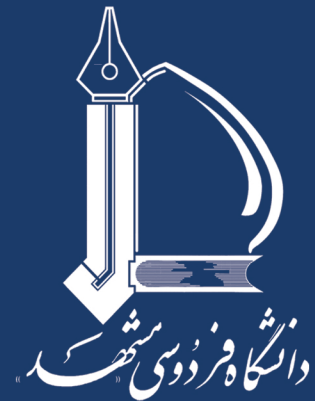




نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

(علمی - پژوهشی)

- ۱ تحلیل اثر نسبت طول به قطر و فاصله شمع‌ها در گروه شمع بر توابع امیدانس و انتقال در یک مدل مربوط به اندرکنش خاک-شمع-سازه
احمدرضا محبوبی - کامران پناغی
- ۱۵ به کارگیری دینامیک سیالات محاسباتی در مدل سازی سلول های جریان ثانویه در کانال دوزنقه ای
مهدی اژدری مقدم - مهنا تاج نسایی - محمد گیوه چی
- ۲۹ بررسی خواص انتقال در بتن های توانمند حاوی پوزولان متاکائولن در مقایسه با میکروسیلیس
محمد شکرچی زاده - مهدی ولی پور - فرهاد پرگر
- ۴۳ کاربرد الگوی WAF در شبیه سازی عددی امواج غلتشی
علی مهدوی - ناصر طالب بیدختی
- ۵۹ بررسی مقایسه ای رفتار لرزه ای قاب های مهاربندی شده ی زیر و شورون ویژه مجتبی رضوی - محمد رضا شیدائی
- ۷۳ رفتار سازه ای کانال های درون شهری پر شده با انواع مخلوط CLSM حاوی مصالح بازیافتی
محمد کاظم شربتدار
- ۹۱ بررسی فشار جانبی در دیواره ی پل های یک پارچه بر اثر اعمال تغییر مکان سیکلی
جعفر بلوری بزاز - سعید رسولی
- ۱۰۹ کاربرد مقاومت الکتریکی برای بررسی پایایی بتن
امیررضا پیلوار - علی اکبر رمضانپور مهدی مهدی خانی - فرامرز مودی
- ۱۲۱ ارزیابی دقت روش طیف ظرفیت و روش طیف ظرفیت بهبود یافته در تعیین عملکرد لرزه ای قاب های بتنی (یادداشت پژوهشی)
مهدی ایزدپناه - علیرضا حبیبی
- ۱۳۱ بررسی عددی سه بعدی رسوب گذاری و کنترل آن در آب گیرهای جانبی رودخانه ای با استفاده از نرم افزار SSIIM2 (یادداشت پژوهشی)
حمید شاملو - عادل اثنی عشری



سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسوول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیأت تحریریه :

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

ویراستار ادبی : الهام دهقان

مسوول دفتر نشریه : تکتک هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی : فهیمه علی اکبری شاندریز

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

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

تلفاکس: ۰۵۱۱-۸۸۰۶۰۲۴ پست الکترونیکی: ejour@um.ac.ir وب سایت: <http://jm.um.ac.ir>

چاپ: مؤسسه چاپ و انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	احمد رضا محبوبی - کامران پناغی	تحلیل اثر نسبت طول به قطر و فاصله شمع ها در گروه شمع بر توابع امیدانس و انتقال در یک مدل مربوط به اندرکنش خاک- شمع- سازه
۱۵	مهدی اژدري مقدم - مهنا تاج نسایی محمد گیوه چي	به کارگیری دینامیک سیالات محاسباتی در مدل سازی سلول های جریان ثانویه در کانال دوزنقه ای
۲۹	محمد شکرچی زاده - مهدی ولی پور فرهاد پرگر	بررسی خواص انتقال در بتن های توانمند حاوی پوزولان متاکائولن در مقایسه با میکروسیلیس
۴۳	علی مهدوی - ناصر طالب بیدختی	کاربرد الگوی WAF در شبیه سازی عددی امواج غلتشی
۵۹	مجتبی رضوی - محمد رضا شیدائی	بررسی مقایسه ای رفتار لرزه ای قاب های مهاربندی شده ی زیپر و شورون ویژه
۷۳	محمد کاظم شربتدار	رفتار سازه ای کانال های درون شهری پر شده با انواع مخلوط CLSM حاوی مصالح بازیافتی
۹۱	جعفر بلوری بزاز - سعید رسولی	بررسی فشار جانبی در دیواره ی پل های یک پارچه بر اثر اعمال تغییر مکان سیکلی
۱۰۹	امیررضا پیلوار - علی اکبر رمضانیان پور مهدی مهدی خانی - فرامرز مودی	کاربرد مقاومت الکتریکی برای بررسی پایایی بتن
۱۲۱	مهدی ایزدپناه - علیرضا حبیبی	ارزیابی دقت روش طیف ظرفیت و روش طیف ظرفیت بهبود یافته در تعیین عملکرد لرزه ای قاب های بتنی (یادداشت پژوهشی)
۱۳۱	حمید شاملو - عادل اثنی عسری	بررسی عددی سه بعدی رسوب گذاری و کنترل آن در آب گیرهای جانبی رودخانه ای با استفاده از نرم افزار SSIIM2 (یادداشت پژوهشی)

تحلیل اثر نسبت طول به قطر و فاصله شمع‌ها در گروه شمع بر توابع امپدانس و انتقال در یک مدل مربوط به اندرکنش خاک-شمع-سازه*

(۱) احمدرضا محبوبی

(۲) کامران پناغی

چکیده در گذشته تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها، با توجه به اثر خاک زیرین در افزایش میرایی و زمان تناوب حرکت سازه نسبت به تکیه‌گاه صلب، با چشم‌پوشی از اندرکنش خاک با پی و اعمال حرکت لرزه‌ای به تکیه‌گاه سازه در سطح زمین صورت می‌گرفت. با این حال، بزرگ‌نمایی حرکت سیستم در برخی موارد موجب تردید در فرض محافظه‌کارانه بودن این رویکرد گردید. هدف مطالعه‌ی حاضر بررسی اثر پارامترهای نسبت طول به قطر و فاصله به قطر شمع‌ها در گروه‌های شمع ۲×۲ و ۳×۳ است. افزایش نسبت‌های طول و فاصله به قطر شمع‌ها منجر به افزایش مقدار توابع انتقال در اندرکنش سینماتیک می‌گردد. این اثرات در اندرکنش وابسته به اینرسی به صورت کاهش قسمت حقیقی تابع امپدانس و افزایش قسمت مجازی آن خود را نشان می‌دهند.

واژه‌های کلیدی اندرکنش سینماتیک، اندرکنش وابسته به اینرسی، پی‌های شمعی، تابع انتقال، تابع امپدانس.

The Effects of Piles Spacing and Length to Diameter Ratios on the Soil-Pile-Structure Interaction Phenomenon

A. Mahboubi

K. Panaghi

Abstract The seismic analysis of structures in the past relied on the assumed soil desirable effects as the elongation of excitation period with higher damping. Therefore, imposing earthquake loading at the foundation level fulfilling higher safety requirements was the common practice until occasional movement amplifications demanded more rigorous research. The goal of the current study is to scrutinize the effects of length to diameter and spacing to diameter ratios on the response of soil-pile group-structure systems of 2x2 and 3x3 arrangements. The mentioned parameters' increase in the kinematic interaction study resulted in higher transfer functions. Such changes lead to decrease in the real part and increase in the imaginary part of the impedance functions in the inertial interaction study.

Key Words Kinematic Interaction, Inertial Interaction, Pile Foundation, Transfer Function, Impedance Function.

★ تاریخ دریافت مقاله ۸۹/۵/۲۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۳/۲۸ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسؤول، دانشیار، گروه ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی تهران.

(۲) دانشجوی دکترای خاک و پی، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه تربیت مدرس تهران.

مقدمه

یکی از کاربردهای مهم شمع ها استفاده از آنها به عنوان پی برای سازه هایی است که تحت لرزش ماشین آلات دوار (پمپ های دورانی، توربین ها و ...) می باشند. در این گونه سازه ها شمع ها نه تنها موجب افزایش سختی پی می گردند، بلکه اندرکنش آنها با خاک اطراف تأثیرات مثبتی بر خصوصیات دینامیکی کل سازه می گذارد. علاوه براین، شمع ها به عنوان پی در سازه های بنا شده بر خاک نرم برای بهبود خواص خاک و نیز انتقال بارهای سازه ای به لایه های مستحکم تحتانی مورد استفاده قرار می گیرند. افزایش مقاومت سازه های بلند حساس در برابر بارگذاری جانبی نیز از دیگر موارد کاربرد این گونه پی ها می باشد. مسائل اندرکنشی به طور کلی در پدیده هایی که در آنها دو جسم دارای سختی متفاوت درکنار یکدیگر قرار می گیرند، مطرح می شوند. این مسأله در مورد پی های شمعی نیز با توجه به این که شمع دارای جنس متفاوتی از خاک اطراف می باشد، صادق است. در نتیجه این پدیده و پاسخ متفاوت اجسام، توزیع نیروها و لنگرهای متفاوتی در سازه و نیروهایی پیش بینی نشده در خاک ایجاد خواهند شد. تغییر مکان های حاصل از بارگذاری لرزه ای نیز از این قاعده مستثنی نیستند. در گذشته، تحلیل لرزه ای سازه های دارای پی های شمعی بدون در نظر گرفتن اثر اندرکنش سینماتیک خاک- شمع، با اعمال حرکت لرزه ای به تکیه گاه سازه در سطح زمین صورت می پذیرفت. این فرض که به دلیل اعمال حرکت ورودی زلزله در سنگ بستر به سازه به طور مستقیم محافظه کارانه تلقی می شد، با انجام تحقیقات بیش تر در مورد اندرکنش سینماتیک خاک- شمع و مشاهده بزرگ نمایی حرکت سازه در نتیجه این پدیده، مورد تردید قرار گرفت [1]. مطالعات بیش تر در این زمینه بر لزوم بررسی اندرکنش خاک- شمع- سازه به عنوان عاملی تعیین کننده در طراحی ایمن سازه ها صحه گذاشت [2]. علاوه بر این، افزایش بیش از حد زمان

تناوب بارگذاری در برخی مواقع، موجب عدم تطابق طیف پاسخ سازه در واقعیت با طیف پاسخ آیین نامه ای گردید. اثرات جنبشی به وسیله ی توابع انتقال وابسته به فرکانس که به صورت نسبت حرکت پی به حرکت میدان آزاد در غیاب سازه تعریف می شوند، مورد بررسی قرار می گیرند.

مطالعات انجام شده در این حوزه اغلب با استفاده از روش های تحلیلی ساده شده مانند رویکرد تیر بر بستر ارتجاعی [3-6] و یا روش های عددی انجام می شوند [7,8]. مدل تیر بر پی وینکلر برای نخستین بار در سال ۱۹۷۰ با موفقیت در تحلیل های دینامیکی مورد استفاده قرار گرفت [9]. پس از آن بحث چگونگی رفتار غیرخطی خاک با استفاده از رویکردهای عددی (روش اجزای محدود، روش المان های مرزی) مورد بررسی بیش تر واقع شد [10,11]. توسعه و تبیین روابط حاکم در روش اجزای مرزی برای بارگذاری لرزه ای به وسیله ی محققان بسیاری صورت گرفته است [12-18]. روش های المان مرزی قادر به اثر دادن رفتار غیرخطی خاک و یا سطح تماس خاک و شمع نمی باشند. با این حال، این روش برای محدوده ی وسیعی از مسائل که شامل موج های لرزه ای متفاوت مانند موج های رایلی می شوند، مناسب است.

بایستی توجه داشت که مسأله ی اندرکنش خاک- سازه- پی مسأله ای همبسته می باشد که در آن اندرکنش خاک با پی (شمع) بر پاسخ سازه اثر می گذارد و پاسخ سازه نیز متقابلاً تغییراتی را بر اندرکنش خاک با پی موجب می گردد. این سیکل رفتاری اغلب در بین مهندسان عمران با گرایش های زلزله و ژئوتکنیک با رویکردهای تا حدودی متفاوت مورد بررسی قرار می گیرد، به گونه ای که مهندسین زلزله خاک در تماس با پی را به صورت فزاینده با سختی مشخص مدل می کنند و برای دربرگرفتن اثرات میرایی نیز از میراگرهایی که با فنرها موازی می شوند استفاده می کنند و سازه را به گونه ای واقعی تر با در نظر گرفتن نرمی

بیش تر آن در مقایسه با جرم متمرکز در نظر می گیرند. در این رویکرد زمان تناوب طبیعی سازه به صورت دقیق تر بررسی می شود و مدهای ارتعاشی بالاتری (به صورت مؤثر) در تحلیل ها تحت پوشش قرار می گیرند. پیامد این رویکرد آن است که رفتار خاک به صورت غیر واقعی مدل می شود و بنابراین حل مزبور از دیدگاه مهندسان ژئوتکنیک چندان منطقی به نظر نمی رسد. این مسأله به صورت عکس برای دیدگاه ژئوتکنیکی قابل طرح است که در آن سازه به صورت جرمی متمرکز مدل شده و سعی در مدل سازی رفتار خاک به گونه ای واقعی تر می باشد. در این مقاله نیز از آن جا که در بحث اندرکنش وابسته به اینرسی، بایستی از اینرسی جرم سازه در تحلیل ها بهره گرفت، از جامع ترین واژه مورد استفاده توسط محققان یعنی عنوان «اندرکنش خاک-شمع-سازه» با توجه به نکات مذکور استفاده شد. در غیاب سازه ی اصلی حرکت پی ممکن است متفاوت از حرکت میدان آزاد باشد. میدان آزاد معرف منطقه ای از خاک است که به اندازه ی کافی از پی دور می باشد، به طوری که پی حرکت میدان آزاد را از خود متأثر نمی سازد. این تفاوت در نتیجه ی مکانیزم اندرکنش سینماتیک است. اثرات سینماتیک به وسیله ی توابع انتقال وابسته به فرکانس تعریف می شوند. تابع انتقال به صورت نسبت حرکت پی به حرکت میدان آزاد در غیاب سازه تعریف می شود. پس از تغییر اولیه در حرکت لرزه ای زمین که ناشی از وجود پی در منطقه ی مورد نظر می باشد، بایستی در تحلیل دقیق مسائل لرزه ای اثر اندرکنش کینماتیکی شمع و خاک در بارهای اعمال شده به سازه و اثر بارهای اینرسی واردشونده از سازه به پی مورد بررسی قرار گیرند. ارتعاشات سازه اصلی در نتیجه حرکت پی (متأثر از اندرکنش سینماتیک) موجب ایجاد نیروهای اینرسی سازه ای و لنگرهای واژگون کننده در تکیه گاه سازه می شود. در نتیجه ی این پدیده، پی و خاک اطراف

آن نیروها و تغییر مکان های دینامیکی اضافی را متحمل می شوند. این امر به دلیل اندرکنش وابسته به اینرسی است. انعطاف پذیری پی به عنوان تکیه گاه، شتاب سازه را از خود متأثر می سازد. انعطاف پذیری پی و میرایی مربوط به اندرکنش خاک-شمع به وسیله ی تابع وابسته به فرکانس امپدانس پی (امپدانس دینامیکی) بیان می شود. مطالعه ی پدیده ی اندرکنش خاک-شمع-سازه در حالت کلی و با دقت بالا توسط رویکرد مستقیم که در آن کل سیستم مورد نظر به صورت یکپارچه مدل شده و اثرات رفتار خمیری نیز در صورت وقوع قابل بررسی است، می تواند انجام شود. این روش با وجود مطلوب بودن از نظر دقت نتایج، به دلیل هزینه ی بالای زمانی و محاسباتی مقرون به صرفه نبوده و بنابراین استفاده از روش های جایگزین در بین محققین هنوز از جایگاه ویژه ای برخوردار است. در این میان، استفاده از رویکرد برهم نهی که در آن دو پدیده ی اندرکنش جنبشی و وابسته به اینرسی به صورت جداگانه بررسی شده و در خاتمه تلفیق می گردند، از محبوبیت خاصی برخوردار است. این روش هرچند با فرض رفتار خطی در سیستم مورد استفاده قرار می گیرد، اما به طور کلی دقت لازم در تحلیل های مذکور را به دست می دهد.

مطالعات بسیاری برای درک به تر اثر پدیده اندرکنش خاک-شمع - سازه انجام پذیرفته است [1-19]. مطالعه حاضر نیز بر بررسی اثر نسبت طول به قطر شمع ها و نسبت فاصله ی بین شمع ها به قطر در گروه شمع بر توابع امپدانس و انتقال در پدیده ی اندرکنش خاک-شمع - سازه به وسیله ی نرم افزار اجزای محدود ABAQUS 6.8 متمرکز شده است. در این بررسی، خاک به صورت یک محیط پیوسته با رفتار غیرخطی محدود که مقدار بار متناظر آن ابتدا برای هر مدل تحت بارهای مختلف استاتیکی بررسی و تعیین گردیده است، در نظر گرفته شده و شمع های بتنی دارای رفتار الاستیک خطی با رفتار سر آزاد می باشند.

پدیده‌ی اندرکنش خاک- شمع- سازه، شمع‌ها بتنی و به قطر ۵۰ سانتی‌متر می‌باشند. طول شمع‌ها در حالات مختلف تحلیل برابر با ۸، ۱۰ و ۱۲/۵ متر در نظر گرفته شده‌است و بنابراین نسبت طول به قطر شمع‌ها به ترتیب برابر با ۱۶، ۲۰ و ۲۵ به دست آمد. هم‌چنین نسبت فاصله به قطر شمع‌ها برابر با ۲/۵ در نظر گرفته شد. در مطالعه‌ی اثر نسبت فاصله‌ی بین شمع‌ها به قطر در گروه شمع بر پدیده‌ی اندرکنش خاک- شمع- سازه جنس شمع‌ها از بتن و طول و قطر آن‌ها به ترتیب برابر با ۸ و ۰/۴ متر (نسبت طول به قطر برابر با ۲۰) در نظر گرفته شد. سه نسبت فاصله به قطر برابر با ۲/۵، ۴ و ۶ برای در نظر گرفتن اثرات تغییر عمل کرد گروهی بر نتایج تحلیل‌ها انتخاب گردیدند. قابل ذکر است که سرشمع‌ها در کلیه‌ی تحلیل‌ها دارای ضخامت ۰/۶ متر و سطح بالایی سرشمع‌ها هم‌سطح با سطح زمین در نظر گرفته شدند. در ادامه، از مطالعه‌ی اثر نسبت طول به قطر شمع بر پدیده‌ی اندرکنش خاک- شمع- سازه به عنوان مطالعه‌ی اول و از مطالعه‌ی اثر نسبت فاصله بین شمع‌ها به قطر در گروه شمع بر این پدیده به عنوان مطالعه‌ی دوم یاد می‌شود.

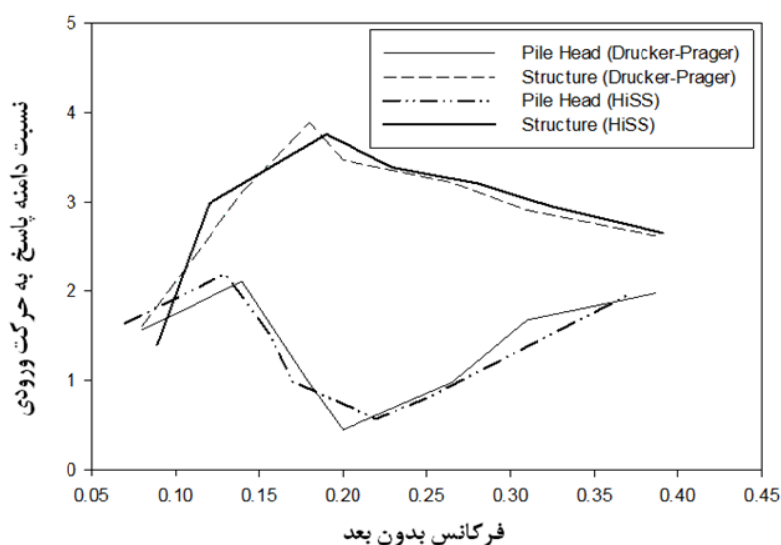
مش‌بندی مدل‌ها بایستی به گونه‌ای صورت می‌گرفت تا از انعکاس امواج لرزه‌ای به داخل مدل جلوگیری شود. این کار مستلزم افزایش اندازه‌ی مدل اجزای محدود با توجه به وجود میرایی در خاک می‌باشد. اما محدودیت موجود از نظر زمان محاسبات، موجب می‌شود تا ایده‌ی استفاده از مرزهای گذرا در کناره‌های مدل مورد توجه قرار گیرد. علاوه بر این، مش اجزای محدود در کناره‌ها درشت و در نزدیکی مدل گروه شمع ریز انتخاب شد. المان‌های مورد استفاده در همه‌ی مدل‌ها از نوع شش‌وجهی هشت‌گه‌ی انتخاب شدند که در میانه‌های مدل از نوع محدود و در مرزهای جانبی نامحدود بودند.

در ضمن جدایش بین خاک و شمع در مدل‌سازی در نظر گرفته شده و شبیه‌سازی مرزهای جانبی به صورت نامحدود صورت گرفته است. گروه‌های شمع با آرایش‌های مربعی ۲×۲ و ۳×۳ در خاک ماسه‌ای متراکم قرار گرفته و تحت بارگذاری دینامیکی بررسی شده‌اند.

روند مدل‌سازی

مدل‌سازی عددی مطالعه‌ی حاضر ابتدا برای گروه شمع ۲×۲ مورد صحت سنجی قرار گرفته است. این کار با مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی حاضر با مطالعه‌ی Maheshwari et al. (2004) با در نظر داشتن این نکته که مدل رفتاری خاک و نحوه‌ی مدل‌سازی مرزها متفاوت می‌باشند، انجام گردیده است شکل (۱) [11]. هدف Maheshwari et al. (2004) به دست آوردن تغییرات نسبت دامنه‌ی پاسخ در سطح زمین به دامنه‌ی حرکت ورودی در سنگ بستر با فرکانس بدون بعد بود. مدل‌سازی مرزها با استفاده از المان‌های کلوین صورت گرفته و مدل رفتاری مورد استفاده برای خاک مدل HiSS بوده است. فرکانس بدون بعد به صورت نسبت حاصل ضرب فرکانس زاویه‌ای و قطر شمع به سرعت موج برشی در محیط تعریف می‌شود. مرزها در مطالعه‌ی حاضر از نوع نامحدود است و مدل رفتاری دراکر-پراگر برای خاک در نظر گرفته شده است. در این مدل‌سازی‌ها شمع‌ها دارای سطح مقطع مربع با بعد ۵۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۱۰ متراند و فاصله‌ی مرکز به مرکز شمع‌ها ۲/۵ متر می‌باشد. با وجود این تفاوت‌ها در مدل‌سازی، اختلاف جواب‌های به دست آمده در حد قابل قبولی می‌باشد.

پس از اعتماد از صحت مدل عددی توسعه داده شده، گستره‌ی خاک در هر امتداد برابر با ۲۰ متر در نظر گرفته شد. گروه‌های شمع مورد بررسی تحت بارگذاری‌های لرزه‌ای تناوبی با فرکانس متفاوت قرار گرفتند. در مطالعه‌ی اثر نسبت طول به قطر شمع بر



شکل ۱ مقایسه‌ی نتایج مربوط به صحت‌سنجی مدل حاضر با نتایج حاصل از تحقیق (2004) Maheshwari et al. [11]

جدول ۱ خصوصیات مصالح خاک، شمع و سازه در مطالعه‌ی حاضر

جزء مدل	جنس مصالح	خصوصیات مصالح
خاک	ماسه	$E=80 \text{ MPa}$, $\nu=0.35$, $\rho=1900 \text{ kg/m}^3$, $\phi=35^\circ$, $\psi=5^\circ$
شمع	بتن	$E=21 \text{ GPa}$, $\nu=0.20$, $\rho=2400 \text{ kg/m}^3$
سازه	مجازی	$\rho=50000 \text{ kg/m}^3$

در همه‌ی تحلیل‌ها جدایش بین شمع و خاک در نظر گرفته شده‌است و قانون اصطکاک کولمب برای مدل کردن سطح تماس شمع‌ها و خاک به‌کار گرفته شد. برای مدل‌سازی سطوح تماس از گزینه‌ی اندرکنش تماسی سطح به سطح استفاده شد که تماس بین سطح شکل‌پذیر (خاک) و سطح صلب (شمع بتنی) را امکان‌پذیر می‌سازد. گره‌های سطح صلب در محاسبات قادر به نفوذ به گره‌های سطح شکل‌پذیر می‌باشند، اما عکس این حالت امکان‌پذیر نیست. پس از معرفی سطوح در تماس با هم و وضعیت آن‌ها نسبت به یکدیگر، نحوه‌ی لغزش سطوح بر هم به‌صورت لغزش‌های کوچک تعریف شد. برای تعریف خصوصیات مکانیکی اندرکنش تماسی، الگوریتم تماسی پناغی که قید کم‌تری نسبت به الگوریتم تماسی

سینماتیکی برای گره‌های سطوح در مجاورت یک دیگر ایجاد می‌کند، به کار گرفته شد. رفتار تماسی در جهت نرمال بین سطوح از نوع "سخت" با قابلیت اجازه جدا شدن سطوح چسبیده به هم در صورت تجاوز از مقادیر آستانه در نظر گرفته شد. یک جرم دارای حجم واحد که بار ۵۰۰ کیلو نیوتن را به سرشمع اعمال می‌نمود، برای مدل کردن سازه در مطالعه‌ی مربوط به اندرکنش وابسته به اینرسی در نظر گرفته شد. با توجه به پلاستیسیته‌ی کم به وجود آمده در توده‌ی خاک، قانون رفتاری از نوع دراگر-پراگر انتخاب گردید تا نتایج واقع‌گرایانه‌ای به دست آید. جدول (۱) خصوصیات مصالح خاک، شمع و سازه‌ی مورد استفاده در این مطالعه را نشان می‌دهد.

شرایط مرزی

مدل سازی شرایط مرزی در کناره های مدل به صورت کاملاً گذرا انجام شد تا از برگشت امواج لرزه ای به داخل مدل و اثر جعبه ای جلوگیری شود. این کار با استفاده از اجزای نامحدود صورت گرفت. این نوع مرز موج های لرزه ای منتشر را با فرض رفتار الاستیک خطی محیط مجاور خود به طور کامل به بیرون انتقال می دهد و از اثرات نامطلوب امواج بازتابی بر نتایج تحلیل عددی جلوگیری می کند. در عین حال، المان های موجود در داخل بدنه ی خاک از نوع المان های محدود که در آن ها انتشار موج سبب ایجاد تنش ها و تغییر شکل ها و انتقال آن ها به المان های مجاور می گردد، در نظر گرفته شدند. این نوع المان ها از نوع شش وجهی هشت گرهی که در تحلیل های ژئوتکنیکی دقت قابل قبولی ارائه می دهند، انتخاب گردیدند. در بستر سنگی نیز از المان های کلوین برای مدل سازی مرزهای نیمه گذرا استفاده شد. المان های کلوین به دو گونه فشر و میراگر می باشند که فشر سختی موجود مربوط به محیط خاکی و میراگرها نیز میرایی محیط را تأمین می کنند. شکل (۲) نمونه ای از مدل های ساخته شده و شرایط مرزی به کار گرفته شده در آن ها را نشان

می دهد.

مقادیر ثوابت المان های کلوین با استفاده از روش ارائه شده به وسیله ی Novak and Mitwally به صورت ذیل محاسبه می شوند [19]:

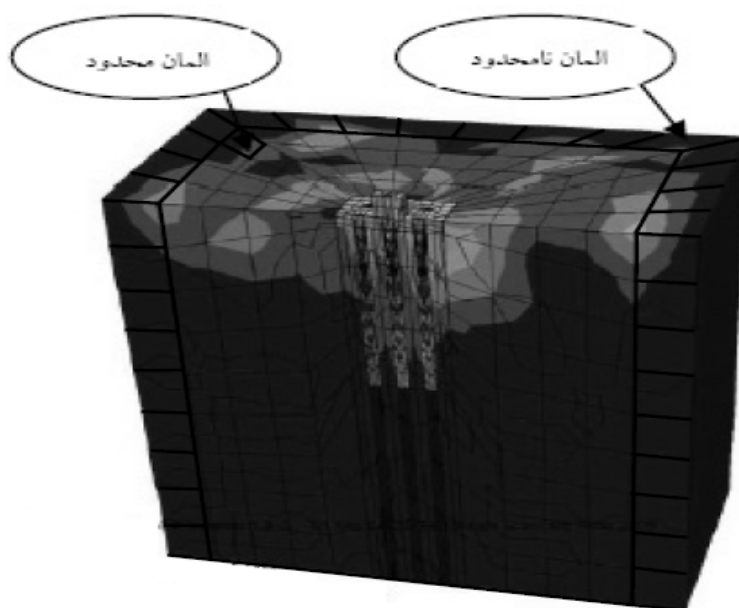
$$k_r^* = \frac{G}{r_0} [S_1(a_r, v, D) + i S_2(a_r, v, D)] \quad (11)$$

که در آن k_r^* سختی کل، G مدول برشی خاک، r_0 فاصله تا مرز المان محدود، S_1 و S_2 پارامترهای بدون بعد از راه حل های تحلیلی، v نسبت پواسون، i واحد مجازی $\sqrt{-1}$ ، a_r فرکانس بی بعد برابر با $\frac{r_0 \omega}{V_s}$ که در آن ω فرکانس زاویه ای بارگذاری و V_s سرعت موج برشی در خاک است. قسمت های حقیقی و مجازی معادله به ترتیب سختی و میرایی را نشان می دهند که برابر با:

$$K = \frac{GS_1}{r_0}$$

$$C = \frac{GS_2}{\omega r_0}$$

می باشند.



شکل ۲ یک نمونه از مدل خاک- گروه شمع ساخته شده برای تحلیل اندرکنش وابسته به اینرسی

بارگذاری

در کلیه‌ی تحلیل‌های مربوط به مطالعه اول بارگذاری‌های لرزه‌ای تناوبی با فرکانس‌های ارتعاشی ۱/۶، ۵، ۷/۵، ۱۰، ۱۲/۵ و ۱۵ هرتز و با دامنه‌ی بارگذاری ۱۸۰ و ۲۴۰ کیلونیوتن برای گروه شمع چهارتایی (۲×۲) و ۲۸۰ و ۳۶۰ کیلونیوتن برای گروه شمع نه تایی (۳×۳) به سیستم‌ها اعمال گردیدند. با توجه به خصوصیات سیستم‌های مورد بررسی، مقدار فرکانس طبیعی متناظر با مد اول سیستم‌ها در حدود ۱/۶ هرتز بود. از آن‌جا که در تحلیل‌های مربوط به مطالعه دوم، مقدار فرکانس طبیعی متناظر با مد اول سیستم‌ها تقریباً برابر با ۱/۵۶ هرتز به دست آمد، بارگذاری‌های لرزه‌ای تناوبی با فرکانس‌های ارتعاشی ۱/۵، ۵، ۷/۵، ۱۰، ۱۲/۵ و ۱۵ هرتز برای مطالعه‌ی دوم در نظر گرفته شدند. در بارگذاری‌های تناوبی اعمال شده، بارگذاری سیستم تا رسیدن سیستم به حالت پاسخ یکنواخت ادامه یافت و لذا زمان تحلیل‌ها به تناسب فرکانس بارگذاری به گونه‌ای انتخاب شد تا از طرفی تحلیل‌ها از نظر محاسباتی مقرون به صرفه باشند و از سویی دیگر از رسیدن به حالت پاسخ یکنواخت در سیستم یقین حاصل شود. در بررسی اندرکنش سینماتیک، بارگذاری‌ها به کف مدل و در اندرکنش وابسته به اینرسی بارگذاری‌ها به سرشمع‌ها اعمال گردیدند. مقادیر خروجی از نرم‌افزار به صورت تغییرمکان در سرشمع در هر ۰/۱ ثانیه ثبت شدند.

مقدار تغییرمکان‌های سرشمع ناشی از بارگذاری در بستر (پس از تحلیل‌های مربوط به اندرکنش سینماتیک توسط نرم‌افزار) می‌توانند به عنوان ورودی در تحلیل اندرکنش وابسته به اینرسی مورد استفاده قرار گیرند. جدول (۲) مقادیر بارهای انتخابی برای بارگذاری‌های تناوبی را نشان می‌دهد.

مقادیر بارهای وارد به سیستم به گونه‌ای انتخاب شدند تا خاک مورد بررسی در اطراف سرشمع وارد محدوده‌ی رفتار خمیری شود. این کار با تحلیل استاتیکی سیستم خاک-شمع با توجه به بار در نظر گرفته شده و به دست آوردن نمودارهای مربوط به کرنش خمیری در خاک با توجه به نمو بار استاتیکی تا کامل شدن آن صورت گرفت.

محاسبه تابع انتقال

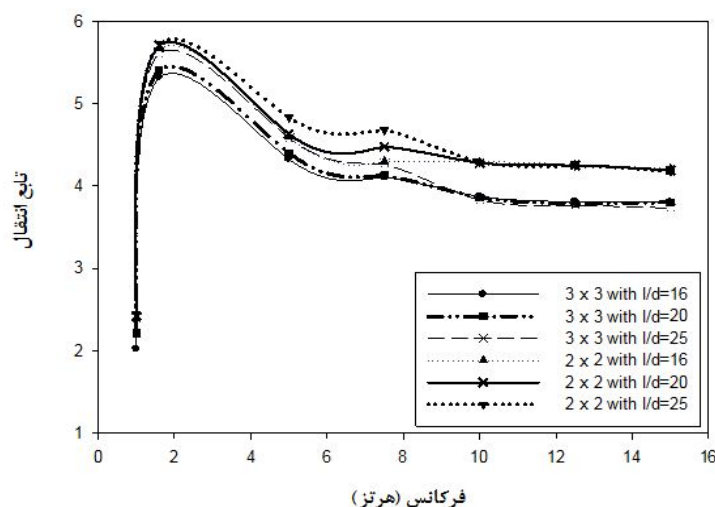
تابع انتقال وابسته به فرکانس مطابق رابطه‌ی شماره (۲) محاسبه می‌شود:

$$TF(f) = \frac{|U_p(f)|}{|U_{ff}(f)|} \quad (2)$$

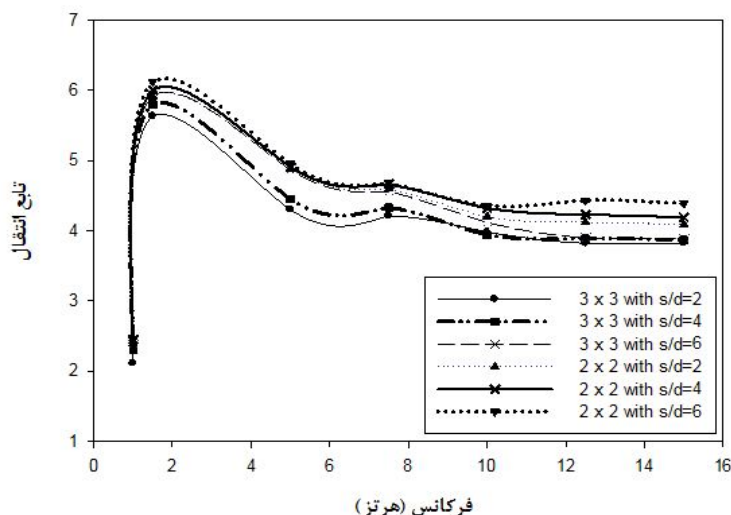
که در آن $|U_p(f)|$ بیش‌ترین پاسخ جانبی در سرشمع و $|U_{ff}(f)|$ پاسخ میدان آزاد در فرکانس ارتعاشی متناظر با آن f می‌باشد. تحلیل‌ها برای بارگذاری‌های ذکر شده در قسمت قبل در هر مورد انجام شدند و نتایج به دست آمده مربوط به مطالعات اول و دوم به ترتیب در اشکال (۴ و ۳) ارائه شده‌اند.

جدول ۲ مقادیر بار انتخابی برای بارگذاری‌های تناوبی مورد استفاده در مطالعه‌ی حاضر

بار اعمال شده به هر آرایش گروه شمع بر حسب کیلو نیوتن		نوع تحلیل
چهارتایی (۲×۲)	نه تایی (۳×۳)	
۱۸۰	۲۸۰	اندرکنش سینماتیک
۲۴۰	۳۶۰	اندرکنش وابسته به اینرسی



شکل ۳ مقایسه‌ی تغییرات تابع انتقال با فرکانس برای گروه‌های شمع ۲×۲ و ۳×۳ با توجه به نسبت‌های طول به قطر متفاوت



شکل ۴ مقایسه‌ی تغییرات تابع انتقال با فرکانس برای گروه‌های شمع ۲×۲ و ۳×۳ با توجه به نسبت‌های فاصله به قطر متفاوت

خاک- شمع در فرکانس‌های بالاتر و نزدیکی رفتار سیستم‌های دارای سختی متفاوت با هم توضیح داده شود. در مطالعه‌ی دوم توابع انتقال به‌دست‌آمده در گروه‌های شمع ۲×۲ به‌طور کلی دارای مقادیر بالاتری نسبت به گروه‌های شمع ۳×۳ می‌باشند. این مسأله می‌تواند به سختی کم‌تر این سیستم‌ها در مقایسه با گروه‌های دارای تعداد شمع بیش‌تر نسبت داده شود. در ضمن افزایش مقدار تابع انتقال در فرکانس حدود ۱/۵ هرتز می‌تواند به اثر تشدید مربوط به نزدیکی فرکانس ارتعاش در این محدوده به فرکانس طبیعی مد اول

این اشکال نشان می‌دهند که در سیستم‌های دارای سختی کم‌تر یعنی سیستم‌های دارای نسبت طول به قطر بزرگ‌تر و یا نسبت فاصله بین شمع‌ها به قطر بزرگ‌تر، اثر اندرکنش سینماتیک که در قالب توابع انتقال بررسی می‌شود، به‌صورت افزایش مقدار تغییر مکان‌های سرشمع نسبت به سیستم‌های سخت‌تر خود را نشان می‌دهد. این مسأله در فرکانس‌های ارتعاشی بالاتر و نزدیک به فرکانس طبیعی سیستم‌های دارای سختی بیش‌تر، به‌گونه‌ای محدودتر خود را نشان می‌دهد. این نتیجه می‌تواند به ارتعاش بیش‌تر سیستم

ذکر شده می‌باشند. می‌توان ملاحظه نمود که اثر افزایش نسبت طول به قطر و یا فاصله به قطر شمع‌ها به‌صورت کاهش قسمت حقیقی تابع امپدانس می‌باشد. این مسأله می‌تواند به‌دلیل کاهش سختی در سیستم در اثر افزایش طول شمع‌ها و یا افزایش فاصله‌ی شمع‌ها باشد. کاهش ناگهانی مقدار حقیقی تابع امپدانس در برخی از فرکانس‌های ارتعاشی می‌تواند به‌دلیل افزایش ارتعاش در فرکانس‌های موردنظر به‌دلیل تقارن با فرکانس‌های طبیعی سیستم خاک - شمع باشد.

سیستم‌های دارای تعداد شمع بیش‌تر و یا نسبت فاصله به قطر کم‌تر، سختی بیش‌تری را از خود نشان می‌دهند. این مسأله را می‌توان با توجه به مقادیر بالاتر قسمت حقیقی تابع امپدانس مربوط به این سیستم‌ها در نمودارها مشاهده نمود. علاوه براین، مقدار کاهش بیش‌تر سختی در نزدیکی برخی از فرکانس‌ها را می‌توان به ارتعاش بیش‌تر سیستم در آن محدوده‌ها به‌دلیل وجود فرکانس‌های طبیعی متفاوت سیستم در مدهای ارتعاشی مختلف نسبت داد. از آن‌جا که میزان کرنش پلاستیک در مطالعه‌ی حاضر به‌صورت محدود (آستانه‌ی ایجاد کرنش پلاستیک در بارگذاری استاتیکی مربوط به خروجی نرم‌افزار) در نظر گرفته شده است، میرایی ویسکوز می‌تواند نمایانگر میرایی در سیستم باشد.

بخش عمده‌ی میرایی در این حالت مربوط به میرایی تشعشعی است. این‌گونه میرایی در نتیجه‌ی وجود سختی متفاوت دو سیستم در حال ارتعاش در مجاورت یکدیگر می‌باشد. از خصوصیات این میرایی، وابستگی آن به مقدار تماس سطوح در مجاورت یکدیگر است، به‌گونه‌ای که مقدار این میرایی با میزان سطوح در تماس با یکدیگر رابطه‌ی مستقیم دارد. از آن‌جا که در سیستم‌های دارای سختی کم‌تر جدایش بیش‌تری بین شمع و خاک روی می‌دهد، می‌توان انتظار داشت که میزان میرایی در این سیستم‌ها دارای مقدار کم‌تری باشد. اما همان‌گونه که در شکل (۷) می‌توان مشاهده کرد این میزان در سیستم‌های دارای سختی

سیستم ربط داده شود. در کلیه‌ی تحلیل‌های صورت گرفته مقدار بارگذاری در کف مدل به‌گونه‌ای در سطح آن توزیع شد تا مقدار بار تناوبی موردنظر که به سیستم اعمال می‌شود، حاصل گردد. لازم به ذکر است که مقادیر توابع انتقال به‌دست‌آمده با توجه به نوع بارگذاری لرزه‌ای می‌توانند تغییر نمایند و صرفاً زمان بارگذاری لرزه‌ای در این مورد تعیین‌کننده نیست.

محاسبه تابع امپدانس

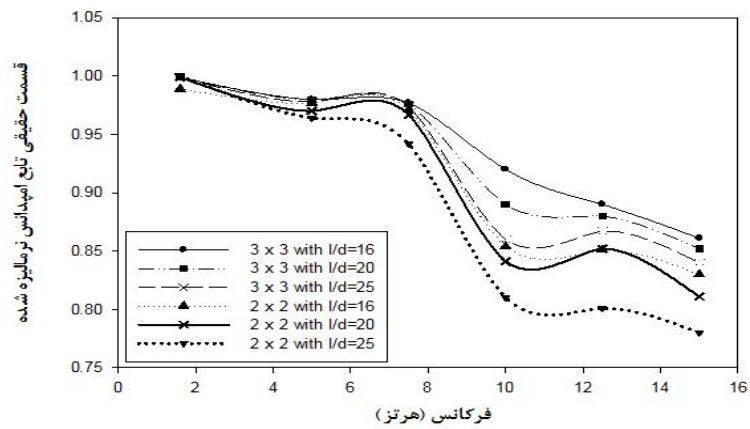
تابع امپدانس (IF) یک سیستم خاک - شمع به‌وسیله‌ی سختی و میرایی سیستم معرفی می‌گردد و تابعی از فرکانس ارتعاش (فرکانس تابع بارگذاری) و مقدار نیروی محرک می‌باشد. سختی دینامیکی مختلط K_c در فضای فرکانسی می‌تواند با به‌کاربردن یک بارگذاری حقیقی با دامنه‌ی مشخص P_0 در سرشمع و در نظر گرفتن دامنه‌ی پاسخ مختلط U_0 در فرکانس‌های ارتعاشی مختلف سنجیده شود. هنگامی که پاسخ به حالت یکنواخت می‌رسد، ماکزیمم مقدار دامنه‌ی پاسخ U_0 و تأخیر زمانی متناظر با آن t_1 با توجه به دامنه‌ی نیروی به‌کار رفته از نمودار تغییر مکان - تاریخچه‌ی زمانی در سرشمع اندازه‌گیری می‌شوند. با این مشاهدات، تأخیر فاز θ (برحسب رادیان) و سختی دینامیکی مختلط سیستم خاک - شمع به‌صورت زیر می‌تواند به‌دست آید:

$$\theta = \omega t_1 = 2\pi f t_1$$

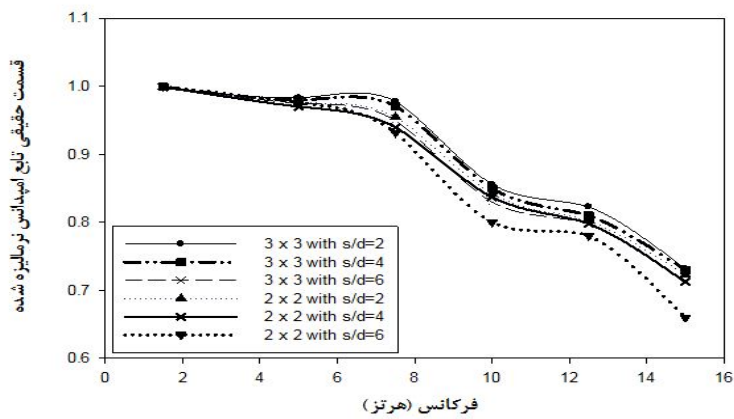
$$K_c = \left(\frac{P_0}{U_0} \right) e^{i\theta} \quad (13)$$

که در آن f فرکانس ارتعاش به هرتز می‌باشد. با جداسازی سختی دینامیکی داده شده به وسیله‌ی معادله بالا به قسمت‌های حقیقی و مجازی، ثابت فتر (شامل اثر اینرسی) و ثابت میرایی می‌توانند به‌دست آیند. شکل‌های (۶ و ۵) تغییرات قسمت حقیقی تابع امپدانس را با فرکانس ارتعاش در گروه‌های شمع متفاوت به‌ترتیب مربوط به مطالعه‌ی اول و مطالعه‌ی دوم نشان می‌دهند. شکل‌های (۸ و ۷) نیز گویای تغییرات قسمت مجازی این توابع با فرکانس به‌ترتیب

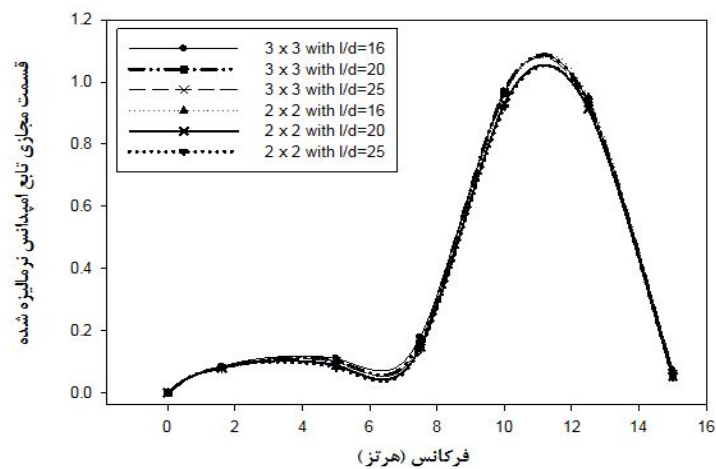
کمتر تفاوت زیادی را در مورد قسمت مجازی تابع نمی دهد.
امپدانس با سیستم های شمع - خاک سخت تر نشان



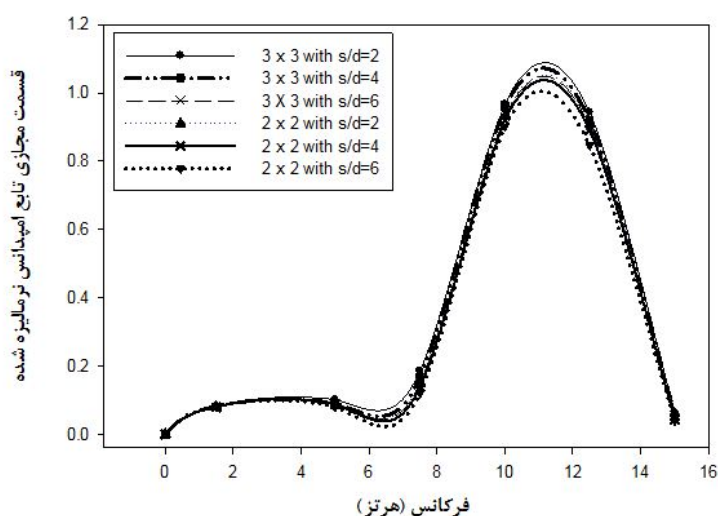
شکل ۵ تغییرات قسمت حقیقی تابع امپدانس برای گروه های شمع 2×2 و 3×3 با فرکانس ارتعاش با توجه به نسبت های طول به قطر متفاوت شمع ها



شکل ۶ تغییرات قسمت حقیقی تابع امپدانس برای گروه های شمع 2×2 و 3×3 با فرکانس ارتعاش و مقایسه مقادیر آنها با توجه به نسبت های فاصله به قطر متفاوت



شکل ۷ تغییرات قسمت مجازی تابع امپدانس برای گروه های شمع 2×2 و 3×3 با فرکانس ارتعاش با توجه به نسبت های طول به قطر متفاوت شمع ها



شکل ۸ تغییرات قسمت مجازی تابع امپدانس برای گروه‌های شمع ۲×۲ و ۳×۳ با فرکانس ارتعاش با توجه به نسبت‌های فاصله به قطر متفاوت

با خاک اطراف می‌باشد و بنابراین قسمت بیش‌تری از انرژی موج لرزه‌ای از طریق تماس بین بدنه‌ی شمع و خاک منتقل و میرا می‌گردد.

