
$$K = \frac{al}{At} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (2)$$

در این رابطه، K نفوذپذیری (میلی‌متر بر ثانیه)، a سطح مقطع محفظه شیشه‌ای (میلی‌متر مربع)، L طول نمونه (میلی‌متر)، A سطح مقطع نمونه بتن (میلی‌متر مربع)، t زمان افت بار آب از h_1 به h_2 (ثانیه)، h_1 ارتفاع اولیه ستون آب (میلی‌متر) و h_2 ارتفاع نهایی ستون آب (میلی‌متر) می‌باشد.



شکل ۴ دستگاه اندازه‌گیری ضریب نفوذپذیری و نمونه قرار داده شده در دستگاه

نفوذپذیری و درصد تخلخل، و برای نمونه‌های حاوی ۲۰٪ ریزدانه به ترتیب کاهش ۴۱/۶۴ و ۷۲/۷ درصدی نسبت به نمونه‌های بدون ریزدانه مشاهده شد.



شکل ۶ ضریب نفوذپذیری برحسب درصد تخلخل برای نمونه‌های بدون ریزدانه (سمت راست) و نمونه‌های حاوی ۲۰٪ وزنی ریزدانه (سمت چپ)

درمجموع، افزودنی لیکا دارای ضریب نفوذپذیری بیشتری نسبت به افزودنی پرلیت بود. در جدول (۲) اطلاعات مربوط به متوسط مقاومت فشاری، ضریب نفوذپذیری و درصد تخلخل برای تمامی نمونه‌ها آورده شده است تا مقایسه‌ای کلی بین نمونه‌ها صورت گیرد و همچنین تأثیر اضافه کردن ریزدانه به بتن متخلخل به صورت محسوس‌تری بیان شود.

مشاهده می‌شود که با اضافه کردن درصد افزودنی، مقاومت فشاری نمونه‌ها افزایش و درصد تخلخل کاهش می‌یابد. این اتفاق به دلیل پرکردن خلل و فرج بتن توسط جاذب‌های ریزدانه پرلیت و لیکا می‌باشد که علی‌رغم داشتن وزن مخصوص کم، به‌خوبی نقش پرکنندگی را در بتن متخلخل ایفا کرده‌اند. درمجموع، افزودنی لیکا دارای عملکرد مقاومتری بهتری نسبت به افزودنی پرلیت می‌باشد.

اثر پرلیت و لیکا بر ضریب نفوذپذیری بتن متخلخل

در شکل (۶) ضریب نفوذپذیری برحسب درصد تخلخل برای نمونه‌های بدون ریزدانه برای افزودنی‌های پرلیت و لیکا آورده شده است.

از شکل (۶) مشاهده می‌شود که برای نمونه‌های بدون ریزدانه، با افزایش درصد افزودنی، درصد تخلخل کاهش می‌یابد. با اضافه شدن جاذب برای تمامی نمونه‌ها، ضریب نفوذپذیری نسبت به نمونه مرجع کاهش یافته است. بیشترین و کمترین ضریب نفوذپذیری به ترتیب مربوط به نمونه‌های L5-0 (۱/۴۸۷ میلی‌متر بر ثانیه) و Pe10-0 (۱/۳۸ میلی‌متر بر ثانیه) می‌باشد.

در نمونه‌های حاوی ۲۰٪ وزنی ریزدانه مشاهده می‌شود که با اضافه کردن افزودنی ریزدانه به بتن متخلخل و همچنین افزایش درصد افزودنی، ضریب نفوذپذیری برای تمامی نمونه‌ها نسبت به نمونه مرجع کاهش یافته است. بیشترین و کمترین ضریب نفوذپذیری در نمونه‌های حاوی ریزدانه به ترتیب مربوط به L5-20 (۱/۰۲۳ میلی‌متر بر ثانیه) و Pe15-20 (۰/۸۲۷ میلی‌متر بر ثانیه) می‌باشد.

با اضافه کردن ریزدانه به نمونه بتن متخلخل، ضریب نفوذپذیری و درصد تخلخل نسبت به نمونه‌های بدون ریزدانه کاهش چشم‌گیری پیدا کرد؛ به‌طوری‌که برای نمونه حاوی ۱۵٪ وزنی پرلیت از نظر ضریب

جدول ۲. خواص فیزیکی متوسط نمونه‌ها و تغییرات آنها نسبت به نمونه مرجع

ردیف	کد آزمایشگاهی	مقاومت فشاری متوسط (MPa)	ضریب نفوذپذیری متوسط (mm/s)	درصد تخلخل متوسط	بیشترین اختلاف با نمونه مرجع		
					مقاومت فشاری	ضریب نفوذپذیری	درصد تخلخل
۱	C-0	۱۷/۵۵	۱/۵۱۷	۲۰/۹۶	-	-	-
۲	L5-0	۱۷/۰۳	۱/۴۸۷	۲۵/۱۵	-۲/۹۶**	-۱/۹۷	۱۶/۶۶
۳	L10-0	۲۰/۵	۱/۴۷	۱۸/۴۳	۱۴/۳۹	-۳/۰۹	-۱۲/۰۷
۴	L15-0	۱۶/۷	۱/۴	۱۹/۹۲	-۴/۸۴	-۷/۷۱	-۴/۹۶
۵	Pe5-0	۱۶/۵۶	۱/۴۶۳	۲۰/۵۱	-۵/۶۴	-۳/۵۶	-۲/۱۴
۶	Pe10-0	۱۷/۵۸	۱/۳۸	۱۸/۷۱	۰/۱۷	-۹/۰۳	-۱۰/۷۳
۷	Pe15-0	۱۶/۷۶	۱/۴۱۷	۱۷/۶۵	-۴/۵	-۶/۵۹	-۱۵/۷۹
۸	C-20	۳۰/۷۳	۱/۱۸۳	۹/۱۴	۴۲/۸۸*	-۲۲/۰۲	-۵۶/۳۹
۹	L5-20	۲۷/۳۲	۱/۰۲۳	۹/۱۹	-۱۱/۰۹	-۱۳/۵۲	۰/۵۴
۱۰	L10-20	۳۱/۱۳	۱/۰۰۷	۵/۶	۱/۲۸	-۱۴/۸۷	-۳۸/۷۳
۱۱	L15-20	۳۳/۲۱	۰/۹۵۷	۴/۳۷	۴/۵۹	-۱۹/۱	-۵۲/۱۸
۱۲	Pe5-20	۲۹/۷۹	۰/۸۹۷	۶/۳۶	-۳/۰۵	-۲۴/۱۷	-۳۰/۴۱
۱۳	Pe10-20	۳۱/۳	۰/۸۷	۷/۰۷	۱/۸۲	-۲۶/۴۶	-۲۲/۶۴
۱۴	Pe15-20	۳۳/۰۷	۰/۸۲۷	۴/۸۲	۷/۰۷	-۳۰/۰۹	-۴۷/۲۶

* تغییرات نمونه مرجع حاوی ریزدانه نسبت به نمونه مرجع بدون ریزدانه در نظر گرفته شده است.

** علامت منفی نشان‌دهنده کاهش پارامتر نسبت به نمونه مرجع می‌باشد.

بتن متخلخل به همراه افزودنی می‌تواند راهکاری برای استفاده مجدد از رواناب‌های سطحی باشد. علاوه بر این، می‌توان از پدیده آب‌گرفتگی معابر و پارکینگ‌های شهری در هنگام بارندگی جلوگیری کرد.

نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر، استفاده از لیکا و پرلیت به عنوان افزودنی به بتن متخلخل اضافه گردید تا تأثیر آنها بر پارامترهای مقاومت فشاری، ضریب نفوذپذیری و درصد تخلخل بررسی گردد. اهم نتایج به دست آمده در این پژوهش عبارتند از:

۱. افزودنی لیکا از نظر مقاومتی، ضریب نفوذپذیری و درصد تخلخل عملکرد بهتری از افزودنی پرلیت دارد اما این اختلاف از نظر مقاومتی چندان فاحش

همان‌گونه که در جدول (۲) مشاهده می‌شود، درصد تخلخل نمونه‌های بدون ریزدانه در بازه ۱۵ تا ۲۵ درصد قرار می‌گیرد؛ اما در نمونه‌های حاوی ریزدانه، تخلخل به شدت کاهش پیدا کرده است. البته با توجه به شرایط و منطقه مورد نظر می‌توان از نمونه حاوی ریزدانه، با درصد مناسب، استفاده کرد.

افزایش مقاومت فشاری، کاهش ضریب نفوذپذیری و درصد تخلخل با اضافه کردن ریزدانه برای نمونه مرجع به ترتیب ۴۲/۸۸، ۲۲/۰۲ و ۵۶/۳۹ درصد می‌باشد. این امر نشان می‌دهد که با کم‌وزیاد کردن درصد ریزدانه، یا تغییر نوع دانه‌بندی، می‌توان به خواص فیزیکی دل‌خواه دست پیدا کرد.

با توجه به نتایج به دست آمده در خصوص مقاومت فشاری، ضریب نفوذپذیری و درصد تخلخل، استفاده از

- نیست.
۲. اضافه کردن ۲۰٪ ریزدانه به طرح اختلاط بتن متخلخل اولیه ۴۲/۸۸٪ افزایش مقاومت فشاری، ۲۲/۰۲٪ کاهش ضریب نفوذپذیری و ۵۶/۳۹٪ کاهش تخلخل را به همراه دارد. افزودن ۲۰٪ وزنی ریزدانه، ایراد مقاومت فشاری کم بتن متخلخل را به خوبی بهبود داده است؛ اما از طرفی باعث کاهش چشم گیر ضریب نفوذپذیری و درصد تخلخل شده است که می توان با تغییر درصد ریزدانه، به مقاومت فشاری و نفوذپذیری مورد نظر دست یافت.
۳. اضافه کردن پرلیت و لیکا در نمونه های حاوی ۲۰٪ وزنی ریزدانه نسبت به نمونه های بدون ریزدانه، تأثیر چندانی بر مقاومت فشاری ندارد، اما ضریب نفوذپذیری و درصد تخلخل افت زیادی می کند. این امر نشان می دهد که اضافه کردن ریزدانه به بتن
- متخلخل جاذب در کاهش تخلخل و ضریب نفوذپذیری تأثیر بیشتری دارد.
۴. در نمونه های بدون ریزدانه، بیشترین و کمترین ضریب نفوذپذیری به ترتیب مربوط به نمونه های L5-0 (۱/۴۸۷ میلی متر بر ثانیه) و Pe10-0 (۱/۳۸ میلی متر بر ثانیه) می باشد.
۵. بیشترین و کمترین ضریب نفوذپذیری در نمونه های حاوی ریزدانه به ترتیب مربوط به L5-20 (۱/۰۲۳ میلی متر بر ثانیه) و Pe15-20 (۰/۸۲۷ میلی متر بر ثانیه) می باشد.

سپاس گزاری

بدین وسیله از مسئول آزمایشگاه سازه دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، جناب آقای مهندس محمد بخشایی و همچنین خانم مهندس مهسا دوست محمدی به پاس همکاری ارزشمندشان قدردانی می گردد.

مراجع

- Bamforth, P.B., "The Properties of High Strength Lightweight Concrete", Concrete, Vol. 21, No. 4, pp. 8-9, (1987).
- ACI Committee 522, "Pervious Concrete", ACI 522R-06 Report, (2006).
- Ferguson, B. K., "Pervious Pavement", Taylor and Francis Group, New York, (2005).
- Yang, J. and Jiang, G., "Experimental Study on Properties of Pervious Concrete Pavement Materials", Cement and Concrete Res, Vol. 33, pp. 381-386, (2003).
- Harrisburg, P. A. "The Pennsylvania Handbook of Best Management Practice for Developing Areas", Pennsylvania Department of Environmental Protection, (1998).
- Tennis, P.D., M. L. Leming and Akers. D.J., "Pervious Concrete Pavements", EB302, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, (2004).
- Collins, K. A., Hunt, W. F., and Hathaway, J. M., "Hydrologic Comparison of Four Yypes of Permeable Pavement and Standard Asphalt in Eastern North Carolina", J. Hydrol. Eng, Vol. 13, No. 12, Pp. 1146-1157, (2008).
- Ullate, E. G., Lopez, E. C., Fresno, D. C. and Bayon J. R., "Analysis and Contrast of Different Pervious Pavements for Management of Storm-water in a Parking Area in Northern Spain", Water Resour. Manage, Vol. 25, pp. 1525-1535, (2011).

۹. حسامی، سعید و احمدی، سعید، «ارزیابی روسازی بتنی متخلخل سازگار با محیط زیست با استفاده از خاک ستر پو سته پرلیت»، مهندسی زیرساخت‌های حمل و نقل، جلد اول، شماره دو، صص. ۶۳-۷۶، (۱۳۹۴).
10. Ardali, Y., Turan, N. G. and Temel, F. A., "Cu (II) Removal from Industrial Waste Leachate by Adsorption Using Expanded Perlite", *J. Inst. Nat. Appl. Sci*, Vol. 19, No. (1-2), pp. 54-61, (2014).
۱۱. نادری، محمود و بنیادی، علیرضا، «مقایسه طرح اختلاط و مقاومت فشاری بتن‌های سبک ساخته شده با سبک‌دانه‌های لیکا، اسکریا و پرلیت با استفاده از روش پیچش»، نشریه مهندسی عمران دانشگاه فردوسی مشهد، دوره ۲۳، شماره ۲، صص. ۷۱-۹۰، (۱۳۹۱).
۱۲. بهمنی، منوچهر، راه‌نورد کیسمی، زهرا، علیا، محمدابراهیم و کاسه‌گری، حسین، «بررسی میزان حذف سورفاکتانت آنیونی LABS با جاذب‌های معدنی پرلیت و کربن فعال»، نشریه پژوهش‌های کاربردی در شیمی، سال ۷، شماره ۲، صص. ۶۷-۷۳، (۱۳۹۲).
13. Imura, S., Kaniva, H., Horio, M., and Kimura, K., "A Novel Fluidized Bed Manufacturing of High Performance Artificial Lightweight Aggregate Concrete", Kristiansand, Norway, pp. 611-613, (2000).
14. STM-C332, "Standard Specification for Lightweight Aggregate for Institute Concrete", American Society of Testing Materials, (1999).
15. ACI Committee 211, "Guide for Selecting Proportions for No-slump Concrete", ACI 211.3R Report, (2006).
16. British Standard, Testing Concrete, "Part 108. Method for making test cubes from fresh concrete", BS 1881: Part 108, (1983).
17. ASTM C1754/C1754M-12, "Standard Test Method for Density and Void Content of Hardened Pervious Concrete", ASTM International, USA, (2012).

ترسیم دیاگرام‌های فشار-ضربه برای ستون‌های بتن مسلح دارای بار محوری با استفاده از روش تک‌درجه آزادی معادل*

(یادداشت پژوهشی)

محمد اسماعیل نیا عمران^(۱) سمیه ملایی^(۲)

چکیده در این مقاله رفتار لنگر-انحنای ستون بتن با استفاده از روش اجزای محدود تعیین می‌شود و به عنوان یک رویکرد تک‌درجه آزادی (SDOF) بر مبنای تئوری اولر-برنولی معرفی می‌شود تا پاسخ دینامیکی ستون بتن مسلح تحت بارگذاری جانبی انفجار تخمین زده شود. در مدل SDOF اثرات لنگر ثانویه ($P-\delta$) و اثرات نرخ کرنش به صورت گام‌به‌گام در محاسبات تغییر شکل ستون بتن مسلح تحت انفجار وارد شده است. به منظور صحت سنجی، نتایج حاصل از مدل SDOF با نتایج مدل اجزای محدود در نرم‌افزار OPENSEES و همچنین نتایج یک تست عملی انفجار مقایسه شده است. سپس، از مدل SDOF معرفی شده برای ترسیم دیاگرام فشار-ضربه در ستون بتن مسلح، با در نظر گرفتن بار محوری ثابت در آن، استفاده شده است. مطابق با نتایج حاصل، در حالت انفجار متوسط تا دور ($Z > 1 \text{ kg/m}^{1/3}$)، روش SDOF معرفی شده علی‌رغم سادگی و زمان کم برای انجام محاسبات، دارای نتایج با دقت کافی می‌باشد و قابل اعتماد است.