نتیجه‌گیری

در این مطالعه اثر پارامترهای نسبت طول شمع‌ها به قطر آن‌ها و اثر نسبت فاصله به قطر شمع‌ها در گروه‌های شمع چهارتایی (۲×۲) و نه تایی (۳×۳) بر اندرکنش خاک-شمع-سازه (اندرکنش‌های سینماتیک و وابسته به اینرسی با مشاهده‌ی تغییرات توابع انتقال و امپدانس) مورد بررسی قرار گرفت. این بررسی در مطالعه‌ی اول برای سه نسبت متفاوت طول به قطر و در مطالعه‌ی دوم برای سه نسبت متفاوت فاصله به قطر در گروه شمع در فضای فرکانسی به‌صورت تحلیل‌های سه‌بعدی با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS انجام گرفت و نتایج زیر به‌دست آمد:

۱- با افزایش نسبت طول به قطر شمع‌ها در گروه‌های شمع متفاوت، مقدار توابع انتقال نیز افزایش پیدا می‌کنند. دلیل این مسأله می‌تواند کاهش سختی سیستم و بنابراین افزایش تغییر مکان قابل مشاهده در سرشمع‌ها باشد. با افزایش نسبت فاصله به

دلیل این مسأله می‌تواند این باشد که در سیستم‌های نرم‌تر، افزایش طول شمع‌ها منجر به ایجاد سطح تماس بیش‌تر با خاک اطراف می‌گردد و بنابراین اگرچه اثر افزایش طول شمع‌ها کاهش سختی در سیستم و در نتیجه کاهش میرایی به‌دلیل افزایش جدایش بین شمع و خاک است، اما افزایش سطح تماس خاک و شمع اثر معکوس بر کاهش میرایی و تفاوت در میزان قسمت مجازی تابع امپدانس در گروه‌های شمع با سختی متفاوت را محدود نموده است. شکل (۸) نیز همانند موارد مربوط به مطالعه‌ی اول به میرایی کم‌تر سیستم‌های دارای سختی پایین‌تر به‌دلیل ارتعاش هماهنگ بیش‌تر همراه با خاک اطراف و نیز اثر جدایش بین شمع و خاک بر مقدار میرایی اشاره دارد. از آن‌جا که در سیستم‌های دارای سختی کم‌تر، هماهنگی حرکت با خاک اطراف بیش‌تر می‌باشد، از میزان میرایی نسبت به سیستم‌های سخت‌تر کاسته می‌گردد. علاوه بر این، به‌دلیل وجود حرکت بیش‌تر در این سیستم‌ها اثر جدایش بین بدنه‌ی شمع و خاک مشهودتر می‌باشد و در نتیجه از میرایی تشعشعی بین بدنه‌ی شمع و خاک کاسته می‌گردد. این در حالی است که سیستم‌های سخت‌تر دارای جدایش کم‌تری

خود را نشان می دهد. این مسأله در واقع بدان معنی است که افزایش این نسبت منجر به کاهش سختی سیستم می گردد. اثر این کاهش را در فرکانس های خاصی که وابسته به مشخصات سیستم مرکب متشکل از خاک و شمع و سازه می باشند، بیش تر می توان دید.

۴- اثر افزایش نسبت طول به قطر شمع ها به صورت کاهش قسمت مجازی در این گونه سیستم ها خود را نشان می دهد که گویای کاهش میرایی در سیستم است.

این مسأله می تواند به افزایش جدایش بین شمع و خاک در گروه های شمع دارای نسبت طول به قطر بیشتر و در واقع سختی کم تر مربوط باشد که منجر به کاهش میرایی تشعشعی در سیستم می گردد. با این حال بایستی توجه داشت که با افزایش طول شمع ها، سطح تماس خاک و شمع نیز افزایش می یابد و بنابراین میرایی تشعشعی در سیستم که وابسته به سطح تماس دو جسم می باشد، افزایش می یابد. برآیند این دو اثر منجر به تفاوت اندک مقدار مجازی تابع امیدانس در سیستم های خاک- شمع متفاوت می گردد. با افزایش نسبت فاصله به قطر شمع ها قسمت مجازی توابع امیدانس نسبت به مقادیر مربوط به حالت های دارای فواصل کم تر شمع ها دچار کاهش می شوند. این مسأله نیز همانند مطالعه اول به دلیل اثر این تغییر بر سختی سیستم (کاهش آن) می باشد که منجر به تغییر مکان های بیش تر گروه شمع به خصوص در سرشمع می گردد. متعاقب آن، جدایش بیش تر بین شمع و خاک در سیستم های نرم تر و در واقع تماس کم تر بدنه شمع و خاک منجر به کاهش میرایی تشعشعی در سیستم می گردد که به صورت کاهش قسمت مجازی تابع امیدانس خود را نشان می دهد.

قطر شمع ها می توان مشاهده نمود که مقدار توابع انتقال نیز متناظر با این تغییر افزایش می یابند. این مسأله می تواند به کاهش انسجام سیستم گروه شمع در نتیجه افزایش فاصله ی بین شمع ها و در واقع کاهش راندمان مربوط به عملکرد گروهی آن ها نسبت داده شود. به عبارت دیگر، سیستم به صورت غیرمنسجم و با مقاومت خمشی کمتر منتج از عمل کرد ناهماهنگ شمع ها در گروه شمع در برابر بار وارده مقاومت نموده و نسبت تغییر مکان های سرشمع به میدان آزاد افزایش می یابند. کاهش یکپارچگی مقاومتی سیستم در برابر نیروهای جانبی و تغییر مکان های بیش تر در سرشمع، افزایش توابع انتقال را به دنبال دارد. این مسأله مانند آن است که سیستم، سختی خمشی کمتری را نسبت به حالت گروه شمع مشابه با راندمان بالاتر داراست. علاوه بر این می توان مشاهده نمود که افزایش تعداد شمع ها در گروه باعث کاهش تغییر مکان سرشمع و در نتیجه کاهش توابع انتقال می گردد.

۲- افزایش مقدار فرکانس ارتعاش در گروه های شمع دارای سختی پایین تر منجر به نزدیکی بیش تر مقادیر توابع انتقال در این گروه شمع ها به توابع انتقال مربوط به گروه شمع های سخت تر می گردد. این مسأله می تواند به دلیل ارتعاش بالاتر در این فرکانس ها و تقارن با فرکانس طبیعی در سیستم های سخت باشد.

۳- افزایش نسبت طول به قطر شمع ها منجر به کاهش قسمت حقیقی تابع امیدانس گردید که بیانگر کاهش سختی سیستم خاک- شمع است. در بررسی اندرکنش وابسته به اینرسی در مطالعه دوم نیز اثر افزایش نسبت فاصله به قطر شمع ها به صورت کاهش قسمت حقیقی توابع امیدانس

مراجع

1. Balendra, S., "Numerical Modeling of Dynamic Soil-Pile-Structure Interaction", M.Sc. Thesis, Washington State University, (2005).
2. Goodson, M. W. and Anderson, J. B., "Soil-Structure Interaction-a Case Study", *Proceedings of the 2005 Structures Congress and the 2005 Forensic Engineering Symposium*, New York, (2005)
3. Nogami, T. and Konagai, K., "Time domain axial response of dynamically loaded single piles", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 112 (11), pp. 1241-1252, (1986).
4. Nogami, T. and Konagai, K., "Time domain flexural response of dynamically loaded single piles", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 114 (9), pp. 1512-1525, (1988).
5. El Naggar, M. H. and Novak, M., "Nonlinear lateral interaction in pile dynamics", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 14, pp. 141-157, (1995).
6. El Naggar, M. H. and Novak, M., "Nonlinear analysis for dynamic lateral pile response", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15, pp. 233-244, (1996).
7. Wu, G. and Finn, W. D. L., "Dynamic nonlinear analysis of pile foundations using finite element method in the time domain", *Canadian Geotechnical Journal*, 34, pp. 44-52, (1997).
8. Bentley, K. J. and El Naggar, M. H., "Numerical analysis of kinematic response of single piles", *Canadian Geotechnical Journal*, 37, pp. 1368-1382, (2000).
9. Penzien, J., *"Soil-Pile Foundation Interaction"*, Earthquake Engineering, Chapter 14, Prentice- Hall, pp. 349-381, (1970).
10. Cai, Y. X., Gould, P. L. and Desai, C. S., "Nonlinear analysis of 3D seismic interaction of soil-pile-structure system and application", *Engineering Structures*, 22 (2), pp. 191-199, (2000).
11. Maheshwari, B. K., Truman, K. Z., Gould, P. L. and El-Naggar, M. H., "Three dimensional nonlinear dynamic behavior of pile groups using finite element method in the time domain", *Canadian Geotechnical Journal*, 41, pp. 118-133, (2003).
12. Poulos, H. G., "Analysis of the Settlement of Pile groups", *Géotechnique*, 18 (4), pp. 449-471, (1968).
13. Poulos, H. G., "Behavior of Laterally Loaded piles, II: Pile Groups", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, 97 (SM5), pp. 773-751, (1971).
14. Butterfield, R. and Banerjee, P. K., "The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups", *Géotechnique*, 21, pp. 43-60, (1971).
15. Kausel, E. and Peek, R., "Boundary integral method for Stratified Soils", Res. Re, R82-50, MIT, Cambridge, MA, (1982).
16. Kaynia, A. M. and Kausel, E., "Dynamic behavior of pile groups", *Proc. of the 2nd int. conference on numerical methods in offshore piling*, Texas University, Austin, pp. 509-532, (1982).

17. Sen, R., Davies, T. G. and Banerjee, P. K., "Dynamic Analysis of Piles and Pile Groups Embedded in Homogeneous Soils", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13, pp. 53-65, (1985).
18. Ahmad, S. and Mamoon, S. M., "Seismic Response of Floating Piles to Obliquely Incident Waves", *Proc. of the 2nd int. conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics*, St. Louis, MO., University of Missouri-Rolla Publication, pp. 805-814, (1991).
19. Novak, M. and Mitwally, H., "Transmitting boundary for axisymmetrical dilation problems", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 114 (1), pp. 181-187, (1988).

به کارگیری دینامیک سیالات محاسباتی در مدل سازی سلول های جریان ثانویه در کانال دوزنقه ای *

محمد گیوه چی^(۳)مهنا تاج نسایی^(۲)مهدی اژدري مقدم^(۱)

چکیده جریان عبوری از کانال ها دارای سه مؤلفه ی سرعت، یک مؤلفه در جهت جریان و دو مؤلفه در جهت عرضی کانال است. در اثر ناهمگنی نوسانات سرعت، یک سری گردابه های چرخشی در مقطع کانال ایجاد می گردند که سلول های جریان ثانویه نامیده می شوند. این سلول ها سبب ایجاد تنش برشی عرضی در جداره های کانال می شوند و در نتیجه بحث فرسایش و آبستگي جداره های کانال را مطرح می کنند. ناهمگنی آشفتگی به علت شرایط مرزی بستر، دیواره ی جانبی و سطح آزاد، نسبت ابعادی کانال و هندسه ی کانال به وجود می آید. مکانیزم ایجاد جریان های ثانویه را می توان به کمک معادله ی چرخش طولی بیان نمود. در این تحقیق با استفاده از دینامیک سیالات محاسباتی (CFD) و نرم افزار ANSYS CFX، جریان در کانال های دوزنقه ای مدل سازی خواهد شد و علاوه بر بررسی عملکرد CFD در مدل سازی سلول های جریان ثانویه، توزیع سرعت عمق میانگین و تنش برشی مرزی در کانال مورد بررسی قرار خواهد گرفت. در این راستا برای ارزیابی مدل ساخته شده از مدل آزمایشگاهی تومیناگا و همکاران و مدل تحلیلی شینو و نایت بهره گرفته شده است. با صحت سنجی مدل عددی ساخته شده براساس نتایج آزمایشگاهی توافق خوبی مشاهده گردید. نتایج حاکی از عملکرد بهتر مدل آشفتگی تنش برشی رینولدز SSG در مدل سازی سلول های جریان بود. سطح همگرایی 10^{-4} به دلیل پایداری نتایج در آن به عنوان سطح همگرایی بهینه انتخاب شد.

واژه های کلیدی کانال دوزنقه ای، سلول های جریان ثانویه، دینامیک سیالات محاسباتی (CFD)، سرعت عمق میانگین، توزیع تنش برشی - مرزی.

Application of Computational Fluid Dynamics for Modeling of Secondary Flow cells in Trapezoidal Channel

M. Azhdary Moghaddam

M.Tajnesaie

M.Givehchi

Abstract Channel flows have three components of velocity, 1 component in flow direction and 2 components in spanwise of Channel. Because of heterogeneity of velocity undulations, in the channel section the vortices are formed that are nominated "Secondary Current Cells". These cells cause the lateral shear stress in the channel walls and introduce the erosion and scour of the channel walls. Heterogeneity of the turbulence is caused due to boundary conditions of the bed, side wall and free surface, the aspect ratio and the geometry of the channel. The mechanism of secondary currents can be expressed by longitudinal vorticity equation. In this research, the flow in trapezoidal channels has been modeled using the "Computational Fluid Dynamics" (CFD) with "ANSYS CFX" soft ware, and additional to investigation of sufficiency of CFD in modeling of secondary flow cells, depth averaged velocity and boundary shear stress distributions are perused. For this purpose, the experimental model of Tominaga, and analytical model of Shiono and knight has been used to verify the numerical results. The numerical results are in agreement with the experimental and analytical models.

Keywords Trapezoidal Channels, Secondary Current Cells, Computational Fluid Dynamics (CFD), Depth Averaged Velocity, Boundary Shear Stress Distribution.

★ تاریخ دریافت مقاله ۸۹/۸/۲۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۱/۱ می باشد.

(۱) نویسنده مسؤول، دانشیار، دانشگاه سیستان و بلوچستان، دانشکده مهندسی، گروه مهندسی عمران.

(۲) عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد بیجار، بیجار، ایران.

(۳) استادیار، دانشگاه سیستان و بلوچستان، دانشکده مهندسی، گروه مهندسی عمران.

مقدمه

با توجه به اهمیت کانال‌ها در بحث انتقال آب و وابستگی اعتبار سیستم‌های مدیریت آبی به میزان توجه آن‌ها به انتخاب شرایط کانال‌های انتقال آب، بررسی شرایط جریان در آن‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است، به گونه‌ای که کاهش ظرفیت انتقال آب به کاهش منابع آب قابل دسترس و در نتیجه افت قابل توجه منابع اقتصادی منجر می‌شود. از مهم‌ترین موضوعات بررسی جریان در کانال‌ها، می‌توان به اثر مؤلفه‌های عرضی سرعت روی جریان اشاره نمود، که بارزترین این اثرات ایجاد سلول‌های جریان ثانویه است. در حال حاضر روش‌هایی که برای محاسبه و طراحی کانال‌ها وجود دارد اثر جریان‌های ثانویه و در نتیجه توزیع نیروهای هیدرودینامیکی موجود روی پیرامون مرطوب را نادیده می‌گیرند و این مسئله یکی از مهم‌ترین دلایل تغییر شکل مقطع عبوری، کاهش قابلیت اعتماد عمل کرد و ظرفیت کانال‌ها است.

در این زمینه مطالعات متعددی به صورت آزمایشگاهی و عددی صورت پذیرفته است که در این میان به صورت نمونه می‌توان به مواردی اشاره نمود، از جمله: بررسی توزیع تنش برشی مرزی در کانال‌های منشوری و داکت‌ها به صورت تجربی توسط نایت و دمتریو [۱]، نایت و همکاران [۲]، لای و نایت، رودس و نایت [۱] و یانگ و لیم [۳]، تومیناگا و همکاران [۴]، جابرزاده و همکاران [۵]، ابداع روش شینو و نایت SKM (Shiono and Knight Method) برای محاسبه‌ی توزیع‌های جانبی سرعت و تنش برشی عمق میانگین برای جریان در کانال‌های منشوری مستقیم، کاربرد روش SKM برای کانال‌های مختلف توسط نایت و همکاران [۶]، خداشناس و همکاران [۷]. برای جزئیات بیش‌تر از منبع [۱] می‌توان بهره گرفت.

از آنجایی که کانال‌های با مقطع دوزنقه‌ای معمول‌ترین شکل مقطع برای انتقال آب به شمار می‌روند، در این مقاله به بررسی سلول‌های جریان

ثانویه در کانال‌های مستقیم با مقطع دوزنقه‌ای پرداخته شده است.

مانند سایر پدیده‌های فیزیکی، برای بررسی سلول‌های جریان ثانویه نیز می‌توان از هر سه نوع دینامیک سیالات تجربی، تئوری و محاسباتی بهره جست. اطلاعات دقیق در مورد یک فرآیند فیزیکی غالباً توسط اندازه‌گیری عملی به دست می‌آید. یک پیش‌گویی تئوری حداکثر استفاده را از نتایج مدل ریاضی خواهد کرد و در مقایسه با آن نتایج تجربی را مورد استفاده کم‌تری قرار می‌دهد. در این زمینه فعالیت‌های گسترده‌ای در قالب مطالعات آزمایشگاهی و به‌ویژه تحلیلی صورت گرفته است. پیچیدگی معادلات حاکم بر مسأله، تأثیر متقابل فیزیکی مختلف، گذرا بودن اغلب مسائل مهندسی، بالا بودن هزینه‌های مربوط به تجهیزات آزمایشگاهی و محدودیت استفاده از دستگاه‌های اندازه‌گیری در بسیاری از کاربردهای عملی، از جمله دلایلی هستند که استفاده از روش‌های تحلیلی و آزمایشگاهی را در مقایسه با روش‌های عددی محدود می‌کند [۸].

در این مقاله به کمک دینامیک سیالات محاسباتی (CFD) و با استفاده از نرم‌افزار محاسباتی ANSYS CFX نسخه‌ی ۱۲.۰ شکل‌گیری سلول‌های جریان ثانویه در کانال‌های دوزنقه‌ای مورد بررسی قرار گرفته و برای ارزیابی مدل ساخته شده در محیط نرم‌افزار از مدل آزمایشگاهی تومیناگا و همکاران [۴] کمک گرفته شده است.

سلول‌های جریان ثانویه

جریان‌های ثانویه جریان‌هایی هستند که در صفحه‌ی مقطع جریان و یا حول محوری عمود بر صفحه‌ی مقطع جریان به وجود می‌آیند. این گونه جریان‌ها در انحنای به جریان‌های ثانویه‌ی قوی موسوم می‌باشند ولی در کانال‌های بدون انحنا در پلان نیز، به جهت تأثیر

چرخش طولی توضیح داده می‌شود. معادله‌ی چرخش طولی در جریان آشفته کاملاً توسعه یافته به صورت زیر داده می‌شود [4]:

$$V \frac{\partial \xi}{\partial y} + W \frac{\partial \xi}{\partial z} = \frac{\partial^2}{\partial y \partial z} (\overline{v^2} - \overline{w^2}) + \left(\frac{\partial^2}{\partial z^2} - \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) \overline{vw} + g \left(\frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial z^2} \right) \quad (1)$$

در جایی که

$$\xi = \frac{\partial W}{\partial y} - \frac{\partial V}{\partial z} \quad (2)$$

که در آن W و V به ترتیب مؤلفه‌های سرعت در عرض کانال (z) و عمود بر بستر کانال (y) و یا به عبارتی مؤلفه‌های سرعت جریان ثانویه هستند و به کمک تابع پتانسیل ψ به صورت زیر بیان می‌شوند:

$$W = \frac{\partial \psi}{\partial z}, \quad V = \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad (3)$$

که در آن g ویسکوزیته‌ی سینماتیکی سیال، $-\overline{vw}$ تنش برشی رینولدز، $\overline{v^2}$ و $\overline{w^2}$ تنش‌های عمودی رینولدز می‌باشند. توزیع تفاضل تنش‌های عمودی ($\overline{v^2} - \overline{w^2}$) نقش اساسی و مهمی را در ساختار جریان‌های ثانویه بازی می‌کند، به گونه‌ای که تفاوت بین الگوی جریان‌های ثانویه در کانال‌های روباز و بسته به کمک توزیع تفاضل تنش‌های عمودی ($\overline{v^2} - \overline{w^2}$) توضیح داده می‌شود. در شکل (۱) توزیع این تفاضل در سه نوع کانال نمایش داده شده است. جرارد نیز این توزیع را تعیین کننده‌ی ساختار جریان‌های ثانویه می‌داند [4].

زبری جدار و نامنظمی مقطع، جریان‌های ثانویه‌ی ضعیف ایجاد می‌گردند [۹].

به طور کلی می‌توان جریانات چرخشی را به سه نوع اصلی چرخش حول محور عمقی، محور عرضی و محور طولی تقسیم‌بندی کرد [۵]. جریان‌های ثانویه، نتیجه‌ای از ناهمگنی آشفتگی هستند که به دلیل شرایط مرزی بستر، دیواره‌ی جانبی و سطح آزاد، نسبت ابعادی کانال و هندسه‌ی کانال ایجاد می‌شوند. این نوع جریان‌ها نسبت به هندسه‌ی کانال بسیار حساس هستند. تومیناگا و همکاران، بررسی جریان‌های ثانویه در مهندسی هیدرولیک در جریان کانال‌های روباز را به دلیل اثر این جریان‌ها روی میدان جریان میانگین اصلی، قانون اصطکاک، تشکیل اشکال سه‌بعدی بستر از قبیل نوارهای شنی و انتقال رسوب سه‌بعدی با اهمیت می‌دانند [4].

مکانیسم تولید جریان‌های ثانویه

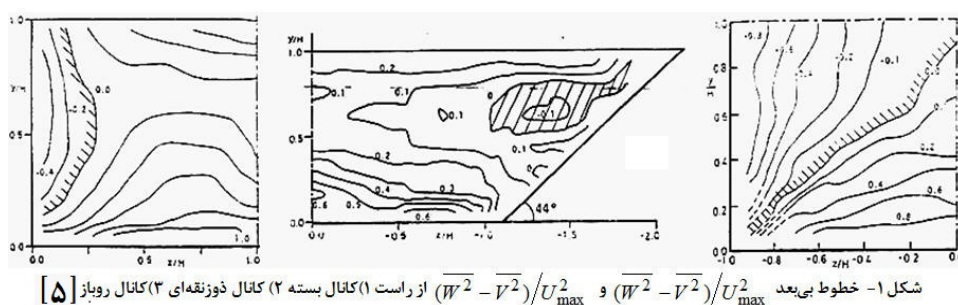
علت ایجاد جریان‌های عرضی در جریان طولی یکنواخت، ناهمسانی تنش‌های رینولدز و به‌طور اساسی مؤلفه‌های عمودی آن است. میدان سرعت میانگین طولی به وسیله‌ی تنش‌های برشی آشفته تشکیل می‌شود، اما جریان‌های عرضی اثر قابل ملاحظه‌ای روی آن دارند [10].

پراتل دو مکانیسم اصلی به وجود آورنده‌ی جریان‌های چرخشی در جهت جریان را به شکل زیر بیان کرد [۱۱]:

۱- انحراف تنش‌های برشی اصلی به وسیله‌ی یک گرادیان فشار عرضی و یا نیروی جسمی (مانند کانال‌های منحنی شکل)

۲- ناهمسانی و نوسانات آشفتگی در صفحه‌ی عمود بر محور چرخش.

مکانیسم تولید جریان‌های ثانویه‌ی القا شده توسط آشفتگی در جریان کانال مستقیم، به کمک معادله‌ی



پدیده‌های همراه واکنش‌های شیمیایی، براساس شبیه‌سازی کامپیوتری است [۸ و ۱۳]. پیچیدگی معادلات حاکم بر مسأله‌ی تأثیر متقابل فیزیکی مختلف، گذرا بودن اغلب مسائل مهندسی، بالا بودن هزینه‌های مربوط به تجهیزات آزمایشگاهی و محدودیت استفاده از دستگاه‌های اندازه‌گیری در بسیاری از کاربردهای عملی، از جمله دلایلی هستند که استفاده از روش‌های تحلیلی و آزمایشگاهی را در مقایسه با روش‌های عددی محدود می‌کند [۸].

در نهایت، یک برنامه‌ی CFD خوب شامل تعادل بین حل دقیق و پایداری جواب می‌باشد. بررسی اعتبار CFD، نیازمند اطلاعات بالا در جزئیات مربوط به شرایط مرزی مسأله و به‌دست آوردن حجم بالایی از نتایج است. برای بررسی اعتبار از یک راه معنی‌دار، ضروری است که داده‌های تجربی در یک میدان تشابه به‌دست آیند [۱۳].

مدل‌سازی عددی سلول‌های جریان ثانویه

اندازه‌گیری مستقیم جریان‌های ثانویه در کانال‌های روباز، با توجه به این نکته که سرعت جریان‌های ثانویه درصد کمی از سرعت طولی جریان است، کار دشواری است [۴] و نیاز به تجهیزات آزمایشگاهی دقیق و دقت بالای کاربر دارد. اگرچه محققان تلاش‌های بسیاری برای شبیه‌سازی تنش برشی مرزی بدون مراجعه به CFD داشته‌اند، آن‌ها خیلی موفق نبوده‌اند [۱۴]. برای

اثرات سلول‌های جریان ثانویه روی جریان اصلی

اصلی

سرعت ماکزیمم در هر مقطع قائم، در نزدیکی سطح آب و در فاصله‌ی ۰.۰۵ تا ۰.۲۵ عمق جریان از سطح آزاد اتفاق می‌افتد. علت اصلی این که سرعت ماکزیمم در نزدیکی سطح آزاد پیش می‌آید بیش از آن که تحت تأثیر تنش برشی ناشی از مقاومت هوا باشد، تحت تأثیر جریان‌های ثانویه ضعیف می‌باشد [۹].

جریان‌های عرضی (ثانویه) به‌صورت قابل توجهی فرآیندهای انتقال اختلاط و گرما و جرم را افزایش می‌دهند، نیروهای هیدرودینامیکی را روی پیرامون مرطوب کانال بازتوزیع می‌کنند، نواحی با کسر رسوبات ایجاد می‌کنند و به موجب آن وقوع انبساط محیط با پایداری‌های متفاوت را توسعه می‌دهند [۱۰]. وجود جریان‌های چرخشی در مسیر یک رودخانه موجب ایجاد انواع مختلف رسوب‌گذاری در طول رودخانه می‌شود [۵]. جریان‌های ثانویه، ساختارهای سه‌بعدی ایجاد جریان میانگین اصلی را تحت تأثیر قرار می‌دهد [۴]. نتایج بررسی‌ها نشان دادند که سلول‌های جریان ثانویه روی توزیع تنش برشی مرزی تأثیر می‌گذارند [۱۲].

دینامیک سیالات محاسباتی

دینامیک سیالات محاسباتی عبارت از تحلیل سیستم‌های شامل جریان سیال، انتقال حرارت و

چندفازی، مسائل احتراق و ... را دارا می‌باشد [12]. در نرم‌افزار ANSYS CFX، چهار سطح همگرایی مقادیر بزرگ‌تر از 10^{-4} (نظیر 10^{-3})، 10^{-4} ، 10^{-5} و مقادیر کم‌تر از 10^{-6} تعریف شده است.

در این نرم‌افزار چهارده مدل برای مدل‌سازی آشفتگی وجود دارد شامل مدل $k-\epsilon$ ، مدل انتقال تنش برشی (Shear Stress Transport) یا SST، مدل تنش رینولدز SSG Reynolds Stress)، مدل $k-\omega$ و ... می‌باشد. نرم‌افزار ANSYS CFX روش عددی حجم محدود را مورد استفاده قرار داده و از الگوریتم Coupled برای گسسته‌سازی معادلات بهره می‌گیرد.

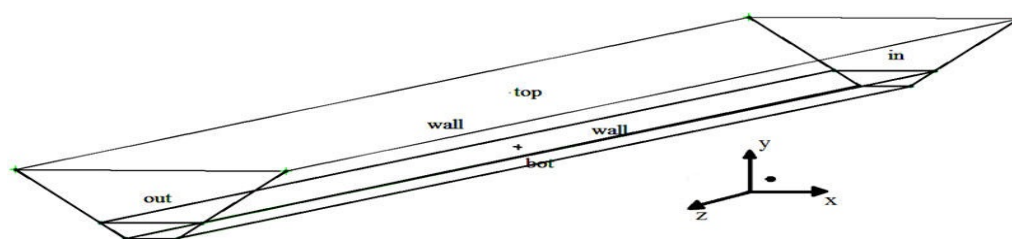
مدل‌سازی هندسی کانال. برای مدل‌سازی هندسه‌ی کانال موردنظر، دو نرم‌افزار Auto Cad و ICEM CFD مورد ارزیابی قرار گرفته و از بین این دو نرم‌افزار گزینه‌ی برتر نرم‌افزار ICEM CFD، به دلیل توانایی آن هم در رسم هندسه و هم در شبکه‌بندی، تشخیص داده شد. رسم هندسه‌ی کانال در این نرم‌افزار در چهار مرحله (مختصات دهی نقاط، رسم خطوط، تخصیص سطوح و ایجاد حجم) صورت گرفت. مشخصات کانال مربوط به آزمایش T03 (تومیناگا و همکاران) در جدول (۱) ارائه شده [4] و در شکل (۲) هندسه‌ی کانال ساخته شده در محیط نرم‌افزار ICEM CFD نشان داده شده است. پس از این مرحله حجم ساخته شده به کمک همین نرم‌افزار شبکه‌بندی گردید.

محاسبه‌ی اثر جریان‌های عرضی روی فرآیندهای مختلف، نخست نیاز است که یک مدل ریاضی از میدان سرعت میانگین سه‌بعدی در شکل‌های مختلف مقطع عبوری جریان شامل مرزهای ناهمگن با توانایی مدل‌سازی فرآیندهای جریان در بازه‌ی گسترده‌ای از ناحیه‌ی تغییر محیط‌های کانال ایجاد کنیم. در مرحله‌ی دوم بررسی‌های آزمایشگاهی و تجربی در محل انجام شود مشخصه‌های اصلی توزیع خصوصیات آشفتگی سه‌بعدی معلوم شود و داده‌های تجربی برای مستند ساختن مدل‌های ریاضی ایجاد شده، به دست آید [10]. برای بهره‌گیری از CFD و مدل‌سازی عددی، نیاز به استفاده از نرم‌افزارهایی برای رسم هندسه، شبکه‌بندی، معرفی شرایط جریان، تحلیل جریان و مشاهده‌ی نتایج وجود دارد. برای رسیدن به این اهداف دو نرم‌افزار ICEM CFD و ANSYS CFX انتخاب شده‌اند. در ادامه روند مدل‌سازی به ترتیب ارائه می‌شود.

آشنایی کلی با نرم‌افزار ANSYS CFX. نرم‌افزار ANSYS CFX، یک نرم‌افزار با هدف عمومی دینامیک سیالات محاسباتی است که یک حلگر پیشرفته را با قابلیت‌های پیش و پس‌پردازشگر قدرتمند ترکیب کرده است و توانایی مدل کردن مواردی از قبیل جریان‌های دائمی و غیردائمی، جریان‌های آرام و آشفتگی، جریان‌های مادون صوت و در حد صوت و مافوق صوت، نیروی شناوری، جریان‌های غیرنیوتنی، انتقال مؤلفه‌های اسکالر فاقد عکس‌العمل، جریان‌های

جدول ۱ مشخصات هندسه‌ی کانال موردنظر

طول کانال (m)	عرض کف کانال (m)	ارتفاع کانال (m)	زاویه‌ی دیواره جانبی (°)	ارتفاع آب (m)	سرعت جریان ورودی (m/s)
۱۲/۵	۰/۲	۰/۴	۴۴	۰/۰۹۰۵	۰/۳۷۳۳



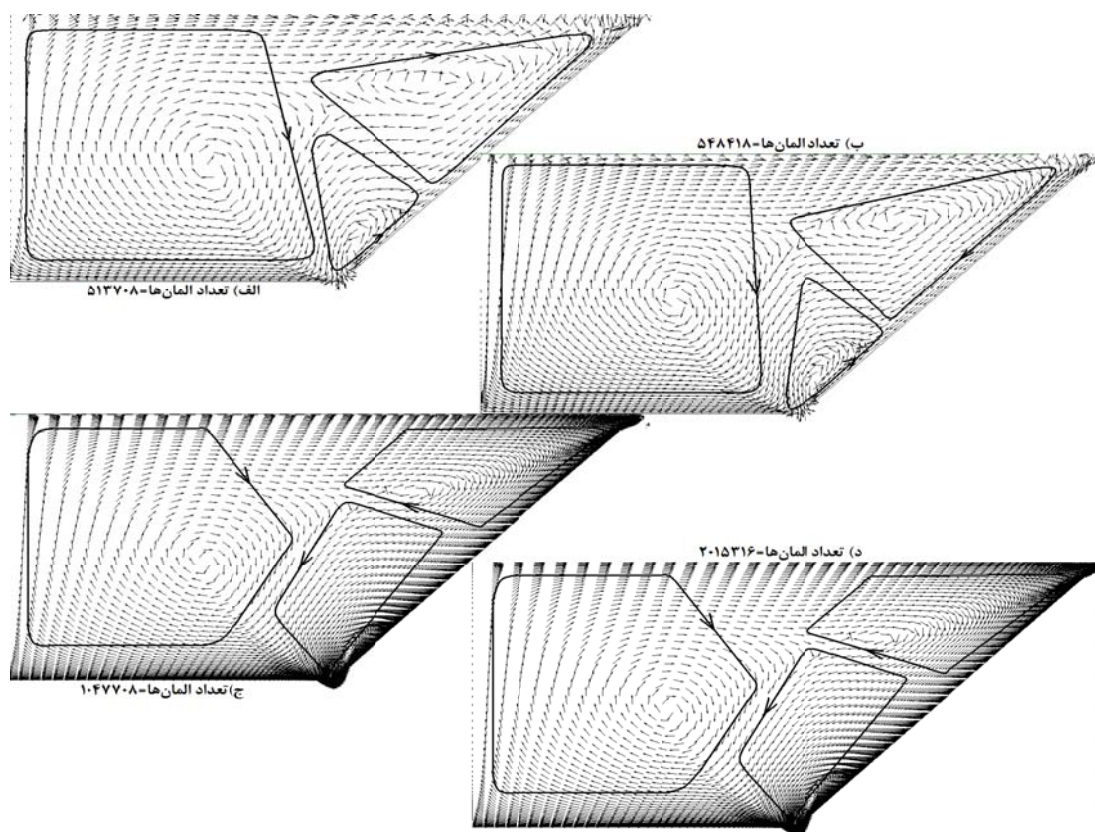
شکل ۲ هندسه‌ی کانال در محیط نرم افزار ICEM CFD

موردنظر به شدت نسبت به شبکه بندی محدوده‌ی جریان، به ویژه قسمت سطح آب و دیواره های کانال حساس است و شبکه بندی نزدیک سطح آب در نتایج حاصل از تحلیل کاملاً مؤثر می باشد، به کمک قابلیت این نرم افزار در ایجاد این نوع شبکه، هندسه‌ی کانال شبکه بندی گردیده است.

در این راستا تعداد گره های موجود در جهات و قسمت های مختلف کانال متفاوت است و بعد از چندین مرحله حساسیت سنجی نتایج نسبت به شبکه بندی، شبکه‌ی مناسب انتخاب می گردد. این شبکه از نوع شش وجهی و در قسمت دیواره ها و به خصوص سطح آزاد متراکم تر است که این مسئله از زیاد بودن تعداد گره ها در این نواحی نشأت می گیرد. تعداد گره ها و المان های موجود در کل حجم به ترتیب ۱۰۷۹۱۰۰ و ۱۰۴۷۷۰۸ می باشد. برخلاف محدوده‌ی عبور جریان آب، شبکه بندی در قسمت بالای سطح آب که شامل هوا است درشت تر می باشد و این مسئله به عدم دخالت آن در نتایج بازمی گردد. این عمل از یک طرف می تواند موجب پایین آمدن سرعت همگرایی و از طرف دیگر به دلیل کاهش تعداد المان ها موجب افزایش سرعت حل شود. در شکل (۳) نتایج مربوط به حساسیت سنجی مش در شکل گیری سلول های جریان ثانویه ارائه شده است.

مش بندی محدوده‌ی جریان. دقت حل مسئله به تعداد سلول های موجود در شبکه بستگی دارد و اصولاً شبکه های غیریکنواخت، با تعداد سلول های مختلف در قسمت های مختلف بدنه بسته به موقعیت آن، در حل یک مسئله قابلیت بیش تری دارند. البته باید در نظر داشت که ایجاد چنین شبکه ای بستگی به عوامل مختلفی از جمله نوع مدل اغتشاشی، شکل ظاهری مدل مانند مقطع عرضی، نوع مسئله‌ی مورد بررسی و مواردی از این قبیل دارد. رفع خطاهای موجود در حل مسئله از طریق تغییر در شبکه و بهینه نمودن آن صورت می پذیرد و در اکثر موارد تغییر شبکه شامل ریزتر نمودن آن در قسمت های مورد نیاز است تا جایی که نتایج حاصل مستقل از ابعاد سلول های موجود در شبکه شوند و نتایج کلیدی تغییر نکنند. این امر به کمک سعی و خطا و تکرار حل در دفعات مکرر با شبکه بندی های متفاوت حاصل می شود.

در این مطالعه برای شبکه بندی محدوده‌ی جریان نیز از نرم افزار ICEM CFD بهره گرفته شده است. این نرم افزار قابلیت ایجاد دو نوع شبکه‌ی چهار وجهی (Tetrahedral) و شش وجهی (Hexahedral) را دارا است و این امکان را در اختیار کاربر قرار می دهد که در قسمت های مختلف تعداد گره ها و المان ها را متناسب با هندسه تنظیم نماید. از آن جایی که مسئله‌ی



شکل ۳ حسایت‌سنجی مش در شکل‌گیری سلول‌های جریان ثانویه و انتخاب شبکه‌بندی با تعداد ۱۰۴۷۷۰۸ المان

شرایط اعمالی به جداره‌ها نیز جزو شرایط مرزی محسوب می‌شوند و لازمی حل معادلات می‌باشند. در زیر به شرایط مرزی اعمال شده برای مدل‌سازی عددی موضوع مورد نظر در نرم‌افزار ANSYS CFX پرداخته خواهد شد.

شرایط مرزی در ورودی کانال (Inlet). با توجه به این‌که جریان در مدل مورد نظر زیربحرانی ($Fr=0.46 < 1$) است، لذا توجه به نکات یاد شده در بالا، محاسبه‌ی عمق جریان در ورودی به نرم‌افزار واگذار شده و از شرط مرزی مقدار مشخص برای سرعت (مؤلفه‌ی کارتیزین سرعت $V=0, U=0$ و $W=0.3733\text{m/s}$) در این مقطع استفاده شده است. مقدار سرعت در این مقطع بر اساس محاسبات تجربی انجام شده توسط تومیناگا و همکاران [4]، $W = 0.3733 \text{ m/sec}$ (سرعت در طول کانال)، در نظر گرفته شده است. این شرط مرزی در جریان‌های

شرایط مرزی. با توجه به آن‌که تمام سیستم‌های فیزیکی در یک فاصله‌ی معین دارای مرز می‌باشند، در محاسبات باید شرایط مشخصی در حدود یا مرزهای سیستم فیزیکی در نظر گرفته شوند. این شرایط، شرایط مرزی نامیده می‌شوند [۱۵]. اکثر شرایط مرزی در کانال‌های روباز شبیه به شرایط مربوط در مجراهای بسته هستند. تنها شرط مرزی در سطح آزاد بین این دو دسته از جریان‌ها متفاوت است [۱۵].

از دیگر شرایط مرزی، شرایط مرزی مربوط به ورودی و خروجی است. در صورتی‌که جریان فوق بحرانی باشد، به هنگام اعمال شرایط مرزی باید عمق جریان در ورودی و خروجی مشخص باشد. اما اگر جریان زیر بحرانی باشد، باید عمق جریان در خروجی معین و از حل عددی عمق جریان در ورودی محاسبه شود و یا این‌که عمق جریان در ورودی معین و از حل عددی عمق جریان در خروجی محاسبه شود [۱۵].

فازها به کمک یک سطح مشترک مشخص از هم جدا می شوند. مثال هایی از جریان های با سطح آزاد شامل جریان کانال های روباز، جریان حول ship hulls، مسائل خاکریزی مخازن و بسیاری از موارد دیگر است. جریان های با سطح آزاد با مدل های همگن باید در مواردی که امکان پذیر است استفاده شوند. جریان های با سطح آزاد با مدل غیرهمگن می توانند برای پذیرفتن جدایش دو فاز جریان استفاده شوند [16].

کاربرد جریان با سطح آزاد در CFX به طور اساسی مشابه حالت چندفازی (همگن یا غیرهمگن) با برخی گزینه های گسسته سازی ویژه برای حفظ تیزی سطح مشترک است. اینها شامل موارد زیر می باشند [16]:

- ۱- یک طرح متفاوت فشرده برای جابه جایی افقی کسرهای حجمی در معادلات کسر حجم.
- ۲- یک طرح انتقال فشرده برای معادلات کسر حجمی (اگر مسأله شامل انتقال است).

۳- رفتار ویژه ی ترم های گرادیان فشار و جاذبه برای اطمینان از این که جریان در سطح مشترک در رفتار خوبی باقی می ماند.

در این نرم افزار برای سطح آزاد جریان از شرط مرزی Opening استفاده می شود. نرم افزار ANSYS CFX شرط Opening را به دلیل وجود دو فاز آب و هوا و در سطح مشترک این دو نوع سیال در نظر می گیرد.

انتخاب مدل آشفتگی

یک مدل آشفتگی عبارتست از یک رویه ی محاسباتی برای بستن سیستم معادلات جریان متوسط، به گونه ای که کم و بیش بخش وسیعی از مسائل جریان را بتوان حل کرد. برای یک مدل آشفتگی در موارد کلی، برنامه ی CFD باید دارای کاربرد وسیع، دقیق، ساده و از نظر اقتصادی قابل اجرا باشد [12]. همان طور که اشاره شد، جریان های ثانویه به دلیل ناهمگنی آشفتگی ایجاد شده و در نهایت القا شده توسط آشفتگی هستند،

تراکم ناپذیر مورد استفاده قرار می گیرد. در جریان های تراکم پذیر استفاده از این شرط مرزی به نتیجه های غیرفیزیکی منتهی خواهد شد، زیرا این شرط ورودی اجازه می دهد که شرایط سکون به هر اندازه ای افزایش یابد [۸].

شرایط مرزی در خروجی کانال (Outlet).

خروجی میدان جریان فرض می شود که تغییر کمیت ها (از جمله ارتفاع آب) در راستای جریان قابل اغماض است و خطوط جریان به صورت مستقیم و موازی یکدیگر هستند. بنابراین در این مقطع برای کلیه ی کمیت ها در راستای جریان گرادیان صفر در نظر گرفته می شود. پس از انتخاب شرط مرزی سرعت در ورودی و با توجه به زیربهرانی بودن جریان، شرط مرزی که برای خروجی کانال در نظر گرفته شد، عمق جریان است که در قالب فشار هیدرواستاتیک (Static Pressure) به این مقطع اعمال گردیده است. همان طور که قبلاً ذکر شد عمق آب در کانال برابر مقدار ثابت $y = 0.0905 \text{ m}$ می باشد.

شرط مرزی خروجی فشار احتیاج به بیان فشار (نسبی) استاتیک در مرز خروجی دارد. مقادیر فشار استاتیک معلوم، فقط وقتی به کار می رود که جریان زیرصوت باشد. [۸].

شرایط مرزی جداره های کانال (Wall).

دیوار برای محدود کردن نواحی سیال با جامد به کار می رود. در مسأله ی موردنظر، جداره ها شامل کف و دو دیواره ی کانال می باشد. در این جداره ها از اصل پذیرش (No Slip Wall) جدار بهره جسته شده و برای صحت سنجی براساس مدل آزمایشگاهی موجود، مسطح (Smooth Wall) در نظر گرفته می شوند.

شرایط مرزی سطح آزاد (Opening).

جریان با سطح آزاد به یک حالت جریان چندفازی اطلاق می شود که

ω استفاده می‌شود. این مدل، همانند دو مدل دیگر RSM، برپایه‌ی معادلات انتقال برای همه‌ی مؤلفه‌های تانسور تنش رینولدز و نرخ استهلاک قرار دارد. این مدل فرضیه‌ی ویسکوزیته‌ی ادی را استفاده نمی‌کند اما یک معادله برای تنش‌های رینولدز در سیال به‌کار می‌گیرد [16]. مدل SSG به‌شدت نسبت به شرایط شبکه‌بندی در نزدیکی دیواره حساس می‌باشد و برای شبیه‌سازی جریان‌های ثانویه مدل مناسبی است.

نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی

در ادامه نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی در محیط نرم‌افزار ارائه گردیده است و همان‌طور که در ابتدا اشاره شد برای ارزیابی مدل ساخته شده از نتایج مدل آزمایشگاهی تومیناگا و همکاران [4] بهره گرفته شده است.

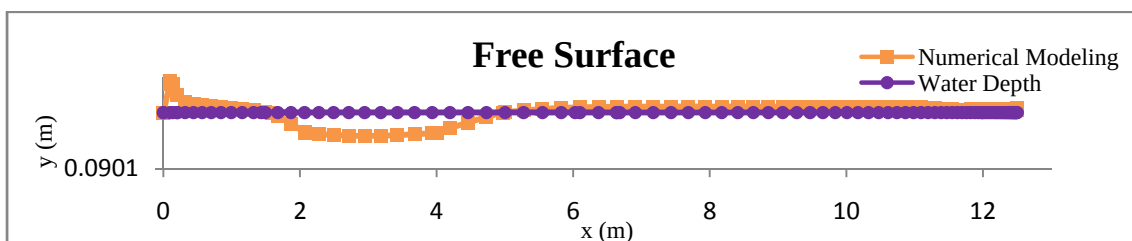
سطح آزاد. شکل (۴) وضعیت سطح آزاد را در قالب نمودار نمایش می‌دهد. همان‌طور که در این شکل ملاحظه می‌شود، در ابتدای کانال و نزدیک ورودی، سطح آب نسبت به مقدار واقعی آن نوسان دارد و با حرکت در طول کانال و رسیدن به طول توسعه‌یافتگی (تقریباً از فاصله‌ی ۶/۵ متری از ورودی)، سطح آب به مقدار ثابت و صحیح آن نزدیک می‌شود و خطای محاسباتی که در ابتدای کانال وجود داشت، از بین می‌رود. لذا می‌توان الگوریتم به‌کار رفته در نرم‌افزار را برای محاسبه‌ی سطح آب مناسب دانست و به آن استناد نمود.