واژه‌های کلیدی بارگذاری انفجار، روش تک‌درجه آزادی معادل، دیاگرام فشار-ضربه، ستون بتن مسلح.

Preparing the Pressure-Impulse Diagrams for Reinforced Concrete Columns with Axial Load using Single Degree of Freedom Approach

M. Esmaeilnia

S. Mollaei

Abstract In this paper, moment-curvature behavior of reinforced concrete column with constant axial load is determined by finite element method and then it is introduced to a single degree of freedom (SDOF) model based on Euler-Bernoulli theory. Using this SDOF model, dynamic response of the RC column under the blast loading is estimated. The introduced SDOF includes secondary moments ($P-\delta$) effects, nonlinear behavior of the material and effects of strain rate on concrete and steel materials through the calculation steps of the model. In order to validation, results obtained from SDOF model for transverse displacement of RC column under blast loading is compared to finite element analysis results (OPENSEES) and real-scale explosion test results on RC columns. Then, introduced SDOF method is used to draw Pressure-Impulse ($P-I$) diagram of the column with considering the presence of axial compressive load. According to the results, introduced SDOF approach, under the far field explosion conditions ($Z > 1 \text{ kg/m}^{1/3}$), has acceptable accuracy. As well, the effect of axial load on $P-I$ diagram of the RC column is very important.

Key Words Blast Loading, Equivalent Single Degree of Freedom Model, Pressure-Impulse diagram, RC Column.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۵/۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۱/۳۰ می‌باشد.

Email: m.esmaeilnia@uok.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه کردستان، سنندج.

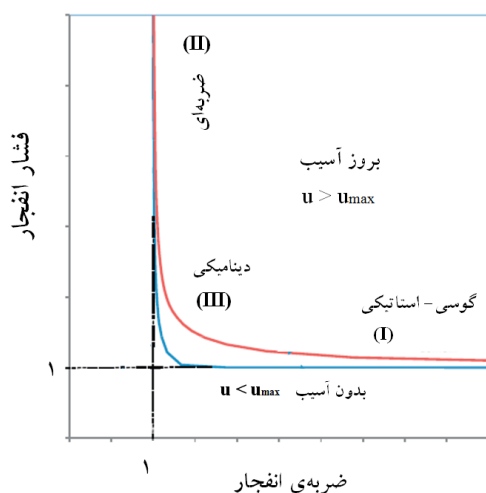
(۲) دانشجوی دکترای مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه کردستان، سنندج.

مقدمه

به منظور تحلیل اعضای سازه‌ای تحت بارگذاری انفجار دو روش پرکاربرد وجود دارد که شامل روش تک‌درجه آزادی SDOF (Single degree of Freedom) و روش اجزای محدود است. روش SDOF روشی ساده و با دقت قابل قبول می‌باشد و مبنای بسیاری از مراجع تحلیل و طراحی سازه‌ها تحت انفجار است [3-1]. در مطالعات انجام گرفته به روی اعضای سازه‌ای (به غیر از ستون‌های بتن مسلح) معلوم شده است که روش SDOF می‌تواند رفتار تیرها و ستون‌های فولادی [4, 5]، دال‌ها و دیوارها [6, 7] و تیرهای بتن مسلح [8, 9] تحت بارگذاری انفجار را با دقت قابل قبولی مدل کند. استوچینو و کارتا (Stochino & Carta) (۲۰۱۴) روشی برای وارد کردن اثرات نرخ کرنش در محاسبات رویکرد SDOF برای تیرهای بتن مسلح ارائه کرده‌اند [8]. همچنین، از روش SDOF برای تخمین پاسخ اعضای سازه‌ای مقاوم‌سازی شده در برابر انفجار نیز استفاده شده است [10]. با این حال نتایج منتشر شده در خصوص مطالعات مربوط به کاربرد روش SDOF در تحلیل ستون‌های بتن مسلح تحت اثر هم‌زمان بار محوری و بارگذاری انفجار جانبی، بسیار محدود می‌باشد. مطالعاتی توسط جامعه مهندسان ارتش آمریکا در این خصوص صورت گرفته است که انتشار کامل نتایج و جزئیات این مطالعات محدودیت‌های نظامی و قانونی دارد [11]. اوسوالد (۲۰۱۰) با استفاده از روش SDOF به بررسی رفتار اعضای بتنی یک‌طرفه (پانل‌ها) تحت اثر بار محوری فشاری و بارگذاری انفجار پرداخته است [7]. وی روشی برای وارد کردن اثرات $P-\delta$ ارائه کرده است اما اثرات نرخ کرنش در مدل را نادیده گرفته است. در اغلب مطالعات مشابه به منظور ساده‌سازی، اثر نرخ کرنش نادیده گرفته شده و نحوه در نظر گرفتن اثرات $P-\delta$ (بار محوری فشاری) در مدل SDOF به روشنی توصیف نشده است. در این مقاله، یک روند محاسبات عددی بر مبنای روش SDOF برای

تخمین پاسخ جانبی ستون‌های بتن مسلح تحت اثر هم‌زمان بار محوری و بارگذاری جانبی انفجار ارائه شده است. روش پیشنهادی برای در نظر گرفتن اثرات $P-\delta$ و نرخ کرنش بالا در محاسبات روند ساده‌ای دارد. البته اثر جابه‌جایی جانبی طبقات ($P-\Delta$) در این مدل لحاظ نشده است و فرض بر آن است که ستون در دو انتهای خود دارای مهار جانبی کافی است.

تخمین جابه‌جایی جانبی و مقدار اولین پاسخ حداکثر ستون به روش SDOF پیشنهادی با نتایج تحلیل اجزای محدود با نرم‌افزار OpenSees و همچنین با نتایج تست‌های انفجار در مقیاس واقعی مقایسه شده است. سپس، روش پیشنهادی برای ترسیم دیاگرام فشار-ضربه ($P-I$) ستون‌های بتن مسلح استفاده شده است. دیاگرام فشار-ضربه یک ابزار گرافیکی است که مخصوص ارزیابی و طراحی اولیه سازه‌ها و اعضای سازه‌ای تحت بارهای انفجار است [12-14]. در شکل (۱) دیاگرام فشار-ضربه بدون بعد برای یک سیستم الاستیک ایده‌آل SDOF تحت انفجار نشان داده شده است. نقاط موجود در سمت چپ و پایین منحنی، نشان‌دهنده نقاطی است که به سطح خرابی مورد نظر نمی‌رسند و نقاط موجود در سمت راست و بالای نمودار، نقاطی را نشان می‌دهند که بیش از سطح خرابی مورد نظر، خرابی ایجاد می‌کنند.



شکل ۱ قسمت‌های مختلف منحنی P-I [14]

بنابراین حالت تغییر شکل یافته به صورت خطی است. با مروری بر پژوهش‌های انجام‌یافته می‌توان دریافت که نسبت‌های میرایی مختلفی در بازه صفر تا ۵٪ برای تحلیل SDOF تحت بارهای انفجار به کار رفته‌است [8, 9]. مطابق با توصیه مراجع [9, 11] اثر میرایی بر مقدار اولین پاسخ حداکثر سازه تحت انفجار، که معمولاً تنها پاسخ پراهمیت آن است، بسیار اندک است. از طرف دیگر، انرژی کرنشی مستهلک‌شده در طی تغییر شکل پلاستیک بسیار بیشتر از انرژی است که توسط میرایی سازه‌ای جذب می‌شود. از طرف دیگر، صرف‌نظر کردن از میرایی در راستای افزایش ضریب اطمینان محاسبات است [2, 11, 18, 19]. با توجه به این توضیحات، در مدل‌های SDOF ایجاد شده در این مقاله، از میرایی سیستم صرف‌نظر شده‌است. بنابراین، معادله حرکت دینامیکی کلی برای مدل SDOF بدون میرایی به صورت رابطه (۱) بیان می‌گردد [17].

$$M_E(t) \cdot \ddot{u}_E(t) + K_E(t) \cdot u_E(t) = P_E(t) \quad (1)$$

که در آن $P_E(t)$ بار خارجی معادل، $M_E(t)$ جرم معادل، $K_E(t)$ سختی معادل، $u_E(t)$ جابه‌جایی معادل برای سیستم SDOF است و $\ddot{u}$ به شتاب سیستم اشاره دارد. برای یک عضو دوسر مفصل تحت بار جانبی گسترده یکنواخت، می‌توان مدل SDOF معادل ستون را مطابق شکل (۲-الف) توصیف نمود. رفتار سیستم SDOF الاستیک-پلاستیک فرض شده‌است و می‌توان آن را با یک دیاگرام بار-جابه‌جایی دوخطی مطابق شکل (۲-ب) نمایش داد.

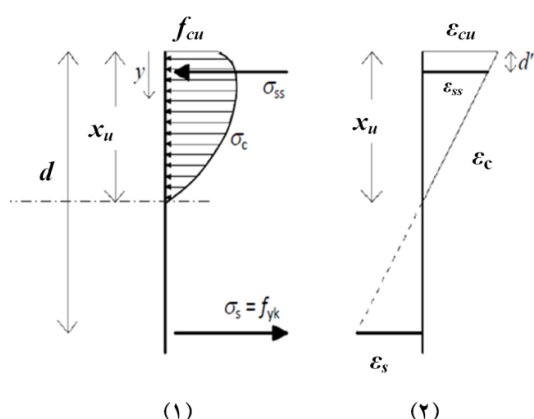
در شکل (۲)، N بار محوری (ثابت)، $K_{E,pl}$ سختی پلاستیک، $K_{E,el}$ سختی الاستیک، u_{Eu} جابه‌جایی نهایی، u_{Ey} جابه‌جایی تسلیم، P_u بار نهایی و P_y بار تسلیم است. در ادامه، نحوه محاسبه پارامترهای تابع مقاومت سیستم SDOF معادل برای تیر-ستون بتن مسلح با شرایط تکیه‌گاه‌هایی دوسر مفصل تشریح شده‌است. البته، همین روند را می‌توان برای انواع شرایط بارگذاری

دیاگرام‌های P-I را می‌توان به روش‌های مختلف تحلیلی، عددی و آزمایشگاهی تهیه کرد [16-1214]. با این حال، روش‌های آزمایشگاهی بسیار پرهزینه و مشکل‌است و از نظر قانونی و نظامی نیز دارای محدودیت است. استفاده از پکیج‌های نرم‌افزاری اجرای محدود عموماً پیچیده است و زمان محاسبات و مهارت و تجربه بالایی نیاز دارد. بنابراین، رویکرد SDOF یک گزینه مناسب و سریع برای تهیه دیاگرام‌های P-I با اهداف طراحی و ارزیابی اولیه محسوب می‌شود.

مدل تک‌درجه آزادی معادل

تئوری کلاسیک SDOF که در مهندسی انفجار به کار می‌رود، براساس روش بیگز (۱۹۶۴) است که در آن یک سیستم جرم-فنر معادل با یک درجه آزادی ایده‌آل برای سازه واقعی با جرم و بارگذاری گسترده، فرض می‌گردد [17]. پارامترهای SDOF معادل، با استفاده از اصل تعادل انرژی محاسبه می‌شوند؛ یعنی در هر زمان، انرژی جنبشی در جرم معادل، انرژی کرنشی داخلی در مقاومت معادل و کار خارجی در بار معادل باید با عضو گسترده واقعی یکسان باشد. تقریب‌های موجود در مدل SDOF بر این فرض استوار است که سازه الگوی تغییرشکلی را تجربه می‌کند که تنها با یک پارامتر توصیف می‌گردد. به عبارت دیگر، مساوی قراردادن انرژی براساس یک حالت تغییر شکل یافته خاص صورت می‌گیرد و اغلب فرم تغییر شکل سازه تحت بار استاتیکی بهترین تقریب ممکن است [6]. مدل SDOF معادل به گونه‌ای انتخاب می‌شود که تغییر شکل آن متناظر با تغییر شکل یک نقطه مهم در سازه واقعی باشد [17].

یک عضو دوسر مفصل تحت بار گسترده یکنواخت را در نظر بگیرید. به عنوان تخمینی از تغییر شکل الاستیک عضو تحت بار مذکور، می‌توان از فرم تغییر شکل یافته استاتیکی تیر ساده تحت بار گسترده یکنواخت استفاده کرد [17]. در حالت پلاستیک، فرض بر آن است که یک مفصل پلاستیک در وسط ارتفاع عضو تشکیل گردد؛



شکل ۳ (۱) توزیع تنش مقطع در حالت نهایی، (۲) توزیع کرنش مقطع در حالت نهایی

در شکل (۳)، f_{yk} تنش تسلیم فولاد مسلح‌کننده، f_{cu} مقاومت نهایی بتن، ϵ_{cu} کرنش نهایی بتن، x_u عمق تار خشی در حالت نهایی، b عرض، h ارتفاع و d عمق مؤثر مقطع است. توزیع کرنش در ارتفاع مقطع خطی فرض شده و از مقاومت کششی بتن نیز صرف‌نظر شده‌است. با نوشتن رابطه تعادل لنگر حول مرکز پلاستیک مقطع مطابق با رابطه (۲)، ارتفاع تار خشی در لحظه نهایی (x_u) به‌دست آمده‌است و با جاگذاری آن در رابطه (۳) می‌توان بار محوری مقاوم نهایی (N_u) مقطع را تعیین کرد. رابطه (۳) درواقع همان معادله تعادل نیروها در مقطع است.

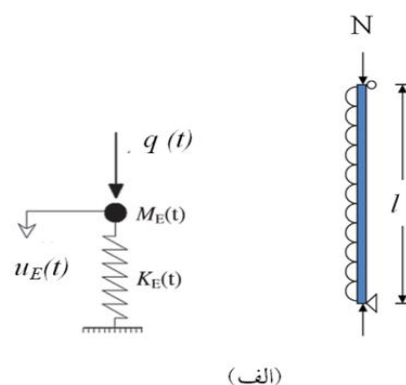
$$b \int_0^{x_u} \sigma_c \left(y + e - \frac{h}{2} \right) dy + \sigma_{ss} A_{ss} \left(d + e - \frac{h}{2} \right) - \sigma_s A_s \left(d + e - \frac{h}{2} \right) = 0 \quad (2)$$

$$N_u = b \int_0^{x_u} \sigma_c dy + \sigma_{ss} A_{ss} - \sigma_s A_s \quad (3)$$

در روابط فوق، اندیس ss مربوط به میلگردها در وجه رو به انفجار، s میلگردها در وجه پشت به انفجار و اندیس c مربوط به بتن است.

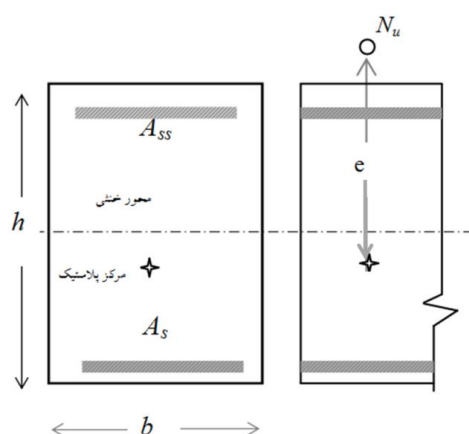
در این مقاله اثرات P- δ به‌طور صریح در محاسبات مدل SDOF ستون تحت بار گسترده یکنواخت جانبی، وارد می‌شود. در هر گام زمانی با حل معادله حرکت

و تکیه‌گاهی به‌کار برد.



شکل ۲ (الف) مدل SDOF معادل ستون واقعی، (ب) دیاگرام بار-جاب‌جایی مدل SDOF معادل

در شکل (۳) توزیع تنش و کرنش در مقطع تیر-ستون بتن مسلح در حالت نهایی نشان داده شده‌است.



$$u_{Ey} = \frac{5l^2 \theta_y}{48} \quad (۷)$$

می توان با رابطه (۸) محاسبه کرد:

$$K_{E,el} = \frac{P_y}{u_{Ey}} \quad (۸)$$

در حالت نهایی فرض می شود که یک مفصل پلاستیک در وسط ارتفاع تشکیل شده باشد. بنابراین، جابه جایی پلاستیک در حالت نهایی u_{Epu} می تواند از رابطه (۹) محاسبه شود (با فرض جابه جایی های کوچک):

$$u_{Epu} = \frac{\phi_{pu}}{2} \cdot \frac{1}{2} \quad (۹)$$

که در آن ϕ_{pu} دوران پلاستیک در حالت نهایی است. اگر انحنای پلاستیک کل θ_p در طول مفصل پلاستیک ثابت فرض شود داریم $\theta_p = \frac{\phi_{pu}}{l_p}$ و با استفاده از آن می توان جابه جایی نهایی کل u_{Eu} را با رابطه (۱۰) محاسبه کرد:

$$\begin{aligned} u_{Eu} &= u_{Ey} + u_{Epu} = u_{Ey} + \frac{\phi_{pu}}{2} \cdot \frac{1}{2} = u_{Ey} + \frac{\theta_p \cdot l_p}{2} \cdot \frac{1}{2} \\ &= u_{Ey} + \frac{1}{4} (\theta_u - \theta_y) \cdot l_p \cdot l \end{aligned} \quad (۱۰)$$

در نهایت سختی پلاستیک سیستم SDOF با رابطه (۱۱) به دست می آید:

$$K_{E,pl} = \frac{P_u - P_y}{u_{Eu} - u_{Ey}} \quad (۱۱)$$

برای تخمین طول مفصل پلاستیک در اعضای بتن مسلح روابط مختلفی پیشنهاد شده است در اینجا از رابطه پیشنهادی توسط پائولی و پریستلی (۱۹۹۲) استفاده شده است [21]:

$$l_p = 0.08 l + 0.022 d_b f_{yk} \quad (۱۲)$$

که در آن d_b قطر فولاد طولی است.

بارگذاری انفجار

مطابق با بسیاری از مراجع بارگذاری و طراحی سازه ها تحت انفجار، در حالت انفجار با فواصل متوسط تا دور می توان توزیع فشار به روی وجه سازه را یکنواخت

سیستم SDOF مقدار جابه جایی حداکثر در آن گام $u(t)$ تعیین می شود. سپس، یک بار جانبی معادل به بارگذاری جانبی ناشی از انفجار اضافه می گردد، به طوری که لنگر حداکثر حاصل از این بار، برابر با لنگر ناشی از بار محوری با خروج از مرکزیتی برابر با $u(t)$ باشد. یعنی برای در نظر گرفتن اثرات $P-\delta$ ، می توان یک بار جانبی گسترده یکنواخت معادل به ستون اعمال نمود و گام بعدی محاسبات را تحت این بارگذاری اصلاح شده انجام داد. بار جانبی معادل $\eta(t)$ برای یک عضو یک طرفه با تکیه گاه های مفصلی با رابطه (۴) محاسبه می شود و توزیع آن با توزیع بار انفجار یکسان است [7, 20]. باید توجه داشت که این بار به مقدار بار جانبی انفجار در آن لحظه اضافه می شود و در ضریب بار معادل K_L ضرب می گردد:

$$\eta(t) = \frac{8N}{I} u(t) \quad (۴)$$

به این ترتیب یک تیر ساده خواهیم داشت که تحت بارگذاری جانبی معادل، که در اینجا گسترده یکنواخت فرض شده است، قرار می گیرد. با استفاده از معادلات تعادل می توان بار در لحظه تسلیم و نهایی (P_u ، P_y) در سیستم SDOF را بر حسب بار جانبی انفجار محاسبه نمود:

$$M_y = \frac{q_y l^2}{8} \rightarrow P_y = q_y \cdot l = \frac{8 \cdot M_y}{l} \quad (۵)$$

$$P_u = \frac{8 \cdot M_u}{l} \quad (۶)$$

که در روابط (۵) و (۶) q_y بار جانبی یکنواخت مؤثر به روی ستون (بار انفجار به علاوه بار جانبی معادل اثرات $P-\delta$) در لحظه تسلیم و q_u بار گسترده یکنواخت در حالت نهایی است. مقادیر M_y و M_u با توجه به دیاگرام لنگر- انحنای مقطع تعیین می گردد. اگر θ_u و θ_y به ترتیب مقادیر انحنای مقطع در حالت نهایی و تسلیم باشد، با استفاده از تئوری الاستیسیته می توان جابه جایی تسلیم u_{Ey} در وسط طول را به شکل زیر تقریب زد:

مختلف زمان دوام و پریود طبیعی سیستم SDOF تعریف نمود [23]: (۱) رژیم بارگذاری ضربه‌ای، (۲) رژیم دینامیکی و (۳) رژیم گوسی-استاتیکی. در رژیم ضربه‌ای، t_{max} (زمانی که پاسخ حداکثر روی می‌دهد) بسیار بلندتر از t_e است. در رژیم دینامیکی این دو زمان تقریباً نزدیک به هم می‌باشد و در رژیم گوسی-استاتیک (شبه‌استاتیک) t_{max} بسیار کوتاه‌تر از t_e است.

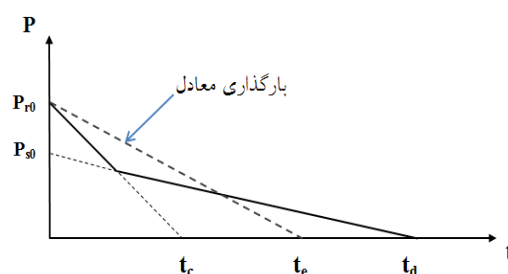
تحلیل لنگر-انحنای مقطع بتن مسلح

نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees، که توسط مرکز PEER ایجاد شده است، می‌تواند رفتار انواع سیستم‌های سازه‌ای را شبیه سازی کند [24]. برای انجام تحلیل مقطع بتن مسلح در OpenSees باید سه نوع مدل مصالح مختلف برای فولاد، بتن محصورنشده و بتن محصور (بتن هسته) تعریف شود. به منظور انجام تحلیل لنگر-انحنا ($M-\theta$) در اینجا از زیربرنامه‌ای که در OpenSees به همین منظور وجود دارد، استفاده شده است [25]. در این زیربرنامه تئوری کلاسیک اولر-برنولی برای محاسبات لنگر-انحنای مقطع بتن مسلح به کار می‌رود [20]. مدل مصالح بتن از نوع Concrete01 [26] که بر مبنای مدل Kent - Park (۱۹۷۱) با صرف نظر از مقاومت کششی بتن تهیه شده است [27]. در این مدل، تنش در بتن محصور هسته با استفاده از رابطه (۱۴) محاسبه می‌شود:

$$\sigma_c = \begin{cases} K \cdot f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] ; \varepsilon_c \leq 0.002K \\ K \cdot f_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2K \cdot f_c ; \varepsilon_c > 0.002K \end{cases} \quad (14)$$

که در آن f_c مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای استاندارد بتن (MPa) و ε_c کرنش در تار بتن است و

فرض کرد [1, 2, 22] و تغییرات زمانی فشار در فاز مثبت انفجار را، با در نظر گرفتن اثرات رقیق‌شدگی (Clearing effects)، می‌توان به صورت خطی (مثلی) همانند شکل (۴) ایده‌آل سازی نمود [1, 2]. رقیق‌شدگی پدیده‌ای است که به علت محدود بودن ابعاد سطح رو به انفجار سازه روی می‌دهد و موجب کاهش زمان تداوم انفجار نسبت به حالتی می‌شود که ابعاد سطح مورد نظر نامحدود باشد [2, 23].



شکل ۴ فشار انفجار مثلی ایده‌آل با در نظر گرفتن اثرات رقیق‌شدگی [2, 23]

مدت زمان تداوم بار مثلی معادل (t_e) با رابطه (۱۳) محاسبه می‌گردد:

$$t_e = \frac{2I}{P_{00}} \quad (13)$$

که در آن I مساحت زیر نمودار دوخطی در شکل (۴) است. توصیف پارامترهای انفجار شامل اضافه فشار برخوردی P_{s0} ، اضافه فشار بازتابی P_{s0} ، t_e زمان رقیق‌شدگی و t_d زمان تداوم فاز مثبت انفجار (بدون وجود رقیق‌شدگی) و نحوه تخمین آنها با توجه به مقدار ماده منفجره و فاصله مرکز انفجار از سازه، در مراجع مختلف بارگذاری سازه‌ها تحت انفجار آورده شده است [1, 2, 23]. باید توجه داشت که فشار حاصل از انفجار به عرض ستون ضرب می‌شود و به صورت گسترده یکنواخت در طول ستون اعمال می‌گردد.

با استفاده از بار انفجار مثلی ایده‌آل با زمان دوام t_e می‌توان سه رژیم بارگذاری متفاوت برای نسبت‌های

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.78M_b \frac{d^2 u_E(t)}{dt^2} + K_{E,el}(t)u_E(t) = q(t).l; \\ 0 \leq u_E \leq u_{Ey} \end{array} \right. \quad (۱۵-الف)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.66M_b \frac{d^2 u_E(t)}{dt^2} + K_{E,pl}(t)u_E(t) + \\ (K_{E,el}(t) - K_{E,pl}(t))u_{Ey} = q(t).l; \quad u_{Ey} < u_E \leq u_{Eu} \end{array} \right. \quad (۱۵-ب)$$

توجه شود که برای عضو یک طرفه با تکیه گاه های ساده تحت بار گسترده یکنواخت ضریب بار-جرم الاستیک و پلاستیک به ترتیب برابر $0.7/8$ و $0.6/6$ است [17]. سختی الاستیک معادل $K_{E,el}$ و سختی پلاستیک معادل $K_{E,pl}$ وابسته به زمان می باشد و در هر گام محاسباتی، به علت اثرات نرخ کرنش اصلاح می گردد. مطابق با شواهد تجربی موجود، با افزایش نرخ کرنش مقاومت بتن به طور قابل ملاحظه ای افزایش دارد [28, 29] و کرنش نهایی آن نیز افزایش می یابد [30, 31]. همچنین، در نرخ کرنش های بالا مقاومت فولاد تا 50% افزایش می یابد [32]. ضریب افزایش دینامیکی (DIF) نسبت مقاومت دینامیکی مصالح به مقاومت استاتیکی آن را توصیف می کند و برای در نظر گرفتن بهبود مشخصات مصالح در نرخ کرنش های بالا، به کار می رود [2, 32]. طبق توصیه کمیته بتن اروپا، ضریب DIF برای بتن در فشار مطابق با رابطه (۱۶) داده شده است [33] که در این مقاله نیز از این رابطه استفاده شده است:

DIF

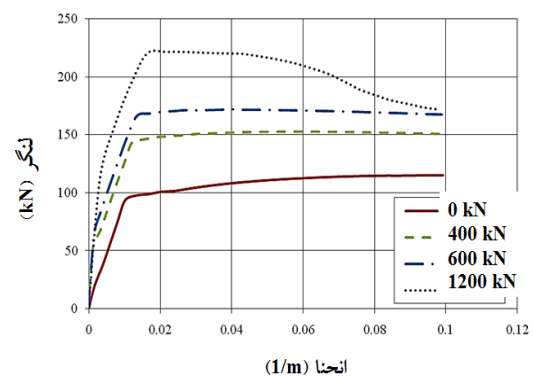
$$= \begin{cases} \left(\dot{\epsilon}_c / \dot{\epsilon}_{c0} \right)^{0.014}; & \dot{\epsilon}_c \leq 30s^{-1} \\ 0.012 \left(\dot{\epsilon}_c / \dot{\epsilon}_{c0} \right)^{1/3}; & \dot{\epsilon}_c > 30s^{-1} \end{cases} \quad (۱۶-الف)$$

$$(۱۶-ب)$$

که در آن $\dot{\epsilon}_{c0} = 30 \times 10^{-6} s^{-1}$ است. ضریب افزایش دینامیکی برای کرنش متناظر با تنش حداکثر و کرنش نهایی بتن (در فشار) نیز با رابطه (۱۷) داده شده است [33].

پارامترهای مدل شامل $K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_c}$ و $Z_m = \frac{0.5}{\frac{3+0.29f_c}{145f_c-1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h}{s}} - 0.002K}$ ، f_{yh} تنش تسلیم خاموت، ρ_s نسبت حجم خاموت به حجم هسته بتن، h عرض هسته بتن mm (از بیرون خاموت) و s گام خاموت (mm) است. تنش حداکثر در بتن برابر با $\sigma_{max} = K.f_c$ است که در کرنش $\epsilon_{ci} = 0.002K$ روی می دهد. همچنین، تنش نهایی نیز برابر با $\sigma_u = 0.2K.f_c$ فرض می شود که در کرنش نهایی برابر با $\epsilon_{cu} = \frac{0.8}{Z_m} + 0.002K > 0.004 + 0.09 \rho_s \left[\frac{f_{yh}}{300} \right]$ روی خواهد داد. برای بتن پوشش (غیرمحصور) در روابط فوق $f_{yh} = \rho_s = 0$ قرار داده می شود.

برای مدل سازی میلگردهای فولادی از مدل مصالح الاستیک خطی-پلاستیک کامل (Steel01Material) استفاده شده است. در شکل (۵) نمونه ای از دیاگرام های لنگر-انحنای به دست آمده برای مقطع ستون مورد نظر در لحظه صفر (بدون اثر نرخ کرنش) با در نظر گرفتن سطوح مختلفی از بار محوری فشاری نشان داده شده است.



شکل ۵ دیاگرام لنگر- انحنای برای بارهای محوری مختلف

حل مدل SDOF و اثرات نرخ کرنش

معادله حرکت یک سیستم تک درجه آزادی با صرف نظر از میرایی تحت بار دینامیکی $q(t)$ با دستگاه معادلات دیفرانسیل معمولی زیر توصیف می شود که در آن $u_E(t)$ جابه جایی در وسط طول و M_b جرم کل ستون است.

۲. با حل معادله دیفرانسیل حرکت تحت بار جانبی گسترده یکنواخت، جابه‌جایی عرضی معادل u_E تعیین می‌گردد و سرعت معادل $\dot{u}_E = \frac{du_E}{dt}$ نیز باتوجه به تغییرات مقدار جابه‌جایی نسبت به گام قبل محاسبه می‌شود.

۳. انحنای معادل θ_E و نرخ انحنای $\dot{\theta}_E = d\theta_E/dt$ با استفاده از روابط (۷) و (۱۰) تعیین می‌شود.