بنابراین انتخاب نوع مدل آشفتگی به‌طوری که بتواند در نمایش سلول‌های این جریان‌ها مؤثر باشد از مهم‌ترین مراحل مدل‌سازی عددی جریان‌های ثانویه در کانال‌ها است.

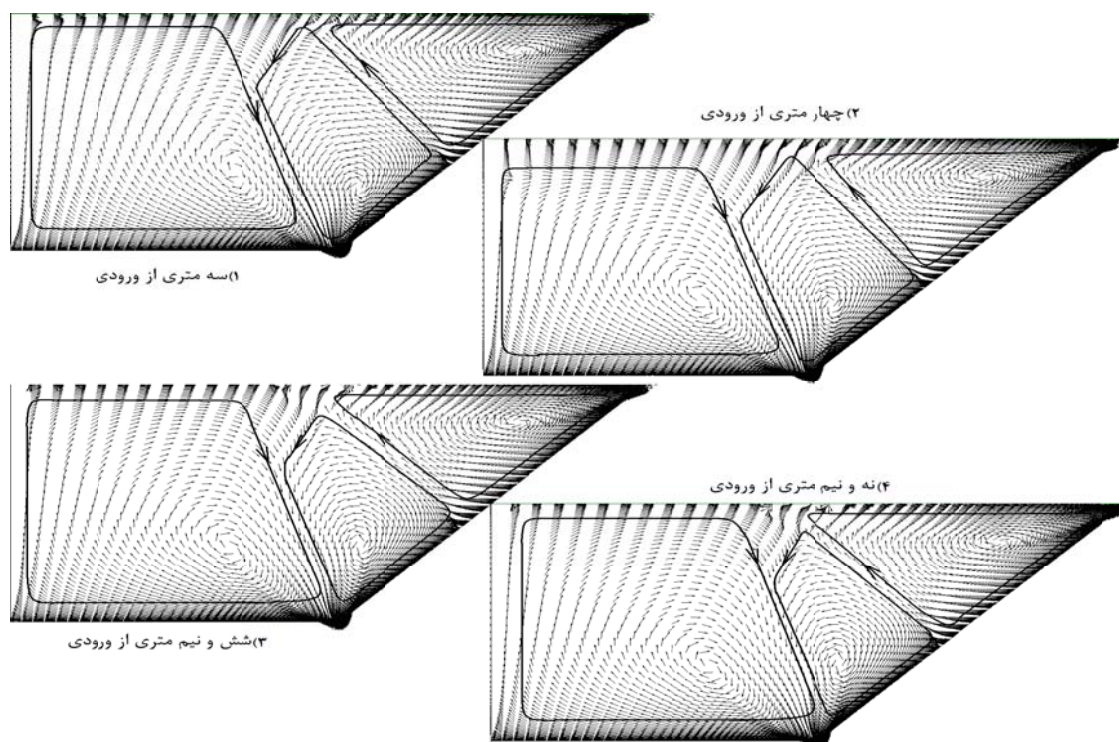
بنابراین پس از بررسی و ارزیابی چندین مدل آشفتگی شامل مدل‌های $k-\varepsilon$ ، SST، SSG و LRR، مدل SSG برای مدل‌سازی سلول‌های جریان ثانویه به‌تر از سایر مدل‌ها عمل کرد و نتایج آن در صحت‌سنجی (Verify) مدل قابل قبول‌تر از سایر مدل‌ها تشخیص داده شد [۱]. از این‌رو در مدل‌سازی سلول‌های جریان در کانال مورد نظر از این مدل استفاده شده است. در ادامه به بررسی اجمالی این مدل آشفتگی خواهیم پرداخت.

مدل SSG (SSG Reynolds Stress Model)، یکی از زیرمجموعه مدل‌های آشفتگی معادله‌ی تنش‌های رینولدز (Reynolds Stress Models Equation) محسوب می‌شود. دقت این مدل برای جریان‌های پیچیده بسیار بالا است. همگرایی چرخه‌ی بیرونی در این مدل نسبت به مدل $k-\varepsilon$ کندتر صورت می‌گیرد و علی‌رغم دقت بالای این مدل، همگرایی در آن بسیار آرام صورت می‌پذیرد [16].

این مدل توسط اسپزیال، سارکار و گاتسکی [17] توسعه یافته‌است و از یک رابطه‌ی درجه دوم برای همبستگی فشار- کرنش، استفاده می‌کند. برخی از نواقص مدل‌های تنش رینولدز برای شبیه‌سازی لایه‌های مرزی، که از معادله‌ی مربوط به ترم ε نشأت می‌گیرد، سبب توسعه‌ی یک مدل تنش رینولدز شده است که در آن به‌جای معادلات مربوط به ترم ε از ترم

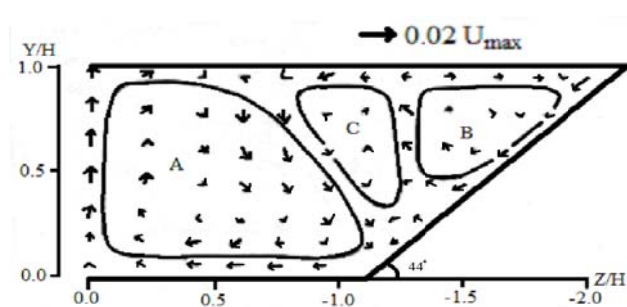


شکل ۴ نمودار سطح آزاد آب در کانال

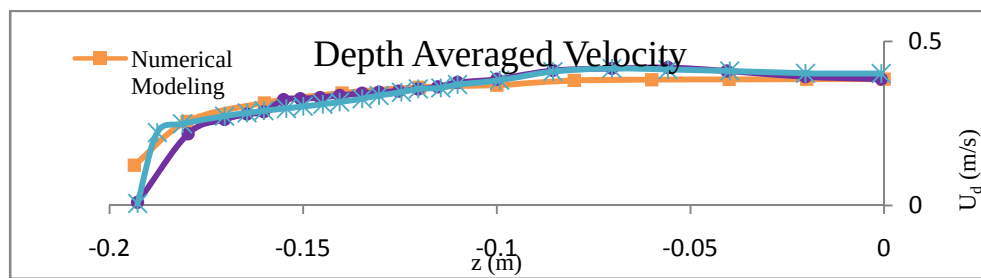


شکل ۵ روند شکل گیری سلول های جریان ثانویه در مدل عددی به ترتیب در

فاصله ی (۱) سه، (۲) چهار، (۳) شش و نیم و (۴) نه و نیم متری از ورودی کانال



شکل ۶ سلول های جریان ثانویه در آزمایش تومیناگا و همکاران [4]



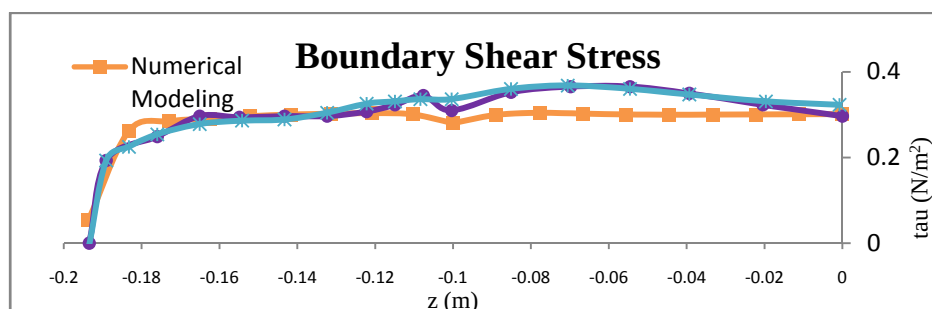
شکل ۷ مقایسه‌ی سرعت عمق میانگین بین نتایج مدل‌سازی عددی، آزمایشگاهی و تحلیلی

این پدیده کاملاً مشهود است. اما حرکت روبه گوشه‌ی این سلول‌ها در مدل عددی بیش‌تر از مدل آزمایشگاهی است. این موضوع را از یک طرف می‌توان به کم بودن تعداد نقاط در اندازه‌گیری آزمایشگاهی مربوط دانست (۱۰۰ نقطه‌ی اندازه‌گیری در نصف مقطع) و از طرفی به نقص نرم‌افزار و الگوریتم به‌کار رفته در آن برای محاسبه‌ی سلول‌های جریان، مربوط دانست. اگرچه، بحث درباره‌ی توانایی و عدم توانایی نرم‌افزار نیاز به تسلط کامل بر آن دارد، زیرا به‌عنوان مثال مدل اغتشاشی مورد استفاده ضرابی دارد که هر یک از این ضرایب به نوبه‌ی خود تأثیر ویژه‌ای روی شرایط جریان دارند و کار روی این موارد خود بحث دیگری را می‌طلبد.

سرعت متوسط‌گیری‌شده‌ی عمقی. برای صحت‌سنجی نتایج عددی مربوط به سرعت عمق متوسط از نتایج کار آزمایشگاهی تومیناگا و همکاران و همچنین نتایج کار تحلیلی شینو و نایت (SKM) [6] استفاده شده است. همان‌طور که در شکل (۷) مشاهده می‌شود، نمودار سرعت عمق میانگین محاسبه شده براساس سرعت‌های عمقی به‌دست آمده به‌کمک نرم‌افزار تطابق بسیار خوبی با نتایج کار آن‌ها داشته و فقط در نزدیکی گوشه‌ی کانال ($-0.1 < z < -0.05$) مقداری خطا در حدود ۰.۵٪ وارد محاسبات شده است. به‌نظر می‌رسد این مقدار خطا مربوط به حرکت سلول‌های جریان ثانویه به سمت گوشه‌ها می‌باشد که در مدل‌سازی عددی حرکت سلول‌ها به سمت گوشه بیش‌تر از مدل تجربی آن است.

سلول‌های جریان ثانویه. شکل‌گیری سلول‌های جریان ثانویه تقریباً از فاصله‌ی ۳ متری از ورودی کانال روبه تکامل می‌نهند و در فاصله‌ی ۴ متری از ورودی کانال شکل واضحی از این سلول‌ها مشاهده می‌شود (شکل (۵)). تا فاصله‌ی حدود ۶/۵ متری از ورودی شکل این سلول‌ها متغیر است و ابعاد آن‌ها تغییر می‌کند و تقریباً از این فاصله به بعد شکل سلول‌ها ثابت می‌شود و مانند آنچه که در شکل (۵) نشان داده شده است، دیده می‌شوند. این مسأله را نیز می‌توان به توسعه‌یافتگی جریان پس از طی فاصله‌ی ۶/۵ متر از ورودی مربوط دانست که مطابق با نتایج آزمایش‌های تومیناگا و همکاران است (آن‌ها طول لازم برای توسعه‌یافتگی جریان را ۶/۵ متر دانستند). شکل (۶) نتایج کار آن‌ها را نشان می‌دهد. همان‌طور که در این دو شکل دیده می‌شود، نحوه‌ی شکل‌گیری، جهت چرخش، اندازه و ابعاد، محل قرارگیری سلول‌ها و در نهایت حرکت به سمت گوشه‌ی آن‌ها مشابه یکدیگر است و مؤید صحیح بودن نتایج حاصل از این بررسی عددی است. ابعاد مربوط به دو سلول نزدیک دیواره‌ی مایل و محل قرارگیری آن‌ها در فاصله‌ی ۶/۵ متری از ورودی کانال کاملاً بر نتایج آزمایشگاهی منطبق می‌شود و این مسأله را نیز می‌توان دلیلی بر صحت عملکرد الگوریتم به‌کار رفته در مدل‌سازی سلول‌ها دانست.

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، حرکت سلول‌های جریان‌های ثانویه در کانال‌های ذوزنقه‌ای به‌سمت گوشه‌ها قابل توجه است و در نتایج مدل‌سازی عددی نیز، همان‌طور که در شکل (۵) نشان داده شده است،



شکل ۸. مقایسه‌ی تنش برشی کف کانال بین نتایج مدل‌سازی عددی، آزمایشگاهی و تحلیلی

نتیجه‌گیری

در حالت کلی نتایج به دست آمده از مدل‌سازی عددی سلول‌های جریان در کانال را به صورت زیر می‌توان ارائه نمود:

روش عددی و الگوریتم مورد استفاده برای مدل‌سازی سلول‌های جریان ثانویه در این نرم‌افزار مناسب بوده است و تطابق بسیار خوبی بین نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی در نمایش سلول‌های جریان وجود دارد. لذا در کل می‌توان دینامیک سیالات محاسباتی را توانمند در مدل‌سازی این سلول‌ها دانست.

۱- مواردی از قبیل تعداد المان‌ها، نوع مدل اغتشاشی، شرایط مرزی و ... در مدل‌سازی سلول‌های جریان بسیار مؤثر است.

۲- مدل اغتشاشی به کار گرفته شده (تنش رینولدز SSG) برای این مدل‌سازی مناسب می‌باشد.

۳- نمودار سرعت عمق متوسط تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی دارد.

۴- مقایسه‌ی نتایج حاصل از محاسبه‌ی عددی تنش برشی مرزی با نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی حاکی از انطباق خوب نتایج به ویژه در ناحیه‌ی دیواره‌ی جانبی است.

تنش برشی مرزی. تنش برشی یکی از مسائل اساسی در بررسی اثرات جریان روی جداره‌های کانال است و به دلیل مشکلاتی که در پی دارد، از جمله مسائلی است که بسیار مورد توجه قرار دارد. از این رو، در این مقاله یکی دیگر از مواردی که کارایی دینامیک سیالات محاسباتی و مدل‌سازی عددی به کمک آن مورد ارزیابی واقع شده است، تنش برشی است.

برای ارزیابی در این زمینه نیز از همان دو مدل آزمایشگاهی و تحلیلی استفاده شده است. در ادامه مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی و مدل آزمایشگاهی و مدل تحلیلی شینو و نایت [6] صورت گرفته و نتایج حاصل از مقایسه در شکل (۸) نشان داده شده است. مقایسه‌ی صورت گرفته در این شکل، حاکی از انطباق نسبتاً خوب نتایج مدل عددی با مدل آزمایشگاهی و تحلیلی در ناحیه‌ی کف و انطباق بسیار خوب این نتایج در ناحیه‌ی دیواره‌ی کانال می‌باشد. البته بیشترین اختلاف بین نتایج عددی و آزمایشگاهی مربوط به نواحی نزدیک گوشه‌ی کانال با حداکثر خطایی در حدود ۱۱٪ بوده است و این اختلاف نیز به همان عوامل توضیح داده شده در بخش قبل مربوط می‌گردد.

مراجع

۱. تاج‌نسایی، مهنا، «بررسی عددی سلول‌های جریان ثانویه، توزیع سرعت و تنش برشی در جریان کانال‌های دوزنقه‌ای»، پایان‌نامه‌ی کارشناسی‌ارشد مهندسی عمران-سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران، (۱۳۸۹).
2. Knight, D. W., Yuen. K. W. H., Al-Hamid. A. A. I., Boundary shear stress distributions in open channel flow, In: K.Beven, P.Chatwin, j.Maillbank (eds), Physical Mechanisms of Mixing and Transport in the Environment, Wiley, New York, pp. 51-87, (1994).
3. Yang, S. Q., Lim. S. Y., Boundary Shear Stress Distribution in Trapezoidal Channels, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 43, NO1, pp 98-102, (2005).
4. Tominaga, A., Nezu, I., Ezaki, K. and Nakagava, H., "Three-dimensional turbulent structure in straight open channel flows", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 27, Issue 1, pp. 149-173, (1989).
۵. جابرزاده، مجید، عطاری، جلال، مجدزاده، محمدرضا، ابوالقاسمی، منصور، «مطالعه‌ی آزمایشگاهی جریان‌ات چرخشی افقی و نقش آن در محل تشکیل نهشته‌ی رسوبی در قوس»، چهارمین کنگره‌ی ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، (اردیبهشت ۱۳۸۷).
6. Knight, D. W., Omran, M. and Tang, X., Modeling Depth-Averaged Velocity and Boundary shear in Trapezoidal Channels with Secondary Flow, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 133, No. 1, ©ASCE, (2007).
7. Khodashenas, S.R., Abderrezak. K.E., Paquier, K., A Boundary shear stress in open channel flow: A comparison among six methods, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 46, Issue 5, pp. 598-609, (2008).
۸. سلطانی، مجید، رحیمی اصل، روح‌ا... دینامیک سیالات محاسباتی به کمک نرم‌افزار FLUENT، نشر طراح، چاپ چهارم، تهران، (۱۳۸۶).
۹. حسینی، محمود، ابریشمی، جلیل، هیدرولیک کانال‌های باز، دانشگاه امام رضا(ع)، مشهد، چاپ نهم، تهران، ایران، ص ۳۶، (۱۳۸۱).
10. Shnipov, F. D., Three-dimensional kinematic structure of a flow in trapezoidal channels, Translated from *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stov*, No.9, pp. 48-52, September, (1989).
۱۱. یعقوبی، مهدی، فغفور مغربی، محمود، گیوه‌چی، محمد، اثر جریان‌های ثانویه در تخمین سرعت متوسط عمقی در کانال‌های مستطیلی با زبری نواری، کنفرانس مدیریت منابع آب دانشگاه سیستان و بلوچستان، ایران، (۱۳۸۶).
12. Imamoto, H., And Ishigaki, T., Experimental Study on Turbulence Structure in Trapezoidal channel, PP 517-522, (1989).
۱۳. ورستیگ، هنگ کارل، مالالاسکرا، ویراتونگ، «مقدمه‌ای بر دینامیک سیالات محاسباتی»، ترجمه‌ی شجاعی‌فرد، محمدحسن، نورپور هشترویدی، علیرضا، انتشارات دانشگاه علم و صنعت، چاپ دوم، تهران، (۱۳۸۶).

14. Knight, D. W., Omran, M. and Tang, X., Modeling Depth-Averaged Velocity and Boundary shear in Trapezoidal Channels with Secondary Flow, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 133, No. 1, ©ASCE, (2007).

۱۵. گودرزی، محسن و عظیمیان، احمدرضا، «مدل سازی عددی جریان در کانال رویاز به روش ردیابی سطح آزاد»، مجله‌ی دانشکده فنی دانشگاه تبریز، ص ۴۵-۵۷، (۱۳۹۱).

16. ANSYS CFX user manual. v12.0, ANSYS, Inc. ANSYS Europe. Ltd, (2009).
17. Speziale, C.G., Sarkar, S. and Gatski, T.B., Modeling the pressure-strain correlation of turbulence: an invariant dynamical systems approach, *J. Fluid Mechanics*, Vol. 277, pp. 245-272, (1991).

بررسی خواص انتقال در بتن‌های توانمند حاوی پوزولان متاکائولن در مقایسه با میکروسیلیس*

محمد شکرچی‌زاده^(۱) مهدی ولی‌پور^(۲) فرهاد پرگر^(۳)

چکیده امروزه استفاده از بتن‌های توانمند در صنعت ساخت‌وساز به یک ضرورت تبدیل شده است. همچنین با توجه به عدم دقت در طراحی و ساخت سازه‌های بتنی در مناطق خورنده، مشکلات متعددی را از جمله کاهش شدید عمر مفید و تخریب زودرس این سازه‌ها موجب شده است که استفاده از بتن‌های توانمند می‌تواند یکی از راه حل‌ها باشد. در سال‌های اخیر برای تولید بتن‌های با خواص مکانیکی و پایداری مناسب به صورت گسترده از پوزولان‌ها استفاده می‌شود. مهم‌ترین افزودنی مورد استفاده در کشور میکروسیلیس می‌باشد، در عین حال با توجه به گسترش استفاده از پوزولان‌ها در سطح دنیا بررسی عملکرد پوزولان‌های جایگزین نظیر متاکائولن اهمیت خاصی پیدا کرده است. در این مقاله با انجام آزمایش‌های مقاومت فشاری، جذب آب، حجم حفرات، جذب آب موئینه، مقاومت الکتریکی و نفوذپذیری گاز، خصوصیات مکانیکی و پایداری بتن‌های توانمند حاوی متاکائولن با ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد جایگزینی سیمان در مقایسه با میکروسیلیس با ۵، ۷/۵ و ۱۰ درصد جایگزینی سیمان مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که متاکائولن در بهبود پارامترهای دوام بتن بخصوص در کاهش جذب آب موئینه، افزایش مقاومت الکتریکی و مقاومت نفوذپذیری گاز بهتر از میکروسیلیس عمل کرده است.

واژه‌های کلیدی بتن توانمند، خواص انتقال، متاکائولن، میکروسیلیس، خواص مکانیکی، خواص پایداری.

Comparing the performance of metakaoline with silica fume on properties of high performance concrete

M. Shekarchizadeh M. Valipour F. Pargar

Abstract Nowadays, the use of high performance concrete is rapidly increasing due to its capability of being a good substitute for poorly constructed structures and also concrete structures in corrosive environments which suffer from short life span and immature failure. However, in the last decades the pozzolans are greatly used in order to produce concretes with improved mechanical properties and durability. One of the most usable pozzolans is silica fume and metakaoline. In present paper, the mechanical properties and durability of high performance concretes containing metakaolin of 5, 10 and 15% of cement replacement is compared to those containing silica fume with 5, 7.5 and 10 % of cement replacement using compressive strength test, water absorption, void volume, sorptivity, electrical resistance and gas permeability tests. According to the results, metakaoline showed better results compared to silica fume regarding improvement of mechanical properties and durability of high performance concretes and it is found that the optimum content of metakaoline is about 10 to 15% of cement replacement which can make it a good substitute for silica fume.

Keywords High performance concrete, Transport properties, Metakaoline, Silica fume, Mechanical properties, Durability properties

★ تاریخ دریافت مقاله ۸۹/۸/۲۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۷/۱۴ می‌باشد.

(۱) دانشیار دانشکده مهندسی عمران و سرپرست انستیتو مصالح ساختمانی، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

(۲) کارشناس ارشد انستیتو مصالح ساختمانی، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

(۳) کارشناس ارشد انستیتو مصالح ساختمانی، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

مقدمه

امروزه به دلایل مختلف استفاده از پوزولان‌ها در صنعت بتن یک ضرورت محسوب می‌شود. از یک سو با توجه به ضرورت مصرف متعادل و کاهش مصرف انرژی، منابع طبیعی و حفظ محیط زیست، و از سوی دیگر به دلیل آلاینده بودن تولید سیمان ایجاب می‌شود که از مصرف سیمان در کشور کاسته شود بدون آن‌که لطمه‌ای به حجم ساخت و سازها وارد شود. هم‌چنین نیاز به بتن مقاوم و با دوام در ساخت سازه‌های بتنی به‌ویژه در مناطق خورنده، برای افزایش عمر مفید این سازه‌ها و کاهش هزینه‌های تعمیر و نگهداری آن‌ها حس می‌شود که از جمله دلایل ضرورت استفاده از پوزولان‌ها در ساخت بتن می‌باشد. میکروسیلیس از جمله افزودنی‌های شناخته شده و پر کاربرد می‌باشد که اثرات مثبت آن بر بهبود خصوصیات مکانیکی و دوام بتن مشخص شده است. با این حال میکروسیلیس، خاکستربادی، روباره و غیره محصولات فرعی صنایع دیگر هستند، به همین جهت اقدام خاصی در خصوص بهینه‌سازی آن‌ها نمی‌توان انجام داد. بنابراین الزامات و معایب ذکر شده، شناخت و استفاده از نسل جدید پوزولان‌ها را ضروری می‌سازد. از جمله این پوزولان‌ها متاکائولن می‌باشد که فرآیند تولید آن کنترل شده است و به‌عنوان یک پوزولان مهندسی شده شناخته می‌شود. تولید متاکائولن با آلاینده‌گی کم‌تر و مصرف انرژی محدودتر همراه است [۱]. در چند سال اخیر مطالعات گسترده‌ای در مورد استفاده از متاکائولن به‌عنوان جایگزین بخشی از سیمان انجام شده است [۵-۱]. این مطالعات نشان می‌دهند که جایگزینی متاکائولن با سیمان، موجب بهبود خصوصیات مکانیکی و پایداری بتن می‌شود. هم‌چنین با توجه به مشکلات دوام سازه‌های بتنی موجود در منطقه خلیج فارس، متاکائولن می‌تواند گزینه‌ی مناسبی برای بهبود شرایط موجود در منطقه‌ی خلیج فارس باشد. به‌همین منظور در انجام این تحقیق از مصالح موجود در منطقه‌ی خلیج فارس

استفاده شده است تا نتایج به‌دست آمده تا حد امکان با شرایط موجود در منطقه تطابق داشته باشد. در تحقیق حاضر عملکرد پوزولان متاکائولن (۵، ۱۰ و ۱۵ درصد جایگزینی سیمان) در مقایسه با میکروسیلیس (۵، ۷/۵ و ۱۰ درصد جایگزینی سیمان) با انجام آزمایش‌های مقاومت فشاری، جذب آب، حجم حفرات، جذب آب موئینه، مقاومت الکتریکی و نفوذپذیری گاز بررسی شده است. نتایج به‌دست آمده از این تحقیق نشان می‌دهد که در مجموع خواص انتقال بتن حاوی متاکائولن به‌تر از میکروسیلیس بوده است.

معرفی خواص بتن حاوی متاکائولن

متاکائولن یکی از جدیدترین پوزولان‌ها در تولید بتن‌های توانمند محسوب می‌شود. مواد خام ورودی در تولید متاکائولن، رس کائولن می‌باشد. کائولن یک ماده‌ی معدنی بسیار ریز سفید و رسی است که در دمای ۱۰۰ تا ۲۰۰ درجه بیش‌تر آب جذب شده‌ی خود را از دست می‌دهد [۱]. دمایی که در آن کائولینیت که اصلی‌ترین جزء تشکیل دهنده‌ی کائولن است، به‌واسطه‌ی دی‌هیدراکسیونیزاسیون آب از دست می‌دهد، بین ۵۰۰ تا ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد می‌باشد. به‌منظور تولید متاکائولن، رس کائولن را تا محدوده‌ی دمایی ۷۰۰ تا ۹۰۰ درجه حرارت می‌دهند [۲]. متاکائولن به‌عنوان یک محصول با پایه‌ی سیلیسی می‌باشد که در واکنش با Ca(OH)_2 در دمای معمولی ژل C-S-H تولید می‌کند. متاکائولن هم‌چنین دارای آلومینا می‌باشد که با CH واکنش داده و فازهای آلومیناتی حاوی C_3AH_6 و C_2ASH_8 ، C_4AH_{13} را تولید می‌کند [۳، ۴]. مطالعات متعددی توسط محققان در خصوص اثرات جایگزینی سیمان با پوزولان متاکائولن بر بهبود خصوصیات مکانیکی و پایداری بتن انجام شده است که در زیر به مختصری از نتایج حاصل اشاره می‌شود:

متاکائولن به طور قابل ملاحظه ای جذب سطحی، جذب آب و جذب مویینه را کاهش می دهند.

مشخصات مکانیکی. Wild و همکارانش [5] اثر درصد های مختلف متاکائولن را بر مقاومت فشاری بتن های حاوی این پوزولان مورد بررسی قرار دادند. درصد های جایگزینی متاکائولن شامل ۰، ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ درصد با نسبت آب به سیمان ۰/۴۵ می باشد. نتایج نشان می دهد که متاکائولن باعث افزایش مقاومت در همی سنین می شود اما درصد جایگزینی بهینه در حدود ۲۰ درصد می باشد. هم چنین Curcio و همکارانش [11] نقش متاکائولن را در ملات های پر مقاومت مورد بررسی قرار دادند. نتایج آن ها نشان از افزایش مقاومت نمونه های حاوی متاکائولن نسبت به نمونه های حاوی میکروسیلیس تا سن ۲۸ روز دارد. در حالی که در سنین ۹۰ تا ۱۸۰ روز نمونه های حاوی میکروسیلیس و متاکائولن مقاومت های فشاری یکسانی از خود نشان داده اند. در تحقیقی دیگر Brooks و Johari [6] مقاومت فشاری نمونه های حاوی ۰، ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد متاکائولن را با نسبت آب به سیمان ۰/۲۸ مورد بررسی قرار دادند. نتایج گزارش شده نشان می دهد که مقاومت فشاری نمونه ها با افزایش درصد جایگزینی متاکائولن افزایش می یابد [6]. از طرفی Poon و همکارانش [12] نشان دادند که مقاومت فشاری خمیر سیمان حاوی ۵ تا ۲۰ درصد متاکائولن در همی سنین ۳ تا ۹۰ روز بیش تر از نمونه ی شاهد است. با این حال نمونه ی حاوی ۱۰ درصد متاکائولن به ترین عملکرد را در بین سایر نمونه ها داشته است. در این تحقیق نمونه های حاوی SF و FA در سنین اولیه، مقاومت فشاری کمتری نسبت به نمونه ی شاهد دارا بودند. ولی در دراز مدت تمامی نمونه های حاوی پوزولان افزایش مقاومت داشته اند. بنابراین در سنین اولیه ی عملکرد متاکائولن در بهبود مقاومت به تر از میکروسیلیس بوده است. در همین راستا Potgieter

کارپذیری. Wild و همکارانش [5] کارپذیری بتن های حاوی متاکائولن را مورد مطالعه قرار دادند. نمونه های بتنی با جایگزینی ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ درصد متاکائولن برای این منظور ساخته شد. نتایج نشان دهنده ی افزایش میزان اسلامپ با افزایش مقدار جایگزینی متاکائولن به همراه افزایش فوق روان کننده است [5]. هم چنین Brook و Johar [6] اسلامپ و زمان گیرش بتن های حاوی ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد متاکائولن را در مقایسه با بتن شاهد و با نسبت آب به سیمان ۰/۲۸ گزارش کرده اند. نتایج نشان می دهد که با افزایش میزان جایگزینی پوزولان، اسلامپ کاهش و زمان گیرش افزایش می یابد [6].

ریز ساختار. Bredy و همکارانش [7] تخلخل و اندازه ی حفرات خمیر سیمان حاوی متاکائولن را مورد بررسی قرار دادند. خمیر سیمان با مقادیر جایگزینی صفر تا ۵۰ درصد آماده شد. نتایج نشان داد که جایگزینی کم تر از ۲۰ درصد، تخلخل کل را کاهش می دهد. ولی افزایش جایگزینی به بیش از ۳۰ درصد موجب افزایش تخلخل می شود. در تحقیقی دیگر Khatib و Wild [8] تخلخل و اندازه ی حفرات خمیر سیمان حاوی ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد را با نسبت آب به سیمان ۰/۵۵ تعیین کردند. نتایج این تحقیق نشان می دهد که با افزایش سن عمل آوری حجم حفرات کاهش و خمیر سیمان حاوی متاکائولن ریز ساختار به تری پیدا می کند. هم چنین Courard و همکارانش [9] جذب آب ملات های حاوی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد متاکائولن را بررسی کردند. نتایج آن ها نشان داد که کم ترین مقدار جذب آب در بین تمامی نمونه ها، مربوط به نمونه ی حاوی ۱۰ درصد متاکائولن می باشد. Razak و همکارانش [10] نیز در سال ۲۰۰۴ اثر متاکائولن و میکروسیلیس را در مورد جذب آب سطحی، جذب آب و جذب مویینه مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد که میکروسیلیس و

Vermaak [13] مقاومت فشاری را در ملات‌های حاوی متاکائولن با درصد جایگزینی ۱۰ تا ۳۰ و نسبت آب به سیمان ۰/۳۷ مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق بدین صورت گزارش شده است که به‌ترین حرارت اکتیواسیون برای تولید متاکائولن از کائولن با دمای بیش از ۷۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد است. هم‌چنین مقاومت فشاری با افزایش زمان عمل‌آوری و درجه‌ی حرارت هیدراتاسیون افزایش می‌یابد. Li و Qian [14] نیز در سال ۲۰۰۱ مقاومت کششی و خمشی ۲۸ روزه‌ی بتن حاوی ۰، ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد متاکائولن را بررسی کردند. نتایج نشان داد که با افزایش میزان جایگزینی متاکائولن مقاومت کششی نمونه‌های بتنی افزایش می‌یابد. هم‌چنین جایگزینی ۵ درصد متاکائولن کم‌ترین اثر را در بهبود مقاومت خمشی داشته است. در حالی که در جایگزینی ۵ و ۱۰ درصد در سن ۲۸ روز به‌ترتیب ۳۲ و ۳۸ درصد و در ۸۰ روز ۱۳ و ۲۴ درصد افزایش مقاومت خمشی مشاهده شده است. بنابراین بهبود محسوس در مقاومت خمشی در درصد جایگزینی ۱۰ تا ۱۵ حاصل گردیده است. در تحقیقی دیگر Courard و همکارانش [9] اثر متاکائولن بر مقاومت خمشی ملات را با جایگزینی ۵ تا ۲۰ درصد مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان می‌دهند که با جایگزینی متاکائولن مقاومت خمشی بتن بهبود می‌یابد. **دوام بتن.** Brooks و Johari [۶] اثر متاکائولن را بر خزش و جمع‌شدگی در بتن‌های حاوی ۰، ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد جایگزینی متاکائولن و با نسبت آب به سیمان ۰/۲۸ مطالعه کرده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که در کوتاه‌مدت جمع‌شدگی خودبه‌خودی با افزایش مقدار جایگزینی متاکائولن کاهش می‌یابد. در حالی که در درازمدت این مقدار با افزایش مقدار متاکائولن افزایش می‌یابد. هم‌چنین حضور متاکائولن باعث کاهش خزش می‌شود که این کاهش را می‌توان با متراکم کردن ریز ساختار و حفرات بتن، ماتریس خمیر مستحکم و بهبود سطح بین خمیر و سنگدانه توسط متاکائولن توجیه

کرد. در تحقیق دیگری Boddy و همکارانش [15] نفوذ یون کلر را در ۳۶۵ و ۱۰۹۵ روز پس از رویارویی اندازه‌گیری کردند. نتایج آن‌ها نشان داد که با گذشت زمان رویارویی و کاهش نسبت آب به سیمان و با افزایش درصد جایگزینی HRM میزان نفوذ یون کلر کاهش می‌یابد. هم‌چنین Courard [9] اثر افزودن متاکائولن با جایگزینی ۰، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد را بر میزان نفوذ یون کلر در ملات مورد بررسی قرار دادند. با توجه به نتایج حاصل به‌ترین عملکرد مربوط به متاکائولن با ۲۰ درصد جایگزینی بوده به طوری که بعد از یکسال تقریباً نفوذ یون کلر مشاهده نشده است. از طرفی با افزایش درصد جایگزینی متاکائولن از ۱۰ به ۱۵ درصد شاهد کاهش ۱۷۰ درصدی در ضریب انتشارپذیری بودند. هم‌چنین اثر متاکائولن بر مقاومت خوردگی ملات نیز توسط Batis [۱۶] مورد بررسی قرار گرفت. نمونه‌های مسلح حاوی درصدهای مختلف متاکائولن پس از عمل‌آوری در معرض محلول NaCl با غلظت ۳/۵ درصد قرار داده شدند. برای نمونه‌های مورد نظر آزمایش مختلفی انجام شد که نتایج حاصل نشان می‌دهند که نمونه‌های حاوی متاکائولن با ۱۰ درصد جایگزینی بیش‌ترین افزایش مقاومت فشاری و مقاومت در برابر خوردگی را نشان داده‌اند. در حالی که درصدهای جایگزینی بیش‌تر در مقایسه با ۱۰ درصد جایگزینی، عملکرد مطلوب نبوده است. در همین زمینه Shekarchi و همکارانش [17] اثرات جایگزینی متاکائولن ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد را بر خواص دوام بتن مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که جایگزینی متاکائولن موجب بهبود ۰/۵۰٪، ۰/۳۷٪، ۰/۲۸٪، ۰/۴۵٪ و ۰/۴۷٪ به‌ترتیب در پارامترهای نفوذ آب، نفوذپذیری گاز، جذب آب، مقاومت الکتریکی و نفوذ یون کلر می‌شود.

مطالعات آزمایشگاهی

در راستای مطالعات آزمایشگاهی قبل از ساخت بتن آنالیز شیمیایی سیمان پرتلند تیپ ۲ کارخانه سیمان هرمزگان و افزودنی های میکروسیلیس و متاکائولن مورد استفاده در طرح های اختلاط مورد بررسی قرار گرفت که نتایج آن در جدول (۱) ارائه شده است. هم چنین مطابق جدول (۲) طرح های اختلاط طراحی و آزمون های بتنی ساخته شد. نسبت آب به مواد سیمانی در طرح های اختلاط ۰/۴ و مقدار آب ۱۶۰ کیلوگرم بر مترمکعب می باشد. مصالح سنگی ریز دانه به صورت گردگوشه و سیلیسی- آهکی و مصالح سنگی درشت دانه به صورت شکسته و آهکی با بزرگترین اندازه ۱۹ میلی متر و با نسبت ۶۲ درصد درشت دانه به ۳۸ درصد ریزدانه می باشند که از منابع موجود در منطقه خلیج فارس (شهر بندرعباس) تهیه شده است. هم چنین به منظور تأمین روانی بتن تازه از مواد فوق روان کننده با پایه ی کربوکسیلاتی استفاده شده و اسلامپ طرح ها بین ۵ تا ۸ سانتی متر است. پس از بتن ریزی و قالب گیری، آزمون های بتنی به مدت سه روز عمل آوری مرطوب شده و پس از آن آزمون ها تا سن ۲۸ روز در شرایط محیطی آزمایشگاه قرار گرفتند (عمل آوری خشک). انتخاب این نوع روش عمل آوری به منظور شبیه سازی ساخت و عمل آوری بتن با شرایط محیطی در پروژه های جاری کشور می باشد.

تشریح آزمایش ها و ارائه ی نتایج

آزمایش مقاومت فشاری. مقاومت فشاری بتن مهم ترین مشخصه ی مکانیکی بتن می باشد. در این تحقیق آزمایش مقاومت فشاری مطابق استاندارد BS

116-1881 بر آزمون های مکعبی به ابعاد ۱۵۰ میلی متر انجام گرفته است [18]. مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه ی طرح های اختلاط مختلف در نمودار (۱) ارائه شده است. همان طور که مشاهده می شود مقاومت فشاری کلیه ی طرح های اختلاط حاوی متاکائولن و میکروسیلیس از آزمون های شاهد بیش تر است. دلیل این افزایش بهبود ریزساختار بتن با انجام واکنش های ثانویه ی پوزولان ها می باشد. به طوری که آزمون های شاهد C2 کم ترین و آزمون های SF10 بیش ترین مقدار مقاومت فشاری را در سن ۲۸ روز دارا می باشد. میزان مقاومت فشاری در بین آزمون های حاوی میکروسیلیس و متاکائولن با افزایش درصد جایگزینی پوزولان مقاومت فشاری افزایش می یابد. با این حال افزایش مقاومت فشاری آزمون های حاوی میکروسیلیس بیش تر از آزمون های حاوی متاکائولن در سن ۲۸ روز می باشد. در درصد جایگزینی مشابه ۵ درصد، آزمون های SF5 با افزایش ۷ درصد در هر دو سن ۷ و ۲۸ روز نسبت به آزمون های MK5 مقاومت فشاری بیش تری دارد. با این حال هر دو آزمون با ۴۲ درصد، افزایش مقاومت یکسانی از سن ۷ به ۲۸ روز داشته اند. در درصد جایگزینی مشابه ۱۰ درصد نیز آزمون های SF10 در هر دو سن ۷ و ۲۸ روز به ترتیب با ۷ و ۲۷ درصد افزایش مقاومت فشاری نسبت به آزمون های MK10 عملکرد به تری داشته است. هم چنین بیش ترین روند افزایش مقاومت از سن ۷ به ۲۸ روز در بین آزمون های حاوی پوزولان مربوط به آزمون های SF10 با ۵۲ درصد و کم ترین آن مربوط به آزمون های SF7.5 و MK15 با ۳۰ درصد افزایش مقاومت می باشد.

جدول ۱ آنالیز شیمیایی سیمان و پوزولان های مصرفی

نوع مواد سیمانی	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	L.O.I
سیمان	۲۱	۵	۳/۵	۶۳	۱/۸	۱/۶	۰/۵	۰/۶	۲
میکروسیلیس	۹۳/۱۶	۱/۱۳	۰/۷۲	-	۱/۶	۰/۰۵	-	-	۱/۵۸
متاکائولن	۵۱/۸۵	۴۳/۸۷	۰/۹۹	۰/۲	۰/۱۸	-	۰/۰۱	۰/۱۲	۰/۵۷

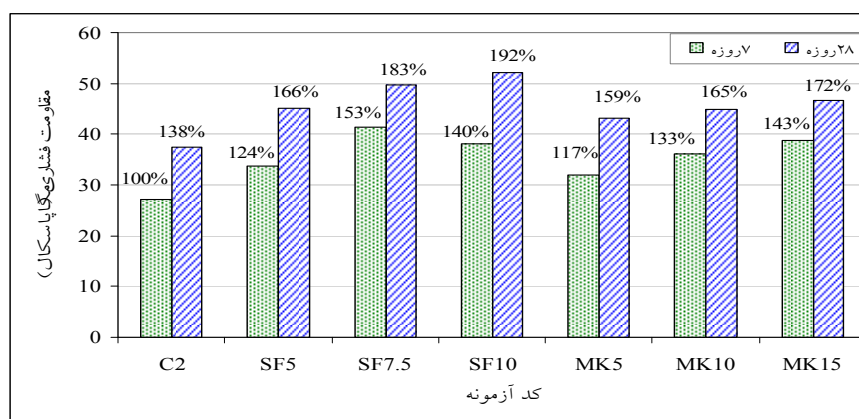
جدول ۲ مشخصات نسبت‌های اختلاط

کد نمونه	عیار سیمان (kg/m^3)	پوزولان جایگزین (kg/m^3)	فوق روان کننده (kg/m^3)	اسلامپ (cm)
C2	۴۰۰	-	۰/۲	۷
SF5	۳۸۰	۲۰	۱/۲	۶
SF7.5	۳۷۰	۳۰	۱/۴	۵
SF10	۳۶۰	۴۰	۱/۶	۸
MK5	۳۸۰	۲۰	۰/۸	۵
MK10	۳۶۰	۴۰	۱/۴	۵/۵
MK15	۳۴۰	۶۰	۱/۶	۸

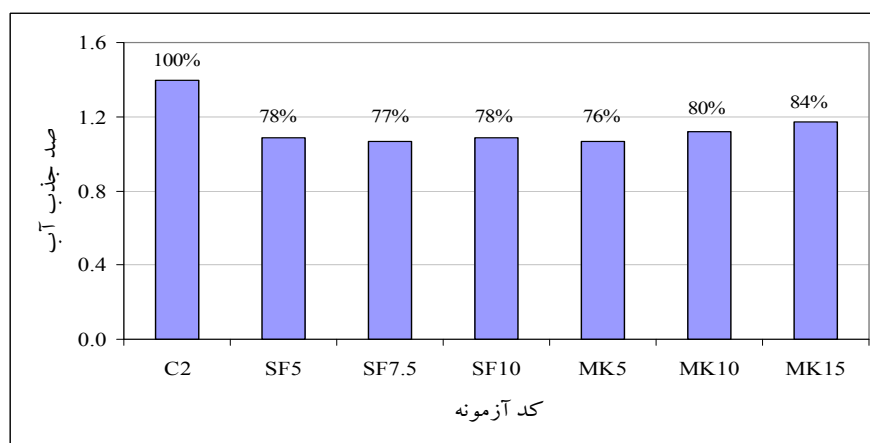
C: سیمان

SF: میکروسیلیس

MK: متاکاتولن



نمودار ۱ نتایج مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزهی طرح‌های اختلاط مختلف



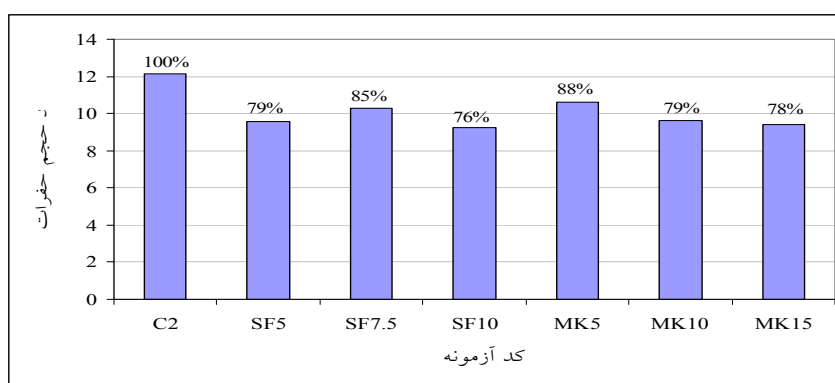
نمودار ۲ نتایج تعیین جذب آب طرح‌های اختلاط مختلف

میکروسلیس بیشترین حجم حفرات را دارد. در حالی که در بین آزمون‌های حاوی متاکائولن با افزایش درصد جایگزینی متاکائولن، حجم حفرات بتن کاهش می‌یابد به طوری که آزمون‌های MK15 با ۲۲ درصد کاهش نسبت به آزمون‌های شاهد دارای کمترین میزان حجم حفرات می‌باشد. در هر دو درصد جایگزینی مشابه ۵ و ۱۰ درصد نیز آزمون‌های حاوی میکروسلیس به ترتیب با ۹ و ۳ درصد کاهش نسبت به درصد مشابه آزمون‌های حاوی متاکائولن حجم حفرات کمتری را دارا هستند.

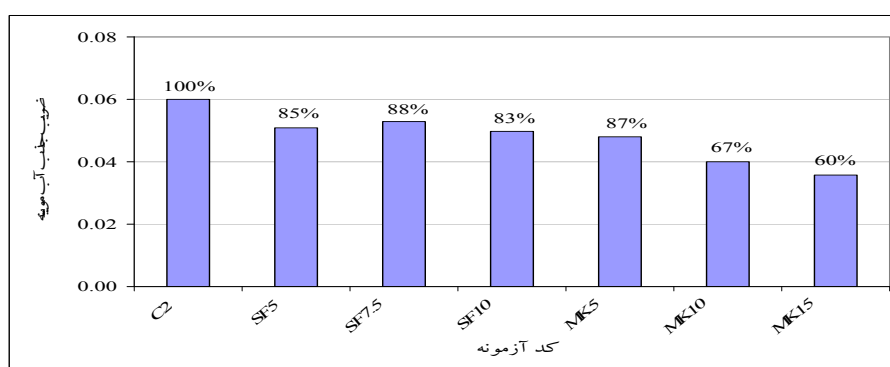
آزمایش جذب آب مویینه. جذب آب مویینه نیز یکی از پارامترهای مهم ارزیابی دوام بتن می‌باشد. این آزمایش بر اساس استاندارد RILEM-CPC-11.2 انجام شده است و نتایج آن در نمودار (۴) ارائه شده است [20]. همان‌طور که مشاهده می‌شود آزمون‌های شاهد بیشترین مقدار جذب آب مویینه را در بین طرح‌های اختلاط مختلف دارا می‌باشد. آزمون‌های SF7.5 با ۱۲ درصد کاهش نسبت به آزمون‌های شاهد در بین آزمون‌های حاوی میکروسلیس دارای جذب آب مویینه‌ای بیش‌تری می‌باشد. جذب آب مویینه آزمون‌های حاوی متاکائولن نیز با افزایش درصد جایگزینی کاهش می‌یابد، به طوری که آزمون‌های MK15 با ۴۰ درصد کاهش نسبت به آزمون‌های شاهد دارای کمترین میزان جذب آب مویینه می‌باشد. در درصد جایگزینی مشابه ۵ درصد با اختلاف ناچیز ۲ درصد آزمون‌های حاوی هر دو پوزولان جذب آب مویینه تقریباً یکسانی داشته‌اند. ولی در درصد جایگزین‌های مشابه ۱۰ درصد آزمون‌های MK10 با ۲۱ درصد کاهش نسبت به آزمون‌های SF10 مقدار جذب آب مویینه کمتری داشته است.