۴. با استفاده از θ_E ، مقدار لنگر خمشی M_0 از روی منحنی لنگر-انحنا تعیین شده و سپس محل محور خنثی مقطع $\bar{X}$ با استفاده از رابطه انتگرالی ۲۰ قابل محاسبه است. این رابطه با نوشتن معادله تعادل دورانی مقطع حول فولاد کششی تحت لنگر M_0 به دست آمده است (با مراجعه به شکل ۳).

$$M_0 = \int_0^{\bar{X}} \sigma_c (d-y) dy + E_s | \theta_E | (\bar{X}-\bar{d}) (d-\bar{d}) A_{ss} \quad (20)$$

باید معادله رفتاری بتن مطابق با رابطه (۱۴) در رابطه بالا جاگذاری گردد و جاری‌شدن فولاد A_{ss} نیز کنترل شود؛ یعنی، اگر $\{E_s | \theta_E | (\bar{X}-\bar{d})\} > f_{ys}$ ، به‌جای آن مقدار f_{ys} قرار داده می‌شود و رابطه دوباره حل می‌شود. ۵. نرخ کرنش در بتن و میلگردها با استفاده از فرض توزیع کرنش خطی در مقطع با رابطه (۲۱) به دست می‌آید [36].

$$\begin{cases} \dot{\epsilon}_c = \dot{\theta}_E \cdot \bar{X} & (21-الف) \\ \dot{\epsilon}_s = \dot{\theta}_E \cdot (d-\bar{X}) & (21-ب) \\ \dot{\epsilon}_{ss} = \dot{\theta}_E \cdot (\bar{X}-\bar{d}) & (21-ج) \end{cases}$$

۶. باتوجه به مقادیر نرخ کرنش، ضرایب DIF برای مقاومت فشاری بتن، کرنش بتن در تنش فشاری حداکثر، کرنش نهایی بتن، تنش تسلیم فولاد و تنش نهایی فولاد با استفاده از روابط مربوط تعیین می‌گردد و برای آغاز گام بعدی، زیربرنامه لنگر-انحنا در OpenSEES با استفاده از مشخصات جدید مصالح فراخوانی می‌شود و تابع مقاومت جدید مقطع ترسیم می‌شود.

$$DIF_{\epsilon_c} = \left(\dot{\epsilon}_c / \dot{\epsilon}_{c0} \right)^{0.02} \quad (17)$$

مالوار و کرافورد (۱۹۹۸) رابطه‌ای برای تخمین ضریب DIF فولاد در حالت تسلیم و نهایی به صورت زیر پیشنهاد کرده‌اند [32].

$$DIF_s = \left(\dot{\epsilon}_s / 10^{-4} \right)^{\alpha} \quad (18)$$

که در آن برای حالت تنش تسلیم داریم $\alpha = 0.074 - 0.040 \frac{f_y}{414}$ و برای حالت تنش نهایی $\alpha = 0.019 - 0.009 \frac{f_u}{414}$ است؛ f_y و f_u به ترتیب مقاومت تسلیم و نهایی استاتیکی فولاد است. اساساً، در نرخ کرنش‌های مختلف تغییر در مدول الاستیسیته و کرنش گسیختگی فولاد مسلح‌کننده در نظر گرفته نمی‌شود [28, 34].

فرم تفاضل محدود [35] معادله حرکت سیستم SDOF در دو حالت الاستیک و پلاستیک به صورت رابطه زیر نوشته می‌شود:

$$\begin{cases} 0.78 M_b \left(\frac{u_{(j-1)} - 2u_{(j)} + u_{(j+1)}}{K^2} \right) + K_{el(j)} u_{(j)} = q_{(j)} \cdot l & ; 0 \leq u_{(j)} \leq u_{Ey} \\ 0.66 M_b \left(\frac{u_{(j-1)} - 2u_{(j)} + u_{(j+1)}}{K^2} \right) + K_{pl(j)} u_{(j)} + [K_{el(j)} - K_{pl(j)}] \cdot u_{Ey} = q_{(j)} \cdot l & ; u_{Ey} < u_{(j)} \leq u_{Eu} \end{cases} \quad (19)$$

که در آن پارامتر K بیانگر طول نموزمانی و اندیس j شماره گام محاسبات است. در اینجا، با استفاده از نرم‌افزار MATLAB- R2013a (v8.01) بدنه اصلی برنامه برای حل معادله فوق نوشته شده و زیربرنامه تهیه دیاگرام لنگر-انحنا ($M-\theta$) مقطع نیز با استفاده از نرم‌افزار OpenSees آماده شده است. در این مقاله گام زمانی برابر با 10^{-5} ثانیه انتخاب شده است و در هر گام زمانی باتوجه به شرایط مرزی و اولیه مراحل زیر به ترتیب اجرا می‌شود:

۱. دیاگرام لنگر-انحنا در زیربرنامه $M-\theta$ ترسیم می‌شود و تابع مقاومت دوطرفی از روی آن استخراج می‌گردد.

به منظور اعتبارسنجی نتایج به دست آمده از روش SDOF معرفی شده در اینجا، از روش اجزای محدود ۲ بعدی با استفاده از نرم افزار OpenSees برای تحلیل پاسخ دینامیکی ستون تحت بار انفجار استفاده شده است. مدل های مصالح انتخابی با مدل های توصیف شده در زیر برنامه لنگر- انحنای یکسان است و در اینجا از نسخه (2.3.1) V این نرم افزار استفاده شده است. به علت تقارن هندسه و بارگذاری، مدل به صورت دوبعدی ساخته شده و المان های بتن از نوع dispBeamColumn با ۱۰ نقطه انتگرال گیری در طول آن و به ابعاد ۱۰ cm انتخاب شده است. برای میلگردهای طولی از المان نوع straight استفاده شده است. برای تعریف مقطع ستون، از مدل فیبر استفاده شده که مقطع را به فیبرهای بتنی (با ابعاد ۳ cm) و میلگردهای فولادی تقسیم بندی می کند. به علت آن که مدل دوبعدی در OpenSees به سرعت تحلیل می گردد، در اینجا بررسی خاصی به منظور تعیین ابعاد بهینه برای المان ها انجام نشده است. در دو انتهای ستون تکیه گاه مفصلی و غلتکی ایده آل تعریف شده است.

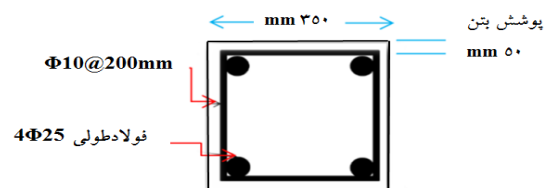
در دستورات و الگوریتم های OpenSees هیچ گونه پیش بینی و توصیه ای مبنی بر نحوه وارد کردن اثرات نرخ کرنش وجود ندارد. بنابراین، در اینجا اعمال اثرات نرخ کرنش بر مشخصات دینامیکی مصالح با استفاده از ضرایب DIF حاصل از آخرین گام محاسبات در حل مدل SDOF انجام می گیرد. تحلیل مدل ستون مورد نظر شامل ۳ مرحله متمایز است؛ ابتدا ستون تحت یک مرحله تحلیل استاتیکی بدون در نظر گرفتن ضرایب DIF قرار می گیرد تا بار محوری آن، پیش از اثر انفجار، ایجاد گردد. در طی این مرحله، جابه جایی گره ها در تکیه گاه غلتکی در راستای محور طولی ستون ثبت می گردد. سپس، مدل دینامیکی با استفاده از ضرایب DIF اعمال شده به مدل مصالح ایجاد می شود و در طی یک تحلیل استاتیکی دیگر، جابه جایی های تعیین شده از مرحله اول به همان گره ها اعمال می گردد (مرحله دوم تحلیل) و پس از آن تحلیل دینامیکی تحت بارگذاری

شرایط مرزی و اولیه برای یک تیر- ستون دو سر مفصل به این صورت است که جابه جایی و انحنای ابتدا و انتهای تیر- ستون، در هر زمان صفر و جابه جایی و سرعت در همه نقاط در زمان صفر (شروع تحلیل) برابر با صفر است. با اعمال شرایط مرزی و اولیه، در هر گام j مقدار $u(t)$ تعیین می گردد و همچنین شرایط اولیه برای گام بعد، یعنی $j+1$ ، نیز مشخص می شود. معیار اتمام این چرخه (معیار خرابی) رسیدن کرنش فشاری بتن به مقدار نهایی آن انتخاب شده است.

مقایسه نتایج مدل SDOF با FEM و

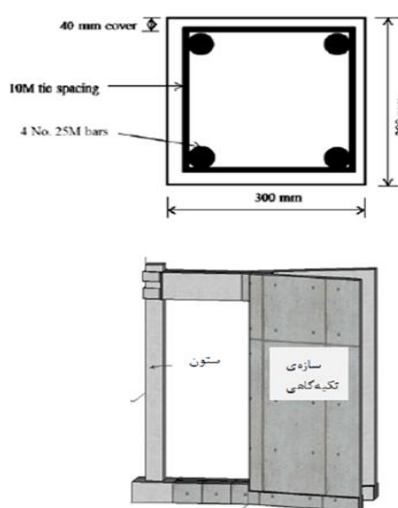
داده های تجربی

مدل مورد نظر در اینجا دارای مشخصات نشان داده شده در شکل (۶) است. ستون مورد نظر دارای مقطع مربعی با فولادگذاری متقارن می باشد و بتن به کار رفته دارای مقاومت مشخصه 30 MPa ، میلگردهای به کار رفته دارای تنش تسلیم 400 MPa و تنش نهایی 600 MPa فرض می شوند و طول دهانه عضو ۳ متر فرض می شود. این ستون تحت اثر بار محوری فشاری ثابت (برابر با 0.4 و 0.2 ظرفیت محوری خالص ستون) و انفجار جانبی حاصل از مقادیر مختلف TNT در فاصله ۴ متری از وجه ستون (در وسط ارتفاع آن) قرار دارد. وزن خرج انفجاری به گونه ای انتخاب شده است که مقدار فاصله مقیاس شده (scaled distance) Z برابر با 0.7 ، 1.1 و $1.4 \text{ m/kg}^{1/3}$ باشد. تاریخچه زمان فشار حاصل از انفجار با در نظر گرفتن اثرات رقیق شدگی تعیین می گردد و فرض می شود که توزیع مکانی این فشار به روی وجه ستون به صورت گسترده یکنواخت است.



شکل ۶ مقطع تیر- ستون مورد نظر

فولادگذاری شده است و با مقیاس واقعی مورد آزمایش قرار گرفته است. ستون دوسرگیردار با مقطع مربعی به ابعاد ۳۰۰ میلی‌متر و طول آزاد ۳ متر است که با پوشش بتن ۴۰ میلی‌متر، درصد فولاد طولی ۰/۰۲ (۴ میلگرد طولی به قطر ۲۵/۲ میلی‌متر)، درصد فولاد عرضی ۰/۰۰۲۲ (خاموت بسته به قطر ۱۱/۳ میلی‌متر با فواصل ۳۰۰ میلی‌متر) از میلگرد رده AIII و مقاومت فشاری مشخصه بتن ۴۰ مگاپاسکال است. بار محوری موجود در ستون ۱۰۲۷ کیلونیوتن (۱۱/۴ مگاپاسکال) است که با استفاده از کابل‌های پس‌کشیدگی در نمونه ایجاد شده است. در شکل (۸) تصاویری از مشخصات مدل ستون مورد آزمایش آورده شده است.

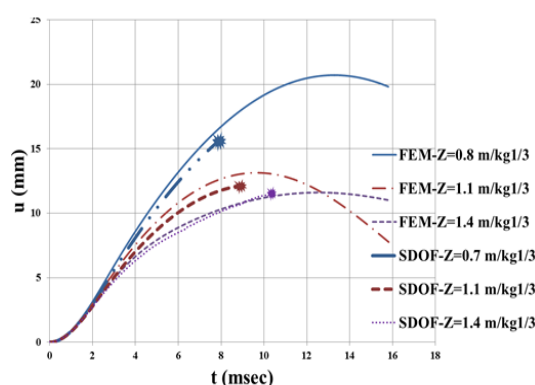


شکل ۸ مشخصات هندسی ستون بتن مسلح و نحوه انجام آزمایش انفجار [37]

بارگذاری انفجاری به صورت انفجار معادل ۱۲۳ kgTNT در فاصله ۲/۶ متری از وجه ستون است. در شکل (۹) منحنی جابه‌جایی جانبی در وسط ارتفاع ستون حاصل از مدل اجزای محدود و SDOF در مقایسه

جانبی انفجار صورت می‌گیرد (مرحله سوم تحلیل). به این ترتیب می‌توان برای انجام تحلیل دینامیکی تحت بارگذاری انفجار، مدل ستون را برای در نظر گرفتن اثرات نرخ کرنش، به‌روزرسانی کرد.

در شکل (۷) مقدار اولین جابه‌جایی جانبی حداکثر محاسبه شده برای ستون مورد نظر در مدل SDOF با نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود مقایسه شده است. توجه شود که نتایج تحلیل اجزای محدود از لحظه اعمال بار انفجار به سازه ثبت شده است. مشاهده می‌شود که نحوه تخمین افزایش جابه‌جایی با زمان بسیار نزدیک به نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود است اما رسیدن به معیار خرابی مقطع، باعث شده است که جابه‌جایی حداکثر کمتر از مقدار محاسبه شده در نرم‌افزار OpenSees باشد

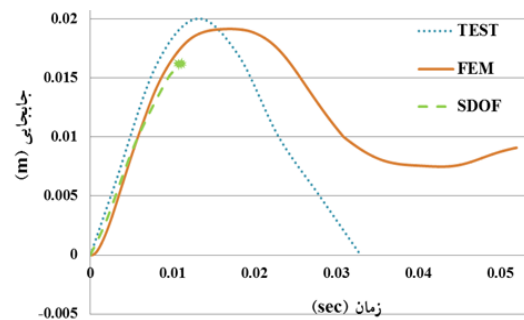


شکل ۷ تاریخچه- زمان جابه‌جایی عرضی حداکثر در ستون بتن مسلح

همچنین، از شکل (۷) مشخص است که با افزایش شدت انفجار (کاهش Z) مقدار جابه‌جایی حداکثر تخمین زده شده در روش SDOF کمتر از تحلیل اجزای محدود است و دقت آن کاهش می‌یابد.

آزمایش‌هایی توسط فاروک و همکاران (۲۰۱۴) به‌روی نمونه‌های ستون بتن مسلح با مقطع مستطیلی تحت انفجار انجام گرفته است [37, 38]. ستون‌های مورد نظر، به صورت ستون عادی براساس ضوابط CAN/CSA A23.3-04 تحت بارهای ثقلی، طراحی و

با نتایج آزمایش نشان داده شده است.



شکل ۹ مقایسه جابه جایی حاصل از مدل سازی با نتایج آزمایش

بخش نزولی انتهایی در نمودارهای آزمایش، در اثر از کار افتادن پتانسیومتر (جابه جایی سنج) در اثر فشار و حرارت ناشی از انفجار ایجاد شده است. ملاحظه می شود که در تحلیل اجزای محدود، مقدار پاسخ حداکثر و زمان وقوع آن در مقاطعی که تغییر شکل های بیشتری را تجربه کرده است، با دقت مناسبی تخمین زده شده است. علل اختلاف محاسبات با نتایج آزمایش می تواند ناشی از عدم دقت در تخمین توزیع مکانی بارگذاری انفجار و نیز مقادیر تقریبی برای ضرایب DIF باشد. همچنین، ممکن است تکیه گاه های ساخته شده برای نمونه ستون در آزمایش، شرایط گیرداری کامل در دوسر عضو را برآورده نکرده اند و تحت اثر انفجار تغییر مکان هایی داشته اند. همچنین، در تمامی آزمایش های عملی انفجار در اثر فشار و حرارت وارد شده به سنسورهای اندازه گیری و ابزار دقیق ها، امکان بروز خطا در داده های ثبت شده وجود دارد.

دیاگرام فشار- ضربه (P-I)

در روابط مدل SDOF الاستیک، کار خارجی انجام شده توسط بارهای خارجی گوسی - استاتیکی با رابطه (۲۲) تعریف می گردد.

$$WE = P \cdot u_{\max} \quad (22)$$

که در آن P نیروی خارجی و $u_{\max}$ جابه جایی

حداکثر است. انرژی کرنشی برای سیستم SDOF به صورت رابطه (۲۳) محاسبه می شود (k سختی سیستم است).

$$SE = \frac{1}{2} k \cdot u_{\max}^2 \quad (23)$$

که با برابر قرار دادن SE و WE داریم:

$$\frac{2P}{k \cdot u_{\max}} = 1 \quad (24)$$

رابطه (۲۴) نشان دهنده خط مجانب گوسی - استاتیکی در دیاگرام بدون بعد P-I است (شکل ۱). اگر یک بار ضربه ای به مدل وارد گردد، می توان سرعت اولیه را با رابطه زیر محاسبه کرد که در آن I ضربه حاصل از انفجار و M جرم معادل سیستم SDOF است.

$$\dot{u}_0 = \frac{I}{M} \quad (25)$$

اینک می توان انرژی جنبشی منتقل شده به سازه را به صورت رابطه (۲۶) بیان کرد که در نهایت با برابر قرار دادن SE و KE رابطه (۲۷) نتیجه می گردد که خط مجانب ضربه ای در دیاگرام بدون بعد P-I است.

$$KE = \frac{1}{2} M \dot{u}_0^2 = \frac{I^2}{2M} \quad (26)$$

$$1 = \frac{I}{u_{\max} \sqrt{k \cdot M}} \quad (27)$$

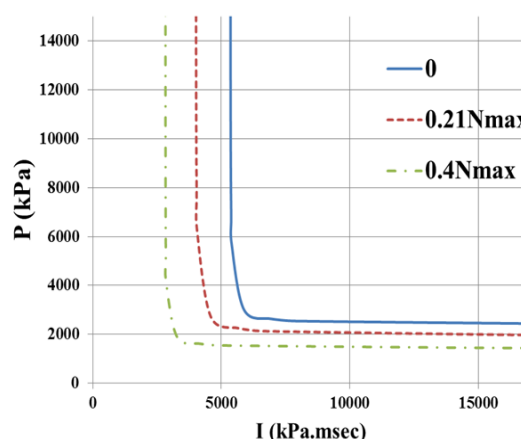
باتوجه به یک سطح خرابی مشخص، نقاط روی منحنی P-I نشان دهنده ترکیب فشار و ضربه انفجاری است که می تواند آن سطح خرابی را به جای گذارد. برای یک ستون (یا تیر- ستون) بتن مسلح، این سطح خرابی و یا معیار خرابی می تواند تغییر شکل خمشی حداکثر در وسط طول آن [12, 14]، تغییر شکل برشی حداکثر در تکیه گاه ها در حالت گسیختگی برشی [39]، دوران حداکثر در تکیه گاه ها و اتصالات و یا ظرفیت محوری پسماند تیر- ستون باشد. البته معمولاً تغییر شکل سازه ای حداکثر به عنوان معیار خرابی در نظر گرفته می شود. در اینجا، با استفاده از مدل SDOF معرفی شده به ترسیم دیاگرام P-I ستون بتن مسلح پرداخته شده به طوری که

می‌دهد که در نتیجه انرژی کرنشی جذب شده نیز کاهش می‌یابد. بنابراین بار انفجار حداکثر قابل تحمل توسط تیر-ستون نسبت به حالت بدون بار محوری، کاهش می‌یابد.

بحث و نتیجه‌گیری

در این مقاله یک رویکرد تک‌درجه آزادی (SDOF) بر مبنای تئوری تیر اولر-برنولی معرفی می‌شود تا پاسخ دینامیکی ستون بتن مسلح تحت بارگذاری جانبی انفجار تخمین زده شود. در مدل SDOF اثرات لنگر ثانویه ($P-\delta$)، غیرخطی مصالح و اثرات نرخ کرنش به صورت گام به گام در نظر گرفته شده است. مطابق با نتایج حاصل روش SDOF معرفی شده علی‌رغم سادگی و زمان کم برای انجام محاسبات، با دقت کافی روند جابه‌جایی جانبی و مقدار پاسخ حداکثر را تخمین می‌زند. در حالتی که شدت بارگذاری انفجار افزایش می‌یابد (کاهش وزن خرج با فاصله رویارویی ثابت) دقت محاسبات روش SDOF کاهش می‌یابد. در حالت انفجارهای متوسط تا دور ($Z > 1 \text{ kg/m}^{1/3}$) رویکرد SDOF مقدار پاسخ حداکثر سازه را با دقت قابل قبول تخمین می‌زند. علت این امر آن است که مدل SDOF بر مبنای تئوری اولر-برنولی تهیه شده است که از تغییر شکل‌های برشی صرف نظر می‌کند. زمانی که انفجار نزدیک به سازه روی می‌دهد مود رفتاری غالب برشی است و در نتیجه تخمین‌های روش SDOF با خطا همراه است. با استفاده از روش SDOF معرفی شده در اینجا به بررسی دیاگرام فشار-ضربه ($P-I$) برای ستون‌های بتن مسلح پرداخته شده است. طبق نتایج حاصل دیاگرام $P-I$ به شدت تحت تأثیر سطح بار محوری موجود در ستون قرار دارد. به طوری که با افزایش بار محوری، این دیاگرام به مرکز مختصات نزدیک‌تر می‌شود که نشان‌دهنده کاهش مقدار فشار و ضربه لازم برای رسیدن سازه به سطح خرابی مورد نظر است (کاهش ظرفیت انفجاری) و اهمیت در نظر گرفتن

تغییر شکل خمشی در وسط دهانه (جابه‌جایی عرضی حداکثر) به عنوان معیار خرابی در نظر گرفته شده است. معیار خرابی، جابه‌جایی حداکثر در وسط دهانه (u_{max}) برابر با تغییر شکل متناظر با ۲ درجه دوران در تکیه‌گاه تیر-ستون فرض شده است که معمولاً خرد شدن بتن فشاری در این مقدار از دوران تکیه‌گاه روی می‌دهد [2]. در این مقاله، اثر میزان بار محوری به روی دیاگرام $P-I$ ستون بتن مسلح مورد بررسی قرار گرفته است. منحنی‌های $P-I$ به دست آمده از مدل SDOF تحت بار جانبی حاصل از انفجار با تاریخچه زمان مثلثی، در شکل (۱۰) نشان داده شده است. در این شکل N_{max} مقدار ظرفیت محوری اسمی ستون است.



شکل ۱۰ دیاگرام‌های $P-I$ برای ستون با نسبت‌های مختلف بار محوری تحت بار انفجار مثلثی ایده‌آل

مشاهده می‌شود که مقدار بار محوری به روی موقعیت و شکل دیاگرام $P-I$ تاثیرگذار است. به طوری که با افزایش بار محوری، مجانب‌های افقی و قائم کاهش می‌یابد و منحنی به مرکز مختصات نزدیک‌تر می‌شود. این امر به معنای کاهش مقاومت ستون در برابر انفجار در رژیم‌های ضربه‌ای و گوسی استاتیکی است. توجه این امر به این صورت است که افزایش بار محوری موجب افزایش ظرفیت خمشی مقطع تیر-ستون می‌شود اما دوران حداکثر تکیه‌گاه (در لحظه گسیختگی) را کاهش

پارامترهای مؤثر بر رفتار سازه‌ای و پاسخ دینامیکی اصلی آن به‌دست آورد. بنابراین تکنیک SDOF معرفی شده در این مقاله به‌منظور مطالعه پاسخ کلی ستون‌های بتن مسلح تحت بارگذاری انفجار متوسط تا مناسب است.

توجه شود که در روش SDOF معرفی شده اثرات مربوط به جابه‌جایی جانبی طبقه (P-Δ) در نظر گرفته نمی‌شود. برای وارد کردن اثرات P-Δ باید کل سیستم باربر جانبی ساختمان تحلیل گردد و مدل SDOF برای تک‌تک اعضا به‌طور جداگانه کفایت نمی‌کند.

بار محوری در ستون بتن مسلح به‌منظور ارزیابی و یا طراحی آن تحت بار انفجار را نشان می‌دهد.

در رویکرد SDOF با استفاده از ضرایب تبدیل و طول معادل مفصل پلاستیک، تقریب‌هایی وارد محاسبات می‌شود و همچنین اطلاعات مفیدی نظیر پروفیل جابه‌جایی، دوران و انحنا در طول ستون را نمی‌توان به‌دست آورد. از طرفی، عدم قطعیت‌های موجود در طبیعت بارهای انفجار موجب می‌شود که نتوان دقت سیستم ایده‌آل سازی شده را تضمین کرد. با این حال، در این روش می‌توان درک خوبی از

مراجع

1. U.S. Dept. of Army, the Navy and Air Force, "The Design of Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions", TM 5-1300, Technical Manual, Washington DC, (1990).
2. U.S. Department of Defense (DOD), "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions", UFC 3-340-02, Washington DC, (2008).
3. ASCE, "Design of Blast Resistant Buildings in Petrochemical Facilities", Reston VA, (1997).
4. Nassr, A.A., Razaqpur, A.G., Tait, M.J., Campidelli, M. and Foo, S., "Single and Multi Degree of Freedom Analysis of Steel Beams under Blast Loading", Nuclear Engineering Design, Vol. 242, pp. 63-77, (2012).
5. Dragos, J. and Wu, C., "Single-Degree-of-Freedom Approach to Incorporate Axial Load Effects on Pressure Impulse Curves for Steel Columns", *Journal of Engineering Mechanics*, 10.1061/ (ASCE) EM.1943-7889.0000818, 04014098, (2014).
6. Morison, C.M., "Dynamic Response of Walls and Slabs by Single-Degree-Of-Freedom Analysis-A Critical Review and Revision", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 32, pp. 1214-1247, (2006).
7. Oswald, C.J., "Comparison of Response from Combined Axial and Blast Loads Calculated with SDOF and Finite Element Methods", In: DDESB Explosive Safety Seminar, Portland, Oregon, (2010).
8. Stochino, F. and Carta, G., "SDOF Models for Reinforced Concrete Beams under Impulsive Loads Accounting for Strain Rate Effects", Nuclear Engineering Design, Vol. 276, pp. 74-86, (2014).
9. Andersson, S. and Karlsson, H., "Structural Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Explosions", Master Thesis, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden, (2012).
10. Wu, C., Wu, W. and Chen, D.J., "Analysis of Retrofitted RC Beam with Fixed End Supports against Blast Loads", *Key Engineering Materials*, Vol. 400-402, pp. 795-800, (2009).

11. PDC-TR 06-01 Rev 1. Methodology Manual for the Single-Degree-of-Freedom Blast Effects Design Spreadsheets (SBEDS). US Army Corps of Engineers, Protective Design Center (PDC) Technical Report, (2008).
12. Dragos, J. and Wu, C., "A New General Approach to Derive Normalized Pressure-Impulse Curves", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 62, pp. 1-12, (2013).
13. Florek, J.R. and Benaroya, H., "Pulse-pressure Loading Effects on Aviation and General Engineering Structures—review", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 284, pp. 421–453, (2005).
14. Krauthammer, T., Astarlioglu, S., Blasko, J., Soh, T.B. and Ng, P.H., "Pressure-Impulse Diagrams for the Behavior Assessment of Structural Components", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 35, pp. 771–783, (2008).
15. Mutalib, A.A., Abedini, M., Baharom, S. and Hao, H., "Derivation of Empirical Formulae to Predict Pressure and Impulsive Asymptotes for P-I Diagrams of One-way RC Panels", *Journal of Civil, Environment, Structural, Construction and Architecture Engineering*, Vol. 7, pp. 585-588. (2013).
16. Mutalib, A.A. and Hao, H., "Development of P-I Diagrams for FRP Strengthened RC Columns", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 38, pp. 290–304, (2011).
17. Biggs, J.M., Introduction to Structural Dynamics, New York: McGraw-Hill, (1964).
18. Stochino, F. and Tattoni, S., "Exceptional Actions: Blast Loads on Reinforced Concrete Structures", In: *Proceedings of CIAS (Cornell International Affairs Society) Conference*, Cornell University, (2013).
19. Chopra, A.K., "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", New Jersey: Prentice Hall, (1995).
20. Timoshenko, S.P. and Gere, J.M., "Theory of Elastic Stability", 2nd ed. New York: McGraw-Hill, (1963).
21. Paulay, T. and Priestley, M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley and Sons, New York, (1992).
22. Brode, H.L., "Numerical Solutions of Spherical Blast Waves", *Journal of Applied Physics*, Vol. 26, pp. 766-775, (1955).
23. Cormie, D., Mays, G. and Smith, P.D., "Blast Effects on Buildings", 2nd ed, London: Thomas Telford, (2009).
24. Mazzoni, S., McKenna, F., et al., "OpenSees Command Language Manual", University of California, Berkeley, (2006).
25. Mazzoni, S. and Frank M.K., "Example 9. Moment-Curvature Analysis of Section", (2006) <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/ExamplesManual/HTML/3909.htm>.

26. Mazzoni, S. and Frank M.K., "Concrete01 Material-Zero Tensile Strength", (2006).
<http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/164.htm>.
27. Kent, D.C. and Park, R., "Inelastic Behavior of Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 4, pp. 108-125, (1971).
28. Asprone, D., Frascadore, R., Di Ludovico, M., Prota, A. and Manfredi, G., "Influence of Strain Rate on the Seismic Response of RC Structures", Engineering Structures, Vol. 35, pp. 29-36, (2012).
29. Ozbolt, J. and Sharma, A., "Numerical Simulation of Reinforced Concrete Beams with Different Shear Reinforcements under Dynamic Impact Loads", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 38, pp. 940-950, (2011).
30. Krauthammer, T., Shanaa, H.M. and Assadi, A., "Response of Structural Concrete Elements to Severe Impulsive Loads", Computers Structures, Vol. 53, pp. 119-130, (1994).
31. Razaqpur, G., Mekky, W. and Foo, S., "Fundamental Concepts in Blast Resistance Evaluation of Structures", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 36, pp. 1292-1304, (2009).
32. Malvar, L.J. and Crawford J.E., "Dynamic Increase Factors for Steel Reinforcing Bars", In: 28th DDESB Seminar, Orlando, USA, (1998).
33. Federal Institute of Technology, Model Code 2010, First Complete Draft, Volume 1: fib Bulletin 55, Switzerland, (2010).
34. Izadifard, R.A., Nourizadeh, A. and Shamshirgar, A., "A Material Model for Static and Dynamic Nonlinear Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Elements", In: *Proceedings of the 4th International Conference on Seismic Retrofitting*, Tabriz, Iran, (2012).
35. Smith, G.D., "Numerical Solution of Partial Differential Equations: Finite Difference Methods", 3rd ed., Oxford University Press, (1985).
36. Parks, D.M., "Euler-Bernoulli Beams Bending, Buckling, and Vibration", MIT OpenCourseWare, Massachusetts Institute of Technology, Department of Mechanical Engineering, (2004).
37. Farouk, S., "Near-Field Explosion Effects on Reinforced Concrete Columns: An Experimental Investigation", Master of Civil Engineering thesis, Carleton University Ottawa, (2014).
38. Braimah, A., Farouk S. and Von-Rosen B., "Near-field Explosion Effects on Reinforced Concrete Column", In: *Proceeding of 5th International Workshop on Performance, Protection & Strengthening of Structures under Extreme Loading*, pp. 505-514, (2015).
39. Shi, H.J., Salim, H. and Ma, G., "Using P-I Diagram Method to Assess the Failure Modes of Rigid-Plastic Beams Subjected to Triangular Impulsive Loads", *International Journal of Protection Structures*, Vol. 3, pp. 333-353, (2012).

halloysite (mostly until 28 days). After 28 days, the progressive improvement in compressive strength is observed in all mixing designs, indicating a new performance for the replacement of OPC by meta-halloysite which is related to its long-term contribution in cement clinker reactions. This suggests that meta-halloysite contributes to both pozzolanic and long-term cement reactions. In other words, industrial additives (e.g. SF) mostly perform pozzolanic reactions which occur in the early stages of concrete hardening while natural additives, particularly calcined clays (e.g. meta-halloysite) perform early and late stages of strengthening concretes made with OPC.

The modulus of rupture was determined following the ASTM C78-02 on prismatic samples. For all the samples containing SF and meta-halloysite, the obtained flexural strengths are higher than control sample, indicating filler effects and low porosity in the cement gel. They could be associated with the high surface area of additives and low level of W/C ratio.

The durability of hardened concretes was determined by ultrasonic velocity (UV). After 28 days, for all mix designs, the UV results show higher speeds. In particular, samples made with 7% of SF and 10% of meta-halloysite at a low W/C ratio show a better performance indicating the condensation of the paste at early stages. Therefore, such concretes are durable in aggressive environment.

increase (89%) in the compressive strength (from 25.3 to 47.7 MPa). Also, the highest flexural strength (6.18 MPa) resulted in a lower W/C ratio (0.40). It is noteworthy that increases in W/C ratios for all mix designs do not show a considerable decrease in flexural strengths. Notably, the ultrasonic velocity (UV) for all mixes in the lower W/C ratio (0.40) shows a considerable increase, particularly in 10% of meta-halloysite compared with control samples. The aforementioned findings are indicative of better improvement of concrete strengths by natural pozzolan (meta-halloysite) when compared with industrial pozzolan (SF). Taken overall, the novel findings for meta-halloysite include its significant development in pozzolanic reactions as opposed to SF, its long-term enhancement in mechanical strengths and durability indices as well as improved performance in low water contents in comparison with OPC and SF.