آزمایش جذب آب. آب می‌تواند هم به صورت مایع و هم بخار از طریق حفرات مویینه به درون جسم متخلخل وارد شود. منظور از جذب روندی است که طی آن بتن آب را به درون منافذ و حفرات مویینه می‌کشد. میزان جذب کل معیاری برای پایداری بتن محسوب می‌شود. این آزمایش مطابق استاندارد ASTM C642 انجام شده و نتایج آن در نمودار (۲) ارائه شده است [19]. همان‌طور که مشاهده می‌شود میزان جذب آب کلیه آزمون‌های حاوی پوزولان کم‌تر از آزمون‌های شاهد می‌باشد. آزمون‌های حاوی میکروسلیس در هر سه درصد جایگزینی مقادیر جذب آب یکسانی را نشان می‌دهند. در بین آزمون‌های حاوی متاکائولن نیز آزمون‌های MK5 مقدار جذب آب کمتری را نسبت به درصد‌های دیگر جایگزینی دارد. مقایسه‌ی درصد‌های جایگزینی مشابه ۵ و ۱۰ درصد با اختلاف ناچیز ۲ درصد نشان از میزان جذب آب تقریباً یکسان آزمون‌های SF5، MK5 و SF10، MK10 دارد. دلیل عدم تأثیرگذاری درصد‌های بیش‌تر جایگزینی پوزولان‌های میکروسلیس و متاکائولن می‌تواند مربوط به عمل‌آوری کوتاه‌مدت باشد که پوزولان‌ها امکان تأثیرگذاری و انجام کامل عمل هیدراتاسیون را در کوتاه‌مدت نداشته‌اند.

آزمایش تعیین حجم حفرات. نفوذپذیری، یکی از پارامترهای مهم در ارزیابی کیفیت و پایداری بتن می‌باشد که رابطه‌ی مستقیمی با تخلخل دارد. بنابراین بررسی حجم حفرات بتن اهمیت خاصی دارد. در این تحقیق حجم حفرات آزمون‌ها مطابق استاندارد ASTM C642 تعیین شده است [19]. نتایج این آزمایش در نمودار (۳) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود حجم حفرات آزمون‌های شاهد نسبت به دیگر آزمون‌های حاوی پوزولان بیش‌ترین مقدار را دارد. آزمون‌های SF7.5 در بین آزمون‌های حاوی



نمودار ۳ نتایج تعیین حجم حفرات طرح‌های اختلاط مختلف



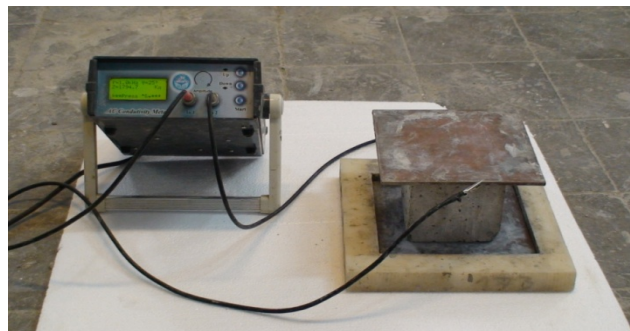
نمودار ۴ نتایج تعیین جذب آب موینه طرح‌های اختلاط مختلف

می‌شود و طرح‌های حاوی متاکائولن مقاومت الکتریکی بیشتری دارند. بنابراین مشاهده می‌شود که نرخ افزایش مقاومت ویژه الکتریکی از سن ۲۸ به ۳۶۵ روز در آزمون‌های حاوی متاکائولن بیش‌تر از آزمون‌های حاوی میکروسیلیس می‌باشد.

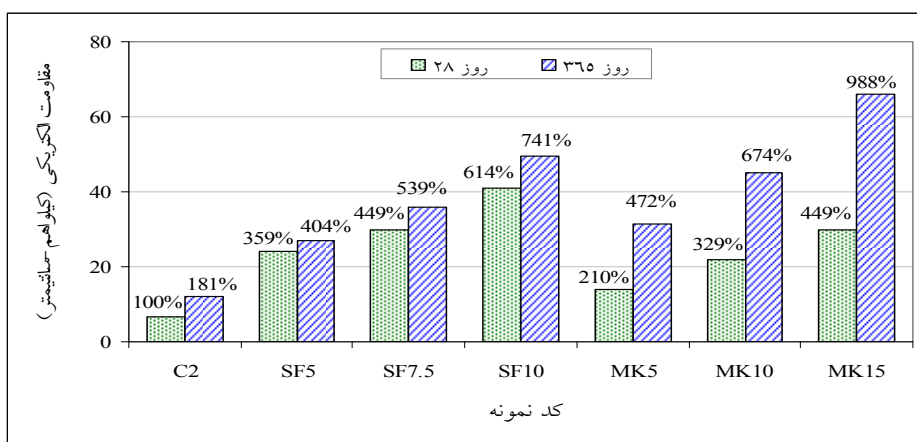
لازم به ذکر است که بر اساس تحقیقات انجام شده [۱] بتن‌های با مقاومت ویژه ۲۰ کیلو اهم سانتی‌متر در برابر نفوذ یون کلر به‌شدت مقاوم هستند. بر این اساس تمامی آزمون‌های حاوی میکروسیلیس و متاکائولن به‌دلیل داشتن مقاومت ویژه الکتریکی بیش‌تر از ۲۰ کیلو اهم سانتی‌متر در مقابل نفوذ یون کلر نیز مقاوم می‌باشند. هم‌چنین جدول (۳) بیانگر رابطه‌ی مقاومت الکتریکی بتن با آهنگ خوردگی بر اساس پیشنهاد ACI 222 می‌باشد. با توجه به بیش‌تر بودن مقاومت الکتریکی از مقدار ۲۰ کیلو اهم سانتی‌متر، تمامی آزمون‌های حاوی هر دو پوزولان در برابر خوردگی نیز مقاومت لازم را خواهند داشت [21].

آزمایش مقاومت الکتریکی. آزمایش مقاومت

الکتریکی در این تحقیق بر اساس روش Impedance Spectroscopy انجام شده است شکل (۱). نمودار (۵) بیانگر نتایج مقاومت ویژه الکتریکی طرح‌های مختلف در سنین ۲۸ و ۳۶۵ روز می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقاومت ویژه الکتریکی کلیه‌ی طرح‌های اختلاط حاوی پوزولان در هر دو سن بیش‌تر از آزمون‌های شاهد می‌باشد. در آزمون‌های حاوی پوزولان نیز با افزایش درصد جایگزینی پوزولان مقدار مقاومت ویژه الکتریکی نیز در هر دو سن افزایش می‌یابد به‌طوری‌که آزمون‌های SF10 و MK15 به‌ترتیب در بین طرح‌های حاوی میکروسیلیس و متاکائولن دارای بیش‌ترین مقاومت الکتریکی می‌باشند. نکته‌ی قابل توجه این است که در سن ۲۸ روزه کلیه‌ی طرح‌های حاوی میکروسیلیس مقاومت الکتریکی بیش‌تری نسبت به طرح‌های متاکائولن دارند در صورتی که در سن ۳۶۵ روز این روند برعکس



شکل ۱ دستگاه اندازه گیری مقاومت الکتریکی



نمودار ۵ نتایج مقاومت الکتریکی طرح های اختلاط مختلف

جدول ۳ اثر مقاومت الکتریکی بتن بر آهنگ خوردگی آرماتور (ACI 222)

مقاومت ویژه الکتریکی (kΩ.cm)	آهنگ خوردگی
<۵	خیلی زیاد
۵ تا ۱۰	زیاد
۱۰ تا ۲۰	متوسط تا کم
>۲۰	ناچیز

از سطح بتن عبور می کند، با رابطه ی (۱) به دست می آید:

$$k = \frac{2.Q.P_a.L.\eta}{A(P^2 - P_a^2)} \quad (m^2) \quad (1)$$

که در آن k ضریب نفوذپذیری ویژه (m^2) ، Q دبی جریان (m^3s^{-1}) ، A سطح مقطع آزمون (m^2) ، L

آزمایش نفوذپذیری گاز. در این تحقیق، آزمایش نفوذپذیری در مقابل گاز اکسیژن با دستگاه نفوذپذیری انستیتو مصالح ساختمانی دانشگاه تهران و روش Cembureau مطابق استاندارد RILEM-TC116 انجام شده است شکل (۲) [22,23]. در این روش ضریب نفوذپذیری ویژه (K) برای گاز اکسیژن که تحت فشار

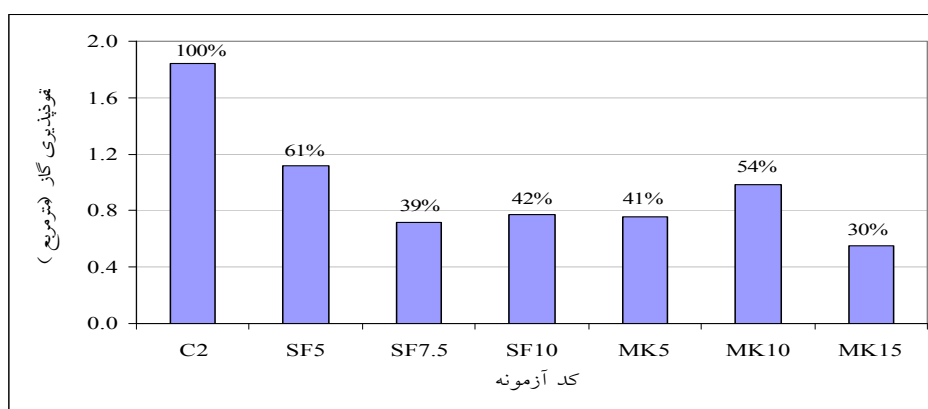
اساس متوسط نتایج مربوط به سه دیسک از هر طرح محاسبه گردیده و نتایج آن در نمودار (۶) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود نفوذپذیری گاز آزمون‌های حاوی پوزولان کم‌تر از آزمون‌های شاهد (C2) می‌باشد. در بین آزمون‌های حاوی پوزولان نیز آزمون‌های SF7.5 و MK15 به ترتیب با ۶۱ و ۷۰ درصد کاهش نسبت به آزمون‌های شاهد در بین آزمون‌های حاوی میکروسیلیس و متاکائولن به‌ترین عملکرد را داشته‌اند. در درصد جایگزینی مشابه ۵ درصد نیز آزمون‌های MK5 با ۲۰ درصد کاهش بیش‌تر نسبت به آزمون‌های SF5 عملکرد به‌تری داشته است. ولی در آزمون‌های جایگزینی مشابه ۱۰ درصد آزمون‌های SF10 با ۱۲ درصد کاهش بیش‌تر نسبت به آزمون‌های MK10 به‌تر عمل کرده است.

ضخامت جریان در جهت جریان (m)، η ویسکوزیته گاز ($2/0 \times 10^{-5}$ N.s.m⁻² برای اکسیژن)، P فشار درونی (N.m⁻²)، Pa فشار بیرونی (N.m⁻²) می‌باشد [13,14].

بر پایه این روش آزمون‌های استوانه‌ای، با قطر ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر به‌ازای هر طرح ساخته می‌شوند و پس از آن عمل‌آوری مرطوب به مدت ۲۸ روز انجام می‌پذیرد. پس از آن، با استفاده از دستگاه برش برای هر آزمون، سه دیسک با ارتفاع ۵۰ میلی‌متر از سطح بالای هر استوانه بریده می‌شود. سپس دیسک‌های به‌دست آمده به مدت هفت روز در آون در دمای ۱۰۵ درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شود (رژیم B، پیشنهاد شده در روش Cembureau). پس از این مقدمات اولیه، ضریب نفوذپذیری ویژه‌ی هر طرح بر



شکل ۲ دستگاه اندازه‌گیری نفوذپذیری گاز اکسیژن

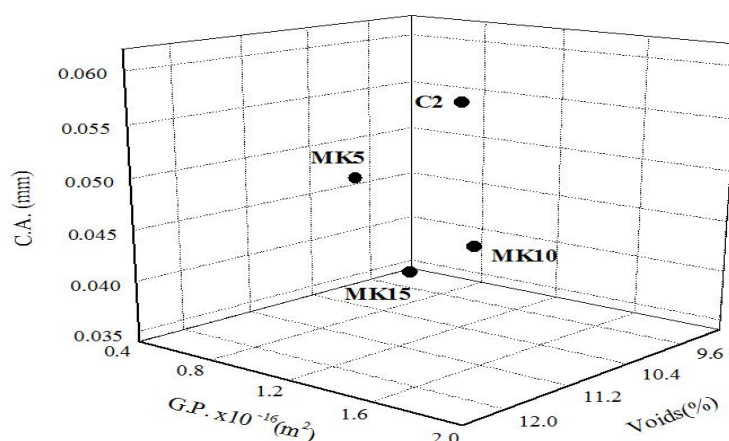


نمودار ۶ نتایج نفوذپذیری در برابر گاز برای طرح‌های اختلاط مختلف

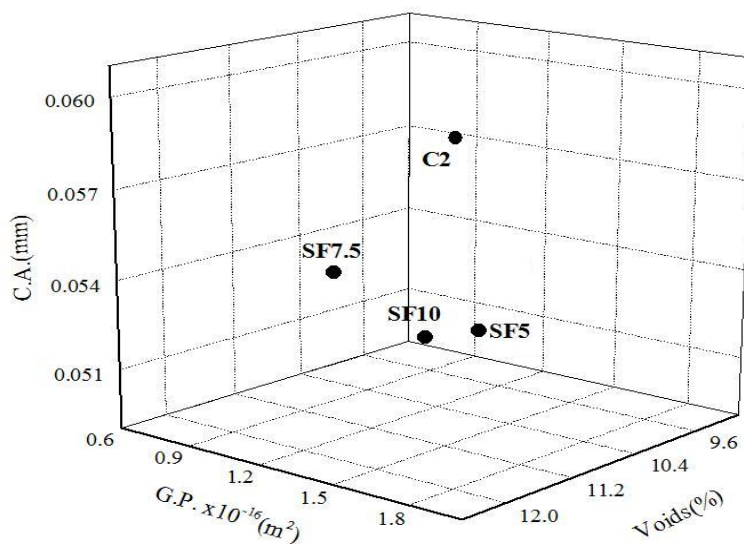
جمع بندی

بیشترین مقادیر بیانگر ضعف در دوام آزمونهای مورد نظر می باشد. همان طور که مشاهده می شود با در نظر گرفتن سه پارامتر مذکور به طور هم زمان و سه بعدی، آزمونهی شاهد در هر دو شکل ضعیف ترین عملکرد و آزمونهای MK15 و SF10 به ترتیب در بین آزمونهای حاوی متاکائولن و میکروسیلیس به ترین عملکرد را داشته اند.

برای بررسی دقیق تر عملکرد خصوصیات انتقال بتن های توانمند، اثرات هم زمان نفوذ گاز، جذب آب موئینه و حجم حفرات به صورت سه بعدی در آزمونهای حاوی متاکائولن و میکروسیلیس به ترتیب در شکل های (۳ و ۴) ارائه شده است. در این شکل ها کم ترین مقادیر نشان دهندهی بهبود پارامترهای دوام و



شکل ۳ بررسی سه بعدی اثرات نفوذ گاز، جذب آب موئینه و حجم حفرات در آزمونهای حاوی متاکائولن



شکل ۴ بررسی سه بعدی اثرات نفوذ گاز، جذب آب موئینه و حجم حفرات در آزمونهای حاوی میکروسیلیس

جدول ۴ اثر افزایش درصد جایگزینی پوزولان بر پارامترهای مختلف بتن

آزمایش	اثر افزایش درصد جایگزینی میکروسیلیس	اثر افزایش درصد جایگزینی متاکائولن
مقاومت فشاری	↑	↑
جذب آب	-	↑
جذب آب مویینه	-	↓
حجم حفرات	↓	↓
مقاومت الکتریکی	↑	↑
نفوذپذیری گاز	↓	↓

↑: افزایش نسبت به درصد جایگزینی پایین‌تر

↓: کاهش نسبت به درصد جایگزینی پایین‌تر

نتیجه‌گیری

همان‌طور که اشاره شد این تحقیق با دیدگاه بررسی خصوصیات انتقال بتن‌های توانمند حاوی متاکائولن و میکروسیلیس به‌عنوان راه‌حلی برای بهبود دوام سازه‌های بتنی در منطقه‌ی خلیج فارس انجام شده است به همین منظور مصالح مورد استفاده برای انجام تحقیق از مصالح موجود در منطقه انتخاب و شرایط عمل‌آوری آزمون‌ها با توجه به شرایط اجرایی در منطقه در نظر گرفته شده است تا نتایج به‌دست آمده قابلیت اجرایی را در منطقه‌ی خلیج فارس داشته باشد. هم‌چنین در این تحقیق اکثر آزمایش‌های رایج برای بررسی خصوصیات انتقال در آزمون‌های بتنی انجام شده است تا جمع‌بندی کامل‌تری از نتایج حاصل به‌دست آید. حال با توجه به توضیحات ارائه شده در متن مقاله می‌توان مهم‌ترین نتایج به‌دست آمده را به‌صورت زیر خلاصه کرد:

(۱) بررسی خصوصیات مکانیکی آزمون‌های بتنی نشان می‌دهد که در هر دو سن ۷ و ۲۸ روز عملکرد مقاومت فشاری آزمون‌های حاوی میکروسیلیس با اختلاف اندکی به‌تر از آزمون‌های حاوی متاکائولن بوده است.

(۲) نتایج آزمایش‌های جذب آب و تعیین حجم حفرات نشان می‌دهد که آزمون‌های حاوی متاکائولن و میکروسیلیس عملکرد تقریباً یکسانی داشته‌اند. در

هم‌چنین اثر افزایش درصد جایگزینی پوزولان بر پارامترهای مختلف دوام بتن که در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته در جدول (۴) خلاصه شده است. بر اساس این جدول، در اغلب آزمایش‌ها با افزایش درصد جایگزینی پوزولان بهبود عملکرد را شاهد بودیم که دلیل این امر افزایش فعالیت‌های پوزولانی و کامل‌تر شدن واکنش‌های ثانویه می‌باشد. به‌طور کلی باید توجه داشت که بر اساس تحقیقات انجام گرفته در کاربرد پوزولان‌ها و با توجه به کارایی مورد نظر باید مقدار بهینه‌ی مصرف آن را تعیین نمود.

در مجموع بر اساس آزمایش‌های انجام شده در قالب تحقیق حاضر، عملکرد آزمون‌های حاوی پوزولان به‌تر از آزمون‌های شاهد بوده است. دلیل این عملکرد انجام واکنش‌های ثانویه‌ی پوزولان‌های مصرفی با Ca(OH)_2 و تولید ژل C-S-H است که موجب متراکم‌تر شدن ریزساختار بتن و کاهش تخلخل و نفوذپذیری بتن می‌شود و نتیجه‌ی آن بهبود خصوصیات مکانیکی و دوام بتن می‌باشد. در نتیجه با توجه به وجود منابع کائولن در داخل کشور و محدودیت‌های تولید و استفاده از میکروسیلیس به‌خصوص عوارض زیست محیطی آن، متاکائولن می‌تواند جایگزین مناسبی برای میکروسیلیس در پروژه‌های جاری کشور به‌خصوص در مناطق حاد و خورنده‌ی جنوب کشور و منطقه‌ی خلیج فارس باشد.

(۴) نتایج آزمایش نفوذپذیری گاز نیز نشان دهنده‌ی عملکرد بهتر آزمون‌های حاوی متاکائولن نسبت به میکروسیلیس به خصوص در درصد جایگزینی بیش‌تر است.

(۵) با توجه به نتایج به دست آمده، درصد جایگزینی بهینه برای میکروسیلیس ۷/۵ تا ۱۰ درصد و برای متاکائولن ۱۰ تا ۱۵ درصد می‌باشد.

(۶) عملکرد مناسب متاکائولن در بهبود خواص پایایی بتن، با توجه به تنوع معادن کائولن موجود در کشور و محدودیت منابع پوزولان‌هایی مانند میکروسیلیس، می‌توان از آن به عنوان جایگزین مناسب برای پوزولان‌های مورد استفاده در محیط‌های خورنده‌ی خلیج فارس استفاده کرد.

صورتی که نتایج آزمایش جذب آب موینه نشان از عملکرد بهتر آزمون‌های حاوی متاکائولن در مقایسه با میکروسیلیس به خصوص در درصد جایگزینی‌های ۱۰ و ۱۵ درصد دارد.

(۳) در بحث مقاومت الکتریکی، آزمون‌های حاوی میکروسیلیس در کوتاه مدت عملکرد بهتری نسبت به متاکائولن داشته‌اند در صورتی که عملکرد بلندمدت (یک سال) نشان از افزایش قابل ملاحظه‌ی مقاومت الکتریکی نسبت به سن ۲۸ روز دارد و در مقایسه با میکروسیلیس هم عملکرد بهتری داشته است. بنابراین با توجه به افزایش قابل ملاحظه‌ی مقاومت الکتریکی در آزمون‌های حاوی متاکائولن، این پوزولان می‌تواند سرعت گسترش خوردگی سازه‌های بتنی در معرض نفوذ یون کلر (به ویژه در منطقه‌ی خورنده‌ی خلیج فارس) را تا حدود زیادی کاهش دهد.

مراجع

۱. شکرچی زاده، محمد، میردامادی، علیرضا، بنکدار، ابوزر، بخشی، مهدی، "بهبود خواص بتن‌های توانمند با استفاده از متاکائولن"، مجله‌ی تحقیقات بتن، شماره ۲، صفحات ۵۵-۶۳، (۱۳۸۷).
2. Bonakdar, A., Bakhshi, M., Ghalibafian, M., "Properties of High-performance Concrete Containing High Reactivity Metakaolin", *7th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Washington DC. USA, Vol. 1, pp. 228-295, (2005).*
3. Changling, H., Osbaeck, B., Makovsky, E., "Pozzolanic reaction of six principal clay minerals: activation reactivity assessments and technological effects", *Cement and Concrete Research*, 25 (8), pp. 1691-1702, (1995).
4. Zhang, M.H., Malhotra, V.M., "Characteristics of a thermally activated aluminosilicate pozzolanic material and its use in concrete", *Cement and Concrete Research*, 25 (8), pp. 1713-1725, (1995).
5. Wild, S., Khatib, J.M., Jones, A., "Relative strength, pozzolanic activity and cement hydration in superplasticised metakaolin concrete", *Cement and Concrete Research*, 26 (10), pp. 1537-1544, (1996).
6. Brooks, J.J., Johari, M.M.A., "Effect of metakaolin on creep and shrinkage of concrete", *Cement and Concrete Composites*, 23, pp. 495-502, (2001).
7. Bredy, P., Chabannet, M., Pera, J., "Microstructural and porosity of metakaolin blended cements", *Material Research Society Symposium*, 137, pp. 431-436, (1989).

8. Khatib, J.M., Wild, S., "Pore size distribution of metakaolin paste", *Cement and Concrete Research*, 26 (10), pp. 1545–1553, (1996).
9. Courard, L., Darimont, A., Schouterden, M., Ferauche, F., Willem, X., Degeimbre, R., "Durability of mortars modified with metakaolin", *Cement and Concrete Research*, 33, pp. 473–477, (2003).
10. Razak, H.A., Chai, H.K., Wong, H.S., "Near surface characteristics of concrete containing supplementary cementing materials", *Cement and Concrete Composites*, 26, pp. 883–889, (2004).
11. Curcio, F., Deangelis, B.A., Pagliolico, S., "Metakaolin as pozzolanic micro filler for high-performance mortars", *Cement and Concrete Research*, 28 (6), pp. 803–809, (1998).
12. Poon, C.S., Lam, L., Kou, S.C., Wong, Y.L., Wong, R., "Rate of pozzolanic reaction of metakaolin in high-performance cement pastes", *Cement and Concrete Research*, 31, pp. 1301–1306, (2001).
13. Potgieter-Vermaak, S.S., Potgieter, J.H., "Metakaolin as an extender in South African cement", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18 (4), pp. 619–623, (2006).
14. Qian, X., Li, Z., "The relationships between stress and strain for high-performance concrete with metakaolin", *Cement and Concrete Research*, 31, pp. 1607–1611, (2001).
15. Boddy, A., Hooton, R.D., Gruber, K.A., "Long-term testing of the chloride-penetration resistance of concrete containing high-reactivity metakaolin", *Cement and Concrete Research*, 31 (5), pp. 759–765, (2001).
16. Batis, G., Pantazopoulou, P., Tsivilis, S., Badogiannis, E., "The effect of metakaolin on the corrosion behavior of cement mortars", *Cement and Concrete Composites*, 27, pp. 125–130, (2005).
17. Shekarchi, M., Bonakdar, A., Bakhshi, M., Mirdamadi, A., Mobasher, B., "Near Transport properties in metakaolin blended concrete", *Construction and Building Materials*, (2010). (In press)
18. BS 1881-116, "Testing concrete Method for determination of compressive strength of concrete cubes", (1983).
19. ASTM C642-97, "Standard test method for density, absorption, and voids in hardened concrete", (1997).
20. RILEM CPC-11.2, "Absorption of water by concrete by capillarity", (1994).
21. ACI 222, "Protection of Metals in Concrete Against Corrosion", (2001).
22. Kollek, J.J., "The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method – a recommendation", *Mater. Struct.*, 22(129), pp. 225–230, (1989).
23. RILEM TC 116-PCD, "Tests for gas permeability of concrete – preconditioning of concrete test specimens for the measurement of gas permeability and capillary absorption of water – measurement of the gas permeability of concrete by the RILEM – CEMBUREAU method – determination of the capillary absorption of water of hardened concrete", (1999).

کاربرد الگوی WAF در شبیه‌سازی عددی امواج غلتشی*

علی مهدوی^(۱)ناصر طالب بیدختی^(۲)

چکیده در این مقاله الگوی شار متوسط وزن‌دار (WAF) برای حل معادلات غیر خطی آب کم‌عمق و بررسی تکامل و انتشار امواج غلتشی در آبراهه‌های با شیب تند به‌کار رفته است. در حقیقت این الگو دقت شارهای محاسبه‌شده توسط روش کلاسیک HLL را افزایش می‌دهد. همچنین الگوی WAF علاوه بر توانایی شبیه‌سازی ناپیوستگی‌های مرتبط با امواج غلتشی، یک رهیافت قوی برای از بین بردن ناپایداری‌های عددی ناشی از عمق ناچیز آب، که معمولاً در شبیه‌سازی امواج غلتشی مشاهده می‌شوند، ارائه می‌نماید. نیم‌رخ‌های محاسبه‌شده عمق آب و سرعت جریان تطابقی رضایت‌بخش را با حل تحلیلی موجود نشان می‌دهند. نتایج عددی مربوط به تکامل زمانی دامنه‌ی موج برای جریان‌هایی با اعداد فرود مختلف با آنچه که از یک مدل دیگر به‌دست می‌آید، مقایسه شده‌اند. همچنین مقایسه‌هایی میان نتایج این دو مدل برای تاریخچه‌ی زمانی عمق آب صورت پذیرفته است. تطابق مشاهده شده، از کارایی و دقت الگوی پیشنهادی در مدل‌سازی امواج غلتشی حکایت می‌کند و این در حالیست که الگوی حاضر در پیاده‌سازی رایانه‌ای ساده‌تر است و به زمان اجرایی کوتاه‌تر نیاز دارد.

واژه‌های کلیدی معادلات غیرخطی آب کم‌عمق، موج غلتشی، الگوی تسخیر شوک، شار متوسط وزن‌دار.

Application of WAF Method in Numerical Simulation of Roll Waves

A. Mahdavi

N. Talebbeydokhti

Abstract In this paper, the weighted average flux (WAF) method is used to investigate the development and propagation of roll waves in inclined steep channels. In fact, the WAF method improves the accuracy of the classic HLL scheme in evaluating numerical interface fluxes. The present shallow water solver is capable of efficiently capturing flow discontinuities associated with roll waves. In addition, it provides a robust approach to eliminate the numerical instabilities due to small water depths usually encountered in roll wave modeling. The simulated free surface profile and flow velocity show very satisfactory agreement with available analytical solution. The numerical results for time evolution of wave amplitude under different undisturbed Froude numbers are compared with those obtained by another numerical model. Comparisons are also made between water depth time histories computed by these two models. The observed agreement implies the efficiency and accuracy of the present scheme while it is relatively simpler in computer implementation and consumes shorter simulation run times.

Keywords Nonlinear shallow water equations, roll wave, shock capturing scheme, weighted average flux

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۷/۲۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۰/۲۴ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسؤول، دانشجوی دکتری، بخش مهندسی راه، ساختمان و محیط زیست، دانشکده مهندسی، دانشگاه شیراز.

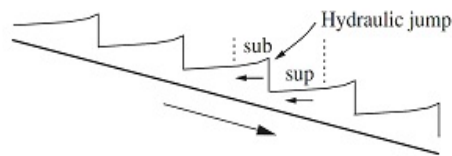
(۲) استاد بخش مهندسی راه، ساختمان و محیط زیست، دانشکده مهندسی، دانشگاه شیراز.

مقدمه

با در نظر گرفتن جریانی یکنواخت بر روی بستر دارای اصطکاک در یک مجرای باز شیب‌دار، هنگامی که عدد فرود این جریان دست‌نخورده‌ی یکنواخت از مقدار مشخصی بیش‌تر شود، ناپایداری‌هایی در سطح آزاد جریان رخ می‌دهد. تحت چنین شرایطی چنانچه یک اغتشاش کوچک به جریان دائم یکنواخت اعمال گردد، در نهایت مجموعه‌ای از امواج شکننده یا آشترک (bore) در الگویی پله‌مانند در جریان به‌وجود می‌آید. این الگوی ناپیوسته‌ی متناوب به امواج غلتشی (roll waves) موسوم است. امواج غلتشی با سرعت ثابت و تغییرات متوالی رژیم جریان منتشر می‌شوند. جریان فوق بحرانی با گذر از یک پرش هیدرولیکی در یک چارچوب متحرک با سرعت یکنواخت به جریان زیر بحرانی تبدیل می‌شود (شکل ۱). به بیان دیگر از دیدگاه ناظری متحرک که با سرعت موج غلتشی به سمت پایین‌دست جریان حرکت می‌نماید، نیمرخ موج با تغییرات متوالی جریان فوق بحرانی به زیر بحرانی همراه است. این در حالیست که از دیدگاه یک ناظر ثابت، جریان در سراسر آبراهه‌ی فوق بحرانی می‌باشد. امواج غلتشی به‌صورت معمول در مجاری ساخته‌ی دست انسان نظیر آبراهه‌ها و سرریزها به‌وجود می‌آیند. این امواج در فلوام‌های آزمایشگاهی نیز تولید شده‌اند [1]. رخداد چنین امواجی علامت این است که تغییرات در جریان و عمق آب می‌تواند قابل توجه باشد. همچنین وجود امواج غلتشی ممکن است سبب سرریزی از کناره‌های آبراهه گردد. این امر مشکلاتی عملی برای مهندسان هیدرولیک به‌همراه دارد [2]. هرچند امواج غلتشی اغلب در مجاری مصنوعی رخ می‌دهند، این امواج در جریان‌های طبیعی نیز دیده شده‌اند که از آن جمله می‌توان به آبراهه‌های یخی، جریان‌های ثقلی در آزمایشگاه، اقیانوس و دریاچه‌ها اشاره نمود [3]. علاوه بر این، اغتشاشات شبیه به امواج

غلتشی در موارد گوناگون دیگری نظیر جریان چند فاز [4]، جریان گل [5] و جریان در مجاری کشسان مانند جریان هوا و خون در رگ [6]، رخ می‌دهند. بخش عمده‌ای از تحقیقات مرتبط با امواج غلتشی به تعیین شرایط لازم برای شکل‌گیری امواج غلتشی اختصاص یافته است. رهیافت اساسی در این زمینه عبارت است از بررسی پایداری یک جریان یکنواخت بر روی شیب ثابت که اغتشاشی بر سطح آزاد آن اعمال گردیده است. در مطالعات پیشین، با حل معادلات ناویر-استوکس برای جریان لایه‌ای و اعمال اغتشاشات سینوسی بر سطح آزاد جریان، عدد فرود آستانه برای رخداد موج غلتشی در حدود $F_0 = 0.5$ تعیین شده است [7, 8]. همچنین برای جریان‌های آشفته، با در نظر گرفتن یک آبراهه‌ی عریض، توزیع سرعت یکنواخت و ضریب اصطکاک ثابت، عدد فرود آستانه‌ی رخداد موج غلتشی برابر با $F_0 = 2$ به دست می‌آید [1, 9].

باید توجه داشت که رخداد امواج غلتشی به وجود اصطکاک در مقابل جریان بستگی دارد و در صورت عدم وجود اصطکاک موج غلتشی شکل نمی‌گیرد [10]. همچنین می‌توان شرایط لازم برای تشکیل این امواج را بر مبنای مقاومت جریان به‌دست آورد [11]. با این وجود امواج غلتشی بر روی بسترهای بسیار نامنظم به‌وجود نمی‌آیند [12]. به بیان دیگر مقاومت بیش از حد جریان مانع از شکل‌گیری امواج غلتشی می‌گردد به طوری‌که برای تشکیل امواج غلتشی بایستی مقاومت جریان از یک مقدار مشخص کم‌تر باشد [13]. شایان ذکر است پدیده‌ی امواج غلتشی می‌تواند پتانسیل فرسایش خاک را افزایش دهد. دلیل این امر تغییرات زمانی و مکانی جریان در خلال رخداد چنین امواجی گزارش شده است [14, 15].



شکل ۱ انتشار امواج غلتشی در یک آبراهه که با تغییرات متوالی جریان از حالت فوق بحرانی (sup) به حالت زیر بحرانی (sub) در یک چارچوب متحرک از طریق ایجاد پرش هیدرولیکی همراه است [20]

جریان یافته بر بستر شیب‌دار را مطالعه نمود [19]. این محقق با به‌کارگیری روش تفاضل محدود برای حل معادلات حاکم، تکامل خطی و غیرخطی اغتشاش اولیه را بررسی نمود. (Que and Xu (2006) با ارائه‌ی یک مدل حجم محدود که در آن از الگوی موسوم به BGK (Bhatnagar, Gross and Krook) برای حل معادلات آب کم‌عمق استفاده شده بود، به بررسی شکل‌گیری و تکامل امواج غلتشی پرداختند [20]. با وجود توانایی الگوی BGK در شبیه‌سازی جریان‌های مختلف، این الگوی عددی در پیاده‌سازی رایانه‌ای پیچیده است و در مقایسه با الگوی مورد استفاده در این مطالعه به زمان اجرای طولانی‌تری نیاز دارد.

در این مقاله پس از تشریح معادلات حاکم، جزئیات روش عددی مورد استفاده برای تخمین شار عددی و چگونگی پیاده‌سازی عبارت چشمه در مدل عددی به تفصیل ارائه می‌گردد. در ادامه پس از بیان معیار ناپایداری جریان و شرایط اولیه و مرزی برای شبیه‌سازی موج غلتشی، با طرح یک آزمون کلاسیک شکست سد و مقایسه‌ی نتایج با حل تحلیلی موجود، توانایی مدل در شبیه‌سازی یک جریان ناپیوسته مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. هم‌چنین مقایسه‌ای از نتایج مدل عددی و حل تحلیلی برای یک موج غلتشی ارائه خواهد گردید. آنچه کم‌تر در متون علمی پیشین مورد توجه قرار گرفته است چگونگی شکل‌گیری نیم‌رخ سطح آزاد در حالات آستانه‌ی رخداد و عدم رخداد موج غلتشی می‌باشد. به‌همین منظور این پدیده‌ها در انتهای این نوشتار بررسی خواهند شد.

به احتمال قوی Thomas اولین محقق بود که امواج غلتشی بزرگ دامنه (large-amplitude) را به‌صورت تحلیلی توصیف نمود [11,16]. وی با در نظر گرفتن یک موج متناوب با شکل و سرعت ثابت، به تولید نظری نیم‌رخ شبیه به نیم‌رخ امواج غلتشی پرداخت. بر مبنای ایده‌ی بنیادین این محقق، Dressler حلی بسته برای امواج غلتشی دائمی در یک آبراهه‌ی عریض با اصطکاک ثابت ارائه داد [13]. پس از آن Brock به توسعه‌ی یک مدل نظری بر مبنای معادلات غیر خطی آب کم‌عمق (nonlinear shallow water equations) پرداخت [17]. این معادلات که بر فرض توزیع فشار هیدرو استاتیک و سرعت متوسط‌گیری شده در عمق استوارند برای شبیه‌سازی جریان‌هایی که در آن بعد عمودی جریان از بعد افقی آن بسیار کوچک‌تر است، به کار می‌روند. تاکنون محققان بسیاری بر پایه‌ی این معادلات به بررسی جنبه‌های مختلف شکل‌گیری و انتشار امواج غلتشی پرداخته‌اند.

Liu و همکاران (۲۰۰۵) به کمک معادلات غیرخطی آب کم‌عمق به بررسی جریان شیاری (rill flow) پرداختند [18]. این محققان بر مبنای کارهای گذشته [13,17] و با فرض برابری عمق متوسط جریان و عمق جریان یکنواخت، ضمن ارائه‌ی روابطی برای نیم‌رخ و سرعت موج نشان دادند که پدیدار شدن امواج غلتشی، افزایش تنش برشی جریان را به‌همراه دارد و از همین روی سبب تسریع فرآیند فرسایش خاک و تولید شیاری در سطح خاک می‌گردد. Bohorquez (2007) در چارچوب معادلات غیرخطی آب کم‌عمق، شکل‌گیری امواج غلتشی در سیلاب‌های

معادلات حاکم

معادلات آب کم‌عمق دارای کاربردهای وسیعی در مهندسی هیدرولیک و مهندسی سواحل می‌باشد. این معادلات که در واقع قوانین بقای جرم و اندازه حرکت را بیان می‌کنند، تاکنون در شبیه‌سازی پدیده‌هایی نظیر امواج جذر و مد در مصب‌ها و آب‌های ساحلی، انتشار امواج اُسترک، انتشار و بالاروی امواج بلند، پُرش هیدرولیکی ایستا و جریان رودخانه و مجاری باز، با موفقیت به کار گرفته شده‌اند. معادلات آب کم‌عمق در حالت پایستار (conservative form) و یک‌بعدی به

شکل زیر نوشته می‌شوند:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial F(V)}{\partial x} = S(V) \quad (1)$$

رابطه‌ی فوق در واقع دستگاهی از معادلات غیرخطی هذلولوی بوده که در آن V بردار متغیرهای پایستار، $F(V)$ بردار شار (flux vector) و $S(V)$ عبارت چشمه (source term) نامیده می‌شوند:

$$V = \begin{bmatrix} h \\ hu \end{bmatrix}, \quad F(V) = \begin{bmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{1}{2}gh^2 \end{bmatrix}, \quad (2)$$

$$S(V) = \begin{bmatrix} 0 \\ ghS_0 - C_f u^2 \end{bmatrix}.$$

در رابطه‌ی فوق g شتاب گرانش، x مختصات افقی، t زمان، $h=h(x,t)$ عمق آب، S_0 شیب بستر، $u=u(x,t)$ سرعت افقی متوسط‌گیری شده در عمق و C_f ضریب اصطکاک بستر می‌باشند [20]. معادله‌ی (۱) تحت عنوان صورت دیفرانسیلی معادلات بقای جرم و بقای اندازه‌ی حرکت شناخته می‌شود و استفاده از آن تنها در مواردی که جواب‌ها هموار می‌باشند، صحیح است. هنگامی که یک ناپیوستگی در جریان وجود دارد، بایستی از حالت انتگرالی معادلات استفاده شود. معادله‌ی (۱) پس از انتگرال‌گیری در حجم کنترل به صورت زیر قابل بیان است [21]:

$$\frac{V_i^{n+1} - V_i^n}{\Delta t} = - \frac{F_{i+1/2} - F_{i-1/2}}{\Delta x} + S_i \quad (3)$$

که در آن Δx اندازه‌ی سلول محاسباتی و Δt گام زمانی می‌باشد. پایین نوشت i معرف مرکز سلول محاسباتی i ($x = x_i$) و بالانویشت‌های n و $n+1$ به ترتیب نشان‌دهنده‌ی گام‌های زمانی معلوم و مجهول می‌باشند. $F_{i-1/2}$ و $F_{i+1/2}$ نیز که به شارهای بین سلولی موسومند، به ترتیب به شار عددی در نقاط $x = x_{i+1/2}$ (مرز بین سلول‌های i و $i+1$) و $x = x_{i-1/2}$ (مرز بین سلول‌های $i-1$ و i) اشاره می‌نمایند. در قسمت بعد به چگونگی تخمین این شارهای عددی پرداخته می‌شود.

الگوی شار متوسط وزن‌دار برای معادلات آب

کم‌عمق

تاکنون برای حل عددی دستگاه معادلات پایستار روش‌های گوناگونی طراحی شده و به کار رفته است. این روش‌ها عموماً در قالب روش‌های اجزای محدود، المان محدود و حجم محدود طبقه‌بندی می‌شوند. از این میان، روش حجم محدود از آن‌جایی که در حل جریان‌های ناپیوسته به عبارت‌های اضافی نظیر لزجت مصنوعی نیاز ندارد و خاصیت پایستاری معادلات را به خوبی حفظ می‌نماید از مقبولیت بیشتری برخوردار است.

روش‌های گودانف (Godunov methods) که با حل مسأله‌ی ریمان در مرز هر سلول همراه می‌باشند و از جهات انتشار موج برای تخمین شار بین سلولی بهره می‌برند، یکی از مهم‌ترین زیرمجموعه‌های روش حجم محدود به شمار می‌روند. Brook و همکاران (۱۹۹۹) ضمن استفاده از روش گودانف برای حل جریان در لوله‌های تغییرشکل‌پذیر نشان دادند نتایج حاصل در مقایسه با الگوی تفاضل محدود مک کورمک (MacCormack) از دقت بیش‌تری برخوردار است [22].

در این مطالعه برای تخمین شار عددی از الگوی شار متوسط وزن‌دار (WAF) (Weighted Average Flux) که روشی از نوع گودانف است و یک حل‌کننده

با تعریف عدد کورانت موج k به شکل
 $c_k = S_k \Delta t / \Delta x$ که در آن S_k سرعت موج k
 می باشد، برای وزن های w_k می توان نوشت:

$$w_k = \frac{1}{2}(c_k - c_{k-1}), \quad c_0 = -1, \quad c_{N+1} = 1 \quad (۸)$$

در روابط (۷ و ۸)، N تعداد معادلات پایستار
 برای دستگاه معادلات یک بعدی آب کم عمق:
 $(N=2)$ و $F_{i+1/2}^{(k)}$ بیانگر شار عددی در بازه ی k به
 طول $w_k \Delta x$ است (شکل ۲). با اعمال شرط موسوم به
 تغییرات کلی از بین رونده (TV) (Total Variation)
 Diminishing، که متضمن جوابی عاری از نوسان غیر
 فیزیکی در نزدیکی نواحی ناپیوسته جریان است،
 رابطه ی (۷) به شکل زیر بازنویسی می گردد [21]:

$$F_{i+1/2}^{TVD-WAF} = \frac{1}{2}(F_i + F_{i+1}) - \frac{1}{2} \sum_{k=1}^N \text{sign}(c_k) \phi_{i+1/2}^{(k)} \Delta F_{i+1/2}^{(k)} \quad (۹)$$

که در آن $\text{sign}()$ به تابع علامت اشاره می نماید.
 با تعریف شارهای $F_{i+1/2}^{(1)} = F(V_L)$ ، $F_{i+1/2}^{(2)} = F(V^*)$ و
 $F_{i+1/2}^{(3)} = F(V_R)$ ، پرش در شار عددی به شکل
 $\Delta F_{i+1/2}^{(k)} = F_{i+1/2}^{(k+1)} - F_{i+1/2}^{(k)}$ محاسبه می شود. در رابطه
 (۹)، $\phi_{i+1/2}^{(k)}$ تابع محدود کننده شار جهت اعمال شرط
 TVD می باشد که با اعمال مقدار مناسب استهلاک
 عددی به الگوی WAF، یکنوایی (monotonicity)
 حل در نواحی دارای گرادیان زیاد را تضمین می نماید.
 تاکنون انتخاب های گوناگونی برای تابع محدود کننده ی
 شار پیشنهاد شده است [21]. در مطالعه ی حاضر از
 محدود کننده ی موسوم به SUPERBEE استفاده شده
 است:

$$\phi_{i+1/2}^{(k)} = 1 - (1 - |c_k|) \cdot \max[0, \min(1, 2r^{(k)}), \min(2, r^{(k)})] \quad (۱۰)$$

تقریبی مسأله ی ریمان به شمار می رود، استفاده گردیده
 است. بر اساس این الگو، شار عددی در مرز هر سلول
 به صورت ترکیبی وزن دار از شارهای مرکزی سلول های
 چپ و راست مرز و شار در ناحیه ی میانی موسوم به
 ناحیه ی ستاره تخمین زده می شود (شکل ۲). شار
 عددی در ناحیه ی ستاره $F(V^*)$ ، با استفاده از حل
 کننده ی تقریبی ریمان از نوع (HLL) (Harten, Lax
 and van Leer) با توجه به شارهای چپ و راست
 مرز و سرعت امواج به صورت زیر محاسبه می شود.

$$F(V^*) = \frac{S_R F(V_L) - S_L F(V_R) + S_R S_L (V_R - V_L)}{S_R - S_L} \quad (۴)$$

که در آن $V_L = V_i$ و $V_R = V_{i+1}$ هم چنین S_L و
 S_R به ترتیب به سرعت موج در سمت چپ و راست
 مرز $i+1/2$ اشاره می کنند. برای تخمین این سرعت ها
 از روابط زیر استفاده می شود [23]:

$$S_R = \max(u_R + \sqrt{gh_R}, u^* + \sqrt{gh^*})$$

$$S_L = \min(u_L - \sqrt{gh_L}, u^* - \sqrt{gh^*}) \quad (۵)$$

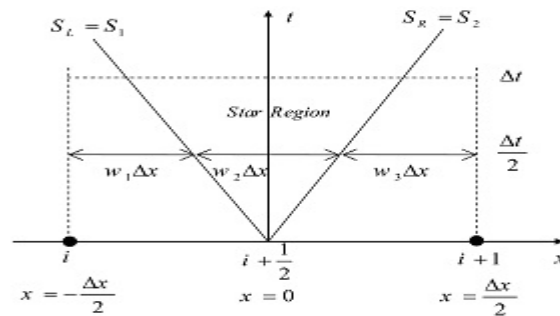
در عبارات فوق h^* و u^* به ترتیب مقادیر عمق و
 سرعت جریان در ناحیه ستاره می باشند که به صورت
 زیر قابل محاسبه اند:

$$h^* = \frac{1}{g} \left[\frac{1}{2}(\sqrt{gh_L} + \sqrt{gh_R}) + \frac{1}{4}(u_L - u_R) \right]^2$$

$$u^* = \frac{1}{2}(u_L + u_R) + \sqrt{gh_L} - \sqrt{gh_R} \quad (۶)$$

برای ساختاری شبیه به آنچه در شکل (۲) نشان
 داده شده است، شار WAF در مرز $i+1/2$ به صورت
 زیر قابل بیان است [21]:

$$F_{i+1/2}^{WAF} = \sum_{k=1}^{N+1} w_k F_{i+1/2}^{(k)} \quad (۷)$$



شکل ۲ ساختار الگوی WAF در مرز سلول محاسباتی برای حل معادلات یک‌بعدی آب کم‌عمق

که در آن:

از سه معادله‌ی مقدار اولیه است در الگوی متوالی حل می‌گردد.

$$\begin{aligned} \text{ODEs: } \frac{dV}{dt} = S(V) & \left\{ \begin{array}{l} \xrightarrow{\Delta t'} V^{(1)} \\ \xrightarrow{\Delta t} V^{(2)} \end{array} \right. \\ \text{ICs: } V^n & \\ \text{PDEs: } \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} = 0 & \\ \text{ICs: } V^{(1)} & \end{aligned} \quad (12)$$

$$r^{(k)} = \begin{cases} \frac{\Delta h_{i-1/2}^{(k)}}{\Delta h_{i+1/2}^{(k)}} & \text{for } c_k > 0, \\ \frac{\Delta h_{i+3/2}^{(k)}}{\Delta h_{i+1/2}^{(k)}} & \text{otherwise.} \end{cases} \quad (11)$$

در رابطه‌ی فوق، $(\alpha = -\frac{1}{2}, \frac{1}{2}, \frac{3}{2}) \Delta h_{i+\alpha}^{(k)}$ پرش در متغیر h در خلال موج k می‌باشد [21]. شایان ذکر است که روش WAF با اعمال اندکی تغییر در سرعت‌های موج، به راحتی برای مسائلی که بخشی از ناحیه‌ی محاسباتی در ابتدا یا در خلال محاسبات خشک می‌باشد، قابل استفاده است. به عنوان نمونه می‌توان از این روش برای شبیه‌سازی مرز متحرک خط ساحلی و مطالعه‌ی پدیده‌های انتشار و بالاروی امواج منفرد بهره جست [24].

پیاده‌سازی عبارت چشمه در الگوی عددی

آنچه در بخش پیشین به تفصیل بیان گردید، تنها برای صورت همگن معادلات آب کم‌عمق (یعنی $S(V) = 0$) قابل استفاده است. در حضور عبارت چشمه، می‌توان الگوی WAF را بدون تغییر به کار برد به شرطی که عبارت چشمه طی یک یا چند گام جداگانه انتگرال‌گیری، وارد محاسبات گردد [21, 24]. در مطالعه‌ی حاضر برای دستیابی به دقت مرتبه‌ی دوم در زمان، دستگاه معادلات زیر که متشکل

که در آن $\Delta t' = \Delta t / 2$ می‌باشد. فرآیند حل سه مرحله‌ای دستگاه فوق بدین نحو قابل تشریح است: در مرحله‌ی اول با استفاده از مقادیر جریان در گام زمانی قبل به عنوان شرط اولیه، یک معادله‌ی دیفرانسیل معمولی که در برگرفته‌ی عبارت چشمه است، حل می‌گردد و شرط اولیه الگوی WAF به دست می‌آید. خروجی الگوی WAF در مرحله‌ی دوم، به عنوان شرط اولیه در مرحله سوم برای حل معادله‌ای نظیر مرحله‌ی اول اعمال می‌گردد تا مقدار متغیرهای جریان در گام جدید زمانی حاصل شود. به طور خلاصه این فرآیند حل به شکل $V^{n+1} = A^{(\Delta t')} H^{(\Delta t)} A^{(\Delta t')} V^n$ نیز قابل بیان است که در آن A و H به ترتیب عملگر عبارت چشمه و عملگر معادله‌ی همگن نامیده می‌شوند. در مطالعه‌ی کنونی از الگوی انتگرال‌گیری دوزنقه‌ای برای حل معادلات چشمه (مراحل اول و سوم) استفاده

$$S_0 > 4C_f \quad (16)$$

رابطه فوق که نشان دهنده شرایط ناپایدار جریان است، در حقیقت بیانگر عدول از معیار پایداری جریان یکنواخت ($u_0 \leq 2\sqrt{gh_0}$) می باشد. این معیار براساس تحلیل خطی پایداری استوار است.

شرایط اولیه و مرزی برای شبیه سازی امواج

غلشی

همان طور که قبلاً اشاره شد امواج غلشی با اعمال یک اغتشاش به جریان ناپایدار به وجود می آیند. با در نظر گرفتن شکل سینوسی برای این اغتشاش، شرایط اولیه عمق جریان عبارت است از:

$$h(x, 0) = h_0 [1 + \varepsilon \sin(k_w x)] \quad (17)$$

که در آن k_w به حاصل ضرب عدد موج (wavenumber) در عدد 2π اشاره می نماید و ε عامل بزرگنمایی (amplification factor) اغتشاش اولیه می باشد که برابر است با نسبت دامنه ی اغتشاش به عمق جریان اولیه ی یکنواخت. در محاسبات صورت پذیرفته در این تحقیق عامل بزرگنمایی برابر با 0.05% عمق اولیه ی جریان یکنواخت در نظر گرفته شده است به عبارت دیگر $\varepsilon = 0.005$ می باشد. هم چنین سرعت اولیه ی جریان به شکل زیر اعمال می شود [20]:

$$u(x, 0) = u_0 + \Gamma_p \varepsilon \sin(k_w x + \theta_p) \quad (18)$$

که در آن دو متغیر θ_p اختلاف فاز میان عمق و سرعت اغتشاش و ضریب Γ_p ، هر دو توابعی از سرعت اولیه ی جریان یکنواخت و عدد موج و فرکانس زاویه ای اغتشاش می باشند [20]. در مدل عددی، شرایط مرزی در دو انتهای چپ و راست دامنه ی محاسباتی به صورت دوره ای (periodic) در نظر گرفته شده است. بر این اساس در هر لحظه مقادیر متغیرهای جریان در دو مرز انتهایی با یکدیگر برابر می باشد. به عبارت دیگر:

گرفته شده است. این عملگر ضمنی دارای دقتی از مرتبه ی دو است و برای معادله ی مرحله ی اول با رابطه ی زیر داده می شود (پیوست الف):

$$\left[I - \frac{\Delta t'}{2} \left(\frac{\partial S(V)}{\partial V} \right)_i^n \right] \Delta V_i = \Delta t' S(V_i^n) \quad (13)$$

که در آن I ماتریس واحد است و $\Delta V_i = V_i^{(1)} - V_i^n$ معرف پرش در متغیرهای پایستار می باشد. عبارت $\partial S(V)/\partial V$ در سمت چپ رابطه ی فوق بیانگر ماتریس ژاکوبین بردار چشمه می باشد.

معیار پایداری محاسبات

از آنجایی که الگوی WAF، الگوی صریح می باشد، پایداری محاسبات با اعمال معیار کورانت- فردریش- لویی (CFL) بر مقدار گام زمانی تأمین می شود.

$$\Delta t = C_n \min_i \frac{\Delta x}{|u_i| + \sqrt{gh_i}}, \quad 0 < C_n \leq 1 \quad (14)$$

که در آن C_n عدد CFL می باشد. رابطه ی فوق بیان می کند که در یک گام زمانی موج نباید مسافتی بیش از طول یک گام مکانی را طی کند.

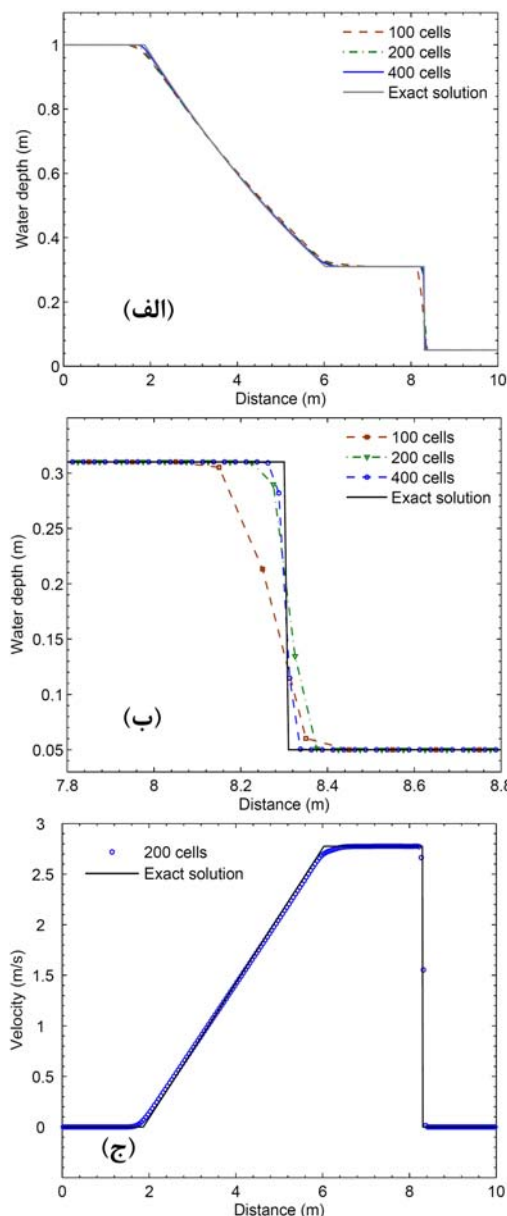
شرایط هیدرولیکی جریان ناپایدار

حل جریان یکنواخت به صورت $h = h_0$ و $u = u_0$ برای معادلات غیر خطی آب کم عمق از توازن میان نیروهای گرانش و اصطکاک بر روی یک شیب ثابت حاصل می شود به نحوی که:

$$gh_0 S_0 = C_f u_0^2 \quad (15)$$

امواج غلشی معمولاً بر روی آبراهه های دارای شیب تند با عدد فرود جریان بزرگ تر از ۲ ($u_0 > 2\sqrt{gh_0}$) اتفاق می افتند [1]. این موضوع با توجه به رابطه ی (۱۵) به شکل زیر قابل بیان است.

افزایش دقت مدل با زیاد شدن تعداد سلول‌های محاسباتی به‌روشنی قابل مشاهده است. هم‌چنین نتایج شبیه‌سازی سرعت جریان در زمان $t = 1.0$ s در شکل (۳-ج) با جواب تحلیلی مقایسه شده است. تطابق میان نتایج این آزمون و حل تحلیلی، تأکیدی بر ویژگی تسخیر شوک مدل ارائه‌شده می‌باشد.



شکل ۳ الف: نیم‌رخ طولی موج ناشی از شکست سد، ب: جزئیات جبهه‌ی موج، ج: سرعت جریان در زمان $t = 1.0$ s

$$V(x_L, t) = V(x_R, t) \quad (19)$$

که در آن x_L و x_R به ترتیب به مختصات مرزهای چپ و راست ناحیه‌ی حل اشاره می‌نمایند. در تحقیقی (Zanuttigh and Lamberti 2002) به کمک روش WAF به مطالعه‌ی امواج غلتشی پرداختند [25]. مدل این محققان به داده‌های سرعت و دامنه‌ی موج غلتشی به عنوان شرط مرزی بالادست نیازمند می‌باشد و این درحالی است که مدل توسعه یافته در مطالعه‌ی حاضر با توجه به شرط مرزی اعمالی رابطه‌ی (۱۹) به داده‌های یادشده نیازی ندارد و این شرط مرزی با خاصیت دوره‌ای امواج غلتشی هم‌خوانی دارد.

نتایج و بحث

شکست سد. بررسی امواج ناشی از شکست سد، یک مسأله‌ی بسیار جالب نظری و در عین حال کاربردی در مهندسی هیدرولیک می‌باشد. به عنوان اولین آزمون محاسباتی، الگوی عددی ارائه‌شده برای شبیه‌سازی امواج ناشی از شکست سد به کار می‌رود. در این مثال، آب ساکن بالادست به عمق $h_1 = 1.0$ m به وسیله‌ی یک دیواره‌ی قائم (سد) که در وسط کانالی به طول $L = 10$ m قرار دارد، از آب ساکن پایین دست به عمق $h_2 = 0.05$ m جدا می‌شود. در این حالت نسبت عمق آب پایین دست به بالادست برابر با $h_2/h_1 = 0.05$ می‌باشد و مرزهای چپ و راست دامنه‌ی محاسباتی با شرط مرزی غیر بازتابی (non reflective) در مدل عددی گنجانده می‌شوند. در لحظه‌ی $t = 0$ دیواره به صورت ناگهانی برداشته می‌شود و یک موج اُشترک به سمت پایین دست و یک موج منفی به سمت بالادست انتشار می‌یابند. مقایسه‌ی نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی برای نیم‌رخ سطح آزاد جریان در زمان $t = 1.0$ s با حل دقیق [21] در شکل (۳-الف) نشان می‌دهد که الگوی عددی ارائه شده به خوبی قادر به شبیه‌سازی ناپیوستگی عمق در جبهه‌ی اُشترک می‌باشد. در شکل (۳-ب) روند

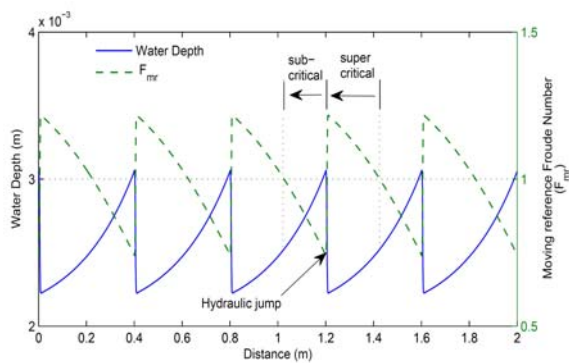
شبیه‌سازی موج غلتشی

در این بخش الگوی عددی پیشنهادی برای مدل‌سازی فرآیند تکامل اغتشاش و ایجاد موج غلتشی مورد استفاده قرار می‌گیرد. یک جریان دائم یکنواخت با شرایط $F_0 = 2.5$ ، $q_0 = 0.001 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ و $C_f = 0.006$ ، در لحظه $t = 0$ تحت اغتشاشی با مشخصات $k_w = 10\pi$ و $\varepsilon = 0.005$ قرار دارد. شیب بستر بنا بر رابطه‌ی (۱۵) برابر با $S_0 = 0.0375$ محاسبه گردیده و دامنه‌ی محاسباتی به طول $L = 2.0 \text{ m}$ با اختصاص $x_L = 0$ و $x_R = 2.0 \text{ m}$ تعریف می‌شود. در شکل (۴)، تکامل این اغتشاش و روند شکل‌گیری موج غلتشی در زمان‌های مختلف به تصویر کشیده شده است. پس از گذشت زمان موج به تکامل نهایی خود رسیده و قطار موج متشکل از پنج موج متوالی، بدون تغییر شکل با سرعت ثابت در طول آبراهه به پایین دست انتشار می‌یابد. نیم‌رخ این قطار موج و سرعت جریان در شکل (۵) با حل تحلیلی ارائه‌شده در [13] مقایسه شده‌اند. بیشینه خطای محاسباتی (یعنی: $\max(|h_{\text{numerical}} - h_{\text{analytical}}| / h_{\text{analytical}})$) در حضیض موج رخ می‌دهد و برابر با ۰/۷٪ می‌باشد.

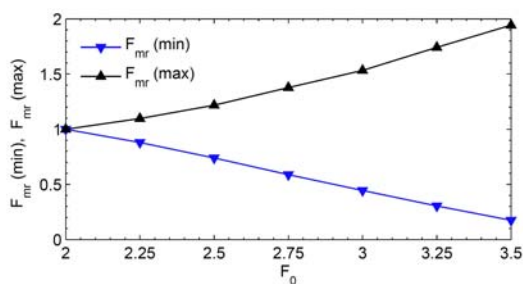
همان‌طور که در بخش مقدمه بیان شد، شکل‌گیری امواج غلتشی با تغییرات متوالی رژیم جریان در طول آبراهه همراه است. تحت همان شرایط جریان و اغتشاش پیشین، چنانچه ناظری با سرعت موج غلتشی با جریان حرکت نماید، عدد فرود جریان از دیدگاه وی مطابق با آنچه که در شکل (۶) به تصویر کشیده شده تغییر می‌نماید. تحت شرایط مذکور، سرعت ثابت حرکت موج غلتشی برابر با $c = 0.55 \text{ ms}^{-1}$ می‌باشد. هم‌چنین نتایج نشان می‌دهد که با افزایش عدد فرود جریان اولیه F_0 ، عدد فرود از دیدگاه ناظر متحرک $F_{mr} = (c - u) / \sqrt{gh}$ در محدوده‌ی وسیع‌تری تغییر می‌نماید (شکل ۷). دلیل این امر این است که افزایش F_0 سبب افزایش F_{mr} فوق بحرانی ($F_{mr}(\max)$) در شکل ۷) و نیروی مخصوص (specific force) قبل از پرش هیدرولیکی می‌گردد و این عامل به کاهش عمق

جریان فوق بحرانی قبل از پرش می‌انجامد. به همین منظور بایستی نیروی مخصوص بعد از پرش نیز افزایش یابد تا تعادل نیروی مخصوص (با احتساب نیروی اصطکاک بستر) برقرار گردد. به‌روشنی افزایش نیروی مخصوص بعد از پرش سبب می‌شود که جریان زیر بحرانی عمق بیشتر و عدد F_{mr} کمتری را تجربه نماید ($F_{mr}(\min)$ در شکل ۷). همان‌گونه که نتایج نشان می‌دهد برای حالت آستانه رخداد موج غلتشی، جریان از دیدگاه ناظر متحرک، بحرانی ($F_{mr}(\min) = F_{mr}(\max) = 1$) خواهد بود.

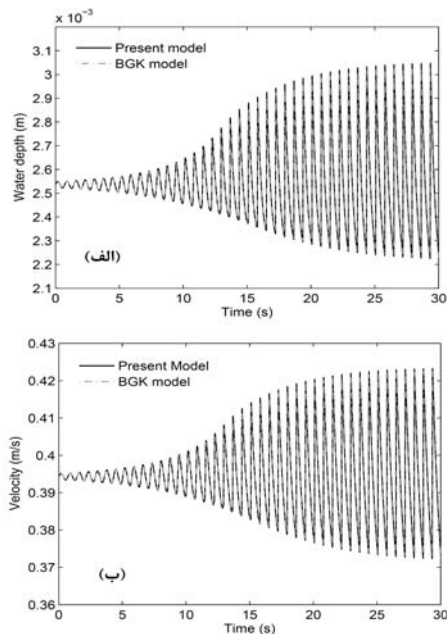
مقایسه‌ی تاریخیچه‌ی زمانی عمق و سرعت جریان در وسط آبراهه ($x = 1.0 \text{ m}$) در شکل (۸) حاکی از تطابق رضایت‌بخش نتایج مدل حاضر با نتایج مدل Que and Xu [20] می‌باشد. هم‌چنین این محققان با فرض تغییرات نمایی دامنه‌ی اغتشاش، یک رابطه‌ی لگاریتمی برای رشد و زوال دامنه‌ی موج به‌دست آوردند که در محدوده‌ی خطی صادق است و لگاریتم طبیعی دامنه‌ی موج را به‌صورت تابعی خطی از زمان بیان می‌کند. با این وجود، با گذشت زمان و اهمیت یافتن اثرات غیرخطی، رشد دامنه‌ی موج کند می‌گردد و در نهایت متوقف می‌شود. این موضوع در شکل (۹)، که لگاریتم طبیعی دامنه‌ی موج بر حسب زمان برای اعداد فرود مختلف را نشان می‌دهد، به‌خوبی نمایان است. شرایط جریان و اغتشاش درست مانند حالت قبل در نظر گرفته شده‌اند. در زمان‌های اولیه، تغییرات زمانی دامنه‌ی موج تطابقی قابل قبول با رابطه‌ی تحلیلی ارائه شده در [20] نشان می‌دهد، حال آن‌که با گذشت زمان دامنه موج به مقدار ثابتی می‌رسد. بازه‌ی زمانی بروز رفتار خطی موج با کاهش عدد فرود جریان یکنواخت، طولانی‌تر می‌شود. برای فراهم آوردن امکان مقایسه در ناحیه‌ی غیرخطی، نتایج مدل BGK نیز در شکل (۹) آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود هر دو مدل در پیش‌بینی دامنه موج تکامل‌یافته برای اعداد فرود مختلف جواب‌های یکسانی به‌دست داده‌اند.



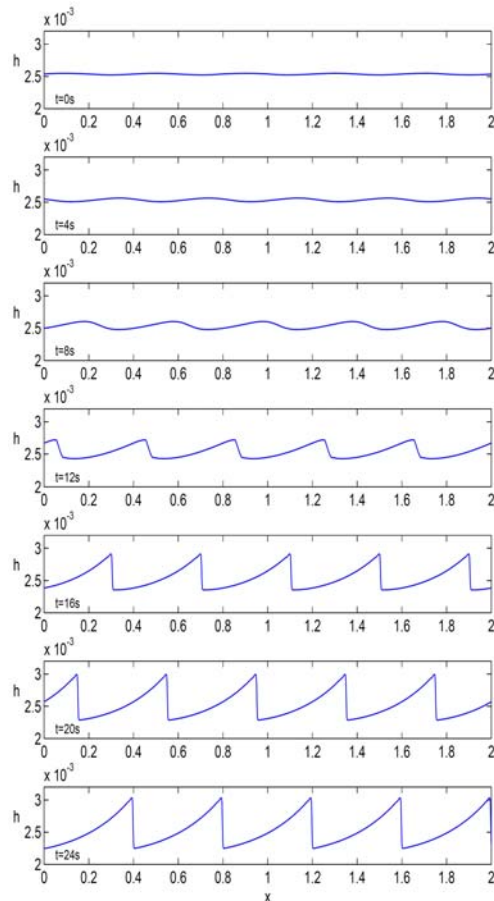
شکل ۶ نیم‌رخ موج غلتشی و عدد فرود جریان محاسبه‌شده در چارچوب متحرک متصل به موج غلتشی



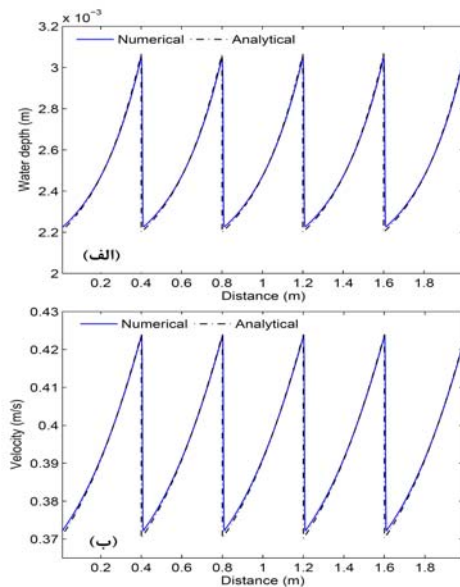
شکل ۷ بیشینه و کمینه عدد فرود جریان محاسبه‌شده در چارچوب متحرک متصل به موج غلتشی به‌عنوان تابعی از عدد فرود جریان یکنواخت



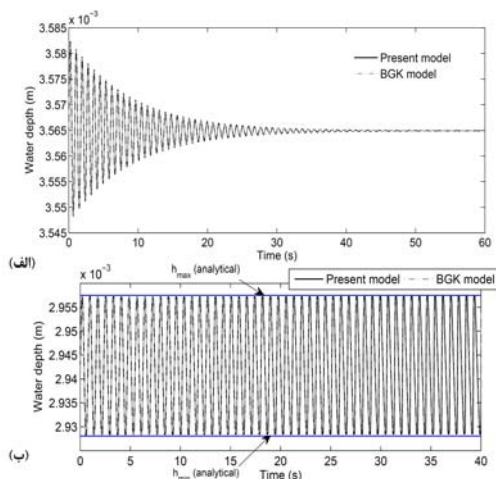
شکل ۸ مقایسه‌ی نتایج مدل عددی حاضر و الگوی BGK برای (الف): تاریخچه‌ی زمانی عمق جریان و (ب): تغییرات زمانی سرعت جریان در وسط آبراهه‌ای به طول $L = 2.0 \text{ m}$



شکل ۹ تکامل زمانی نیم‌رخ موج غلتشی برای جریان و اغتشاشی با مشخصات: $q_0 = 0.001 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, $F_0 = 2.5$, $\varepsilon = 0.005$ و $k_w = 10\pi$, $C_f = 0.006$ (محورها بر حسب متر می‌باشند)

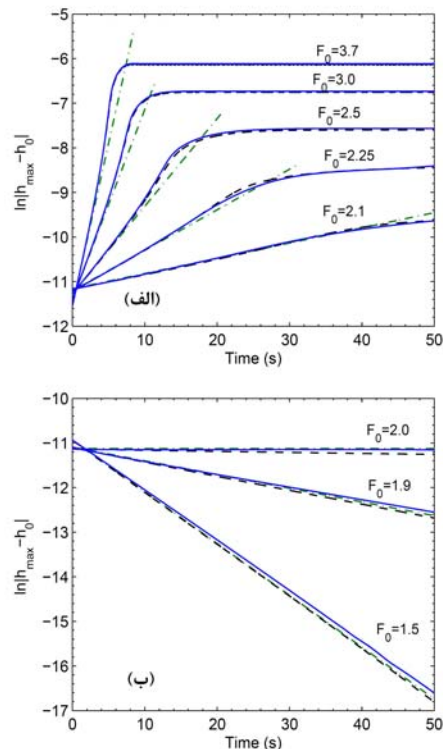


شکل ۱۰ مقایسه‌ی نتایج مدل عددی و حل تحلیلی [13] برای (الف): نیم‌رخ سطح آزاد و (ب): سرعت جریان در طول آبراهه



شکل ۱۱ مقایسه‌ی نتایج مدل حاضر و الگوی BGK برای تاریخچه‌ی زمانی عمق جریان در وسط آبراهه. (الف): $F_0 = 2$ ، (ب): $F_0 = 1.5$

در حالت حدی $F_0 = 2$ که آستانه‌ی رخداد موج غلتشی به‌شمار می‌رود، همان‌گونه که انتظار می‌رود هیچ‌گونه تغییری در دامنه‌ی موج شبیه‌سازی شده به‌وجود نیامده است. هم‌چنین برای اعداد فرود کوچک‌تر از این مقدار حدی، تغییرات دامنه‌ی موج نسبت به زمان دارای سیری نزولی می‌باشد. این زوال دامنه به همراه آستانه‌ی رخداد موج غلتشی در شکل (۱۰) در قالب نیم‌رخ‌های سطح آزاد جریان به‌تصویر کشیده شده‌اند. به‌روشنی در حالت $F_0 = 1.5$ ، همان‌طور که شرایط جریان پایدار ایجاب می‌نماید، دامنه‌ی اغتشاش با گذشت زمان مستهلک گشته و از بین رفته است (شکل ۱۰-الف). حال آن‌که برای $F_0 = 2$ ، هرچند تقارن اولیه‌ی موج تا حدودی دست‌خوش تغییر گردیده است (این موضوع در نتایج مدل BGK نیز دیده می‌شود)، نیم‌رخ‌ی با دامنه‌ی ثابت نسبت به زمان مشاهده می‌شود (شکل ۱۰-ب). برای حالات نشان داده شده در شکل (۱۰)، تغییرات زمانی عمق جریان در وسط آبراهه با آنچه که مدل BGK به‌دست داده است، در شکل (۱۱) مقایسه گردیده است. برای حالت $F_0 = 1.5$ این دو الگو زوال دامنه‌ی

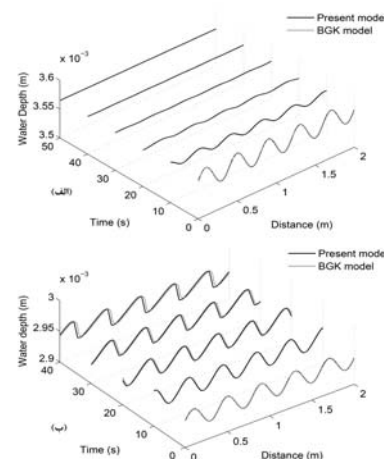


شکل ۹ الف و ب: لگاریتم طبیعی دامنه‌ی موج به‌عنوان تابعی از زمان برای اعداد فرود مختلف و پارامترهای:

$$k_w = 10\pi, C_f = 0.006, q_0 = 0.001 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$$

و $\varepsilon = 0.005$ [(—) : مدل عددی حاضر، (---) : رابطه‌ی

تحلیلی و (- -) : مدل عددی BGK]



شکل ۱۰ نیم‌رخ سطح آزاد در طول آبراهه به‌صورت تابعی از زمان و مقایسه‌ی آن با مدل BGK. (الف): اضمحلال اغتشاش برای $F_0 = 1.5$ و (ب): آستانه‌ی رخداد موج غلتشی در

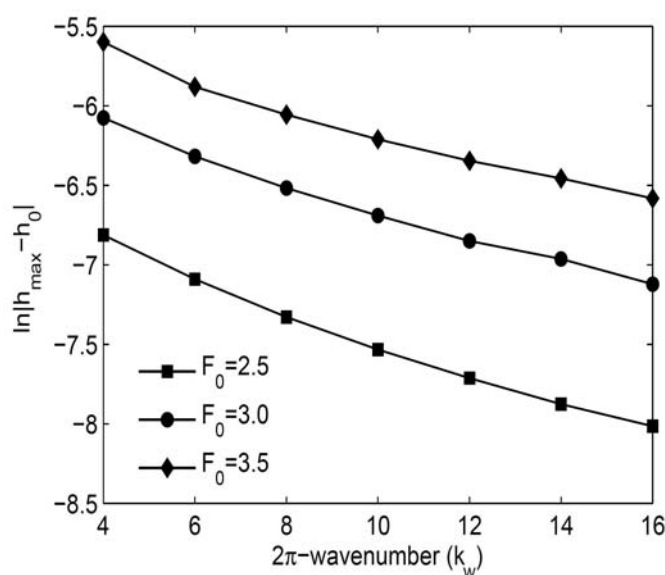
$$F_0 = 2$$

Lukáčová-Medvid'ová and Teschke (2006)

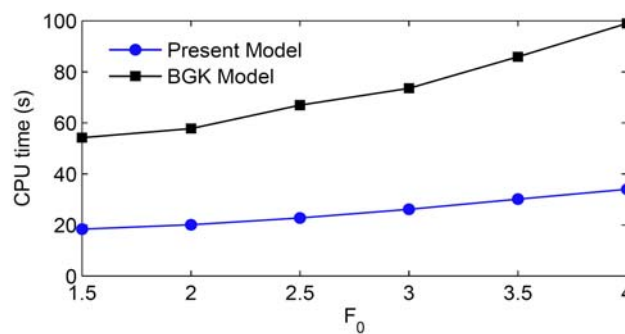
ضمن انجام مقایسه بین الگوهای مختلف حل عددی معادلات آب کم‌عمق بر اهمیت زمان مورد نیاز برای انجام محاسبات رایانه‌ای (زمان پردازنده مرکزی: CPU time) تأکید و از آن به‌عنوان معیاری جهت ارزیابی بهینه بودن مدل عددی یاد کردند [26]. به‌همین منظور در این مطالعه مقایسه‌ای میان زمان پردازنده مرکزی مدل حاضر و مدل BGK تحت شرایط مشابه جریان صورت پذیرفت. برای انجام این مقایسه ۵۰ ثانیه از جریان با استفاده از ۱۰۰۰ سلول محاسباتی و عدد CFL برابر با $C_n = 0.65$ توسط این دو مدل بر روی رایانه‌ای با پردازنده مرکزی 3.20GHz شبیه‌سازی گردید. برنامه‌ها تحت شرایطی یکسان در محیط FORTRAN 90 اجرا شدند. همان‌طور که نتایج این مقایسه در شکل (۱۳) نشان می‌دهد، الگوی پیشنهادی در این مطالعه به زمان اجرایی حدوداً یک‌سوم زمان اجرای مدل BGK برای حل مسائل مشابه احتیاج دارد.

اغتشاش را با روندی مشابه و تطابقی قابل قبول پیش‌بینی کرده‌اند (شکل ۱۱-الف). دو خط افقی بالا و پایین در شکل (۱۱-ب) بیشینه و کمینه‌ی عمق را مطابق با دیدگاه نظری نشان می‌دهند. بر این اساس، بیشینه و کمینه‌ی عمق برای آستانه‌ی رخداد موج غلتشی به‌ترتیب با روابط $h_{\max} = (1+\varepsilon)h_0$ و $h_{\min} = (1-\varepsilon)h_0$ قابل بیان می‌باشند. همان‌طور که در شکل (۱۱-ب) مشاهده می‌شود، مدل حاضر عدم رشد و عدم زوال دامنه (دامنه ثابت) برای آستانه‌ی رخداد موج غلتشی را تا حدودی به‌تر شبیه‌سازی نموده است.

شکل (۱۲) لگاریتم طبیعی دامنه‌ی موج بر حسب پارامتر k_w (حاصل ضرب عدد موج در عدد 2π) برای اعداد فرود مختلف را نشان می‌دهد. نتایج حاکی از آن است که به‌ازای هر عدد فرود ثابت، افزایش k_w با کاهش دامنه‌ی موج همراه است. شایان ذکر است که افزایش عدد موج به‌معنی کاهش طول موج می‌باشد. علاوه بر این، به‌ازای هر k_w ثابت، افزایش عدد فرود سبب افزایش دامنه‌ی موج غلتشی گردیده است.



شکل ۱۲ لگاریتم طبیعی دامنه‌ی موج به‌عنوان تابعی از k_w برای اعداد فرود مختلف



شکل ۱۳ زمان مصرفی پردازنده‌ی مرکزی جهت شبیه‌سازی پنجاه ثانیه از جریان برای اعداد مختلف فرود اولیه با استفاده از مدل حاضر و الگوی BGK

جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

مدل عددی ارائه شده در این مطالعه، از الگوی شار متوسط وزن‌دار برای تخمین شار عددی و یک الگوی ضمنی برای پیاده‌سازی عبارت چشمه در معادلات یک‌بعدی آب کم‌عمق در حالت پایستار بهره می‌برد. مدل توسعه‌یافته بدون نیاز به هرگونه عبارت اضافی نظیر لزجت مصنوعی، که تعیین آن معمولاً با سعی و خطا توأم است، قادر است که هر گونه ناپیوستگی در متغیرهای جریان را به‌نحوی مؤثر در تعداد نسبتاً کمی سلول محاسباتی حل نماید. طرح یک مسأله‌ی کلاسیک شکست سد و مقایسه‌ی نتایج مدل با حل تحلیلی موجود نشان داد که علاوه بر سرعت جریان، هم جبهه قائم موج اشتراک و هم نواحی ملایم نیم‌رخ موج منفی به خوبی شبیه‌سازی گردیده‌اند. بررسی فرآیند تکامل اغتشاش و شکل‌گیری موج غلتشی در چارچوب یک مسأله مقدار اولیه و مقایسه نتایج حاصل با حل تحلیلی موجود، حاکی از توانایی الگوی پیشنهادی در مدل‌سازی عمق و سرعت جریان می‌باشد. شبیه‌سازی جریان برای مقدار آستانه‌ی رخداد ناپایداری، به ایجاد نیم‌رخی بدون رشد در دامنه انجامید و این در حالی است که برای اعداد فرود کوچک‌تر از مقدار آستانه، اغتشاش به‌طور کامل از بین رفته و جریان پایداری خود را حفظ می‌کند. چگونگی تغییرات لگاریتم طبیعی دامنه‌ی موج

نسبت به پارامتر k_w (حاصل ضرب عدد موج در عدد 2π) بررسی گردید و نشان داده شد که به‌ازای هر عدد فرود ثابت با افزایش طول موج غلتشی دامنه‌ی موج نیز افزایش می‌یابد. علاوه بر آن، نتایج حاکی از آن است که با افزایش عدد فرود جریان اولیه F_0 ، عدد فرود از دیدگاه ناظر متحرک F_{mf} در محدوده‌ای گسترده‌تر تغییر می‌نماید که این به‌معنی عمیق‌تر شدن حضیض موج و افزایش ارتفاع قله‌ی موج است. دو موضوع اخیر در متون علمی پیشین کم‌تر مورد اشاره قرار گرفته است.

استفاده از الگوی حاضر و الگوی BGK برای بررسی تغییرات زمانی دامنه‌ی موج حاکی از تطابق نتایج این دو الگو برای اعداد فرود مختلف می‌باشد. این در حالی است که الگوی پیشنهادی در پیاده‌سازی رایانه‌ای بسیار ساده‌تر است و برای شبیه‌سازی یک جریان حاوی ناپیوستگی نظیر امواج غلتشی به زمان محاسباتی نسبتاً ناچیزی نیاز دارد.

سپاسگزاری

بدین‌وسیله نویسندگان مقاله از آقای Que Yin-Tik و پروفیسور Kun Xu از دانشگاه علم و فناوری هونگ کنگ (HKUST) به خاطر در اختیار گذاشتن مدل عددی BGK قدردانی می‌نمایند.

پیوست الف: استخراج رابطه‌ی عملگر چشمه

$$\frac{\partial V}{\partial t} \approx \frac{V_i^{(1)} - V_i^n}{\Delta t'} \quad (\text{الف-۴})$$

با معرفی $\Delta V_i = V_i^{(1)} - V_i^n$ و جایگذاری روابط (الف-۲) و (الف-۴) در رابطه (الف-۱)، بسط تیلور عبارت چشمه به شکل زیر بازنویسی می‌شود:

$$S(V_i^{(1)}) = S(V_i^n) + \left(\frac{\partial S(V)}{\partial V} \right)_i \Delta V_i + O(\Delta t')^2 \quad (\text{الف-۵})$$

در همین حال طبق قاعده‌ی انتگرال‌گیری ذوزنقه‌ای می‌توان نوشت:

$$V_i^{(1)} = V_i^n + \frac{\Delta t'}{2} [S(V_i^{(1)}) + S(V_i^n)] \quad (\text{الف-۶})$$

با جای‌گذاری رابطه‌ی (الف-۵) در رابطه‌ی (الف-۶) و پس از اندکی عملیات جبری، عملگر چشمه برای معادله‌ی اول از دستگاه معادلات (۱۲) حاصل می‌گردد:

$$\left[I - \frac{\Delta t'}{2} \left(\frac{\partial S(V)}{\partial V} \right)_i \right] \Delta V_i = \Delta t' S(V_i^n) \quad (\text{الف-۷})$$

که در آن I ماتریس واحد می‌باشد.

در این قسمت چگونگی به‌دست آوردن رابطه‌ی عملگر چشمه رابطه‌ی (۱۳) تشریح می‌گردد. این عملگر ضمنی برای حل معادله‌ی دیفرانسیل معمولی $dV/dt = S(V)$ با شرط اولیه $V = V^n$ به‌کار می‌رود. برای نیل به این هدف در اولین گام، عبارت چشمه به‌کمک بسط تیلور تقریب زده می‌شود:

$$S(V_i^{(1)}) = S(V_i^n) + \left(\frac{\partial S(V)}{\partial t} \right)_i \Delta t' + O(\Delta t')^2 \quad (\text{الف-۱})$$

از طرفی به‌کمک قاعده‌ی مشتق زنجیره‌ای می‌توان نوشت:

$$\frac{\partial S(V)}{\partial t} = \frac{\partial S(V)}{\partial V} \times \frac{\partial V}{\partial t} \quad (\text{الف-۲})$$

در رابطه‌ی فوق $\partial S(V)/\partial V$ ، ماتریس ژاکوبین بردار چشمه است که با رابطه‌ی (الف-۳) محاسبه می‌شود:

$$\frac{\partial S(V)}{\partial V} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ gS_0 & -\frac{2C_f u}{h} \end{bmatrix} \quad (\text{الف-۳})$$

مشتق زمانی بردار متغیر پایستار با استفاده از روش تفاضل محدود قابل محاسبه است:

مراجع

1. Brock, R. R., "Development of roll-wave trains in open channels", *J. Hydraul. Div.*, 95(4), pp. 1401–1427, (1969).
2. Montes, S., "Hydraulics of Open Channel Flow", ASCE Press, USA, (1998).
3. Balmforth, N. J. and Mandre, S., "Dynamics of roll waves" *J. Fluid Mech.*, 514, pp. 1–33, (2004).
4. Woods, B. D., Hurlburt, E. T., and Hanratty, T. J., "Mechanism of slug formation in downwardly inclined pipes", *Intl. J. Multiphase Flow*, 26, pp. 977–99, (2000).
5. Engelund, F. and Zhaohui, W., "Instability of hyperconcentrated flow", *J. Hydraul. Eng.*, 110(3), pp. 219–233, (1984).
6. Pedley, T. J., "The Fluid Mechanics of Large Blood Vessels", Cambridge University Press, UK, (1980).

7. Benjamin, T. B., "Wave formation in laminar flow down an inclined plane", *J. Fluid Mech.*, 2, pp. 554–573, (1957).
8. Yih, C. S., "Stability of liquid flow down an inclined plane", *Phys. Fluids*, 6(3), pp. 321–334, (1963).
9. Stoker, J. J., "Water Waves: The Mathematical Theory with Applications", Interscience, New York, (1957).
10. Cornish, V., "Ocean Waves and Kindred Geophysical Phenomena", Cambridge University Press, London, (1934).
11. Thomas, H. A., "The propagation of stable wave configurations in steep channels", Carnegie Institute of Technology, Pittsburgh, (1937).
12. Rouse, H., "Fluid Mechanics for Hydraulic Engineers", McGraw-Hill, New York, (1938).
13. Dressler, R. F., "Mathematical solution of the problem of roll waves in inclined channel flows", *Commun. Pure Appl. Maths*, 2, pp. 149–194, (1949).
14. Yoon, Y.N. and Wenzel Jr., H.G., "Mechanics of sheet flow under simulated rainfall", *J. Hydraul. Div.*, 97(9), pp. 1367–1386, (1971).
15. Emmett, W. W., "Overland flow", Hillslope Hydrology, Kirkby, M. J. (editor), Wiley, New York, pp. 145–175, (1978).
16. Thomas, H. A., "The propagation of waves in steep prismatic conduits", *Proc. Hydraulics Conf.*, Univ. of Iowa, pp. 214–229, (1939).
17. Brock, R. R., "Periodic permanent roll waves", *J. Hydraul. Div.*, 96(12), pp. 2565–2580, (1970).
18. Liu, Q. Q., Chen, L., Li, J. C., and Singh, V. P., "Roll waves in overland flow", *J. Hydrol. Eng.*, 10(2), pp. 110–117, (2005).
19. Bohorquez, P., "Roll waves in floods on inclines", *Proc. Numerical Modelling of Hydrodynamics for Water Resources*, Garcia-Navarro, P., Playan, E. (editors), pp. 361–366, (2007).
20. Que, Y.-T. and Xu, K., "The numerical study of roll-waves in inclined open channels and solitary wave run-up", *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, 50(9), pp. 1003–1027, (2006).
21. Toro, E.F., "Shock-Capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows", Wiley, Chichester, UK, (2001).
22. Brook, B. S., Falle, S. A. E. G., and Pedley, T. J., "Numerical solutions for unsteady gravity-driven flows in collapsible tubes: evolution and roll-wave instability of a steady state", *J. Fluid Mech.*, 396, pp. 223–256, (1999).
23. Toro, E. F., "Riemann problems and the WAF method for solving the two-dimensional shallow water equations", *Philos. Trans. R. Soc. London, Ser. A*, 338, pp. 43–68, (1992).
24. Mahdavi, A. and Talebbeydokhti, N., "Modeling of non-breaking and breaking solitary wave run-up using shock-capturing TVD-WAF scheme", *KSCE J. Civil Eng.*, 15(6), pp. 945–955, (2011).

25. Zanuttigh, B. and Lamberti, A., "Roll waves simulation using shallow water equations and weighted average flux method", *J. Hydraulic Res.*, 40(5), pp. 610–622, (2002).
26. Lukáčová-Medvid'ová, M. and Teschke, U., "Comparison study of some finite volume and finite element methods for the shallow water equations with bottom topography and friction terms", *ZAMM J. Applied Math. Mech.*, 86(11), pp. 874–891, (2006).

بررسی مقایسه‌ای رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر و شورون ویژه‌ی*

مجتبی رضوی^(۱)

محمد رضا شیدائی^(۲)

چکیده قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی زیپر یکی از انواع سیستم‌های مهاربندی جدید در سازه‌های فولادی می‌باشند. در قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی شورون معمولی زمانی که عضو مهاربند در یک طبقه دچار کماتش می‌شود، نیروی قائم نامتعادل کننده‌ای در تیر طبقه‌ی فوقانی ایجاد می‌شود که باعث ایجاد ناپایداری و خرابی زود هنگام در سازه می‌گردد و مشکلات طراحی به وجود می‌آورد. این رفتار نامطلوب را می‌توان با اضافه کردن ستون‌های زیپر، یعنی اعضای قائمی که محل اتصال مهاربندها با تیرها را در طبقات بهم متصل می‌کنند، از بین برد. در این مقاله رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی زیپر و شورون ویژه مورد مقایسه قرار گرفته است. برای این منظور بر روی انواع مدل‌های سازه‌ای با سیستم‌های مهاربندی زیپر و شورون ویژه با تعداد طبقات مختلف، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بارافزون و دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی انجام گرفته است. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون، شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون ویژه به طور کلی کم‌تر از مقادیر متناظر برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر بوده است. توزیع نسبت تغییر مکان طبقه و بیش‌ترین تغییر مکان طبقه که از تحلیل دینامیکی غیرخطی به دست آمده است، نشان دهنده‌ی کارایی اعضای زیپر در توزیع یکنواخت‌تر تغییر شکل در ارتفاع ساختمان، و کاهش نسبت تغییر مکان طبقه به محدوده‌ی مجاز آیین‌نامه‌ای بوده است.

واژه‌های کلیدی قاب مهاربندی‌شده‌ی زیپر، تحلیل تاریخچه زمانی، ضریب رفتار، نسبت تغییر مکان طبقه، شکل‌پذیری.

A Comparative Study on Seismic Performance of Zipper and Special Chevron Braced Frames

M. Razavi

M.R. Sheidaei

Abstract Zipper braced frames are an innovative bracing system for steel structures. Conventional inverted-V-braced frames exhibit a design problem arising from the unbalanced vertical force generated by the lower story braces when one of them buckles. This adverse effect can be mitigated by adding zipper columns or vertical members connecting the intersection points of the braces above the first floor. In this paper anumerical study has been performed to estimate and to compare seismic performance of zipper braced and special chevron braced frames. For this purpose nonlinear pushover static analysis and nonlinear dynamic time history analysis have been performed on typical building structures with different number of stories under several earthquake ground motions. According to the analysis results, the ductility and response modification factors of chevron braced frames computed from nonlinear static analysis were generally smaller than the values obtained for zipper braced frames and the distribution of inter-story drifts ratio and maximum story drifts obtained from nonlinear time history analysis, demonstrates the efficiency of the zipper struts in achieving a more uniform damage distribution over the height of the structure, and generally satisfies allowable inter-story drift ratio limits.