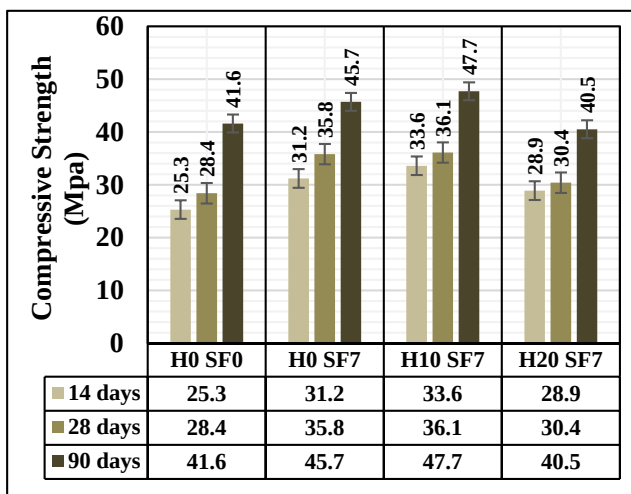


Figure 2. Compressive strength at different ages.

4-Conclusion

The results of this study clearly suggest that the combination of meta-halloysite and micro-silica for both W/C ratios— particularly in the case of the lower water ratio (0.40) when the mixes were made with 10% meta-halloysite—yields a significant

Pozzolanic Effects of Meta-Halloysite and Micro-Silica on Mechanical Strength and Durability of Concrete

A. Soltani^{1*} A. Taright² M. Byezidi³

1-Introduction

The present study extracted residual halloysite soil from Shahr-e Babak area, Kerman, Iran. The soil was genetically formed by the degradation of quartzo-feldspathic rocks under hydrothermal processes. Halloysite, a natural mineral belonging to the aluminum-silicate hydrated group containing tetrahedral and octahedral Al layers, forms tubes in a nano scale with dramatic properties which have contributed to its widespread industrial applications. When it crystallizes with two water molecules in structural formula, it is called “endellite” $[Al_2Si_2O_5(OH)_4]$. Endellite originates from hydrothermal alteration of rhyolitic and granitic rocks, and changed into halloysite by hot fluids at 400 °C. Chemically, the outer surface of the halloysite tubes has properties similar to SiO_2 while the inner cylinder core is related to Al_2O_3 which together may improve the cement matrix [1-2]. When the structure of halloysite experiences a state of disorder, it can contribute to pozzolanic reactions. On the basis of X-ray diffraction (XRD) and X-ray Fluorescence (XRF) data (Figure 1 & Table 1), the selected halloysite is a chemically-appropriate additive for developing strength in concrete.

2-Materials and Methods

The selected halloysite was milled by the Los Angeles machine. To attain the fine powder of halloysite, a 38- μm sieve mesh size No. 400 (ASTM-E11& ISO 565/3310-1) was used in dry sieving, resulting in extending the surface area. The fine powder was gently calcined at 750 °C (ASTM C311) and remained in kiln at the same temperature for three hours. This process carried out by Iranian Mineral Processing Center, Karaj, Tehran. To compare the pozzolanic activity of meta-halloysite and obtain high strength concrete, the commonly used micro silica (SF) was employed in mix designs with 7% of the proportion. Meta-halloysite was added in 10 and 20% of replacement. For the present investigation, 8 mix designs were performed based

on the water/cementitious materials (W/C) of 0.40 and 0.45; all samples were cured until the ages of 14, 28 and 90 days.

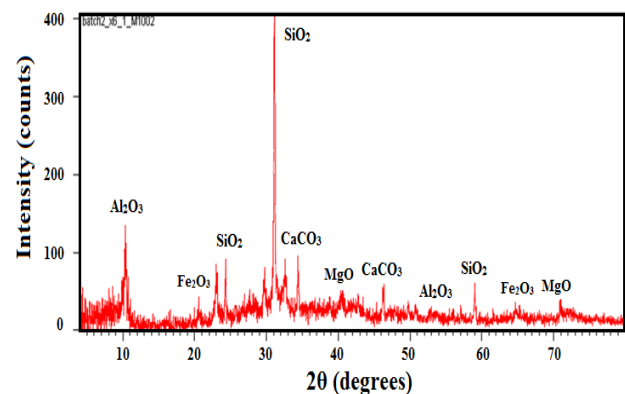


Figure 1. XRD analysis for meta-halloysite.

Table 1. XRF data for meta-halloysite.

Major oxides	Wt%
SiO_2	46.29
Al_2O_3	17.51
Fe_2O_3	6.94
MgO	5.67
CaO	11.27
K_2O	3.17
Na_2O	1.04
P_2O_5	0.30
TiO_2	0.97
SO_3	1.22
SrO	0.07
Cl	0.62
Loss On Ignition (LOI)	4.92
Total	99.99

3- Discussion

The optimum amount of replacement OPC by adding pozzolanic materials includes 7 and 10% for SF and meta-halloysite, respectively. By increasing the age, all samples commonly show an increase in compressive strength (Fig. 2). A reverse trending is observed by increasing the W/C ratio from 0.40 to 0.45 which means that the high surface areas of additives (meta-halloysite and SF) prevented further water consumption in the concrete production. The compressive strengths of hardened concretes do not show a considerable increase at the ages of 14 and 28 days. This is related to pozzolanic reactions caused by SF (mostly until 14 days) and meta-

^{1*} Corresponding author, Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering , Shahid Rajaee Teacher Training University (SRTTU), Tehran, Iran.

Email: asoltani@srttu.edu

² Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaee Teacher Training University (SRTTU), Tehran, Iran.

³ Master in Civil, Engineering, Shahid Rajaee Teacher Training University (SRTTU), Tehran, Iran.

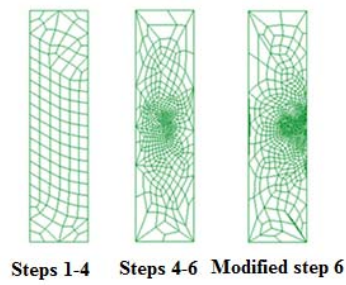


Fig.1 Mesh refinement steps

The variation of estimated error in different steps of the crack growth is shown in Fig. 2. It can be seen that in the steps where the error is beyond the error under consideration, the mesh refinement would reduce the error. The stress intensity factor is evaluated by the combined method and the results are given in Table 1 and are compared with theoretical values.

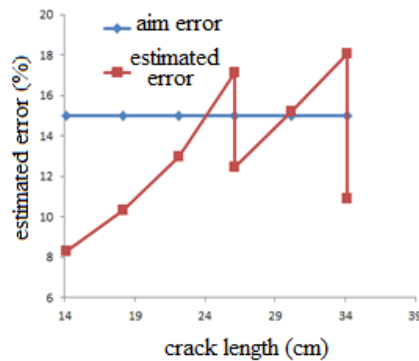


Fig.2 Variation of the estimated error with crack length

Table 1. Stress intensity factors in the edge crack problem

Crack growth step	Estimated error	K_I Numerical	K_I Analytical	K_{II} Numerical
1	7.47	7.55	8.69	0.365
2	10.51	9.73	11.77	-0.54
3	13.69	13.28	16.25	-0.24
4	16.74	18.21	22.99	1.06
4 refined	10.02	20.36	22.99	0.52
5	12.95	30.73	33.238	1.68
6	17.55	32.58	48.60	6.11
6 refined	9.20	47.90	48.60	-1.6

4- Conclusions

According to the results obtained in this research, the following concluding remarks could be listed:

1. In the proposed method, the crack can be modeled, being independent of the structural mesh.
2. The fracture mechanics parameters were obtained more accurately with the proposed algorithm and the crack path is more coincident with the analytical results.
3. Adaptive mesh refinement is accomplished only in some steps where the estimated error exceeds the error under consideration.
4. The proposed algorithm automatically detects the critical regions of the problem and refines the mesh in such regions.

Improving the Extended Finite Element Method in the Crack Problems via the Remeshing Process

K. Modabber^{1*} H. Moslemi²

1-Introduction

The challenging and complex nature of the numerical analysis of crack problems has attracted the interest of many researchers in the past decades and several techniques have been proposed for these problems. One of these techniques is the extended finite element method in which the crack tip field modeling is improved by the enrichment of shape functions, and the crack can intersect the elements. On the other hand, we have adaptive the finite element method which aims to improve the accuracy of displacement and stress fields near the crack tip by remeshing the process. Researchers have reported the drawbacks of the two techniques. In this paper, the drawbacks of the previous techniques are covered with proper combination of these two techniques. By this combination, the crack can pass through the elements and there is no need for crack tracking by mesh. In addition, the estimated error is limited to desirable bands, and the stress intensity factor can be computed numerically with an acceptable accuracy.

2- Combined adaptive and extended finite element method

In the extended finite element method (XFEM), the displacement shape functions are enriched to the model of the discontinuities and cracks. Thus, there is no need to remesh the model in each step of the crack growth. These enrichment functions are categorized into two classes: the enrichment functions for elements that are intersected by crack and the function used for the element of the crack tip.

In the crack problems, the discretization error is high in the crack tip region due to the stress singularity in this region. Thus, the evaluation of the stress intensity factor is of difficulty and is less concerned with the theoretical values. Therefore, the adaptive finite element method will reduce the solution via the mesh modification and find the critical regions which demand finer mesh. In this paper, a recovery based method is employed to recover the finite element solution and achieve more accurate results. In this approach, the error is estimated as the difference between the recovered values and finite element solutions. After the error estimation, an optimum mesh is generated according to the estimated error. In this mesh, the

elements with higher estimated error are refined and more course elements are generated in the regions with fewer errors.

The stress intensity factor is employed to illustrate the intensity of the singular stresses near the crack tip. The interaction integral is one of the most accurate techniques for evaluation of the stress intensity factor. This method is an improved version of J-integral method which evaluates the J-integral with an auxiliary field which is simpler and more accurate.

In this paper, the crack is modeled using XFEM and the crack passes through the elements. After commutating the stresses, the domain error is estimated. If the estimated error exceeds the error under discussion, the mesh is refined via adaptive mesh refinement and the problem is reanalyzed. Throughout these steps, the crack can pass through the elements. When the estimated error yields an acceptable value, the stress intensity factor will be calculated using the interaction integral method. With this combination, there is no need to track the crack path by elements and the stress intensity factor is evaluated on the base of more accurate stresses. In all of the analysis steps, the finite element mesh will remain unchanged and become independent from the crack path to benefit from XFEM. In case the mesh error exceeds the error in question, mesh will be regenerated. For example, it may demand only two steps of mesh refinement out of the ten steps of crack growth. The refined mesh does not conform to the crack path.

3- Numerical example

In this section, a numerical example is investigated so as to illustrate the accuracy and efficiency of the proposed technique. This example is one of the classic fracture mechanics problems and its theoretical stress intensity factor is available. It is a tensile rectangular plate with an edge crack. In this example, the adaptive and extended finite elements are combined and it is shown that in two steps of crack growth, the estimated error exceeds the error under consideration and the mesh refinement is needed. The refined meshes in these two steps are shown in Fig. 1. The dense mesh near the crack tip of each step indicates that the proposed algorithm has properly detected the critical points of the problem and reaches a proper mesh.

^{1*} Corresponding Author, MSC Student, Structural Engineering, Shahed University. Tehran, Iran.
Email: h.moslemi@shahed.ac.ir

² Assistant Professor, Civil Engineering, Shahed University, Tehran, Iran.

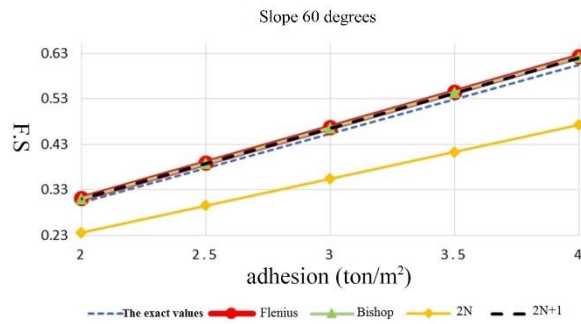


Fig. 1 The chart of changes in the coefficient of confidence according to the adhesion values in the soil with a gradient of 60° and a specific gravity of 1.8 tons per cubic meter

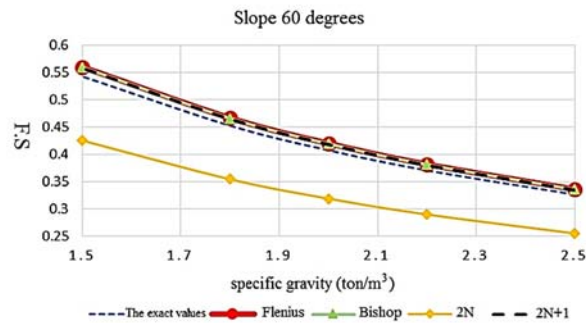


Fig. 2 The chart of changes in the coefficient of confidence according to the specific gravity values in the soil with a gradient of 60° and an adhesion of 3 tons per square meter

As with the circular slip on the soil with the adhesion and internal friction angle, the coefficient of reliability of the modified Bishop method is the highest and the coefficient is assured by the Flenius method, and then the confidence coefficient obtained from the 2N+1 horizontal slices method is located. The lowest level of reliability is related to the simplified method of horizontal slices of 2N. In this case, with the linear increase of adhesion, the value of the coefficient of confidence is increased linearly (Fig. 3). And with the linear increase in the volume of specific gravity of soil, the value of the coefficient of confidence is reduced nonlinearly (Fig. 4). Also, with an increase in the linear angle of the internal friction of the soil, the value of the coefficient of confidence increased nonlinearly (Fig. 5).

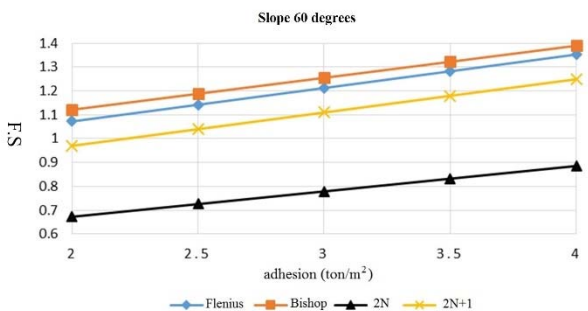


Fig. 3 The chart of coefficient of confidence changes in terms of adhesion values in soil with a gradient of 60° and a specific gravity of 2 tons per cubic meter and an internal friction angle of 30°

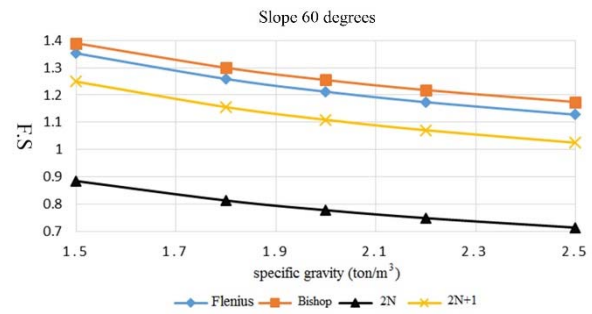


Fig. 4 The chart of changes in the coefficient of confidence in terms of specific gravity in soil with a gradient of 60° and adhesion of 3 tons per square meter and an internal friction angle of 30°

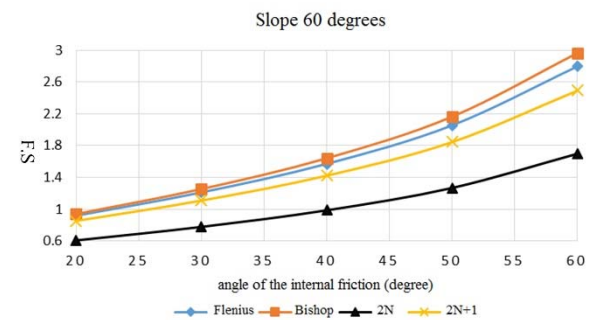


Fig. 5 The chart of coefficient of confidence changes based on the values of the internal friction angle in the soil with a gradient of 60° and adhesion of 3 tons per square meter and specific gravity of 2 tons per cubic meter

In conclusion, the vertical slices method provides more accurate results with a slight margin of confidence for the soil slope while the results of the horizontal slices method strongly depend on the formulation. In the horizontal slices method, the 2N formulation method shows fewer values for the slope stability coefficient whereas the 2N+1 method, which—in terms of formulation—is not among the advanced methods of the horizontal slices method, provides acceptable results—similar to the results of the vertical slices method. By choosing the appropriate formulation, the horizontal slices method can be highly accurate and it should be noted that where the soil has a horizontal layering or horizontal force problem such as the presence of horizontal hardening or component of earthquake force, etc., the method of the horizontal slices provides much higher ease of use.