Keywords Zipper braced frame, time history analysis, response modification factor, inter-story drift ratio, ductility.

* تاریخ دریافت مقاله و ۹۰/۶/۱ تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۰/۱۶ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسؤول: مربی گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه.

(۲) دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه.

مقدمه

قاب‌های مهاربندی شده‌ی V شکل معکوس که قاب‌های شورون نیز نامیده می‌شوند، یکی از انواع قاب‌های مهاربندی شده‌ی هم‌مرکز هستند. رفتار چنین سیستم‌هایی توسط کمانش مهاربندها کنترل می‌شود شکل (۱). به‌طور کلی این سیستم‌ها قابلیت بازپخش بیش‌تر نیروها را پس از خرابی موضعی پیش آمده در یک طبقه ندارند و از این‌رو در زلزله‌های گذشته رفتار مطلوبی را از خود نشان نداده‌اند [1,2]. نظر به تأکید بیش‌تری که در ۲۰ سال اخیر بر افزایش شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی سازه‌ها در مناطق لرزه‌خیز شده است، قاب‌های شورون با شکل‌پذیری ویژه (SIVBF) مطرح شده‌اند. بررسی‌ها نشان می‌دهد که قاب‌های شورون با شکل‌پذیری ویژه نسبت به قاب‌های شورون معمولی (OIVBF) از عملکرد لرزه‌ای مطلوب‌تری برخوردار می‌باشند [3,4].

در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون معمولی زمانی که بار جانبی افزایش می‌یابد، مهاربندهای فشاری کمانش می‌کند و ظرفیت تحمل نیروی محوری آن‌ها کاهش می‌یابد، این در حالی است که نیروهای مهاربندهای کششی در حال افزایش‌اند تا اینکه در نهایت به حد تسلیم برسند، در این وضعیت در محل اتصال مهاربندها به تیرها نیروی قائم نامتعادل کننده بزرگی وارد می‌شود، که می‌تواند باعث به‌وجود آمدن تغییرشکل‌های بزرگ در تیر شود. برای جلوگیری از کاهش نامطلوب مقاومت جانبی قاب، آیین‌نامه‌های طراحی [5] الزام می‌دارند که تیرها علاوه بر تحمل نیروهای ثقلی از مقاومت کافی برای مقابله با این نیروی قابل توجه، برخوردار باشند، البته رعایت چنین ضابطه‌ای منجر به ایجاد تیرهای بسیار قوی خواهد شد که از نقطه‌نظر طراحی لرزه‌ای، امری نامطلوب محسوب می‌گردد.

می‌توان تأثیر نامطلوب این نیروی قائم نامتعادل

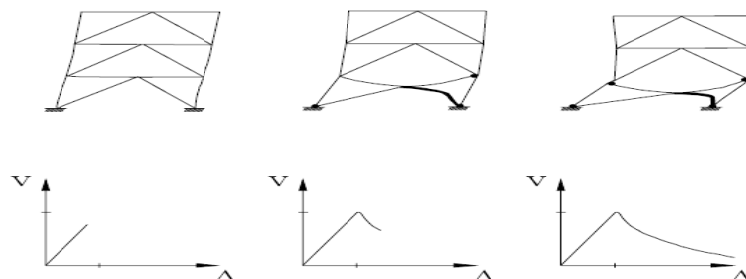
کننده را با اضافه کردن اعضای زیپر ما بین نقاط اتصال مهاربندها به تیرها، مطابق شکل (۲)، از بین برد. چنین سیستمی برای اولین بار توسط Khatib و همکاران پیشنهاد شد [6]. در این سیستم مهاربندی نیروی نامتعادل کننده‌ی به‌وجود آمده در یک طبقه، توسط عضو زیپر به طبقه‌ی بالاتر انتقال می‌یابد، در نتیجه نیروی فشاری وارد بر مهاربند فشاری طبقه دوم افزایش می‌یابد و در نهایت باعث می‌شود که آن مهاربند نیز کمانش کند، شکل‌های (۲-الف و ب) کمانش تقریباً هم‌زمان مهاربندها در کل ارتفاع سازه، باعث توزیع یکنواخت‌تر خرابی و خسارت در سازه می‌شود. اما زمانی که مکانیسم زیپر در قاب تشکیل شود شکل (۲-ت)، ظرفیت جانبی قاب کاهش می‌یابد و ناپایدار می‌شود [7].

ایراد مکانیسم زیپر را می‌توان با به‌کارگیری سیستم معروف به قاب زیپر معلق رفع کرد، (شکل ۳). در یک قاب زیپر معلق، مهاربندهای طبقه‌ی بام طوری طراحی می‌شوند که بعد از کمانش همه‌ی مهاربندهای فشاری و تسلیم اعضای زیپر، کماکان در محدوده‌ی الاستیک باقی بمانند [1,2]. از آنجایی که وظیفه‌ی اولیه‌ی اعضای زیپر تحمل نیرویی از نوع کششی می‌باشد و این اعضا تیرها را در وسط دهانه مهار می‌کنند، بنابراین تیرها می‌توانند به‌صورت انعطاف‌پذیر طراحی شوند. این کار باعث می‌شود که در میزان فولاد مصرفی برای تیرها، صرفه‌جویی قابل‌ملاحظه‌ای ایجاد شود. به‌علاوه مسیر نیرو به‌اندازه‌ای واضح است که روش طراحی ظرفیت برای همه‌ی اعضای سازه‌ای میسر می‌باشد.

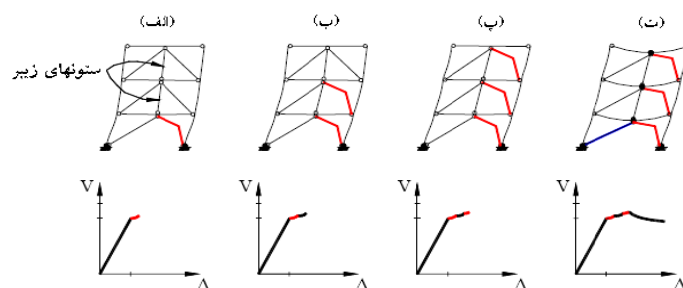
اعضای زیپر نیروهای کششی نامتعادل کننده به‌وجود آمده در یک طبقه را به طبقه‌ی بالایی انتقال می‌دهند و این روند در صورت افزایش بار جانبی و کمانش مهاربندهای طبقات بالاتر ادامه پیدا می‌کند. در چنین وضعیتی نیروی کششی اعضای زیپر طبقات بالاتر به‌شدت افزایش می‌یابد، به‌ویژه در ساختمان‌های

تحت عنوان سیستم مهاربندی زیپر کابلی را پیشنهاد نمودند که در این سیستم برای عضو زیپر از عنصر کابل با تراز پیش تنیدگی مناسب استفاده شده است [8].

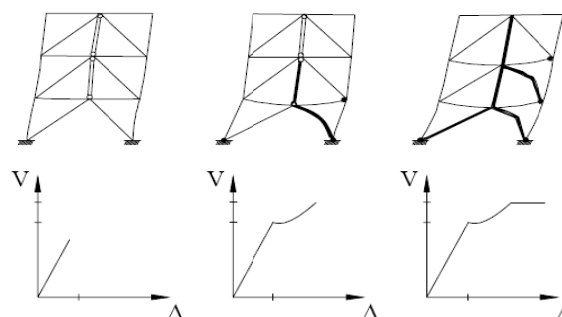
بلند مرتبه این امر باعث خواهد شد که انتخاب مقطع مناسب برای چنین اعضای مشکل و در بعضی موارد غیرممکن گردد. رضوی و شیدائی برای رفع مشکل اجرایی این سیستم‌های مهاربندی، سیستم جدیدی



شکل ۱ مکانیسم خرابی قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون معمولی و نمودارهای بار جانبی - تغییر مکان مربوط [1]



شکل ۲ مکانیسم خرابی در قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر معمولی و نمودارهای بار جانبی - تغییر مکان مربوط [1]



شکل ۳ مکانیسم خرابی در قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر معلق [1]

در نتیجه، R_f برابر یک در نظر گرفته شده است. شکل (۴) رابطه‌ی بین برش پایه و تغییر مکان تراز بام یک سازه را که از تحلیل استاتیکی غیرخطی به دست آمده است، نشان می‌دهد. ضرایب اضافه مقاومت و شکل پذیری از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$R_o = \frac{V_{ym}}{V_d} \quad (۲)$$

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_{ym}} \quad (۳)$$

در روابط بالا V_d برش پایه طراحی، V_e برش پایه الاستیک و V_{ym} برش پایه متناظر با بیش‌ترین تغییر مکان غیر الاستیک است. Krawinkler و Nassar (۱۹۹۲)، رابطه‌ی ذیل را برای محاسبه‌ی ضریب شکل پذیری برای سیستم‌های یک درجه آزادی با فرض میرایی ۵٪ در مناطق دارای خاک‌های سخت و سنگی پیشنهاد داده‌اند [11]:

$$R_\mu = \left[c(\mu - 1) + 1 \right]^{1/c} \quad (۵)$$

$$c = T^a / (1 + T^a) + b/T \quad (۶)$$

در رابطه‌ی بالا μ شکل پذیری سازه می‌باشد که از تقسیم حداکثر تغییر مکان غیرالاستیک (Δ_{max}) به تغییر مکان معادل تسلیم (Δ_y) به دست می‌آید و T زمان تناوب اصلی سازه است. پارامترهای a و b تابعی از سخت‌شدگی کرنشی می‌باشند و در صورتی که سخت‌شدگی کرنشی برابر ۰/۰۳ در نظر گرفته شود این پارامترها به ترتیب برابر با ۰/۹۷۵، ۰/۳۳۸۳۷۵ خواهند بود [11].

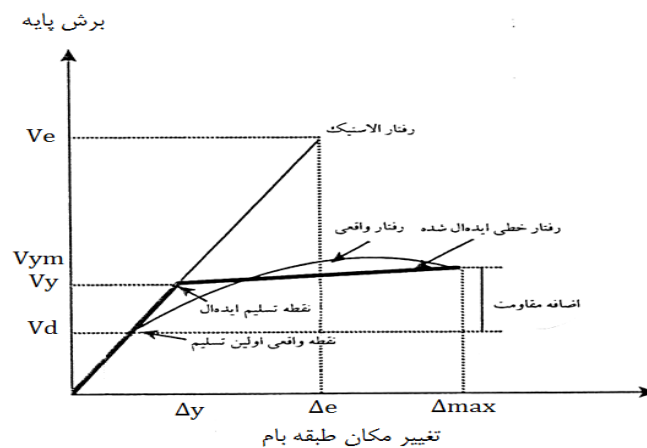
در این مقاله برای بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی زیپر و مقایسه‌ی آن با قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی شورون با شکل پذیری ویژه، در ابتدا مدل‌های سازه‌ای با تعداد طبقات مختلف و دارای سیستم‌های مهاربندی زیپر و شورون ویژه انتخاب شده و بر اساس آیین‌نامه AISC-LRFD [9] طراحی شده‌اند و سپس هر یک از مدل‌ها به‌طور جداگانه در محیط نرم‌افزار المان محدود ABAQUS مدل‌سازی شده و تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی آن‌ها انجام شده است.

روابط پایه برای محاسبه‌ی ضریب رفتار

روش‌های تئوریکی مختلفی برای محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه وجود دارد که از آن جمله می‌توان به روش‌های بیش‌ترین تغییر شکل پلاستیک و انرژی اشاره کرد. در این مقاله روش پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌ی ATC-19 برای محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه مورد استفاده قرار گرفته است [10]، که در آن ضریب رفتار R به کمک رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$R = R_o R_\mu R_f \quad (۱)$$

که R_o ضریب اضافه مقاومت است و به این موضوع اشاره دارد که مقاومت جانبی سازه در حالت کلی از مقاومت طراحی بیش‌تر است. R_μ ضریب شکل پذیری است که نمادی از پاسخ غیرخطی کلی سازه می‌باشد و R_f ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس نحوه‌ی مواجهه‌ی آیین‌نامه‌های طراحی با تنش‌های طراحی تعیین می‌شود، به‌خاطر این‌که در طراحی مدل‌های این مقاله از روش ضرایب بار و مقاومت استفاده شده است



شکل ۴ رابطه بین برش پایه- تغییر مکان بام

به ترتیب برابر با، $5/50 \text{ KN/m}^2$ و $2/40 \text{ KN/m}^2$ می‌باشد. بارگذاری لرزه‌ای براساس پارامترهای زیر محاسبه شده است: خطر لرزه‌خیزی منطقه بسیار بالا ($S_{DS}=1/44g$)، ضریب اهمیت سازه $1/5$ (گروه چهار)، خاک سخت ($S_{DI}=0/72g$)، ضریب رفتار 6 (شکل‌پذیری ویژه) و ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) برابر 2 انتخاب شده است. فولاد مصرفی از نوع ASTM A36 [13] بوده و میزان سخت‌شدگی کرنشی مصالح 3% فرض شده است. وزن مؤثر طبقات به‌ازای مجموع بار مرده و 20% بار زنده محاسبه شده است.

ابتدا مدل‌ها در نرم‌افزار ETABS 8.45 با استفاده از روش استاتیکی معادل طراحی اولیه شده‌اند، سپس به‌خاطر افزایش کارایی قاب‌های زیپر، از روش طراحی ظرفیت استفاده شده است [1]. در روش طراحی ظرفیت، با توجه به این‌که در زلزله‌های شدید بروز پاسخ غیرالاستیک در سازه اجتناب‌ناپذیر است، طراح، اعضای مشخصی از سازه را به‌عنوان فیوز در نظر می‌گیرد تا این‌که رفتار غیرالاستیک فقط در آن اعضا رخ دهد. این اعضا طوری طراحی می‌شوند که بتوانند بدون کاهش قابل ملاحظه مقاومت سازه، تغییرشکل‌های پلاستیک بزرگی را تحمل کنند و از مدهای خرابی نامطلوب زود هنگام از قبیل کمناش

طراحی مدل‌های سازه‌ای

مدل‌های سازه‌ای مورد بررسی در این تحقیق دارای پلانی مربع شکل به ابعاد 18×18 متراند که در هر راستا دارای سه دهانه و دو قاب مهاربندی شده می‌باشند، (شکل ۵). به‌منظور کاهش حجم و زمان محاسبات، مدل دوبعدی در تحلیل به‌کار برده شده و برای در نظر گرفتن اثرات $P-\Delta$ مربوط به بارهای ثقلی، از ستون‌های مجازی مطابق شکل (۶) استفاده شده است. مدل‌های مورد مطالعه در این مقاله شامل 10 قاب مهاربندی شده شورون و زیپر با تعداد طبقات 3 ، 6 ، 9 ، 12 ، 15 مطابق شکل (۷) می‌باشند. ارتفاع همه‌ی طبقات در کلیه‌ی مدل‌ها $3/6$ متر در نظر گرفته شده است. کلیه‌ی اتصالات تیرها و مهاربندها به ستون‌ها، و نیز زیپرها به تیرها به‌صورت مفصلی فرض شده‌اند. برای تعیین بارگذاری ثقلی و لرزه‌ای از آیین‌نامه‌ی ASCE [۱۲] و برای طراحی سازه‌ای از ضوابط AISC360-LRFD [۹] استفاده شده است، همچنین ضوابط طرح لرزه‌ای آیین‌نامه‌ی AISC341 [5] مد نظر قرار گرفته است.

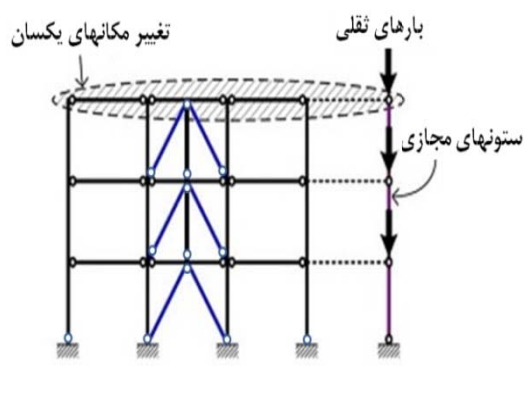
بارهای ثقلی مرده و زنده برای طبقه‌ی بام به‌ترتیب برابر با $5/00 \text{ KN/m}^2$ و $1/00 \text{ KN/m}^2$ و برای سایر طبقات

نرم‌افزار از المان BEAM از نوع B21 استفاده شده است که یک المان دوبعدی با انترپولاسیون خطی می‌باشد. تئوری استفاده شده در این نوع المان‌ها تئوری تیر تیموشنکو است که در آن اثر تغییرشکل‌های برشی نیز در نظر گرفته شده است [14]. برای انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بارافزون، از الگوی بار جانبی مثلثی شکل استفاده شده است. در تحلیل‌های صورت گرفته اثر عوامل غیرخطی هندسی و غیر خطی مصالح در نظر گرفته شده است.

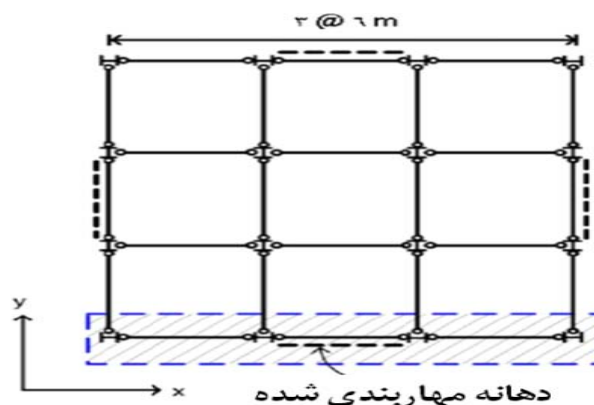
موضعی یا ناپایداری عضو مورد نظر (در سازه‌های فولادی) جلوگیری شود. سپس ظرفیت‌های اعضای سازه‌ای مجاور به گونه‌ای محاسبه می‌شود که احتمال پاسخ غیرالاستیک یا خرابی در آن اعضا از بین برود [4].

تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون

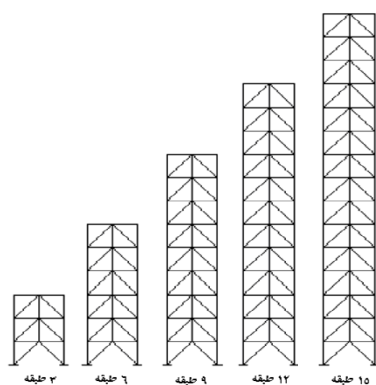
برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزار المان محدود ABAQUS و روش طول کمان (Riks) استفاده شده است. برای مدل‌سازی تحلیلی نمونه‌ها در این



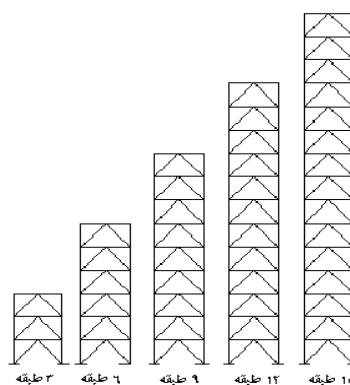
شکل ۶ قاب سه طبقه مهاربندی شده زیر همراه با ستون‌های مجازی



شکل ۵ پلان مدل‌های مورد مطالعه



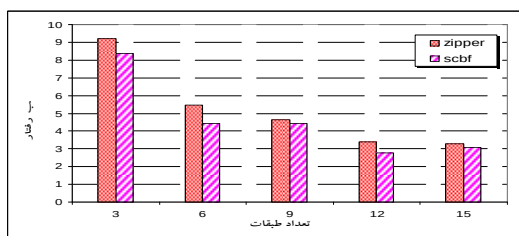
ب - قاب‌های مهاربندی شده شورون



الف - قاب‌های مهاربندی شده زیر

شکل ۷ قاب‌های مهاربندی شده شورون و زیر با تعداد طبقات مختلف

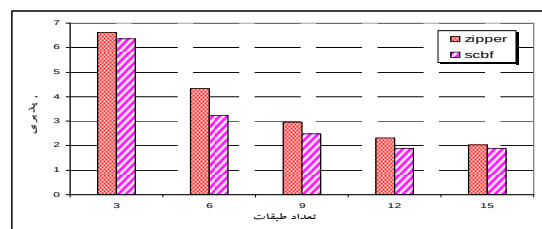
ضریب رفتار تمامی مدل‌ها به جز مدل ۳ طبقه کم‌تر از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه‌ی ASCE ($R=6$) می‌باشد. این امر نشان می‌دهد مقدار پیشنهادی آیین‌نامه برای ضریب رفتار این سیستم‌های مهاربندی برای سازه‌های با تعداد طبقات بیش‌تر بزرگ‌تر از مقدار واقعی است که این موضوع باعث ایجاد اشکال در طراحی می‌شود و باعث خواهد شد که مقاطع ضعیفی برای اعضا حاصل شود. در تحقیقات مشابه قبلی نیز به این موضوع تأکید شده است [17]. با توجه به این‌که ضریب رفتار تابعی از زمان تناوب سازه و بارهای وارد است در، نتیجه این ضریب نمی‌تواند معیار مناسبی جهت طراحی سازه‌ها در کلیه حالات منظورگردد. با این وجود در استانداردهای ساختمانی ضریب رفتار واحدی برای یک سیستم سازه‌ای واحد پیشنهاد می‌شود و از آن برای طراحی لرزه‌ای استفاده می‌شود [18]. بنابراین میانگین مقادیر مزبور به عنوان ضریب رفتار طراحی این نوع از سیستم‌های مهاربندی به کار می‌رود، بر این اساس ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر برابر ۵/۶۲ و قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون برابر ۴/۳۸ محاسبه شده است. لازم به ذکر است که مقادیر به دست آمده برای ضریب رفتار بر اساس روش حالات حدی (روش ضرایب بار و مقاومت) می‌باشد و در صورتی که طراحی بر اساس روش تنش مجاز مد نظر باشد، بایستی هر یک از مقادیر در عدد ۱/۴۴ ضرب گردند.



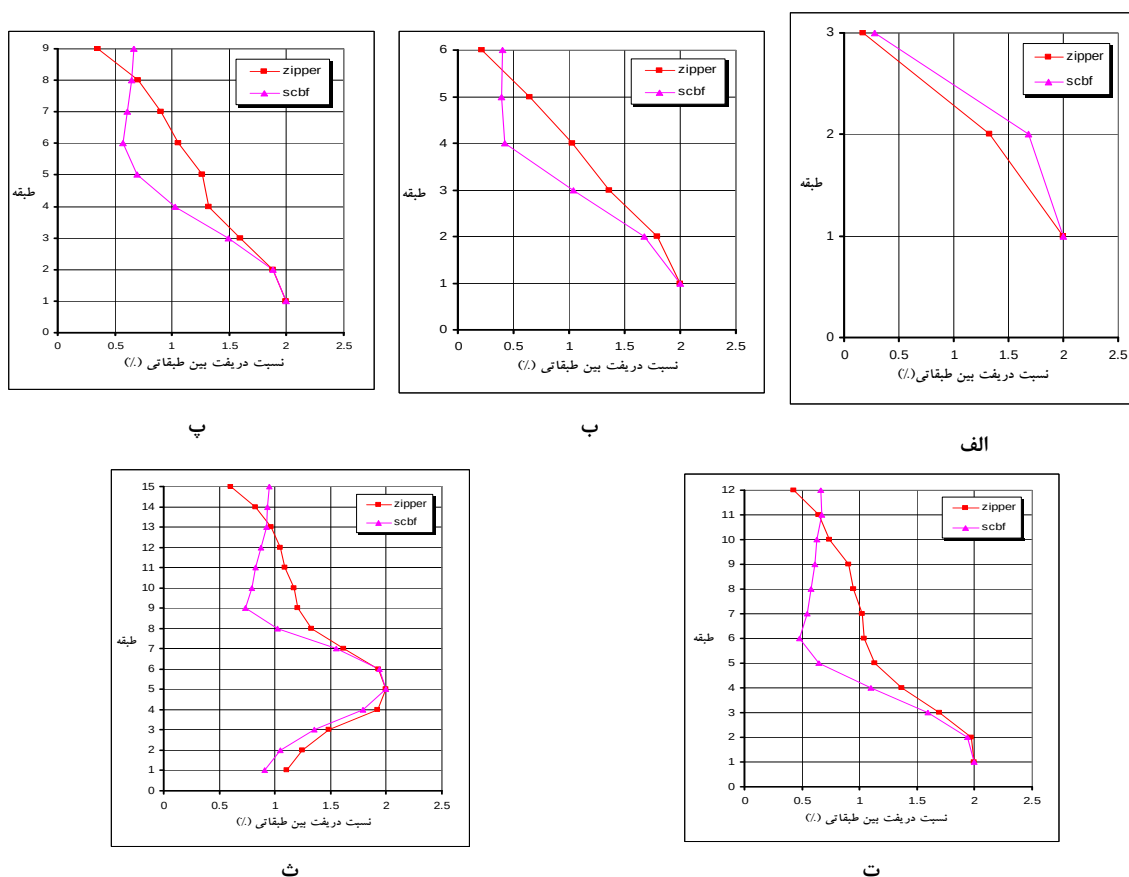
شکل ۹ نمودار ستونی مربوط به ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر با تعداد طبقات متفاوت

در این تحقیق نسبت تغییر مکان مکان طبقه به عنوان معیار کنترل کننده‌ی خرابی سازه در نظر گرفته شده است که این نسبت برای قاب‌های مهاربندی شده در آستانه‌ی خرابی برابر ۲٪ در نظر گرفته می‌شود [15]. بعد از محاسبه‌ی نمودارهای ظرفیت برای هر یک از مدل‌ها، نمودارهای مربوطه به صورت نمودار دوخطی ایده‌آل‌سازی شده و سپس با تقسیم نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان حد الاستیک، شکل پذیری هر یک از مدل‌ها محاسبه شده است. برای تعیین ضریب شکل پذیری از فرمول کراونکلر رابطه‌ی (۵) استفاده شده است. مطابق رابطه‌ی (۳) ضریب اضافه مقاومت (R_o) محاسبه و در نهایت با ضرب آن در ضریب شکل پذیری (R_{II})، ضریب رفتار برای هر یک از قاب‌ها محاسبه شده که نتایج حاصل به صورت نمودار ستونی در شکل‌های (۹ و ۸) نشان داده شده است.

با توجه به نمودار شکل (۸) ملاحظه می‌شود که شکل پذیری قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر در تمامی مدل‌ها از قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون بیش‌تر است. شکل (۹) که مربوط به نمودار ستونی ضریب رفتار قاب‌ها می‌باشد، نشان می‌دهد که ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر در کلیه مدل‌ها بیش‌تر از قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون می‌باشد و هم‌چنین با افزایش تعداد طبقات سازه، ضریب رفتار سازه کاهش می‌یابد که این نتیجه با تحقیقات مشابه پیشین بر روی قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون مطابقت دارد [16,17]. هم‌چنین ملاحظه می‌شود که



شکل ۸ نمودار ستونی مربوط به شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر با تعداد طبقات متفاوت



شکل ۱۰ نمودارهای مربوط به توزیع نسبت تغییر مکان طبقه در ارتفاع قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر، (الف) مدل ۳ طبقه، (ب) مدل ۶ طبقه، (پ) مدل ۹ طبقه، (ت) مدل ۱۲ طبقه، (ث) مدل ۱۵ طبقه

بام در مورد قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر بدون استثنا در همه‌ی مدل‌ها کم‌تر از قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون بوده است، که علت آن را می‌توان در فلسفه‌ی طراحی ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر معلق مبنی بر عدم کمانش مهاربندهای طبقه‌ی بام دانست.

تحلیل دینامیکی غیرخطی

در این مقاله برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از روش تاریخچه زمانی به روش دینامیکی غیرصریح (Dynamic-Implicit) استفاده شده است و برای این منظور مدل‌های دوبعدی به‌طور جداگانه تحت مؤلفه‌های افقی زلزله‌های جدول (۱) قرار گرفته‌اند. در

نمودارهای شکل (۱۰) توزیع نسبت تغییر مکان طبقه را در ارتفاع قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر و شورون به‌صورت مقایسه‌ای نشان می‌دهند. ملاحظه می‌شود که در همه‌ی مدل‌ها توزیع نسبت تغییر مکان طبقه در قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر در مقایسه با قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون یکنواخت‌تر است که علت آن کمانش مهاربندهای طبقات بالاتر و مشارکت آن‌ها در تحمل نیروهای جانبی می‌باشد. در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون نسبت تغییر مکان طبقه در طبقات پایین‌تر بیش‌تر است و در طبقات بالاتر به‌شدت کاهش می‌یابد. این امر نشان دهنده‌ی تمرکز خرابی در طبقات پایین می‌باشد. با توجه به این شکل‌ها ملاحظه می‌شود که نسبت تغییر مکان طبقه در طبقه‌ی

در طبقات بالاتر افزایش می‌یابند که دلیل آن انتقال نیروهای نامتعادل‌کننده‌ی ایجاد شده در طبقات پایین‌تر به طبقات بالاتر می‌باشد. هم‌چنین نیروی فشاری ماکزیمم در اعضای زیر در مدل‌های کوتاه مرتبه (۳ و ۶ طبقه) در طبقات بالاتر کاهش می‌یابند و در بقیه‌ی مدل‌ها این مقادیر در طبقات میانی دچار افزایش می‌شوند و دوباره در طبقات بالاتر کاهش می‌یابند، که علت آن را می‌توان در مشارکت مدهای بالاتر در تغییر شکل سازه بیان نمود.

بر اساس بررسی‌های انجام گرفته مشاهده می‌شود که نسبت نیروی کششی ماکزیمم به نیروی فشاری ماکزیمم در هر یک از مدل‌ها در طبقات بالاتر افزایش می‌یابد و این نشان می‌دهد که تأثیر نیروی فشاری در طبقات بالاتر کاهش می‌یابد و برعکس نقش نیروی کششی در رفتار طبقات بالاتر افزایش می‌یابد.

بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، مقادیر ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه در سیستم‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر، به‌صورت مقایسه‌ای مطابق نمودارهای شکل (۱۲) ارائه شده است و هم‌چنین در این نمودارها مقادیر مذکور با مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای مقایسه شده‌اند. مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ی ASCE [12]، ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه برای مدل‌های ۳ طبقه ۱/۸۷۵٪ و برای سایر مدل‌ها برابر ۱/۲۵٪ در نظر گرفته شده است [12].

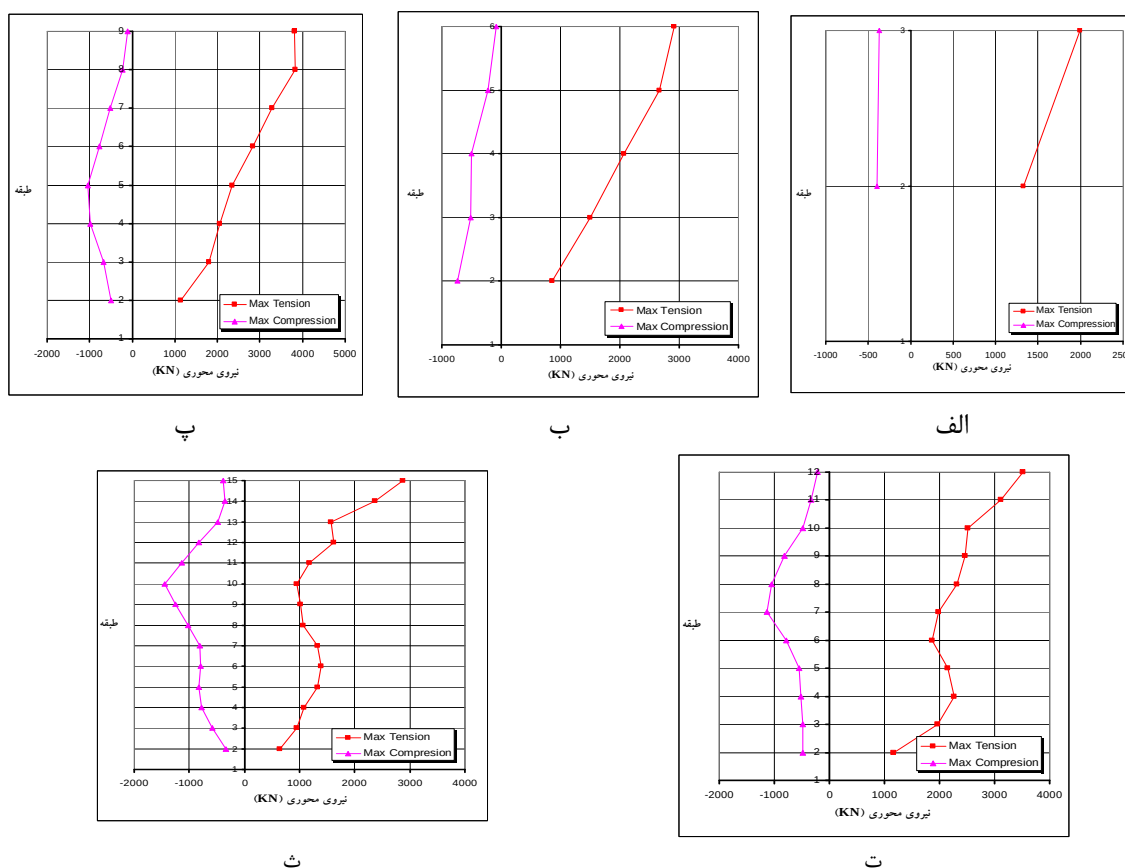
این مقاله از هفت شتاب‌نگاشت از نوع نزدیک به گسل برای انجام تحلیل‌های دینامیکی استفاده شده است. بزرگا و فاصله از گسل محرک در این زلزله‌ها مشابه است و شرایط خاک محل ثبت آن‌ها با شرایط خاک محل مد نظر در طراحی، یکسان بوده است. زلزله‌ها بر اساس طیف استاندارد طراحی آیین‌نامه بارگذاری ASCE [19]، مقیاس شده‌اند. مطابق ضوابط FEMA 450، ضرایب مقیاس به‌گونه‌ای محاسبه شده‌اند که در محدوده‌ی دوره‌ی تناوب‌های ۰/۲T تا ۱/۵T مقادیر طیف میانگین از مقادیر طیف پاسخ طرح کم‌تر نباشد که T دوره‌ی تناوب اصلی سازه می‌باشد.

مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها با استفاده از روش ارائه شده در FEMA 450 [۱۹] برای حالت تحلیل دینامیکی دوبعدی انجام گرفته است، با این تفاوت که به‌ازای هر شتاب‌نگاشت یک ضریب مقیاس مجزا تعیین و در تحلیل‌ها مورد استفاده قرار گرفته است.

به‌منظور بررسی رفتار سیستم مهاربندی زیپر، در ابتدا نیروهای کششی و فشاری ماکزیمم ایجاد شده در اعضای زیپر تحت هر یک از زلزله‌ها محاسبه شده است. نمودارهای موجود در شکل (۱۱) مقادیر میانگین ماکزیمم نیروی فشاری و هم‌چنین نیروی کششی ایجاد شده در اعضای زیپر را تحت هر یک از زلزله‌ها در هر یک از مدل‌ها نشان می‌دهند. در این نمودارها مشاهده می‌شود که در همه‌ی مدل‌ها نیروهای کششی ماکزیمم

جدول ۱ مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

زلزله‌ها	Station & Data Source	PGA (g)	Time Step (sec)	Distance (Km)
Northridge (1994)	90055 Simi Valley-Katherine Rd-USC	۰/۸۷۷	۰/۰۱	۱۴/۶
Kobe (1995)	OKJMA-USGS	۰/۸۲۱	۰/۰۲	۰/۶
Chi-Chi (1999)	WNT-CWB	۰/۹۵۸	۰/۰۰۵	۱/۱۸
San Fernando (1971)	279 Pacoima Dam - CDMG	۱/۲۲۶	۰/۰۱	۲/۸
Coalinga (1983)	1604 Oil City-USGS	۰/۸۶۶	۰/۰۰۵	۸/۲
Loma Prieta (1989)	57007 Corralitos-CDMG	۰/۶۴۴	۰/۰۰۵	۵/۱
Whittier Narrows(1987)	709 Garvey Res-Control Bldg-USGS	۰/۴۵۷	۰/۰۰۵	۱۲/۱

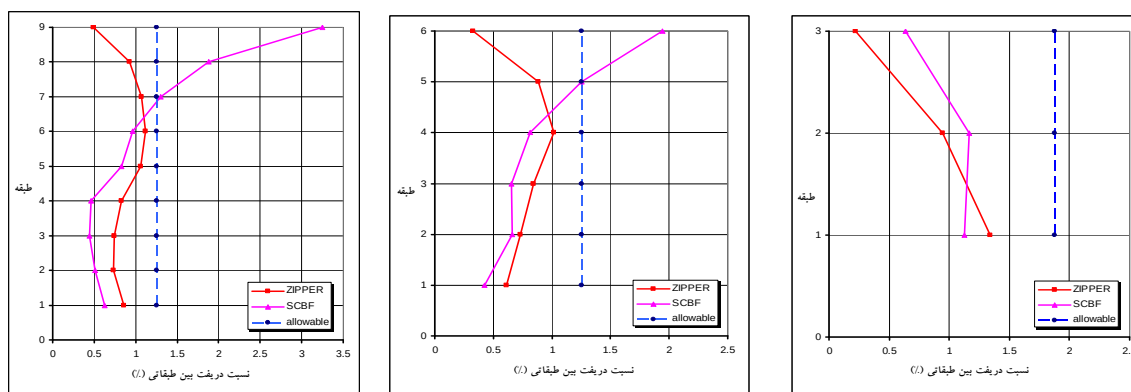


شکل ۱۱ نیروهای کششی و فشاری ماکزیمم در اعضای زیر، (الف) مدل ۳ طبقه، (ب) مدل ۶ طبقه، (پ) مدل ۹ طبقه، (ت) مدل ۱۲ طبقه، (ث) مدل ۱۵ طبقه

طبقه در طبقات پایین‌تر قاب مهاربندی شده‌ی شورون، کم‌تر از مقادیر مربوط به قاب مهاربندی شده‌ی زیپر و هم‌چنین مقدار مجاز آیین‌نامه‌ای است. با افزایش ارتفاع قاب این مقادیر نیز افزایش می‌یابد و در طبقات بالاتر این مقادیر از حد مجاز آیین‌نامه‌ای و مقادیر نظیر در قاب مهاربندی شده‌ی زیپر بیش‌تر می‌گردد. نمودار شکل (۱۲-ث) که مربوط به مدل ۱۵ طبقه می‌باشد نشان می‌دهد که در قاب مهاربندی شده‌ی شورون مقدار ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه در طبقات پایین‌تر کم‌تر از مقدار مجاز است ولی در طبقات بالاتر به‌شدت افزایش می‌یابد. این در حالی است که در سیستم مهاربندی زیپر به‌استثنای طبقات ۱۲ و ۱۳ در سایر طبقات مقدار ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه کم‌تر از حد مجاز است.

هریک از نمودارهای شکل (۱۲) بر اساس میانگین نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی تحت شتاب‌نگاشت‌های هفتگانه‌ی جدول (۱) ترسیم گردیده است [19].

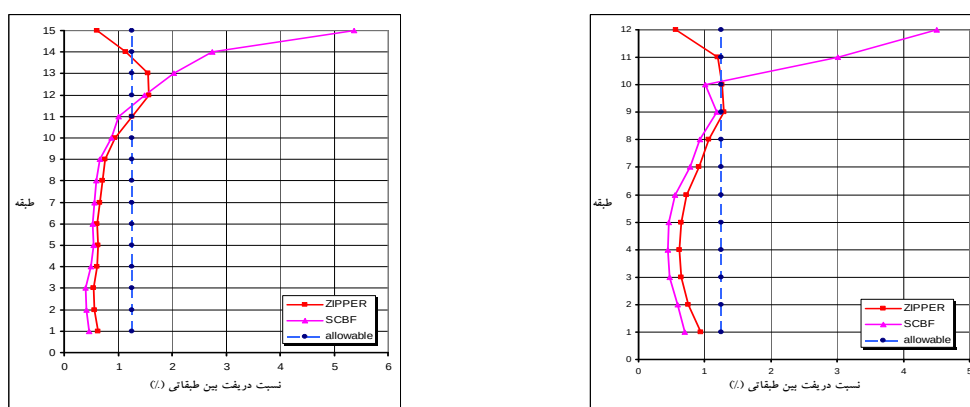
نمودار شکل (۱۲-الف) که مربوط به مدل ۳ طبقه می‌باشد، نشان می‌دهد که ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه در سیستم مهاربندی زیپر در همه‌ی طبقات به‌استثنای طبقه‌ی اول کم‌تر از سیستم مهاربندی شورون است. مقادیر ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه در هر دو نوع سیستم مهاربندی کم‌تر از مقدار مجاز آیین‌نامه می‌باشد. در شکل‌های (۱۲-ب، پ و ت) که به‌ترتیب مربوط به مدل‌های ۶، ۹ و ۱۲ طبقه هستند، مشاهده می‌شود که مقادیر ماکزیمم نسبت تغییر مکان



پ

ب

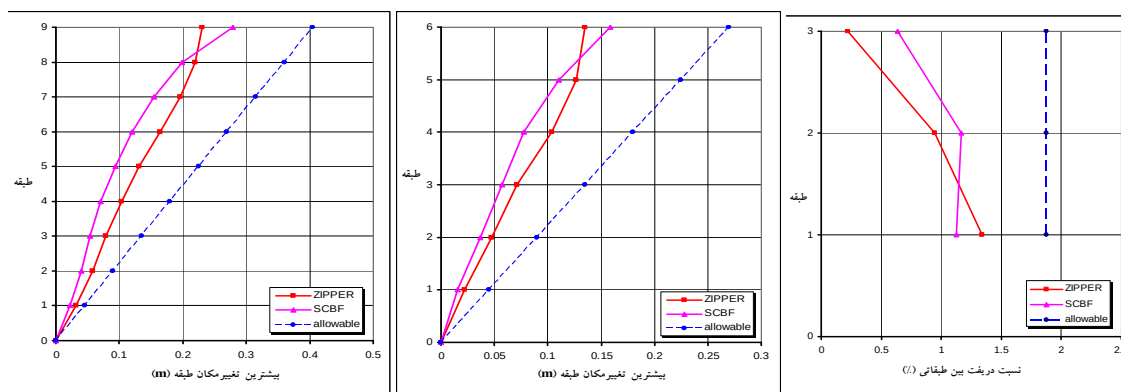
الف



ث

ت

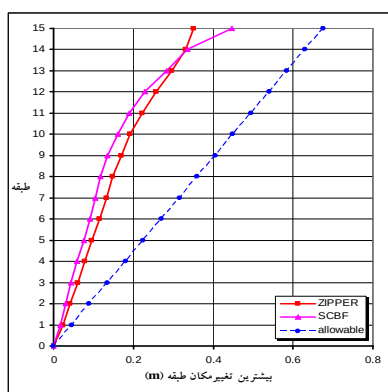
شکل ۱۲ مقایسه ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه در قاب‌های مهاربندی شده شورون و زیپر، (الف) مدل‌های ۳ طبقه، (ب) مدل‌های ۶ طبقه، (پ) مدل‌های ۹ طبقه، (ت) مدل‌های ۱۲ طبقه، (ث) مدل‌های ۱۵ طبقه



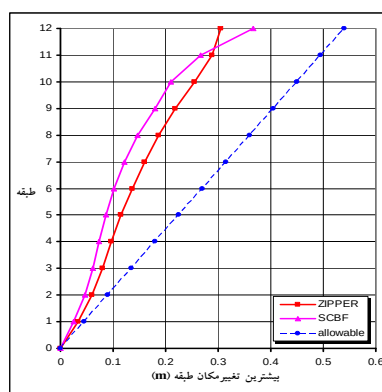
پ

ب

الف



ث



ت

شکل ۱۳ مقایسه‌ی ماکزیمم تغییر مکان طبقات در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر، (الف) مدل‌های ۳ طبقه، (ب) مدل‌های ۶ طبقه، (پ) مدل‌های ۹ طبقه، (ت) مدل‌های ۱۲ طبقه، (ث) مدل‌های ۱۵ طبقه

مقاله برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر ۵/۶۲ و برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون ۴/۳۸ بوده است. هم‌چنین شکل‌پذیری متوسط به‌دست آمده در این مقاله برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر ۳/۶۵ و برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون ۳/۱۷ بوده است.

۲- با افزایش تعداد طبقات در سازه‌های دارای قاب‌های مهاربندی شده‌ی هم‌مرکز، شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه تدریجاً کاهش می‌یابد.

۳- با توجه به تحلیل‌های استاتیکی انجام گرفته بر مدل‌های مورد بررسی در این مقاله، می‌توان نتیجه گرفت که توزیع نسبت تغییر مکان طبقه در قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر یکنواخت‌تر از قاب‌های شورون می‌باشد که این نتیجه‌گیری با توجه به نتایج تحلیل‌های دینامیکی نیز قابل استنباط است.

۴- یکی از نقاط ضعف قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون افزایش بی‌رویه‌ی نسبت تغییر مکان طبقه در طبقات بالاتر، به‌خصوص در سازه‌های بلندمرتبه، می‌باشد، که این امر باعث کاهش مطلوبیت این سیستم‌های مهاربندی شده است. با توجه به این‌که این مشکل در قاب‌های زیپر وجود ندارد قاب‌های زیپر می‌توانند

نمودارهای شکل (۱۳) به منظور مقایسه‌ی ماکزیمم تغییر مکان طبقات در مدل‌های دارای سیستم‌های مهاربندی شورون و زیپر ارائه شده‌اند. مقایسه‌ی این مقادیر در مدل‌های مختلف نشان می‌دهد که در صورت استفاده از مهاربند زیپر این مقادیر همواره بیش‌تر از حالت استفاده از مهاربند شورون می‌باشد (به‌استثنای طبقات بام). هم‌چنین محاسبه‌ی مقدار مجاز آیین‌نامه‌ای و مقایسه‌ی آن با نمودارهای شکل (۱۳) نشان می‌دهد که مقادیر جابه‌جایی ماکزیمم طبقات برای هر دو نوع سیستم مهاربندی در کلیه مدل‌ها کمتر از مقدار مجاز آیین‌نامه‌ای است.

نتیجه‌گیری

با بررسی نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی در حوزه‌ی مدل‌های سازه‌ای مورد بررسی در این مقاله، می‌توان به نتایج مهم زیر اشاره نمود:

۱- شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر، همواره بیش‌تر از مقادیر متناظر در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون با شکل‌پذیری ویژه می‌باشد. ضریب رفتار متوسط به‌دست آمده در این

به عنوان جایگزین مناسبی برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون انتخاب شوند.