The Method of Horizontal and Vertical Slices: Comparing and Evaluating Exactitude in Soil Slope Stability Analysis

M. Khodaparast^{1*} M. Khashei² R. M. Momeni³

1. Introduction

Soil slope stability analysis is one of the most important issues in the design of earth dams, roads, canals and levees. Another important issue in designing the embankment is the optimal design of the plan. The application of high safety factor in the design of the soil slope has a significant effect on the final cost of the project, which will be more important in the case of earth dams with a very high volume of land operations. Accordingly, methods chosen for the analysis of the stability of the slope should be justified both sustainability and economically.

There are many methods for calculating the stability of the soil slope, which may have different results. One of the most common methods is the partial analysis of the soil slope using the parts method. This method, with the assumption that the slope is located at the slip threshold, examines the passive or active force and the moment to obtain the coefficient of stability of the slope. In this method, by considering a hypothetical slip wedge and dividing it into a number of smaller pieces, the effect of active or passive forces on each pieces is investigated. Finally, with the addition of forces and moments, the slope stability coefficient for the total slip surface is calculated. In this case, depending on whether the parts are vertical or horizontal, the method required for the calculation and formulation will differ.

In the past, research has been conducted on the development of the formulation of horizontal components and their application in the analysis of the stability of the slope. However, in the field of comparison and precision, this method has not been adequately investigated by other methods, including the method of vertical slices.

The main purpose of the present study is to compare the results of the stability analysis of the soil slope using the horizontal and vertical slices method and to determine the precision of each method.

2. Material and methods

In the present study, we used two methods of vertical slices (Flenius method and modified Bishop's method) and horizontal slices (2N formulation and 2N + 1 formulation). Four kinds of rupture surface were also considered: Transition slip with unlimited flat slip surface, limited slip on the flat surface slip, the circular slip in homogeneous adhesive soil (without internal friction angle) and the circular slip in soil with adhesion and internal friction angle. The safety factor against slip for several soil slopes with geometric and geotechnical specifications were determined. The stability analysis of the slopes is assumed

to be homogeneous soil, regardless of the effects of earthquake force and water pressure.

In each step, an important problem with the precision measurement of these methods was considered. In this section, accurate analytical methods were used to calculate the safety factor against the stability of the soil slope, and then the data of the four methods were carefully investigated. In some methods, to accurately distinguish between different methods in determining the value of the coefficient of reliability, the coefficient of reliability changes diagram is plotted according to the adhesion values. In doing so, in the software, the effect of changing the adhesion value on the coefficient of reliability in different methods is calculated by considering the specified values for $\square$ and ϕ for the slopes. Similarly, the same procedure is followed for other parameters such as specific gravity and the internal friction angle of the soil.

3. Conclusion

In the case of a flat surface slip, studies have shown that there is a slight difference (about 0.4%) between the results of the accurate method, the vertical and horizontal slices method. The main reason for the accuracy of the methods in this case is the flatness of the slip surface. The values of slider wedge surfaces are accurately calculated and there is no approximation due to the presence of curvature at the slider wedge surface, and as a result, the weight of the parts, that is to say, the amount of force of the slices method in the process is accurately calculated.

In a sliding mode of the circle in homogeneous adhesive soil (without the internal friction angle), the accuracy of the same was observed with the use of the vertical slices method; the Flenius and modified Bishop methods. And the difference between the results and the exact amount is small. If the horizontal slices method is employed in the 2N formulation, the results will be less than the actual values (up to 20%) due to the approximation at the effect point of the force. However, in the formulation 2N+1, although it is not a complete method for formulating the horizontal slices method, in terms of accuracy, the results are identical in the method of Flenius, and in some cases they look the same in the Bishop method. In this case, with the linear increase of adhesion, the coefficient of reliability increased linearly (Fig. 1) and with the linear increase in the amount of soil specific gravity, the coefficient of reliability was reduced nonlinearly (Fig. 2).

^{1*} Corresponding Author, Associate Professor, Civil Engineering Department, University of Qom, Faculty of Engineering.
Email: mahdikhodaparast@yahoo.com

² Master of Science (MSc), Civil Engineering Department, University of Qom, Faculty of Engineering.

³ Ph.D. student, Civil Engineering Department, University of Qom, Faculty of Engineering.

regression model for injury and fatal accidents are shown in Tables 1 and 2, respectively.

Table 1. Output coefficients and output statistics of STATA software in the negative binomial model for injury accidents

Parameter	Coefficient	Z	P> Z
constant	2.38	8.96	0.000
I	-1.13	-2.61	0.009
N	-0.78	-1.92	0.055
Log likelihood: -180.45 LR chi2 (2):7.38 Pseudo R2: 0.02			

As Table 1 shows, in the best binomial model for injury crashes, two independent variables, precipices as well as the path smooth with a 99% confidence were found while the LR was 7.38.

Table 2. Output coefficients and statistics of STATA software in the negative binomial model for fatal accidents.

Parameter	Coefficient	Z	P> Z
constant	-0.24	-0.56	0.573
E	0.21	1.77	0.076
Log likelihood: -98.80 LR chi2 (2):3.26 Pseudo R2: 0.162			

According to the data in Table 2, in the negative binomial model of fatality crashes, the only independent significant variable with access reliability was 93%, and the LR was 3.26.

4- Conclusion

The results of this research are as follows:

- In models with different models and different combinations of independent variables, the best models were Poisson models of fatal accidents, as shown in Table 3.

Table 3. The variables with the most significant relationship between Poisson regression models

	Accident types (dependent variable)	Independent variables
1	Injury accidents	Access density, roadside problems, abyss, precipices, horizons and vertical arches
2	Fatality accidents	Access density, paving problems, abys, water problems and vertical arch

- Considering the results of this research, it could be stated that to reduce the number of casualties and injuries, priority should be given to enhancing safety in the area of precipices, fixing pavement problems, removing obstacles, removing barriers to vision, arch modification, and modifying access and their identification.

Poisson Regression Model of frequency and severity of Traffic collisions in rural roads

M. Asadamraji^{1*} S. Seyedabrishami²

M. Saffarzadeh³ M. Askari⁴

1- Introduction

Investigations show that traffic collisions occur because of three main factors of human, road, and vehicle and proper planning and providing a solution for each can reduce the frequency of crashes, resulting in a decrease in road-related death tolls. Roads and road environments alone or in interaction with other factors (human and vehicle) account for 34% of total traffic collisions.

In order to provide effective solutions for road problems, the causes of incidents should be identified. In this regard, safety inspections and safety audits are very useful. The road safety audit process focuses on road safety and by identifying and correcting the elements which may lead to a collision play a significant role in increasing safety.

In this research, the aim is to provide a model for predicting crashes based on the results of the road safety audit. In this regard, eight factors affecting crashes include precipices vertical and horizontal signs, pavement situation, street gutters, roadsides and shoulder problems, access density, and road position which all are independent variables, and traumatic and fatal accidents are considered dependent variables.

According to the eight factors mentioned above, the road from Hamadan to Kermanshah, was divided into several parts and all the stages of road safety audits were passed through. Finally, considering the statistical relationships between the parameters, a model is devised that can be used to predict the likelihood of high-intensity crash occurrence, i.e., traumatic and fatal crashes, in a section of a road outside of a city

2- Methodology

In this study, Poisson regression and negative binomial regression models were used to model crashes. Description of these models is as follows.

Poisson regression model

In the statistics, Poisson regression is a kind of regression analysis and a subset of generalized linear models used to analyze the data obtained from counting. If the $x \in R^n$ is the vector of the dependent and independent, it will take the form of Eq. (1).

$$\log(E(Y | x)) = a'x + b \quad (1)$$

If in eq. 1 $a \in R^n$ and $b \in R^1$, we can write Eq. (2) as follow:

$$\log(E(Y | x)) = \theta'x \quad (2)$$

Where x is the $n + 1$ dimension of variables. By using the Poisson regression parameter and the input vector, the linear equation can be written and developed exponentially.

In the Poisson regression model, the k th value of the dependent variable y_k is modeled as a Poisson random variable with the mean μ_k and probability distribution function of Eq. (3):

$$p(y_k) = \frac{e^{-\mu_k} \mu_k^{y_k}}{y_k!} \quad (3)$$

Negative binomial regression model

The most commonly used model for the fitting of bipartite counting data is a negative binomial, which is expressed in both first (NB-1) and second (NB-2) types, and for the data analysis, the constant and variable distribution problem is used, respectively. In the negative binomial regression model, the k -th observation of the dependent variable (y_k) has the probability distribution function of Equation (4):

$$p(y_k) = \frac{\Gamma(y_k + r)}{y_k! \Gamma(r)} \left[\frac{\mu_k}{\mu_k + r} \right]^{y_k} \left[\frac{r}{\mu_k + r} \right]^r \quad (4)$$

The conditional mean for the vector of the observed variables (x_k) is obtained from equation (5):

$$E(y_k | x_k) = \mu_k = e^{x_k' \beta} \quad (5)$$

The relation between mean and variance in the distribution of negative binomials in the type of over-distribution of the variable (NB-2) is presented in Equation 6:

$$V(y_k) = \mu_k + \frac{1}{r} \mu_k^2 \quad (6)$$

3- Modelling

Regarding the independent and dependent variables of the model shown in Table 1, several models for each model were constructed and their statistics and tests were compared. The best results of the negative binomial

^{1*} Corresponding Author, Ph. D. Candidate, Tarbiat Modares University.

Email: m.asadamraji@modares.ac.ir

² Assistant Professor, Tarbiat Modares University.

³ Professor, Tarbiat Modares University.

⁴ Ph. D. Candidate, K. N. Toosi University of Technology.

2- Model Specifications

The present research was conducted by two different facilities (circular culvert and rectangular box culvert). The culvert models used in this study were made of plexiglass, and wingwalls and headwall were made of Galvanized sheet. The geometric parameters of the studied models are mentioned in Table 1.

Table 1. Parameters of culvert geometry

symbol model	Circular culvert	rectangular box culvert
h(cm)	-	15
b (r) (cm)	10	20
L (cm)	180	180
Q (l/s)	6	15

The culvert assembly was set at a slope of 0.005. The culvert models are placed in a flume with a length of 16 meters and a width of 70 cm and a longitudinal slope of 0.0027. The test section in the flume was 0.70 meters wide and 2 meters long and 0.20 meters deep and recess were filled with sand deposits ($d_{50} = 0.78$ mm and $\sigma_g = 1.25$). This paper concentrates on scour occurrence at culvert outlet and the effect of wingwalls flare angles in two hydraulic types 1 and 4 has been investigated. Thus, the outlet wingwalls flare angles which equal to 15, 30, 45, 60, 75 and 90 were investigated.

3- Observations and Discussion

The observations show that when the flow from the culvert encounters the bed at all wingwalls flare angles, scouring starts at a higher rate at the beginning of the experiments. As time passes, the dimensions of the scouring hole expand and the sediment is deposited in the downstream of the scouring hole. Then the increasing rate in scouring depth decreases. In this research, the maximum depth of scouring hole, the length of scour hole and the sedimentation height were investigated. Measuring the maximum depth and length of the scouring hole is necessary to estimate the protection length as well as the type of energy dissipater structure in the downstream of the culvert. In Figure 3, the variation in the scour depth in relation to the wingwalls flare angles is shown.

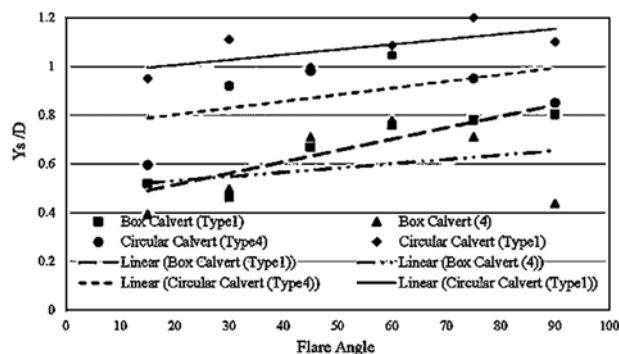


Fig 3. The variation in scour depth

In Figures 4 and 5, the variation in scour length and sedimentation height in relation to the wingwalls flare angles is shown.

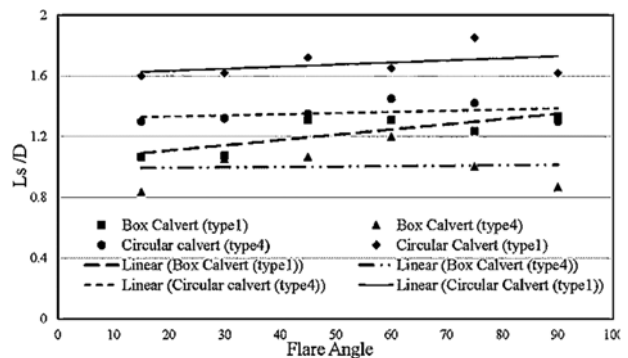


Fig 4. The variation in scour length

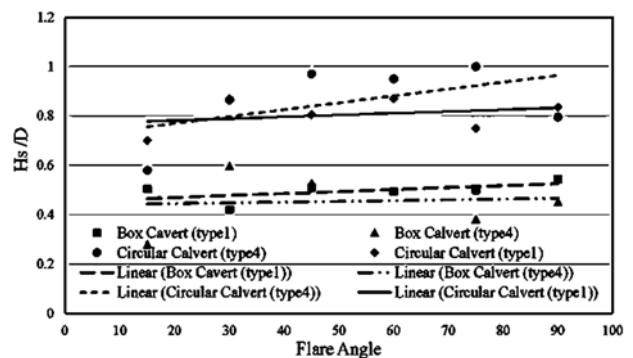


Fig 5. The variation in sedimentation height

4- Conclusions

The conclusions drawn from analysis are:

- 1- The dimensions of the scouring hole in the downstream of the circular culvert outnumbered the rectangular box section; consequently, in the circular section in hydraulic type 1, the scour depth increased by 35% when compared to the rectangular box culvert as in the type 4 hydraulic 95% was observed.
- 2- The depth and length of the scouring hole in hydraulic type 2 were higher than those of type 4 in both circular and rectangular culverts.
- 3- The height of sedimentation in the circular section was higher than that of the rectangular section, which was more frequent in type 4 than type 1.
- 4- The wingwalls with the 15 ° flare angle decrease the depth and length of the scouring hole and the sedimentation height in downstream where the rate of scour depth reduction in rectangular culvert with hydraulic type 3 was 35.3% higher than the control test. Also, the 30 ° flare angle showed the best performance in rectangular culvert with type 1 and reduced scour by 46%.