مراجع

1. Yang, CH. SH., "Analytical and Experimental Study of Concentrically Braced Frames with Zipper Struts", PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, (2006).
2. Yang, CH. SH., Leon, R. T., Des Roches, R., "Design and behavior of zipper-braced frames", School of civil and Env. Engineering, Georgia Tech, Atlanta, GA 30332-0355, USA, Engineering Structures, (2007).
3. Goel, S.C., "Earthquake Resistant Design of Ductile Braced Steel Structures", Stability and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading, CRC Press, Boca Raton, FL, PP. 298-308., (1992)
4. Bruneau, M., Uang, C.M., and Whittaker, A., "Ductile Design of Steel Structures", McGraw-Hill, (1998).
5. AISC 341, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago., (2009).
6. Khatib, I.F., Mahin, S.A. and Pister, K.S., "Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames", Report No. UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley., (1988).
7. Tremblay, R. and Tirca, L., "Behavior and Design of multi-story zipper concentrically braced steel frames for the mitigation of soft-story response", Proceedings of the conference on behavior of steel structures in seismic areas, P.471-477, (2003).
8. M. Razavi. and M.R. Sheidaii., "Seismic Performance of Cable-Zipper Braced Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 74, PP. 49-57, (2012).
9. AISC 360., "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago., (2010).
10. ATC-19., "Structural response modification factors ", Applied Technology Council , Redwood City, California, 995:5-32.
11. Whittaker, A., and Hart, G. and Rojhan, CH., "Seismic Response Modification Factors", Journal of Structural Engineering, Vol. 125, (1999).
12. ASCE7., "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers, Virginia., (2010).
13. ASTM, "American Society for Testing and Materials",., (2004).
14. ABAQUS. Inc., "ABAQUS Analysis User's Manual", Release 6.5., (2004).
15. FEMA356., "Federal Emergency Management Agency" , Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C., (2000).
16. Balendra, T. and Huang, X., "Over strength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 129, PP. 1019-1035, (2003).

17. Kim, J., and Choi, H., "Response modification factors of chevron-braced frames", Engineering Structures, Vol. 27, PP. 285-300, (2005).
18. Maheri, MR. and Akbari, R., "Seismic behavior factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC building", Engineering Structures, Vol. 25, PP. 1505-1513, (2003).
19. FEMA 450., "Federal Emergency Management Agency", NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, Washington, D.C., (2003).

رفتار سازه‌ای کانال‌های درون‌شهری پر شده با انواع مخلوط CLSM حاوی مصالح بازیافتی*

محمد کاظم شربتدار^(۱)

چکیده مخلوط‌های کم‌مقاومت روان (CLSM) بدون نیاز به تراکم در محل‌های مورد نیاز به‌عنوان پرکننده در پرکردن کانال‌های حفاری شده برای لوله‌های تأسیسات شهری استفاده می‌شوند. در این مقاله کارهای آزمایشگاهی آزمون‌های مکعبی کوچک و کانال بزرگ ساخته شده با مخلوط بتن روان کم‌مقاومت انجام شد که نتایج مقاومت فشاری ۱۲ طرح نشان دهنده‌ی تولید بتن‌هایی بسیار روان است با نسبت آب به سیمان بالای ۲ با مقاومت‌های متفاوت که برای جایگزینی با خاکریزهایی با تراکم نامناسب و کاهش نشست آسفالت متناسب است. کانال‌های بزرگ آزمایشگاهی و خیابانی، بارهای متمرکزی بین ۳/۵ تا ۷ تن را که در حدود بار چرخ کامیون ۴۵ تنی آئین‌نامه‌های طراحی جاده‌ها و پل‌ها است که بعد از دو ماه با نشست بسیار اندک همراه بودند و رفتار سازه‌ای مناسب داشت.

واژه‌های کلیدی بتن (CLSM)، خاکستر بادی، کانال لوله‌ها، طرح اختلاط بهینه، نشست، مقاومت فشاری، رفتار سازه‌ای، طراحی روکش.

Structural Behavior of in-city canals filled with different CLSM containing Recycled Aggregated

M.K. Sharbatdar

Abstract Compacted Low strength material (CLSM) made with material such as fly ash and recycled aggregates is used as filler at city infrastructure canals without compaction need. Experimental small specimens and large canals were casted with this concrete and tested to give several results. Test results of compression strengths on 12 different designs shows that this concrete with high workability and w/c ratio over 2 can be replaced with low compacted filled soils and can reduce asphalt settlement over city pavements. Large CLSM canals inside and outside of laboratory tolerated concentrated loads from 3.5 to 7 ton about standard 45-ton Truck (at Bridge and pavement design codes) with low settlement after two months and showed acceptable structural behavior.

Keywords CLSM concrete, Fly ash, Canals, concrete design, settlement, compression strength, pavement design.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۶/۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۷/۱۴ می‌باشد.

(۱) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

مقدمه

مصالح با مقاومت کم کنترل شده یک ماده سیمانی خود متراکم است که به عنوان یک ماده‌ی پرکننده در محل پرکننده‌های متراکم استفاده می‌شود و به‌صورت خاکریز روان، پرکننده با چگالی تنظیم شده، ملات روان، مخلوط سیمانی خاکی خمیری، و عبارت‌های دیگر بیان می‌شود و اطلاعاتی درباره کاربردها، خصوصیات مصالح، نسبت‌ها، ساخت و اجرا و مراحل کنترل کیفیت آن توسط مراجع معتبر علمی جهانی و بعضی از شرکت‌های اجرایی جهانی با نگرش مراحل اجرایی و کاربردها و نیز به‌وسیله‌ی محققان و پژوهشگران ارائه شده‌اند [1-3]. بعضی از این بتن‌ها دارای مقاومت فشاری $8/3$ مگاپاسکال یا کمترند بوده تا امکان حفاری این بتن در آینده وجود داشته باشد و فقط انتظار تحمل بارهای پیاده یا خودروی سبک از آن‌ها می‌باشد و به تراکم (تحکیم)، عمل‌آوری برای حصول مقاومت مورد نظر نیاز ندارد. این بتن به‌صورت آماده در یک ترانسه، یا حفاری‌ها به‌عنوان پرکننده‌ها ریخته می‌شود و با وجود سیال بودن در هنگام اجرا، بعد از ۲ یا ۳ ساعت می‌تواند وزن یک شخص را تحمل کند. اگرچه در مقایسه با خاکریز معمولی دارای قیمت بالاتری می‌باشد، خیلی از فواید آن باعث کاهش هزینه‌ها در محل می‌شود [4-6]. ماده‌ی مناسب برای کف‌سازی کانال‌های تلفن، برق، لوله و غیره است تا حفره‌های کف کانال را پر کند و تکیه‌گاه یکنواختی فراهم آورد [7,8].

مخلوط‌های معمولی CLSM معمولاً شامل آب، سیمان پرتلند، خاکستر بادی یا تولیدات مشابه، دانه‌های ریز یا درشت یا هر دو می‌باشند. اگرچه مواد استفاده شده در این مخلوط‌ها مقررات ASTM و دیگر استانداردها را رعایت می‌کنند، همیشه استفاده از مواد کاملاً استاندارد لازم نیست. انتخاب مواد باید براساس موجود بودن، هزینه، کاربرد خاص و خصوصیات ضروری مخلوط شامل روانی، مقاومت، قابلیت حفاری و چگالی باشد. خاکستر بادی ناشی از سوخت ذغال در بعضی اوقات برای بهبود روانی استفاده می‌شود تا

باعث افزایش مقاومت و کاهش آب انداختن، و هم‌چنین کاهش آب‌رفتگی و نفوذپذیری گردد. مصرف کمتر آب در آن باعث کاهش ترک‌های آب‌رفتگی و جمع‌شدگی و ترک‌های ناشی از آن می‌گردد و بعد از خشک شدن دارای افت می‌شود که در اجرا باید به این موارد دقت شود [9-11]. مصالح غیر استاندارد موجود مانند ماسه‌ی مازاد ریخته‌گری، خرده شیشه در شیشه‌گری، و بتن‌های خردشده و پساب‌های صنعتی متناسب با مقررات پروژه در مخلوط‌های CLSM استفاده می‌شوند [12-14]. خواص CLSM بین خواص خاک و بتن می‌باشند. این مخلوط مشابه موادی که در بتن استفاده می‌شود ساخته می‌شود و مشابه بتن نیز ریخته می‌شود و در حال استفاده نیز خواصی مشابه خاک را از خود نشان می‌دهد. جریان‌پذیری، خاصیتی است که CLSM را از دیگر مواد پرکننده متمایز می‌کند و ماده را قادر می‌سازد که خودبه‌خود هموار گردد، به داخل یک حفره برود و آنجا را پر کند و بدون نیاز به تجهیزات سستی ریختن بتن و تراکم، متراکم گردد. میزان آب مصرفی مورد نیاز برای این نوع بتن به پارامترهای مختلفی مانند نوع و میزان سنگدانه‌ها، نسبت آب به سیمان، مواد افزودنی و خاکستر بادی و دانه‌های نرم غیر چسبنده تا حدود ۲۰٪ وزن کل دانه‌ها و غیره بستگی دارد [15]. ماسه‌های استفاده شده‌ی کوره‌های ریخته‌گری فلزی و غیر فلزی پتانسیل خوبی برای اضافه شدن به بتن CLSM و اصلاح خواص آن دارند [16]. در سال‌های اخیر تحقیقات قابل توجهی برای استفاده از ضایعات صنعتی و غیره در ساخت و به‌کارگیری بتن‌های کم مقاومت و به‌صورت خاکریز روان با خصوصیتی جدید انجام شده است تا ضمن اقتصادی بودن، باعث بهبود خواص CLSM برای کاربردهای جدید باشد و در مواردی می‌توان از سرباره‌ی مانده در فیلترهای کارخانجات سیمان تا حدود ۱۵ درصد برای بهبود خواص بتن CLSM به خصوص جریان‌پذیری و مقاومت استفاده و جایگزین سیمان اصلی نمود [17,18]. اخیراً تحقیقاتی در خصوص استفاده از پسماندهای کارخانجات سنگبری

ظرفیت بالا با میزان بازشدگی مناسب در این مقاله ارائه می‌گردد.

آزمونه‌های آزمایشگاهی

مصلح مصرفی. خاکستر بادی (وارداتی از کشور آفریقای جنوبی)، میکروسیلیس (کارخانه‌ی فروسیلیس سمنان) به‌عنوان مواد مکمل به‌همراه سیمان پرتلند تیپ ۲ و خرده آجر (به‌صورت اشباع با سطح خشک) با دانه‌بندی بین ۱۲/۵ تا ۲۰ میلی‌متر، آب، و ماسه یا شن برای ساخت انواع طرح اختلاط مخلوط بتنی خاص کم‌مقاومت روان به‌کار رفت تا چند طرح اختلاط بهینه برای پرکردن کانال‌های لوله‌ها به‌دست آید. خاکستر بادی در کشورهایی مانند آفریقای جنوبی و در نیروگاه‌های ذغال سنگی با قیمت بسیار پائین تولید می‌شود و برای مصرف احجام زیاد در ایران، حمل و نقل پرهزینه‌ای دارد. ضمناً منشأ طبیعی این مواد در کشور ایران یافت شده است که به‌زودی قابل بهره‌برداری با قیمت مناسب خواهد بود. استفاده از خرده آجر در بسیاری از کارخانجات و پروژه‌های عمرانی، کمکی به حفظ محیط زیست می‌باشد. البته امکان استفاده از پودر سنگ به‌عنوان بخشی از مواد جایگزین خاکستر بادی جهت افزایش روانی با اثرات مثبت و منفی نیز وجود دارد که در این طرح مورد بررسی قرار نگرفته است.

مشخصات طرح‌های اختلاط آزمونه‌های مکعبی

۶۰ آزمونه‌ی مکعبی ۱۵ سانتی‌متری در چهار نوع طرح اختلاط D1 تا D4 با خصوصیات جریان اسلامپ مناسب و بسیار روان مطابق با استاندارد BS 1881-83 ساخته شدند و در قالب‌های مکعبی ریخته و در دو حالت متفاوت عمل‌آوری گردد تا تأثیر عمل‌آوری بر بتن‌های کم‌مقاوم حاوی خاکستر بادی بررسی گردد. مقادیر آب، سیمان، ماسه و خاکستر بادی و همچنین نسبت‌های آب به سیمان و نسبت آب به مجموع سیمان و خاکستر بادی و همچنین وزن

در ساخت بتن‌های روان توسط آقای دکتر کاشی در انستیتوی مصالح ساختمانی دانشگاه تهران انجام شده است.

نشست همراه با کاهش حجم CLSM به‌محض آزاد کردن آب یا هوای محبوس از طریق متراکم کردن مخلوط می‌باشد. آب مصرفی برای جریان‌پذیری معمولاً بیش‌تر از آب مورد نیاز برای هیدراسیون می‌باشد و معمولاً به‌وسیله‌ی خاک اطراف کانال‌ها جذب می‌گردد و یا از طریق سطح به‌صورت آب انداختن آزاد می‌گردد. خاکریزهای متراکم شده حتی وقتی شرایط تحکیم را مراعات کنند نشست می‌کنند ولی CLSM بعد از سخت شدن هیچ نشستی ندارد. CLSM با مصالح پلی‌اتیلن که عموماً به‌عنوان محافظ برای وسایل زیر خاکی و یا لوله‌های گاز یا آب استفاده می‌شوند سازگار است. برای هر نوع ماده‌ی پرکننده یا خاکریز، دقت لازم باید مبذول داشت تا آسیبی به روکش محافظ خطوط لوله‌های مدفون وارد نشود. دانه‌بندی ریزدانه CLSM می‌تواند باعث تقلیل خراشیدن و ضربه زدن به این سطوح پلی‌اتیلنی شود. مخلوط‌های بتنی خاکریز روان برای پرکردن فضای خالی زیر و اطراف و بالای لوله‌های گاز یا آب یا فاضلاب نصب شده‌ی درون یا برون شهری در کانال‌های حفاری شده قابل استفاده می‌باشند. ضمن جلوگیری از نشست و احتمال خمیدگی در لوله‌ها، از دسترسی و آسیب‌های احتمالی لوله‌های پلی‌اتیلن توسط حشرات موذی جلوگیری می‌کند. تاکنون آزمایش‌های متعددی انجام گرفته است تا ضمن به‌دست آوردن طرح اختلاط‌های مختلفی برای تولید اجرای بتن CLSM، آزمایش‌های متعدد سازه‌ای بر روی کانال‌های حفاری شده‌ای که لوله‌های پلی‌اتیلن در آن قرار دارد و با این بتن‌ها پر شده‌است انجام شود. پارامترهای آزمایشگاهی زیادی برای کاربرد این بتن در این مورد خاص مورد بررسی قرار گرفته‌اند که مراحل طراحی و ساخت آزمونه‌های مکعبی استاندارد فشاری ۱۵۰ میلی‌متری و کانال‌های بتنی تحت جک‌ها با

مخصوص برای یک متر مکعب در جدول شماره‌ی (۱) ارائه شده است.

در آزمایش‌های مرحله‌ی بعد نیز مخلوط‌هایی برای شرایط خاص با استفاده از ترکیب خاکستر بادی و میکروسیلیس و متناسب با نیاز مقاومتی مورد نیاز، با و بدون استفاده از خرده آجر، چهار نوع طرح اختلاط DC1 تا DC4 برای یک متر مکعب مطابق جدول (۲) ساخته شدند و مورد آزمایش قرار گرفتند تا در پر کردن کانال‌های واقعی استفاده شوند. در بعضی موارد نیاز به مقاومت بالا نیست و بتن بسیار روان با مصرف کم سیمان و مصرف بالای خاکستر بادی تولید می‌شود

ولی در مواردی علاوه بر بتن روان به مقاومت مناسب نیز به دلیل تردد سنگین نیاز است که مصرف بالاتر سیمان یا میکروسیلیس باید مدنظر باشد که در هر دو حالت استفاده یا عدم استفاده از خرده آجر می‌تواند هم نقش مقاومتی و هم مزیت اقتصادی به‌عنوان مصالح بازیافتی جایگزین سنگدانه‌های معمولی گردند. چنانچه از خرده آجر خشک استفاده شود باید آب را به میزان درصد جذب در حدود ۲۵ تا ۳۰ درصد، آب اضافه کرد تا کارایی و روانی مناسب برای تولید بتن روان حاصل گردد.

جدول ۱ طرح اختلاط بتن روان آزمون‌های مکعبی ۱۵۰ میلی‌متری

مؤلفه‌های بتن	مخلوط D1	مخلوط D2	مخلوط D3	مخلوط D4
سیمان (کیلوگرم)	۲۲۰	۱۱۰	۱۱۰	۷۵
خاکستر بادی (کیلوگرم)	۰	۱۱۰	۲۲۰	۲۲۵
ماسه (کیلوگرم)	۱۳۳۰	۱۳۳۰	۱۳۳۰	۱۳۳۰
آب (کیلوگرم)	۲۲۰	۲۲۰	۳۳۰	۳۰۰
وزن مخصوص ($\frac{kg}{m^3}$)	۱۷۷۰	۱۷۷۰	۱۹۹۰	۱۹۳۰
$\frac{W}{C}$	۱	۲	۳	۴
$\frac{W}{C+F}$	۱	۱	۱	۱

جدول ۲ طرح‌های اختلاط مخلوط بتنی ساخته شده برای پرکردن کانال‌های حفاری شده

اجزاء تشکیل دهنده بتن	مخلوط DC1	مخلوط DC2	مخلوط DC3	مخلوط DC4
سیمان (کیلوگرم)	۵۸	۵۰	۱۲۰	۱۱۰
خاکستر بادی (کیلوگرم)	۱۱۷	۱۰۰	۱۲۰	۲۲۰
میکروسیلیس (کیلوگرم)	۰	۱۳	۰	۰
آب مصرفی (کیلوگرم)	۱۷۵	۱۵۰	۲۴۰	۲۷۵
$\frac{W}{C}$	۳	۳	۲	۲/۵
$\frac{W}{C+F}$	۱	۱	۱	۰/۸
ماسه (کیلوگرم)	۷۰۰	۷۰۰	۱۴۸۰	۱۳۲۰
خرده آجر اشباع (کیلوگرم)	۹۰۰	۹۰۰	۰	۰
وزن مخصوص ($\frac{kg}{m^3}$)	۱۹۵۰	۱۹۱۳	۱۹۶۰	۱۹۲۵

قالب‌های مکعبی آزمایشگاهی با مخلوط روان بدون نیاز به ویبره، پر می‌شوند و ملاک روانی نیز محاسبه‌ی قطر بتن پخش شده‌ی یکنواخت در آزمایش جریان اسلامپ مطابق ASTM C143-90 و شکل (۱) بود که در حقیقت یکی از آزمایش‌های بتن خود متراکم (SCC) است که برای بتن‌های CLSM هم کاربرد دارد. اگرچه از سوزن و یکات برای اندازه‌گیری زمان گیرش ملات بتنی استفاده نشده است ولی با مشاهده در محل، زمان گیرش اولیه‌ی بتن در فضای داخل آزمایشگاه حدود ۹۰ دقیقه و زمان گیرش نهایی بسته به نوع مواد بین ۶ تا ۹ ساعت متغیر بود. آزمونه‌ها بعد از مدت زمان مورد نظر تحت آزمایش مقاومت فشاری قرار می‌گیرند. از محاسن بتن‌هایی با مقاومت فشاری پائین، امکان حفاری مجدد بعد از مدت‌ها و همچنین قابلیت میخ‌کوبی برای کارهای خاص می‌باشد که در این پروژه بررسی گردید.

مشخصات آزمونه‌های قالب‌های کانال‌مانند

سازه‌ای آزمایشگاهی

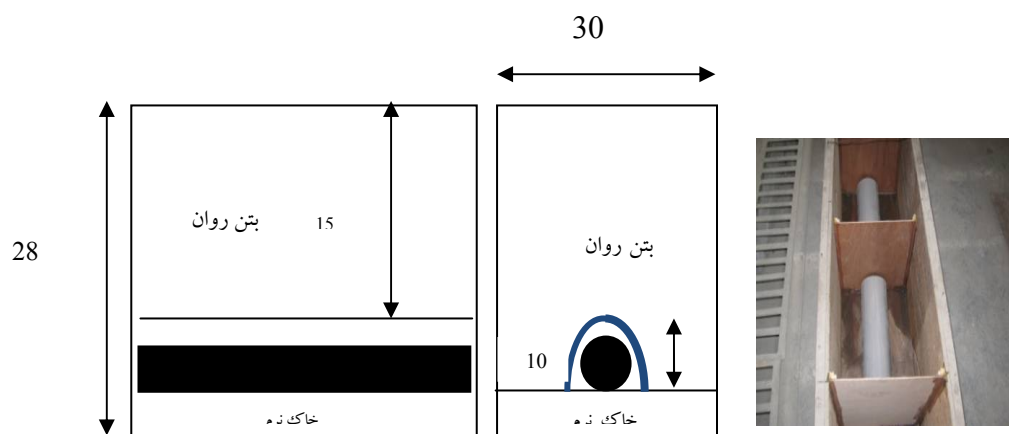
شش قالب مشابه کانال در آزمایشگاه و شش کانال مورد نظر با ابعاد و شرایط مشابه نیز در خیابان‌ها در نظر گرفته شده‌اند. همه‌ی قالب‌ها دارای ابعادی به طول ۴۰ سانتی‌متر و عرض ۳۰ سانتی‌متر چهار قالب دارای عمق ۲۸ و دو قالب دارای عمق ۳۸ سانتی‌متر بودند. بدنه‌های این قالب‌های چوبی نسبتاً محکم و سخت است و نسبتاً شبیه بدنه‌های اطراف کانال‌های طبیعی خاکی می‌باشد. این قالب‌ها از A تا F نام‌گذاری شده‌اند که مجموعاً چهار نوع مخلوط در داخل آن‌ها قرار می‌گیرد.

قالب‌های A و E با مخلوط DC1، قالب‌های C و F با مخلوط DC3، قالب B با مخلوط DC2، قالب D با

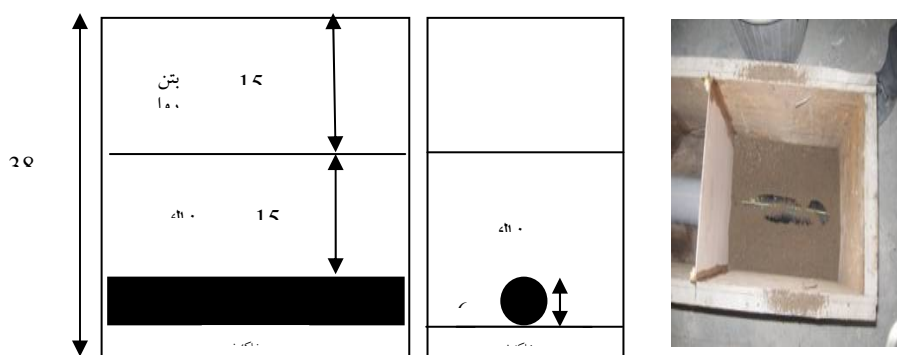
مخلوط DC4 پر شده‌اند. در بسیاری موارد می‌توان لوله‌ی فلزی یا پلی‌اتیلن در قالب قرار داد و بتن بر روی آن ریخت اما در مواردی مانند لوله‌های گاز باید طوری باشد که مشکلی برای کنترل کیفیت جوش‌های لوله‌های پلی‌اتیلن بعد از عبور گاز داخل آن‌ها به وجود نیاید، لذا دو نوع بتن‌ریزی در قالب‌ها در نظر گرفته شدند. در حالت اول، یک غلاف پلیکای سبک مطابق شکل (۲-الف) در اطراف لوله‌ی اصلی گاز قرار گرفت و سپس بتن روان بر روی این غلاف‌ها ریخته شد که در نتیجه هیچ تماسی بین بتن و لوله‌ی اصلی وجود نداشت و در حالت دوم، بر روی لوله‌ی اصلی تا عمق مشخصی مطابق شکل (۲-ب)، خاک ریخته شد و به‌طور مناسب کوبیده شد. سپس یک لایه بتن روان بر روی لایه‌ی خاک کوبیده شده ریخته شد که هیچ تماسی بین بتن و لوله‌ی اصلی وجود نداشت. در همه‌ی قالب‌ها، ابتدا به‌اندازه‌ی ۲ سانتی‌متر خاک نرمه ریخته شد و لوله روی آن قرار گرفت. در چهار قالب A، B، C و D شکل (۲-الف) با عمق کل ۲۸ سانتی‌متر، ابتدا غلافی نیم‌دایره‌ای به قطر ۱۰ سانتی‌متر بر روی لوله اصلی پلی‌اتیلن به قطر ۶ سانتی‌متر قرار داده شد تا بتن با لوله اصلی در تماس نباشد سپس بتن با عمق ۱۵ سانتی‌متر مستقیماً بر بالای غلاف پلیکایی و همچنین در اطراف آن ریخته شد. در دو قالب E و F شکل (۲-ب) با عمق کل ۳۸ سانتی‌متر، ابتدا لوله بر روی خاک نرمه با ضخامت ۲ سانتی‌متر قرار گرفت و سپس لایه‌ی خاک مخلوط ریزدانه با عمق حدود ۱۵ سانتی‌متر در بالای لوله‌ی اصلی و اطراف آن ریخته و به‌صورت دستی کوبیده شد و سپس با لایه‌ی مخلوط بتن روان با عمق حدود ۱۵ سانتی‌متر به‌طور کامل پر گردید.



شکل ۱ آزمایش جریان اسلامپ و اندازه‌گیری میزان روانی مخلوط



الف- حالت اول - غلاف‌ها بر روی لوله‌ی اصلی



ب- حالت دوم - لوله‌ی اصلی و لایه خاک کوبیده شده روی آن
شکل ۲ مقطع لوله‌های داخل کانال‌های آزمایشگاهی



شکل ۳ کلیه قالب‌های پر شده

بر روی چرخ‌ها طبق آئین‌نامه‌ها، در نظر گرفته شود. در این شرایط بار متمرکز مجاز در زیر هر چرخ بین ۳ تا ۴/۵ تن متغیر است. عرض چرخ طبق آیین‌نامه‌ی بارگذاری جاده‌ها و پل‌ها برابر ۱۰ سانتی‌متر و طول آن حدود ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد. برای شبیه‌سازی بار وارد بر کانال‌ها مشابه لاستیک کامیون، تکیه گاهی فلزی مشابه شکل (۵) با ابعاد ۱۰ سانتی‌متر عرض و حدود ۱۹ سانتی‌متر طول ساخته شد تا بار سنگین از طریق آن به کانال منتقل گردد و از تمرکز بار بر روی بتن جلوگیری شود. کانال‌ها در زیر جک فشاری قرار می‌گیرند و بارسنج مطابق شکل (۶) بر روی آن قرار داده می‌شود تا بار وارد را اندازه‌گیری کند. ضمناً کمی خاک در زیر قالب چوبی شبیه‌سازی شده ریخته می‌شود تا شبیه کف کانال طبیعی خاکی باشد و دارای کف فلزی سخت مشابه کف آزمایشگاه نباشد. مطابق شکل (۷)، از دو نوع تغییر مکان‌سنج برای اندازه‌گیری تغییر مکان‌های قائم بر روی سطح بتن و هم‌چنین بر روی کف کانال چوبی استفاده شده‌اند.

شش قالب داخل آزمایشگاه و شش کانال حفاری شده در خیابان آسفالتی با چهار نوع طرح اختلاط که تقریباً همه دارای خصوصیات اسلامپ ریزشی بیش از حد متعارف در بتن‌های معمولی بودند مطابق شکل (۳) به‌راحتی پر شدند و ۱۶ آزمونه‌ی مکعب ۱۵ سانتی‌متری نیز برای اندازه‌گیری مقاومت تهیه شدند.

مشخصات آزمونه‌های کانال‌های حفاری شده

سازه‌ای خیابانی

شش کانال مورد نظر در خیابان‌ها (از A تا F) نیز با ابعاد و شرایط مشابه شش قالب داخل آزمایشگاه در نظر گرفته شدند و به‌طور مجزا با بدنه‌های کاملاً طبیعی خاکی حفر گردیدند و لوله‌ها به دو صورت با و بدون غلاف قرار گرفتند و با چهار نوع طرح اختلاط DC1 تا DC4 پر شدند. نمای جزیی و کلی هر چهار کانال A, B, C, و D با عمق کل ۲۸ سانتی‌متر و دو کانال E و F با عمق کل ۳۸ سانتی‌متر، قبل از بتن‌ریزی در شکل (۴) نشان داده شده‌اند.

مراحل بارگذاری کانال‌های داخل آزمایشگاه

کانال‌ها باید تحت شرایط بارگذاری بسیار مشابه به عبور کامیون ۱۰ تنی به‌عنوان سنگین‌ترین بار



شکل ۴ آماده کردن کلیه‌ی کانال‌های خیابانی



شکل ۶ نصب جک و بارسنج و ریختن خاک در زیر قالب



شکل ۵ تکیه‌گاه فلزی منتقل‌کننده‌ی بار



شکل ۷ نصب تغییر مکان سنج برای اندازه‌گیری تغییر مکان‌های قایم قالب‌ها

در جدول (۳) و نسبت مقاومت ۲۸ به ۷ روزه‌ی آزمونه‌ها نیز در جدول (۴) داده شده‌اند که a_1 مقاومت فشاری نمونه با عمل‌آوری مناسب و a_2 بدون عمل‌آوری ۲۸ روزه بوده است و $k_1 = \frac{a_1}{a_2}$ نسبت این دو عدد می‌باشد در حالی که a_3 مقاومت فشاری ۷ روزه‌ی نمونه بدون عمل‌آوری است و k_2 نسبت مقاومت‌های ۲۸ به ۷ روزه بدون عمل‌آوری می‌باشد. مقاومت این آزمونه‌ها متناسب با طرح‌های مختلف اختلاط و میزان مصرف مؤلفه‌های بتن از ۴ تا ۸۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع متغیر بودند که بر حسب نیاز از یکی از این طرح‌ها در مراحل بعدی استفاده گردید. زمان گیرش اولیه و نهایی آزمونه‌ها متناسب با میزان مصرف سیمان و مصرف خاکستر بادی و شرایط جوی و آب و هوایی، متغیر می‌باشد و اگر نیاز به تردد سریع افراد و به‌خصوص وسایل نقلیه می‌باشد باید با استفاده از موادی مانند میکروسیلیس سعی شود مقاومت اولیه‌ی بالاتری در زمان کوتاه‌تر به‌دست آید.

مراحل بارگذاری و تردد خودروها بر روی کانال‌های خیابان

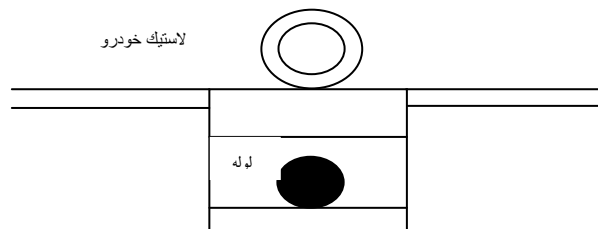
کانال‌های خیابان پس از سه روز ترافیک سبک خودروی سواری و پس از شش روز ترافیک سنگین کامیون‌ها و اتوبوس‌ها باز شد. شکل (۸) آماده بودن کانال‌ها پس از تکمیل بتن‌ریزی و جمع کردن موانع اطراف آن را نشان می‌دهد که آماده‌ی تردد وسایل نقلیه سبک می‌باشد. شکل (۹) تردد و عبور خودروی سبک سواری و کامیون سنگین حدود ۲۰ تن که از روی همه کانال‌ها می‌گذرند را نشان می‌دهند.

نتایج آزمایش‌ها

آزمونه‌های مکعبی. نتایج مقاومت‌های فشاری ۲۸ روزه‌ی آزمونه‌های مکعبی ۱۵ سانتی‌متری (مطابق بند ۶-۱ استاندارد ۶۰۴۸ ایران) بدون عمل‌آوری شدن (در هوای آزاد آزمایشگاه) و آزمونه‌های عمل‌آوری شده به‌صورت مرطوب و درصد افزایش مقاومت آزمونه‌های عمل‌آوری شده نسبت به عمل‌آوری نشده



ب- کانال ساخته شده آماده



الف- مقطع شماتیک کانال خیابانی و چرخ لاستیک خودرو

شکل ۸ آماده بودن کانال‌های خیابانی برای بارگذاری



شکل ۹ تردد و عبور خودرو سبک سواری و کامیون بر روی کانال‌های خیابانی

جدول ۳ نتایج مقاومت‌های فشاری ($\frac{kg}{cm^2}$) ۲۸ روزهی آزمون‌های مخلوط‌های متفاوت با مقایسه‌ی اثر عمل‌آوری

مخلوط											نوع عمل آوری	
D4			D3			D2			D1			
متوسط	نمونه ۲	نمونه ۱	متوسط	نمونه ۲	نمونه ۱	متوسط	نمونه ۲	نمونه ۱	متوسط	نمونه ۲	نمونه ۱	$a_1 =$ با بدون a_2 $k_1 = \frac{a_1}{a_2}$
۲۴/۹	۲۴/۱۲	۲۵/۶۷	۳۳/۳	۳۵/۹۶	۳۰/۷۰	۴۸/۷	۴۸/۸۰	۴۸/۵۷	۸۰/۸	۸۵/۸۳	۷۵/۷۶	
۱۴/۳۵	۱۵/۰۱	۱۳/۶۹	۱۳/۳	۱۱/۸۴	۱۴/۷۷	۲۶/۷	۲۸/۶۷	۲۸/۶۷	۷۷/۱۱	۷۵/۵۶	۷۸/۶۷	
۱/۷۳	۱/۶	۱/۸۷	۲/۵	۳/۰۴	۲/۰۸	۱/۸۳	۱/۸۳	۱/۸۳	۱/۰۵	۱/۱۴	۰/۹۶	

جدول ۴ نتایج مقاومت فشاری ($\frac{kg}{cm^2}$) آزمون‌ها بدون عمل‌آوری مخلوط‌های متفاوت با مقایسه‌ی عمر آزمون‌ها

مخلوط											مدت زمان (روز)	
D4			D3			D2			D1			
متوسط	نمونه	نمونه	متوسط	نمونه	نمونه	متوسط	نمونه]	نمونه	متوسط	نمونه		نمونه ۱
	۲	۱		۲	۱		۲	۱		۲		
۱۴/۳۵	۱۵/۰۱	۱۳/۶۹	۱۳/۳	۱۱/۸۴	۱۴/۷۷	۲۶/۷	۲۸/۶۷	۲۸/۶۷	۷۷/۱۱	۷۵/۵۶	۷۸/۶۷	$a_2 = 28$
۲۴/۲	۲۴/۷	۲۳/۷	۷/۹	۷/۶	۸/۲	۱۹/۱۴	۱۸/۹	۱۹/۳	۶۵/۷۹	۶۴/۴۷	۶۷/۱۱	$a_3 = 7$
۲/۵۵	۲/۴	۲/۷	۱/۷	۱/۶	۱/۸	۱/۳۹	۱/۴	۱/۳۸	۱/۱۷	۱/۱۷	۱/۱۷	$k_2 = \frac{a_2}{a_3}$

جدول ۵ نتایج مقاومت‌های ۹۰ روزه (سه ماهه) آزمون‌های مکعبی ۱۵ سانتی‌متری بدون عمل‌آوری شدن

طرح اختلاط	مقاومت فشاری ۷ روزه $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	مقاومت فشاری ۹۰ روزه $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	نسبت مقاومت ۹۰ به ۷ روزه
DC1	۷/۵	۱۳/۵	۱/۸
DC2	۸/۵	۱۵/۵	۱/۸۲
DC3	۱۸/۵	۳۷/۷	۲
DC4	۲۱	۴۳/۵	۲/۱

بتن و نشست در کانال‌های مختلف در شکل (۱۰) نشان داده شده‌اند. در کانال‌های A و B با مخلوط‌های DC1 و DC2 دارای خرده آجر، بتن مستقیماً بر روی غلاف پلیکا ریخته شد و به دلیل عدم وجود خاک بر روی لوله‌ها و زیر بتن ریخته شده، میزان نشست نهایی بسیار ناچیز بود. کانال‌های A و B به ترتیب بارهای ۳/۷ و ۳/۸۵ تن را تحمل کردند که در حدود بار نهایی از طرف چرخ کامیون می‌باشد. ترک‌ها به صورت شعاعی در اطراف صفحه‌ی فلزی که مشابه چرخ لاستیک است اتفاق افتاد. کانال B با مخلوط DC2 دارای درصدی میکروسیلیس بود که باعث افزایش نسبی و مصرف کم‌تر سیمان شد.

در قالب‌های C و D با مخلوط‌های روان‌تر و نرم‌تر DC3 و DC4 (بدون خرده آجر)، بتن مستقیماً بر روی غلاف‌های پلیکا ریخته شد و تماسی با لوله‌های اصلی پلی اتیلن نداشت و میزان نشست نهایی در هر دو قالب بسیار ناچیز بود و به ترتیب باری معادل ۶ و ۵ تن، تقریباً دو و یک و نیم برابر بار ماکزیمم مجاز کامیون‌های سنگین در جاده‌ها تحمل کرد و ترک‌ها هم به صورت شعاعی در اطراف صفحه‌ی فلزی تا شکست نهایی ادامه یافت و رفتار مناسب‌تری نسبت به قالب‌های دارای خرده آجر نشان داد. در قالب E به دلیل خاک روی لوله‌ها و زیر بتن، نشست اولیه حائز توجه بود ولی نشست نهایی بعد از تراکم خاک، بسیار ناچیز بود. با داشتن مخلوط DC1 و مقدار قابل توجه خرده آجر و باری معادل ۳/۵ تن مشابه کانال‌های A با مخلوط مشابه و کانال B با مخلوط DC2، بار در قالب

برای حصول مقاومت کوتاه‌مدت و به نیت بهره برداری سریع از کانال بتن‌ریزی شده و اجازه‌ی تردد، آزمون‌های کانال‌های ساخته شده در خیابان، بعد از سه روز در معرض تردد خودروها قرار گرفتند و در حقیقت آزمایش مقاومت فشاری بر روی آن‌ها انجام شد. مقاومت فشاری متوسط ۷ و ۹۰ روزه‌ی آزمون‌های مکعبی بتنی (با سیمان پرتلند تیپ ۲) طرح‌های اختلاط DC1 تا DC4 در جدول (۵) نشان داده شده‌اند. نتایج سه ماهه رشدی حدود ۱۰۰٪ در مقاومت فشاری آزمون‌های بتنی نسبت به مقاومت فشاری متوسط ۷ روزه را نشان داد که به طور افزایشی قابل توجه است. باید توجه کرد که کلیه‌ی آزمون‌ها در فضای باز آزمایشگاه و بدون هر گونه عمل‌آوری خاص نگه داشته شده‌اند. بنابراین بر خلاف بتن‌های معمولی که عدم عمل‌آوری مناسب باعث جلوگیری از افزایش قابل توجه در مقاومت فشاری می‌شود، بتن‌های حاوی خاکستر بادی با عمل‌آوری کم‌تر یا ناچیز هم می‌توانند افزایش مقاومت فشاری داشته باشند. قطر بتن ریزشی در آزمایش اسلامپ به عنوان معیاری برای روانی نسبی بتن ساخته شده می‌باشد. قطر متوسط بتن ریزشی در آزمایش‌ها طرح اختلاط یک، دو، سه و چهار به ترتیب برابر ۶۱، ۵۴، ۷۸ و ۶۹ سانتی‌متر و همگی به صورت ریزشی بود.

مشاهدات و نتایج سازه‌ای کانال‌های

آزمایشگاهی

مراحل مختلف بارگذاری توسط جک‌های فشاری پس از ۱۴ روز بعد از بتن ریزی و شکست تدریجی سطح

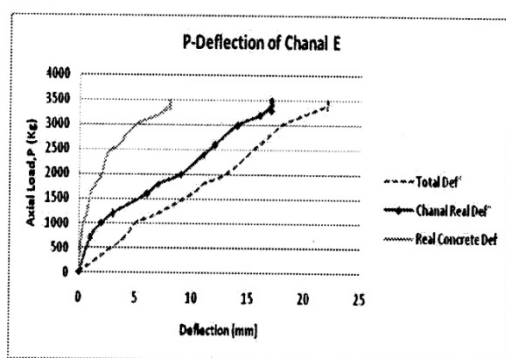
نهایی محاسبه شده که بر اساس تغییر مکان واقعی بتن و ارتفاع متوسط بتن ریزی در نظر گرفته شده است برابر ۲ درصد و تنش نهایی برابر با ۱۹/۹۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد.

قالب های آزمایشگاهی متناسب با نوع بتن مصرفی و وجود یا عدم وجود خرده آجر و یا میکروسیلیس و خاکستر بادی دارای نشست و باربری متفاوت بودند. قالب B به دلیل مخلوط سخت تر حاوی خرده آجر و میکروسیلیس، دارای نشست نهایی کم تر ولی باربری بیش تر نسبت به قالب A بود. قالب E با نسبت آب به سیمان بالا و مقدار قابل توجه خرده آجر و یک لایه خاک کوبیده شده، رفتاری مشابه قالب A با بار نهایی حدود ۹۰٪ بار نهایی کانال B داشت. قالب F دارای مخلوطی مشابه کانال C ولی دارای یک لایه خاک کوبیده شده بر روی لوله ها و زیر بتن بود، از این رو، نشست اولیه ای قابل توجه داشت ولی میزان نشست نهایی آن بسیار ناچیز بود و بار نهایی آن به ترتیب ۲۵٪ و ۵۰٪ بیش از بار تحمل شده ی قالب های C و D بود. نشست قابل توجه در این قالب به دلیل نوع بتن نرم و انعطاف پذیری بود که دارای درشت دانه و خرده آجر نبود و در کنار مقاومت فشاری قابل توجه، دارای تغییر مکان قائم قابل توجه هم بود. منحنی های تنش - کرنش بتن شش قالب در شکل (۱۲) نشان داده شده اند.

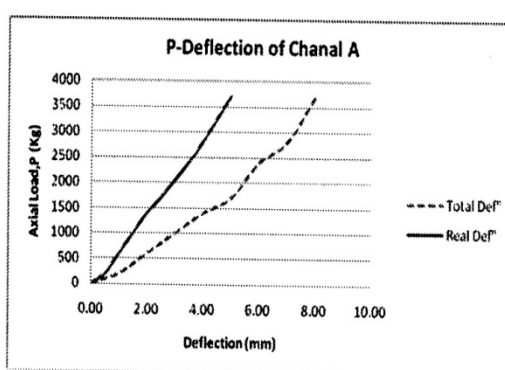
B به دلیل استفاده از میکروسیلیس حدود ۱۲٪ بیشتر بود. در قالب F با مخلوط DC3 و بدون استفاده از خرده آجر، خاک کوبیده بین لوله ی اصلی پلی اتیلن و بتن روان قرار گرفت لذا نشست اولیه ای ناشی از تراکم خاک مشاهده شد ولی نشست نهایی آن ناچیز بود و باری برابر ۷/۵ تن معادل دو برابر بار بیشینه ی مجاز کامیون های سنگین در جاده ها، قبل از خرابی نهایی را تحمل کرد. تنش در هر مرحله بر روی بتن قالب ها برابر بار وارد در آن مرحله تقسیم بر مساحت تکیه گاه فلزی (۱۹۰ سانتی متر مربع) می باشد. اختلاف بین تغییر مکان قائم کل (Total Displacement) زیر بار وارد و تغییر مکان قائم کف قالب چوبی ناشی از تراکم خاک برابر با تغییر مکان واقعی (Real Displacement) بتن در زیر بار وارد خواهد شد. نتایج اولیه ای که از آزمایش ها به دست آمد شامل مقدار بار P و تغییر مکان های کل در سطح بتن (در مجاورت صفحه ی فولادی) و تغییر مکان بر روی کف چوبی قالب بودند لذا منحنی های بار - تغییر مکان کل و بار - تغییر مکان واقعی و تنش - کرنش بتن داخل قالب ترسیم گردید که کرنش حاصل تقسیم تغییر مکان واقعی سطح بتن بر ارتفاع بلوک و قالب بتنی (ارتفاع متوسط) می باشد. نمونه ای از منحنی بار فشاری - تغییر مکان کانال های A و E در شکل (۱۱) نشان داده شده است که تغییر مکان کل قرائت شده توسط یکی از تغییر مکان سنج ها را و همچنین اختلاف قرائت تغییر مکان سنج دوم و اول را به عنوان تغییر مکان واقعی نشان می دهد. کرنش



شکل ۱۰. مراحل بارگذاری تدریجی و شکست نهایی قالب کانالی B با ترک های شعاع

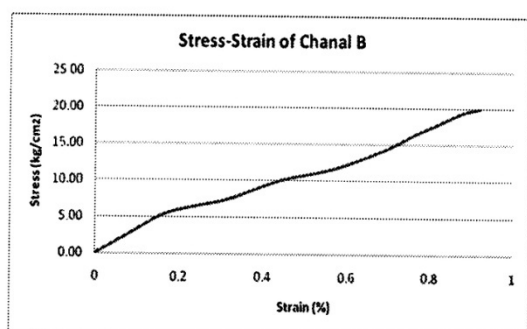


ب- قالب E

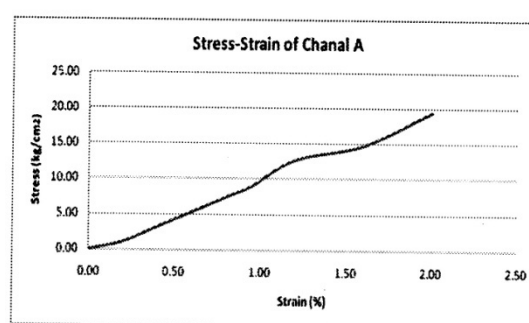


الف - قالب A

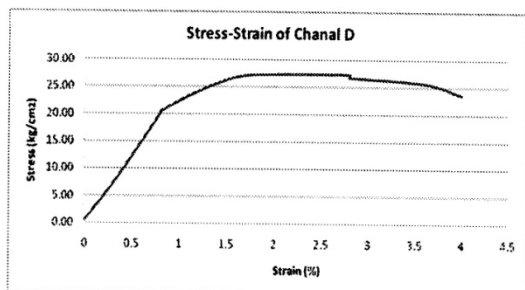
شکل ۱۱ منحنی‌های نیرو - تغییر مکان‌های کل و واقعی بتن قالب‌ها



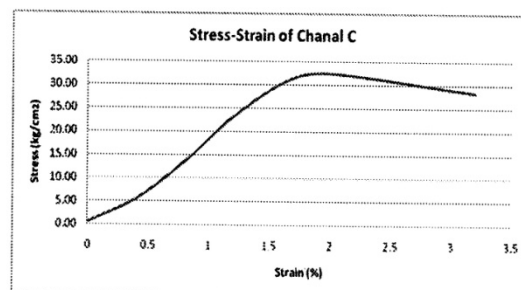
ب - قالب A الف - قالب



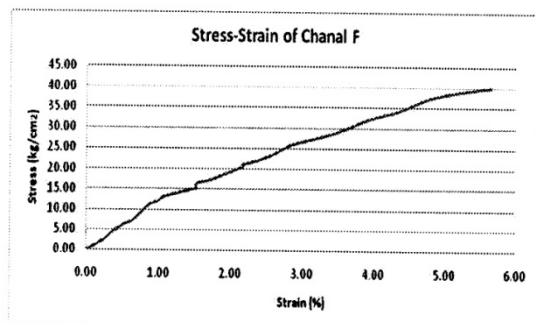
B



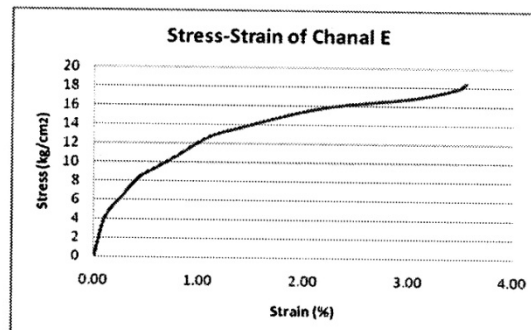
د - قالب C ج - قالب



D



و - قالب E ه - قالب



F

شکل ۱۲ منحنی‌های تنش - کرنش بتن در قالب‌ها

نتایج سازه‌ای کانال‌های خیابانی

کانال‌های خیابانی پس از بتن‌ریزی و جمع‌آوری موانع پس از حدود سه روز در معرض عبور و مرور وسایل نقلیه‌ی سبک و بعد از حدود ۵ روز در معرض وسایل نقلیه سنگین مانند اتوبوس و کامیون باز شدند و وضعیت ظاهری سطح کانال‌ها به‌طور متوسط هر هفته به‌طور دقیق بررسی شد. شرایط اطراف کانال‌های خیابانی به‌دلیل طبیعی و سخت‌تر بودن، مناسب‌تر از شرایط کانال‌های آزمایشگاهی بودند لذا انتظار رفتار بهتری از این کانال‌های خیابانی نسبت به کانال‌های آزمایشگاهی بوده است لذا اثر نشست یا ترک یا آسیب دیگری مشاهده نشد و این کانال‌ها توانستند بار متمرکزی بین ۳۵۰۰ تا حدود ۷۰۰۰ کیلوگرم (مشابه بار انتقالی از چرخ خودروهای سبک و سنگین) را تحمل کنند. بتن‌های حاوی خاکستر بادی حتی بدون عمل‌آوری ویژه و بعد از حدود سه ماه، بیش از ۸۰٪ افزایش مقاومت از خود نشان دادند لذا دارای محاسنی نسبت به آسفالت به‌خصوص در لکه‌گیری می‌باشند. نشست کانال‌های خیابانی پس از حدود سه ماه پس از بتن‌ریزی و تردد خودروهای سبک و سنگین مطابق شکل (۱۳) اندازه‌گیری شدند که نشان داد که ظاهر کانال‌های خیابانی، قبل از بارگذاری و بعد از تردد خودروها کاملاً مشابه بودند.