An Experimental Investigation of the Effect of Wing Walls on Dimensions of Scour Hole in the Downstream of Culverts

S. M. A. Zomorodian^{1*} H. Ghaffari² F. Sadati³

1-Introduction

A culvert is one of the most important intersecting hydraulic structures, which is used primarily to convey water through embankments of roads, highways, railways or other types of flow obstructions. This structure plays an effective role in conveying flood and protecting the channels and related structures as well as embankments through conveying flood or any uncontrolled flow. Therefore, an accurate design and maintenance of culverts is necessary and plays an effective role in the life of the structure. Of the factors that threatens the stability of culverts is the local scouring in their outlet. Moreover, scour hole is one of the common types of channel instability. Scour holes are caused by high outlet velocities and concentrated flows. Therefore, it is necessary to simulate this kind of scouring in different conditions so that it can provide suitable solutions for its control. An exact theoretical analysis of culvert flow is extremely complex. To facilitate the computation, culverts flow has been classified into six types based on the location of the control section and the relative heights of the headwater and tailwater elevations. These six types of flow are illustrated in fig.1. Many researchers have studied the parameters affecting scouring in the downstream of culverts. Wingwalls are used in the inlet and outlet of the culvert as conductive wings. These structures are employed to enhance the flow efficiency, to encourage the flow in the inlet and outlet of the culvert, reduce the head loss, help stabilize the structure, protect the adjacent embankment and also integrate the culvert connection to the energy dissipater structure or the natural channel structure in downstream. The schematic of wingwalls and headwall are shown in fig.2. Wingwalls flared with respect to the culvert axis are commonly used and are more efficient than parallel wingwalls. Therefore, due to the complexity of the hydraulic in the culverts and the possibility of creating different hydraulic conditions, and consequently, the effect of wingwalls flare angles on the flow pattern and scour mechanism in the culverts outlet, the simultaneous effect of these two parameters on the scouring demands investigation. Also, to minimize costs made by performing and constructing protective apron and stilling basin downstream of these structures in order to control scouring, the maximum depth and length of scouring as well as the sedimentation pattern in these areas have to be estimated. So far, no research has been

conducted to investigate these parameters. In this research by using hydraulic types 1 and 4, the effect of flare angles of outlet wingwalls in circular and rectangular box culverts has been investigated so as to reduce the scouring parameters, as will be discussed in the following.

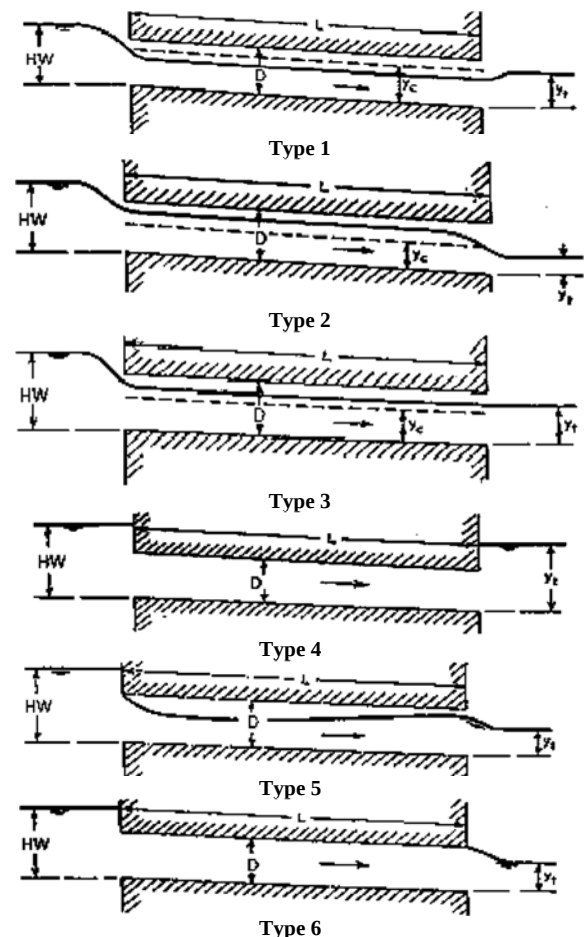


Fig.1. Classification of culvert flow



Fig.2. schematic of wingwalls and headwall

^{1*} Corresponding Author, Associate Professor of water engineering, Shiraz University, Iran.

Email: mzomorod@shirazu.ac.ir

² M.Sc. Student Hydraulic Structure, Water Engineering Department, Shiraz University, Iran.

³ M.Sc. Student Hydraulic Structure, Water Engineering Department, Shiraz University, Iran.

increase in the volume of steel fibers results in reducing the flexural crack width in beams . Steel fibers in specimens subjected to static loading and

loading/unloading cycles increased the energy dissipation.

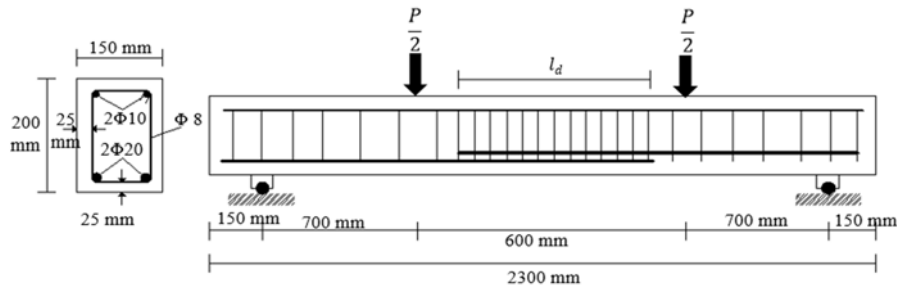


Fig 1. Geometry of the beams and the arrangement of reinforcement

Table 3 The maximum crack width in specimens under loading/unloading cycles

The load at first cracking (Ton)	Maximum crack widths (mm)				Specimens
	Fourth cycle	Third cycle	Second cycle	First cycle	
1.00	4.00	2.10	0.45	0.20	$0.8l_d - Cyc - 0\%$
2.00	1.20	0.60	0.25	0.10	$0.8l_d - Cyc - 1\%$
3.00	0.65	0.30	0.15	0.05	$0.8l_d - Cyc - 2\%$
1.50	3.00	1.80	0.35	0.05	$l_d - Cyc - 0\%$
2.00	0.70	0.55	0.20	0.01	$l_d - Cyc - 1\%$
4.00	0.50	0.25	0.10	0.00	$l_d - Cyc - 2\%$

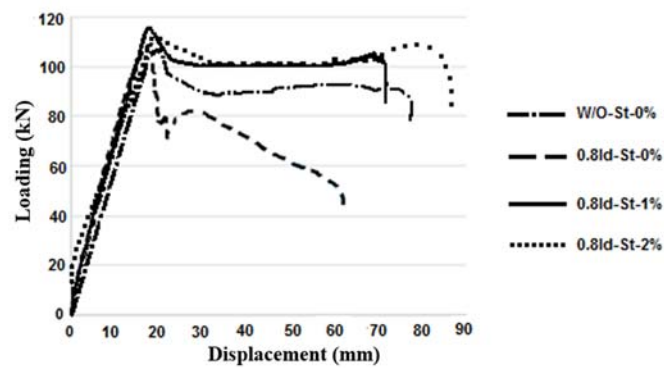


Fig 2. The load-displacement relationship under static loading

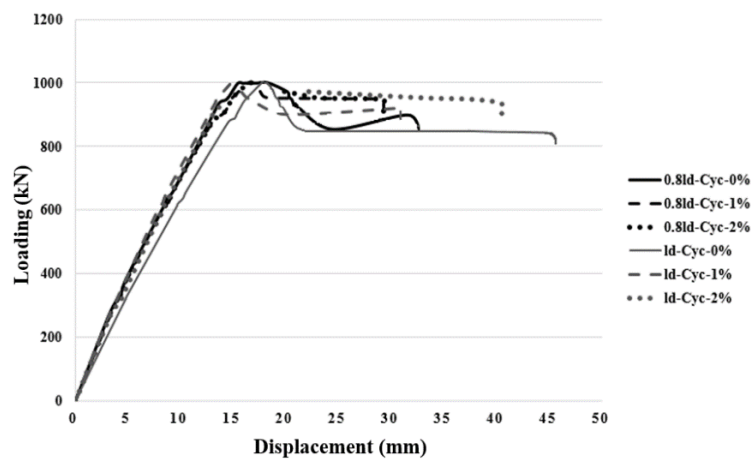


Fig 3. The load-displacement envelopes under loading/unloading cycles

The Effect of Steel Fibers on Flexural Cracking of Fiber in Reinforced Concrete Beams with Lap-spliced Bars

Arash Karimipour¹

M. Reza Esfahani^{2*}

1. Introduction

Concrete carries flaw and micro-cracks both in the material and at the interface. These defects can be favorably modified by adding short, randomly distributed fibers of various suitable materials. Fibers not only suppress the formation of cracks but also control their propagation and growth. When combined with post-crack bridging capability of fibers in restrained concrete, fibers reduce crack widths and cracks areas. Steel and synthetic fibers are used to enhance fibers interaction with the matrix at the level of micro-cracks and effectively bridge these cracks and delay their unstable growth in the hardened state when fibers are properly bonded. Once the maximum tensile capacity of the composite is achieved, and coalescence and the conversion of micro-cracks to macro-cracks have occurred, fibers continue to restrain crack opening and crack growth by effectively bridging across macro-cracks, depending on their length and bonding characteristics. A number of parameters affect the lap-spliced bars. According to Esfahani and Kianoush (2005), the lap-spliced length in spliced reinforced concrete beams is calculated using Eq.1 as follows:

$$l_d = \frac{T}{a\sqrt{f'_c}} = \frac{A_b f_y}{a\sqrt{f'_c}} \quad (1)$$

where $a = 7.2d_b \frac{\frac{c}{d_b} + 0.5}{\frac{c}{d_b} + 3.6}$, A_b is the cross-sectional area of one longitudinal tensile bar in mm^2 , d_b is the tensile bar diameter in mm and c is the minimum concrete cover. Eq. 1 is valid to calculate the lap-spliced bars only if an appropriate amount of transverse reinforcement is used over the lap-spliced bars. According to Esfahani and Kianoush (2005), this amount of transverse reinforcement is necessary to meet the ductility requirement of flexural beams. This paper presents the effect of steel fibers in reinforced concrete beams with lap-spliced bars on concrete cracking under static and cyclic loadings.

2. Properties of specimens

Ten specimens of laboratory beam with the section with the width of 150mm, height of 200mm and length of 2300mm and with different splice lengths of tension rebars and different percentages of steel fibers were manufactured and tested. Four specimens were subjected to static loads and six specimens were

subjected to loading/unloading cycles. Among the specimens, one was selected as the control specimen without having lap-spliced bars and steel fibers. Other nine specimens were made using steel fibers with different volumetric percentages of 0, 1 and 2. The specimens were conducted under four-point bending tests. The details of specimens are presented in Fig. 1 and Table 1.

Table 1. Lap-spliced bars, the percentage of steel fiber and loading condition

Specimen	Steel fiber (%)	Lap-spliced bars
W/o – St – 0%	0	–
l_d – Cyc – 0%	0	l_d
l_d – Cyc – 1%	1	l_d
l_d – Cyc – 2%	2	l_d
$0.8l_d$ – St – 0%	0	$0.8l_d$
$0.8l_d$ – St – 1%	1	$0.8l_d$
$0.8l_d$ – St – 2%	2	$0.8l_d$
$0.8l_d$ – Cyc – 0%	0	$0.8l_d$
$0.8l_d$ – Cyc – 1%	1	$0.8l_d$
$0.8l_d$ – Cyc – 2%	2	$0.8l_d$

In Table 1, l_d is the calculated lap-spliced bars using Eq. 1. $i\%$ is the percentage of steel fibers. St and Cyc are the static and loading/unloading cycles, respectively. The tension lap-spliced bars l_d was 430 mm. In some specimens, the lap-spliced length of bars was reduced to $0.8l_d$ equal to 340mm. The stirrups spacing over the lap-spliced length were 30mm and over the rest of the beam length were 60mm.

3. Test Results

The maximum crack widths in the specimens are presented in Tables 2 and 3 in the specimens under static and loading/unloading cycles, respectively. The load-displacement relationship of the specimens is presented in Figs. 2 and 3.

Table 2 The maximum crack width in specimens under static loading

Maximum crack widths (mm)	Specimen
1.30	W/o – St – 0%
1.70	$0.8l_d$ – St – 0%
0.35	$0.8l_d$ – St – 1%
0.25	$0.8l_d$ – St – 2%

4. Conclusions:

In this research, the effect of steel fibers on flexural cracking of fiber reinforced concrete beams with lap-spliced bars under static and loading/unloading cycles was investigated. It was shown that significant

Arash karimipour. Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

Corresponding author: M. Reza Esfahani. Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran. E-mail: esfahani@um.ac.ir.

CONTENTS

Effect of Steel Fibers on Flexural Cracking of Fiber Reinforced Concrete Beams with Lap-Spliced Bars	A. Karimipour - M. Reza Esfahani	1
Experimental Investigation on the Effect of Wing Walls on Scour Hole's Dimensions Downstream of Culvert	S. M. Ali Zomorodian - H. Ghaffari F. Sadati	19
Poisson Regression Model of Frequency and Severity of Road Accidents in Rural Roads.	M. Asadamraji - S .E. Seyedabrishami M. Saffarzadeh - M. Askari	33
Horizontal and Vertical Slices Method, Compare and Evaluation of Exactitude of in Soil Slope Stability Analysis	M. Khodaparast - M. Khashei R. M. Momeni	47
Improving the Extended Finite Element Method in the Crack Problems via the Remeshing Process	K. Modabber - H. Moslemi	59
Pozzolanic Effects of Meta-Halloysite and Micro-Silica on Mechanical Strength and Durability of Concrete	A. Soltani – A. Tarighat M. Byezidi	71
Performance Improvement of Urban Runoff System by Using Additive-Contained Pervious Concrete	E. Teymouri - H. Karami S. F. Mousavi - S. Farzin	83
Preparing the Pressure-Impulse Diagrams for Reinforced Concrete Columns with Axial Load using Single Degree of Freedom Approach	M. Esmaeilnia - S. Mollaei	93



JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani
Editor-Chief: M. R. Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
S. M. Hosseini	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. Kheirodin	Professor	Semnan University
A. Soroush	Professor	AmirKabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
R. Attarnejad	Professor	University of Tehran
M. Ghafoori	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Faghfour Maghrebi	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. R. Ghodrati Amiri	Professor	Iran University of Science & Technology
D. Mostofinejad	Professor	Isfahan University of Technology
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad

Text Editor: A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie

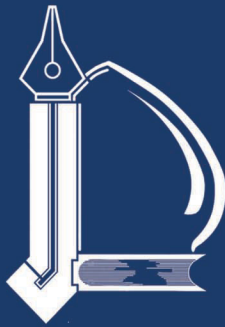
Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 51 38806024; Fax: +98 51 38807384; Email: ejour@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Serial No. 23

ISSN 2008-7454

Effect of Steel Fibers on Flexural Cracking of Fiber Reinforced Concrete Beams with Lap-Spliced Bars A. Karimipour - M. Reza Esfahani	1
Experimental Investigation on the Effect of Wing Walls on Scour Hole's Dimensions Downstream of Culvert S. M. Ali Zomorodian - H. Ghaffari - F. Sadati	19
Poisson Regression Model of Frequency and Severity of Road Accidents in Rural Roads. M. Asadamraji - S. E. Seyedabrishami M. Saffarzadeh - M. Askari	33
Horizontal and Vertical Slices Method, Compare and Evaluation of Exactitude of in Soil Slope Stability Analysis M. Khodaparast - M. Khashei - R. M. Momeni	47
Improving the Extended Finite Element Method in the Crack Problems via the Remeshing Process K. Modabber - H. Moslemi	59
Pozzolanic Effects of Meta-Halloysite and Micro-Silica on Mechanical Strength and Durability of Concrete A. Soltani - A. Tarighat - M. Byezidi	71
Performance Improvement of Urban Runoff System by Using Additive-Contained Pervious Concrete E. Teymouri - H. Karami - S. F. Mousavi - S. Farzin	83
Preparing the Pressure-Impulse Diagrams for Reinforced Concrete Columns with Axial Load using Single Degree of Freedom Approach M. Esmailnia - S. Mollaei	93

**Vol. 31, No. 3
Autumn, 2018**