کانال‌های A و B و E دارای مخلوط‌های بتنی حاوی خرده آجر و سطح اولیه‌ی زیر و خشن بودند

ولی کانال‌های C و D و F دارای مخلوط‌های بتنی حاوی خاکستر بادی و بدون خرده آجر به‌صورت نرم و با سطحی صیقلی و صاف بودند لذا سایش سطحی کم‌تری داشتند. میزان نشست در کانال‌ها بسیار اندک بود، به‌طریقی که به‌صورت چشمی قابل تشخیص نبود. میزان نشست سطح بتن در کانال‌های مختلف خیابانی نسبت به سطح آسفالت مجاور اندازه‌گیری شد که میزان متوسط نشست در کانال‌های C و D و F پس از سه ماه به‌ترتیب برابر ۱/۵، ۱/۵، و ۱ میلی‌متر بود. میزان متوسط نشست مقادیر برجسته نسبت به سطح آسفالت کم‌تر از ۱/۵ میلی‌متر و میزان متوسط فرورفتگی در سطوح زیر برابر ۵ میلی‌متر بود. لذا مشاهدات رفتار کانال‌های بتنی با و بدون خرده آجر تحت تردد خودروها نشان داد که این کانال‌ها می‌توانند متناسب با نیاز مقاومتی و کیفیت سطح روکش راه، در خیابان‌های اصلی یا فرعی و یا شهری و روستایی استفاده گردند.

تجزیه و تحلیل نتایج

پارامترهای مختلفی برای بررسی نتایج حاصل مدنظر بودند که عبارتند از عمل‌آوری مرطوب یا عدم عمل‌آوری، عمر آزمون‌ها، میزان نسبت $\frac{W}{C}$ مصرف خاکستر بادی برای افزایش کارایی در قالب نسبت $\frac{W}{C+F}$ و تعداد آزمون‌ها برای هر مخلوط. در پایان اثر پارامترهای مختلف مقایسه شدند.



شکل ۱۳ ابزار و روش اندازه‌گیری نشست کانال‌های خیابانی پس از سه ماه

خرده آجر تا حدود ۴۷ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع می‌توانند تحمل مقاومت فشاری داشته باشد که عدد بسیار مناسبی می‌باشد.

مقایسه‌ی نتایج تنش - کرنش کانال‌ها با مخلوط‌های مختلف در شکل (۱۲) بیانگر این است که کانال‌هایی که دارای مخلوط‌های حاوی خرده آجر بودند رفتاری نسبتاً خطی داشتند به‌خصوص در دو کانال A و B که عمق کمتری داشتند و بتن مستقیماً روی لوله‌ی مدفون ریخته شده بود. ضمن این‌که کانال B که دارای میکروسیلیس بود با ظرفیت تقریباً یکسان، تغییر مکان و کرنش کم‌تری حدود ۵۰٪ از خود نشان داد در حالی که کانال E با مخلوط مشابه بتن سفت بر روی یک لایه خاک کوبیده ریخته شد که با ظرفیت تقریباً برابر دو کانال دیگر، رفتار کمی غیر خطی همراه با کرنش بیش‌تری حدود ۵۰٪ به‌دلیل داشتن بستر منعطف‌تر از خود نشان داد که می‌تواند میزان ترک‌های احتمالی را کاهش دهد. ولی کانال‌های C و D و F که بدون خرده آجر بودند و مقادیر متفاوت خاکستر بادی داشتند رفتار متفاوتی با کانال‌های حاوی خرده آجر نشان دادند. هر سه کانال دارای رفتار غیر خطی با کرنشی بیش از ۲ تا ۳ برابر و مقاومت بالاتری بین ۴۰ تا ۱۰۰ درصد بودند. کانال حاوی خاکستر و آب بیش‌تر دارای مقاومت کم‌تری بود و کانالی که در آن بتن بر روی خاک کوبیده ریخته شده بود دارای افزایش مقاومت قابل توجه نسبت به کانال با بتن روی لوله بود که دلیل آن نرم‌تر بودن بتن حاوی خاکستر بادی و تأخیر در شکست آن بود.

مقایسه‌ی مطلق هزینه‌ی اولیه و مصالح، تنها گزینه برای شناخت اهمیت بتن‌های روان یا یک نوع خاص از طرح‌های اختلاط به‌کار رفته در این مقاله نمی‌باشد و پارامترهای مختلفی باید مدنظر باشند که نشان دهنده‌ی امکان استفاده از هر یک از طرح‌های به‌کار رفته در این پروژه‌ی تحقیقاتی باشد و هر کدام متناسب با شرایط

از بررسی نتایج مقاومت‌های فشاری آزمون‌های هر مخلوط برای یک حالت خاص مشاهده می‌گردد که اختلاف متوسط مقاومت‌ها و مقاومت تک تک آزمون‌ها بسیار ناچیز است و نتیجه می‌شود که تعداد دو آزمون تقریباً مناسب می‌باشد. نتایج نشان دادند که مقاومت آزمون‌های دارای سیمان نسبتاً کم بود و بدون خاکستر بادی، اختلاف ناچیزی در حالت عمل‌آوری شده و نشده داشت ولی این اختلاف در نمونه‌های دارای خاکستر بادی، قابل توجه بود لذا اگر آزمون‌های دارای خاکستر بادی به‌طور مناسب عمل‌آوری شوند، به‌طور متوسط تا ۸۰ درصد افزایش مقاومت خواهند داشت. هم‌چنین افزایش خاکستر بادی باعث افزایش روانی و کارایی ولی کاهش قابل توجه مقاومت بتن می‌شود.

نسبت مقاومت ۲۸ به ۳ و ۷ روزه‌ی آزمون‌های بدون خاکستر بادی به ترتیب حدود ۱/۶ و ۱/۱۷ می‌باشد ولی این نسبت در آزمون‌های حاوی خاکستر بادی حدود سه است بنابراین افزایش عمر باعث افزایش قابل توجهی در مقاومت بتن روان می‌شود. نتایج آزمایش جریان اسلامپ مخروط ناقص آزمون‌های مکعبی ۱۵ سانتی‌متری که با بتن روان مطابق جدول (۲) از پنج نوع طرح اختلاط ساخته شدند نشان دهنده‌ی وجود اسلامپ ریزشی و قطر پخش‌شدگی قابل قبول بود و به‌راحتی ساخته و در داخل قالب‌ها ریخته شد. آزمون‌های هر مخلوط در هوای آزاد آزمایشگاه قرار داده شدند و از هیچ روشی که برای آزمون‌های بتن معمولی متداول است در عمل‌آوری مرطوب آزمون‌ها استفاده نشد ولی افزایش مقاومت در خیلی از بتن‌ها مشاهده شد. از بررسی نتایج مقاومت‌های فشاری آزمون‌های مخلوط‌ها مشاهده گردید که تعداد دو آزمون در هر مرحله تقریباً مناسب می‌باشد و مقاومت ۲۸ روزه‌ی این آزمون‌ها به‌طور قابل توجهی افزایش می‌یابد. بتن‌های حاوی

نکته‌ی دیگر، اهمیت خط لوله و محل اجرا می‌باشد که امکان استفاده از یکی از طرح‌های پیشنهادی بالا را به‌جای اجرای سنتی خاک‌ریزی و کوبیدن زمان‌بر با معایب بعدی در خصوص نشست و غیره فراهم می‌آورد.

نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر تجربیات ارزنده‌ای در خصوص کاربرد آزمایشگاهی مخلوط‌های کم مقاومت و به‌کار گرفتن مصالح جدید برای اهداف خاص حاصل گردید. نتایج به‌دست‌آمده اختصاراً به‌صورت زیر ارائه می‌شود:

۱- به‌دلیل محدودیت اطلاعات درباره کاربردها، خصوصیات مصالح، نسبت‌ها، ساخت و اجرا و مراحل کنترل کیفیت این بتن، اجرای پروژه تحقیقاتی آزمایشگاهی بزرگ حاضر سهمی در زمینه‌ی ساخت بتن‌های جدید داشته است.

۲- انتخاب مواد مخلوط باید براساس موجود بودن، هزینه، کاربرد خاص و خصوصیات ضروری شامل روانی و مقاومت باشد و معمولاً شامل آب، سیمان پرتلند، خاکستر بادی و دانه‌های ریز یا درشت با مواد کاملاً بازیافتی مانند خرده آجر است تا خواص معینی مانند مقاومت فشاری یا قابلیت حفاری و کم هزینه بودن به‌دست آیند.

۳- مقاومت‌های فشاری آزمونه‌های مکعب ۱۵ سانتی‌متری بسیار روان با متغیرهای خاکستر بادی، نسبت آب به سیمان، عمر آزمونه‌ها و شرایط عمل‌آوری و تعداد آزمونه‌ها، بین ۴ تا ۸۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع بودند. آزمونه‌هایی با عیار پایین سیمان اختلاف ناچیزی در مقاومت برای حالت عمل‌آوری شده و عمل‌آوری نشده داشتند در حالی که آزمونه‌های دارای خاکستر بادی اختلاف قابل توجه، تا ۸۰ درصد،

ویژه‌ی خود، قابل به‌کارگیری باشند. معمولاً قیمت تمام شده‌ی ساخت و حمل و در قالب ریختن و متراکم شدن یک متر مکعب بتن معمولی با وزن ۲۳۰۰ کیلوگرم و هزینه‌ی نیروی انسانی و تجهیزات و عمل‌آوری در مناطق غیر شهری بین ۷۰ تا ۸۰ هزار تومان می‌باشد. قیمت تمام شده‌ی این بتن‌ها خیلی کم‌تر از بتن‌های معمولی است زیرا وزن مخصوص تقریبی آزمونه‌های بتن روان بین ۱۸۰۰ تا ۱۹۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب است، قیمت اولیه‌ی متوسط خاکستر بادی و میکروسیلیس زیاد نیست، خرده آجر به‌کار رفته در آن در زمره‌ی ضایعات می‌باشد و سیمان نیز به مقدار خیلی کم استفاده می‌شود. بتن‌های دارای خرده آجر مقاومت کم‌تری با سطح کمی زبر دارند ولی با قیمت کم‌تری نیز قابل تولید می‌باشند، در حالی که بتن‌های بدون خرده آجر و با خاکستر بادی بیش‌تر دارای روانی بسیار مناسب، سهولت ساخت و اجرا و سرعت بالای اجرا و مقاومتی قابل قبول از خود نشان می‌دهند و با کم‌ترین عمل‌آوری دارای افزایش مقاومت نیز می‌شوند. سرعت عمل و عدم نشست از مزایای برجسته‌ی بتن‌های روان می‌باشد که به‌راحتی نمی‌توان بر آن قیمت گذاشت. رفع نشست‌های ناهمگون قابل توجه در جاده‌ها و خیابان‌ها در اثر پر کردن کانال‌ها با خاک معمولی (با فرض کوبیدن استاندارد) و کاهش احتمال نفوذ و آسیب رساندن حیوانات موذی به لوله‌های پلی‌اتیلن و هم‌چنین کاهش آسیب‌های شیمیایی انواع خاک‌ها یا آب‌های مجاور، از مزایای دیگر این نوع بتن‌ها با هزینه‌ی اولیه‌ی پائین می‌باشد. سرعت عمل و امکان بهره‌برداری سریع، پارامتر مهم دیگری است که حتماً در بعضی شرایط باید مدنظر باشد تا ترافیک به حداقل برسد و آسیب‌های روحی و روانی بر رانندگان و ساکنان اطراف محل اجرای این نوع کانال‌ها نیز تشدید نیابد.

خاکستر بادی بین ۲/۵ تا ۸ میلی‌متر بود که در بسیاری موارد قابل اغماض هستند.

۹- هیچ اثر تخریب یا نشست قابل توجه در کانال‌های خیابانی پس از سه روز ترافیک سبک و پس از شش روز ترافیک سنگین کامیون‌ها و اتوبوس‌ها مشاهده نشد.

۱۰- عوامل مختلفی مانند قیمت تمام شده‌ی مصالح اولیه و ساخت، هزینه اجرا و عمل‌آوری، امکان تعمیرات و حفاری‌های بعدی و هزینه‌های نگهداری، باید برای توجیه اقتصادی کاربرد بتن‌های روان خاص برای پرکردن کانال‌ها در مقایسه با روش سنتی پر کردن در نظر گرفته شوند لذا به‌طور مطلق امکان مقایسه‌ی مستقیم دو طرح با هم به‌دلیل طیف گسترده با پارامترهای مختلف وجود ندارد زیرا هر کدام برای خود محاسن یا معایب مجزایی دارند.

قدردانی

کار تحقیقاتی حاضر با حمایت مالی شرکت گاز استان سمنان و معاونت پژوهشی دانشگاه سمنان انجام شد که از آنان و هم‌چنین کلیه‌ی کارشناسان و همکاران آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه سمنان برای کمک در انجام آزمایش‌های متعدد بدین‌وسیله تشکر و قدردانی می‌گردد.

در مقاومت فشاری آزمون‌های عمل‌آوری شده و عمل‌آوری نشده از خود نشان دادند.

۴- مقاومت ۲۸ روزه به ۳ و ۷ روزه در آزمون‌های بدون خاکستر بادی در شرایط عمل‌آوری مرطوب به‌ترتیب حدود ۱/۶ و ۱/۱۷ برابر ولی در آزمون‌های حاوی خاکستر بادی حدود سه و ۱/۵ برابر بودند.

۵- مقاومت فشاری آزمون‌های سه ماهه نسبت به ۷ روزه، رشد حدود ۱۰۰٪ داشت بنابراین بر خلاف بتن‌های معمولی، بتن‌های حاوی خاکستر بادی در شرایط عمل‌آوری کم یا ناچیز هم می‌توانند افزایش مقاومت فشاری داشته باشند.

۶- شش قالب چوبی بزرگ در داخل آزمایشگاه و حفاری شش کانال طبیعی با ابعاد مشابه در خیابان آسفالت شده برای شبیه‌سازی رفتار بتن‌ها در کانال‌های بزرگ خیابانی با و بدون غلاف، در نظر گرفته شدند.

۷- کانال‌های دارای خرده آجر و بدون خرده آجر دارای خاکستر بادی به‌ترتیب بار متمرکزی حدود ۳/۶ و ۷ تن در آزمایشگاه تحمل کردند که به‌ترتیب در حدود دو برابر بار بیشینه‌ی مجاز کامیون‌های سنگین در جاده‌ها بودند.

۸- بیشینه تغییر مکان واقعی بتن در بار نهایی در کانال‌های آزمایشگاهی با و بدون خرده آجر حاوی

مراجع

1. Adaska W.S., " Controlled Low Strength Materials", SP-150, ACI ,(1999).
2. ACI Committee 229, "Controlled Low Strength Materials", ACI 229R-99 ,(1999).
3. Amster K.,Jennifer L., "The Design and Application of Controlled Low Strength Materials (Flowable Fill)", STP 1331, ASTM, Hitch ,(1998).
4. Thaha W., Lachemi, M., "Development of Controlled Low Strength Materials Using Cement Kiln Dust", MS Thesis, Dep. of Civil Eng., Ryerson University, Toronto, Canada ,(2005).
5. Green B.H. and Schmitz, D., "Development of Soil-based Controlled Low Strength Materials", MS

- Thesis, Dep. of Geo-sciences, Mississippi State University, USA ,(1999).
6. Lianxiang D. and Folliard K., "Laboratory Investigations of Controlled Low-Strength Material", Ph.D Thesis, Dep. of Civil Engineering, Texas at Austin University, USA ,(2001).
 7. Balasubramanyam P. and Puppala A., "Experimental Investigations on Followable Fills for Trench/Road Maintenance". MS Thesis, Dep. of Civil Eng., Texas University, USA ,(2004).
 8. Hemachandar M. and Siriwardane H., "Numerical Modeling of Buried Pipes with Followable Fill as a Backfill Material". MS Thesis, College of Eng. and Mineral Resources, West Virginia University, USA ,(2005).
 9. Naik T. R., Kraus R.N., Siddique R. and Chun Y.M., "Properties of Controlled Low-Strength Materials Made with Wood Fly Ash", Journal of ASTM Int., June 2004, Vol. 1, No. 6 ,(2004).
 10. Horiguchi T., Fujita R. and Shimura K., "Applicability of Controlled Low-Strength Materials with Incinerated Sewage Sludge Ash and Crushed-Stone Powder", Journal of Materials in Civil Engineering, Volume 23, Issue 6 ,(2011).
 11. Gabr M. A. and Bowders J.J., "Controlled low-strength material using fly ash and AMD sludge", Journal of Hazardous Materials, Vol. 76, Issues 2-3, 2000, Pages 251-263 ,(2000).
 12. Katz A. and Kovler K., "Utilization of industrial by-products for the production of controlled low strength materials (CLSM)", Journal of Waste Management 24,501-512 ,(2004).
 13. Tahaa R.A., Alnuaimia A.S., Al-Jabri K.S., and Al-Harthya A.S., "Evaluation of controlled low strength materials containing industrial by-products", Journal of Building and Environment, Volume 42, Issue 9, 2007, Pages 3366-3372 ,(2007).
 14. Naganathan S., Abdul Razak H., and Abdul Hamid S.N., "Properties of controlled low-strength material made using industrial waste incineration bottom ash and quarry dust", Journal of Materials & Design, Volume 33, 2012, Pages 56-63 ,(2011).
 15. Lianxiang D., Folliard K.J., and Trejo D., "Effects of Constituent Materials and Quantities on Water Demand and Compressive Strength of Controlled Low-Strength Material", Journal of Materials in Civil Engineering, Volume 14, Issue 6 ,(2002).
 16. Siddiqueand R., Noumowe A., "Utilization of spent foundry sand in controlled low-strength materials and concrete", Journal of Resources, Conservation and Recycling, Volume 53, Issues 1-2, 2008, Pages 27-35 ,(2008).
 17. Bouzalakos S., Dudeney A.W.L. and Cheeseman C.R., "Controlled low-strength materials containing waste precipitates from mineral processing", Journal of Minerals Engineering Volume 21, Issue 4, Pages 252-263, (2008).

18. Lachemi M., Hossain K M.A, Shehata M. and Thaha W., "Characteristics of controlled low-strength materials incorporating cement kiln dust", Canadian Journal of Civil Engineering, 2007, 34:(4) 485-495, (2007).

بررسی فشار جانبی در دیواره‌ی پل‌های یک‌پارچه بر اثر اعمال تغییر مکان سیکلی*

جعفر بلوری بزاز^(۱)سعید رسولی^(۲)

چکیده برای تعیین ضریب فشار جانبی در حالت سکون در مجاورت دیوارهای حائل روابط گوناگونی پیشنهاد شده است که هر کدام برای شرایط ویژه خود تعریف می‌شوند و به کار می‌روند. این روابط معمولاً تابع خواص خاک مانند زاویه‌ی اصطکاک، نسبت پواسون و ضریب بیش تحکیمی می‌باشند. از طرفی در پل‌های یک‌پارچه که دیوار حایل آن تحت اثر تغییر مکان‌های سیکلی قرار دارد این روابط دقت خود را از دست داده و فقط تابع خواص مکانیکی خاک نیستند. در تحقیق حاضر اثر تغییر مکان افقی قسمت فوقانی دیوار پل‌های یک‌پارچه که بر اثر تغییرات درجه حرارت روزانه به قسمت فوقانی دیوار این‌گونه پل‌ها اعمال می‌شود مورد بررسی قرار گرفته است. به این منظور یک مدل آزمایشگاهی کامل طراحی و ساخته شد. به گونه‌ای که قادر به اعمال تغییر مکان افقی سیکلی با دامنه‌های گوناگون و با تعداد سیکل مورد نظر می‌باشد. برای تعیین افزایش فشار افقی وارد بر دیوار (در شرایط سکون، فعال و یا مقاوم) تنش سنج‌های مینیاتوری در ترازهای مختلف روی دیوار نصب گردید. داده‌های نیروسنج نصب شده و نیز تغییر مکان اعمال شده در سیستم داده‌نگار ذخیره می‌شود. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که ضریب فشار افقی در دیوارهایی که تحت اثر تغییر مکان افقی قرار دارند نه تنها در عمق خطی نیست بلکه تابع زاویه‌ی اصطکاک خاک، تراز گوناگون دیوار و تعداد سیکل تغییر مکان اعمال شده می‌باشد. از طرفی نتایج بیانگر این نکته است که بر اثر اعمال تغییر مکان افقی، مصالح پشت دیوار متراکم می‌شوند به گونه‌ای که پدیده‌ی آرچینگ به وجود می‌آید و موجب کاهش فشار افقی در ترازهای پایین دیوار می‌گردد.

واژه‌های کلیدی دیوار حایل، تغییر مکان افقی سیکلی، ضریب فشار افقی.

An Investigation on Lateral Earth Pressure in Integral Bridges Due to the Cyclic Loading

J. Bolouri Bazaz

S. Rasouly

Abstract Several relationships to assess at-rest pressure coefficient in retaining walls, have been developed by different researchers. These suggested relationships are generally a function of mechanical soil parameters such as internal friction angel, Poisson Ratio and over-consolidation ratio. In integral bridges, however, this coefficient is also a function of many other parameters other than soil characteristics. The deck of this type of bridges is subjected to the horizontal movement, which results in cyclic load to be applied to the bridged wall. In the present research, the influence of this cyclic loading on the lateral earth pressure is investigated. A prototype laboratory model of a retaining wall, with cohesionless backfill, was developed in which different cycles of lateral displacement with various amplitudes were applied to the wall. The model was instrumented by small pressure cells to measure the earth pressure at-rest, active and passive conditions. Additionally, the applied load and displacement to the wall were measured, using load cell and LVDT. The results of this study indicate that the variation of at-rest earth pressure coefficient with depth is not linear and it is not only a function of internal friction angel but dependent to the depth and number of cycles. Finally, it could be concluded the cyclic loading causes the backfill material becomes stiffer and stiffer so that an arching is formed. This results in a reduction in lateral earth pressure in the lower parts of the wall.

Keywords Retaining wall, Cyclic Displacement, Lateral Earth Pressure.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۸/۱۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۲/۱۳ می‌باشد.

(۱) دانشیار گروه عمران، دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسنده‌ی مسؤول: عضو هیأت علمی دانشگاه بیرجند و دانشجوی دکتری ژئوتکنیک دانشگاه فردوسی.

مقدمه

امروزه تخمین و اندازه‌گیری فشارهای وارد بر دیوارهای حائل، اهمیت ویژه‌ای برای طراحی پیدا کرده است. اکثر مهندسان به منظور محاسبه‌ی ضریب فشار جانبی خاک در حالت‌های مختلف از فرضیه‌های رایج در مهندسی ژئوتکنیک استفاده می‌کنند (روابط کولمب، رانکین یا جکی). براساس این فرضیه‌ها توزیع تنش در پشت دیوار به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود. اما این فرضیه در مورد دیواره‌های پل‌های یک‌پارچه که تحت اثر تغییر مکان‌های سیکلی هستند صحیح نیست. مطالعات آزمایشگاهی نشان داده است که مقادیر تنش وارد به دیوار و مقدار ضریب فشار جانبی، تابع حرکت و چرخش دیوار است و توزیع خطی آن کاملاً صادق نیست [1]. مقدار فشار در حالت قائم دیوار تابع عوامل دیگری است که باید بررسی‌های بیش‌تری صورت پذیرد و عوامل مؤثر بر آن مورد ارزیابی قرار گیرد [2]. محققان با استفاده از روابط تئوری و هم‌چنین در بعضی موارد با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی، روابطی را پیشنهاد کرده‌اند. در بیش‌تر مطالعات سعی بر این بوده است که صحت فرمول $k_0 = 1 - \sin \phi'$ مورد ارزیابی قرار گیرد و تصحیحاتی بر روی آن صورت پذیرد. به‌طور کلی نتایج حاصل از تحقیقات به‌عمل آمده نشان می‌دهد که در حالت تغییر مکان جانبی سیکلی، حداکثر ضریب رانش خاک حدود ۳۰ درصد بیش از ضریب رانش جانبی در حالت قائم دیوار (قبل از شروع اعمال تغییر مکان سیکلی) می‌باشد. فنگ و ایشی‌باشی نمونه‌های آزمایشگاهی مختلف از دیوارهای حائل تحت فشار رانش خاک را ساختند و توزیع فشار خاک را بر اثر بارگذاری سیکلی برای حالت‌های گوناگون دوران دیوار حول تکیه‌گاه خود بررسی نمودند و موقعیت اثر برآیند نیروی فعال را به‌دست آوردند [3]. نتایج تحقیقات مشابه دیگری که با استفاده از دستگاه سانتریفوژ انجام شده نشان می‌دهد که با دورشدن دیوار از خاک و رسیدن به حالت فعال،

نیروی رانش به کمینه مقدار خود می‌رسند و هنگامی که دیوار به سمت خاک دوران کند بیشینه نیروی رانش ایجاد می‌گردد [4].

از جمله اولین تحقیقاتی که در این زمینه ارائه شده است تحقیق جکی می‌باشد. وی رابطه‌ی زیر را برای خاک‌های دانه‌ای و ماسه‌های شل تا متوسط پیشنهاد کرد [5].

$$k_0 = 1 - \sin \phi' \frac{\left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi'\right)}{1 + \sin \phi'} \quad (1)$$

در این رابطه k_0 و ϕ' به ترتیب ضریب فشار خاک در حالت سکون و زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک می‌باشد. وی در تحقیقات بعدی خود این رابطه را به صورت زیر ساده نمود [5].

$$k_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2)$$

مقدار k_0 حاصل از رابطه‌ی (۲) برای ماسه‌های شل با مقادیر تجربی به‌دست آمده تا حدی سازگار است لیکن نیاز به بررسی بیش‌تری نیز دارد. از میان سایر تحقیقات انجام شده می‌توان به کارهای انجام گرفته توسط مصری و حیات اشاره کرد که رابطه‌ی (۳) نتیجه‌ی تحقیقات آن‌ها برای محاسبه k_0 می‌باشد [6].

$$k_0 = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi'\right) \left(\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}\right) \quad (3)$$

این رابطه برای خاک‌های دانه‌ای شل که عادی تحکیم یافته باشند صادق است و نمی‌توان آن را برای خاک‌های متراکم استفاده کرد. برای خاک‌های با تراکم متفاوت، ورث رابطه‌ی زیر را پیشنهاد کرد [7]:

$$k_{0(OC)} = k_{0(NC)} (OCR) - \left[\frac{\mu}{(1-\mu)}\right] (OCR - 1) \quad (4)$$

هم‌چنین روابط (۵ و ۶) برای خاک‌های دانه‌ای پیشنهاد شده است [8]. در این روابط $k_{0(NC)}$ ضریب فشار

تنش قائم σ'_v با توجه به وزن مخصوص ماسه مورد آزمایش در تراز مورد نظر محاسبه شده و سپس تغییرات $k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ تعیین گردیده است [10]. شریف و مکی به کمک یک مدل فیزیکی، نیروی رانش وارد به دیوار حائل را تحت اثر بار سیکلی با دامنه‌ی تغییر مکان‌های گوناگون دیوار مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داده‌است که رانش وارد به دیوار در اثر بارگذاری سیکلی مقدار قابل توجهی نسبت به بارگذاری استاتیکی افزایش می‌یابد. بیش‌ترین افزایش رانش در اولین سیکل بارگذاری مشاهده می‌شود و با افزایش تعداد سیکل‌ها نرخ افزایش رانش کاهش می‌یابد [11]. نتایج حاصل از تحقیقات آزمایشگاهی دیگری نیز نشان می‌دهد که در حالت بارگذاری سیکلی حداکثر ضریب رانش حدود ۲۰ درصد بیش‌تر از مقادیر حاصل از راه تحلیلی استاتیکی است [12]. فنگ و ایشی باشی نیز در تحقیقات خود توزیع فشار افقی را برای حالت‌های مختلف دوران سیکلی دیوار مورد بررسی قرار دادند و موقعیت اثر نیروی رانش را به‌دست آوردند [3].

هم‌چنین نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی دیگری نشان می‌دهد که برای حالت تغییر مکان انتقالی دیوار، توزیع رانش مقاوم خطی است و تطابق نسبتاً خوبی با نتایج حاصل از تئوری رانش جانبی خاک در تراز افقی دارد، درحالی‌که مقدار و نقطه‌ی اثر آن بسته به دامنه‌ی تغییر مکان متفاوت بوده است [13]. در آزمایش‌های انجام‌گرفته در مقیاس واقعی، مقادیر ضرایب فشار جانبی در حالت فعال و مقاوم تعیین گردید. نتایج نشان داده‌است که اعمال تغییر مکان سیکلی و دامنه‌ی آن می‌تواند تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر مقدار نیروی رانش و ضریب فشار جانبی داشته باشد [1]. نتایج تمامی این آزمایش‌ها نشان داده‌که عوامل متعددی بر k_0 تأثیر گذاشته‌اند که از آن میان می‌توان به تأثیر مقدار سربار σ'_h در تغییرات σ'_h اشاره کرد. هانا مدل دیوار حائل را ساخت و اثر سربار را در ماسه‌های پیش تحکیم یافته بررسی نمود و در نهایت

جانبی خاک‌های عادی تحکیم یافته و $k_{0(OC)}$ ضریب خاک‌های بیش تحکیم یافته و OCR ضریب پیش تحکیمی می‌باشد که از تقسیم نسبت سربار ایجاد شده به تنش قائم ناشی از وزن خاک در عمق مورد بررسی به‌دست می‌آید.

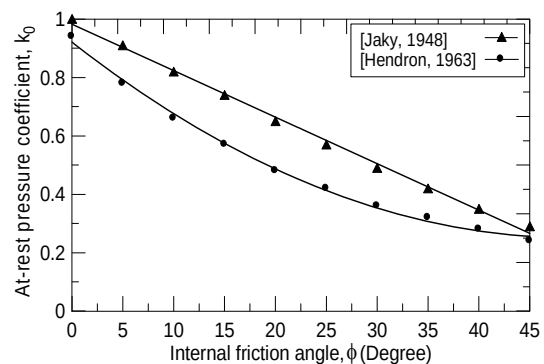
$$k_{0(NC)} = 1 - \sin \phi \quad (5)$$

$$k_{0(OC)} = (1 - \sin \phi') (OCR)^{\sin \phi'} \quad (6)$$

هندرن رابطه‌ی (۷) را برای محاسبه‌ی k_0 که تابعی از ϕ' است پیشنهاد کرد [9].

$$k_0 = \frac{1}{2} \left[\frac{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} - 3 \left(\frac{\sqrt{6}}{8} \right) \sin \phi'}{1 - \frac{\sqrt{6}}{8} + 3 \left(\frac{\sqrt{6}}{8} \right) \sin \phi'} \right] \quad (7)$$

در شکل (۱) مقادیر k_0 به‌دست آمده از رابطه‌های (۷ و ۲) نشان داده شده‌است.



شکل ۱ مقایسه‌ی مقادیر k_0 با استفاده از روابط Jaky و Hendron

همان‌گونه که بیان شد تغییرات مقدار k_0 هنگامی که دیوار حائل در طول زمان و بر اثر عواملی مانند تغییرات درجه حرارت تحت بارگذاری سیکلی باشد از اهمیت ویژه برخوردار است. در مدل‌های آزمایشگاهی، تغییرات تنش افقی σ'_h توسط فشارسنج‌های نصب‌شده در ترازهای گوناگون مورد اندازه‌گیری قرار گرفته و

فردوسی مشهد طراحی و ساخته شد، انجام گردید. تنش سنج‌های نصب‌شده روی دیوار این دستگاه قادر به تعیین فشار جانبی خاک در ترازهای گوناگون می‌باشد. جزئیات دستگاه و روش انجام آزمایش‌ها در بخش‌های آینده شرح داده شده است.

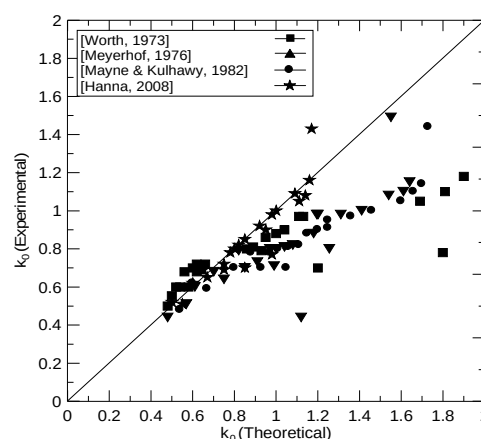
مدل آزمایشگاهی

از جمله پارامترهای مؤثر در این آزمایش عبارتند از تعداد سیکل بارگذاری و زاویه‌ی اصطکاک داخلی بر مقدار ضریب k_0 و k_{0-y} که به ترتیب ضریب فشار جانبی خاک پس از پر کردن مخزن از مصالح و قبل از شروع آزمایش (k_0) و پس از اعمال تغییر مکان سیکلی و هنگامی که دیوار در حالت قائم گرفته (k_{0-y}) نامیده شده است. به منظور بررسی این پارامترها از یک مدل آزمایشگاهی دیوار حایل که قادر به دوران حول یک لولا (که در قسمت پایین دیوار نصب شده است) می‌باشد استفاده شد. به کمک این مدل آزمایشگاهی، رانش دینامیکی خاک تحت اثر تغییر مکان سیکلی به صورت افقی قابل ارزیابی است. هم‌چنین تأثیر پارامترهای گوناگونی مانند نوع خاک، تراکم خاک، نوع سربار و اصطکاک بین دیوار و خاک را علاوه بر روابط تنوری، به صورت آزمایشگاهی نیز می‌توان به دست آورد. این دستگاه شامل مخزن خاک، دیوار صلب، سیستم اعمال نیرو و اندازه‌گیری آن، سیستم تعیین فشار افقی خاک در حالت‌های گوناگون، سیستم اعمال و تعیین تغییر مکان افقی دیوار در بالای دیوار و نیز سیستم ثبت اطلاعات می‌باشد. بخش‌های گوناگون این دستگاه که تصویر شماتیک آن در شکل (۳) نشان داده شده است در بخش‌های بعدی شرح داده می‌شود. لازم به یادآوری است حرکت دیوار به سمت خاک (مقاوم) و دور شدن از خاک (فعال) به ترتیب با BW و FW در این شکل نشان داده شده است.

تصحیحاتی را برای فرمول‌های مورد اشاره ارائه کرد. لیکن تدقیق این موضوع برای زاویه‌های اصطکاک داخلی مختلف کم‌تر مد نظر بوده است. هانا رابطه‌ی (۸) را برای خاک‌های دانه‌ای با ضرایب پیش‌تحکیمی متفاوت پیشنهاد داد که با نتایج آزمایش‌ها تا حدی تطابق دارد. [14].

$$k_{0(OC)} = (1 - \sin \phi') (OCR)^{(\sin \phi' - 0.18)} \quad (8)$$

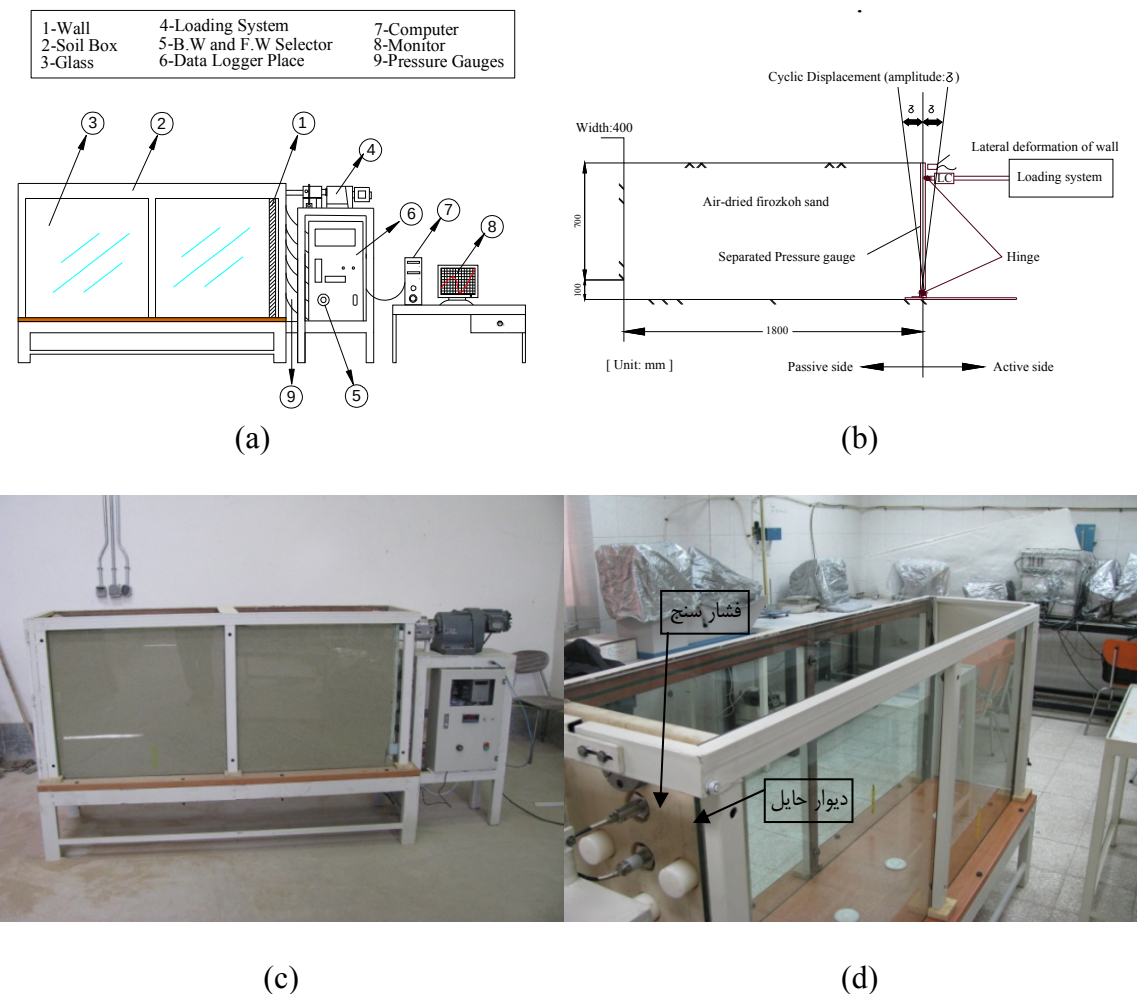
هم‌چنین در شکل (۲) مقایسه‌ای بین k_0 به دست آمده از روابط تنوری و مقادیر آزمایشگاهی قبلی انجام شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود این روابط برای شرایط خاص نیاز به اصلاح دارند.



شکل ۲ مقایسه بین مقادیر k_0 در حالت تنوری و آزمایشگاهی [14]

تامورا و همکاران نیز با استفاده از دستگاه سائتریفوژ تحقیقات مشابه را انجام دادند. نتایج نشان می‌داد که با دور شدن دیوار از خاک و رسیدن به حالت فعال، نیروی رانش به کمینه مقدار خود رسیده و هنگامی که دیوار به سمت خاک دوران کند بیشینه نیروی رانش ایجاد می‌گردد [15].

تحقیق حاضر کوششی برای تعیین فشار و ضریب جانبی خاک در حالت سکون (قبل از انجام اعمال بارگذاری سیکلی) و نیز مقدار این ضریب یا فشار جانبی پس از اعمال تعداد معینی تغییر مکان دوره‌ای (سیکلی) به دیوار است. این تحقیق با استفاده از یک مدل آزمایشگاهی که در دانشکده‌ی مهندسی دانشگاه



شکل ۳ مدل دیوار حائل ساخته شده در دانشکده‌ی مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد: (a) نمای کلی مدل آزمایشگاهی (b) مقطع طولی مدل (c) تصویری از مدل آماده‌ی انجام آزمایش (d) تصویری از فشارسنج‌ها و دیوار حائل مورد استفاده در مدل

وجه جانبی طولی مخزن با شیشه‌ی ضخیم و ایمن ساخته شده تا امکان مشاهده و نیز اندازه‌گیری تغییر شکل‌های سطح خاک درون مخزن فراهم شود.

دیوار صلب

در وجه جانبی عرضی مخزن، دیوار صلبی که از پلاستیک فشرده ساخته شده نصب گردیده است. این دیوار می‌تواند با استفاده از یک اتصال لولایی حول پایین‌ترین قسمت خود دوران کند. به‌منظور کسب اطمینان از حرکت صلب دیوار، تغییر مکان افقی دیوار

مخزن خاک

مخزن خاک این مدل آزمایشگاهی که به‌صورت مکعب مستطیل ساخته شده دارای ابعاد $1800 \times 800 \times 400$ میلی‌متر می‌باشد. طول مخزن به‌اندازه‌ای انتخاب شده که ناحیه‌ی گسیختگی در داخل مخزن قرار گیرد. ارتفاع و عرض دیوار متحرک به‌ترتیب برابر ۷۰۰ و ۴۰۰ میلی‌متر است که قادر به دوران حول یک لولا که در ارتفاع ۱۰ سانتی‌متری نسبت به کف مخزن نصب شده می‌باشد. در وجه مقابل دیوار متحرک دیوار ثابتی نصب شده است که روی آن دریچه‌ای تعبیه شده که توسط آن مخزن را به‌راحتی می‌توان تخلیه نمود. دو

برای کنترل مقدار نیروی وارد به دیوار از یک نیروسنج که در مسیر اعمال بار به دیوار به صورت سری نصب شده استفاده شده است.

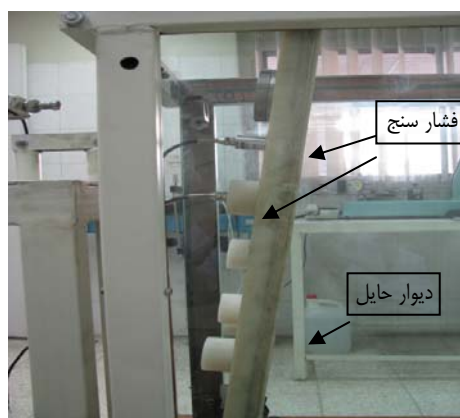
فشارسنج خاک

برای اندازه‌گیری فشار خاک در ترازهای مختلف دیوار از فشارسنج‌هایی که قبلاً کالیبره شده بودند استفاده شد. این فشارسنج‌ها به یک سیستم داده‌نگار متصل است که می‌تواند داده‌ها را اخذ کند و در یک کامپیوتر ذخیره نماید. در شکل (۵) یکی از این فشارسنج‌ها دیده می‌شود. قبل از انجام آزمایش تمام فشارسنج‌ها (که فشار جانبی خاک را نشان می‌دهند) با استفاده از وسیله‌ی ساخته‌شده کالیبره شدند تا داده‌ها و میزان تنش‌های افقی ثبت‌شده بدون اشکال باشد.

در ترازهای گوناگون اندازه‌گیری شد. رابطه‌ی خطی بین تغییر مکان‌های افقی، بیانگر سختی بالا و عدم خم شدن آن بر اثر اعمال بار افقی بود. در لبه‌های دیوار از نوار فشرده‌ای استفاده شد به گونه‌ای که در اثر تغییر مکان افقی دیوار، از نفوذ ماسه به پشت آن جلوگیری نموده و اصطکاک دیوار را با جداری شیشه به حداقل ممکن کاهش دهد. روی این دیوار شش ترانس دیوسر برای تعیین فشار جانبی خاک نصب شد. همچنین در قسمت فوقانی دیوار، اتصالی تمام مفصلی طراحی شده است که بتوان با اعمال نیروی افقی توسط یک موتور، دیوار را به مقدار مورد نظر دوران داد (شکل ۴)

سیستم ثبت و اعمال نیرو

اعمال تغییر مکان توسط یک موتور بدون لرزش با سرعتی در محدوده‌ی $0.01 \leq v \text{ (mm/min)} \leq 1.0$ که به صورت رفت و برگشت عمل می‌کند انجام می‌شود. این حرکت توسط یک میله به دیوار منتقل می‌شود.



شکل ۴ دیوار صلب و فشارسنج نصب شده بر آن جهت تعیین فشار افقی خاک



شکل ۵ فشارسنج برای اندازه‌گیری فشار جانبی خاک وارد بر دیوار

تغییر مکان سنج

برای ثبت تغییر مکان افقی قسمت فوقانی دیوار از یک تغییر مکان سنج لیزری با دقت ۰/۰۱ میلی متر استفاده شده است.

سیستم ثبت اطلاعات

قراءت داده های ترانس دیوسرهای تنش سنج و تغییر مکان سنج و نیز نیرو سنج توسط دستگاه جمع آوری داده ها انجام می شد و سپس در کامپیوتر ضبط می گردید. سیگنال های آنالوگ خروجی از فشار سنج ها با استفاده از یک مبدل به صورت دیجیتال تبدیل می شد و در کامپیوتر ذخیره می گردید.

Q به ترتیب بیانگر ماسه ی فیروزکوه و ماسه کوارتزی تیز گوشه است و عددی که بلافاصله بعد از هر یک از این حروف آمده است، بیانگر درصد وزنی ماسه ی فیروزکوه و ماسه ی کوارتزی در ترکیب می باشد. دانه بندی ماسه ی فیروزکوه و مخلوط آن با ماسه ی کوارتزی در شکل (۶) نشان داده شده است.

ترکیب های مختلف دو نوع ماسه ی فوق منجر به تولید مصالح دانه ای با نسبت تخلخل بیشینه ۰/۹۸ تا ۱/۰۴ و کمینه ۰/۶۰۵ تا ۰/۷۰۷ شده است. زاویه ی اصطکاک داخلی ماسه های ترکیبی که بر اساس آزمایش برش مستقیم در حالت خشک به دست آمده در جدول (۱) آورده شده است.

روش ساخت نمونه

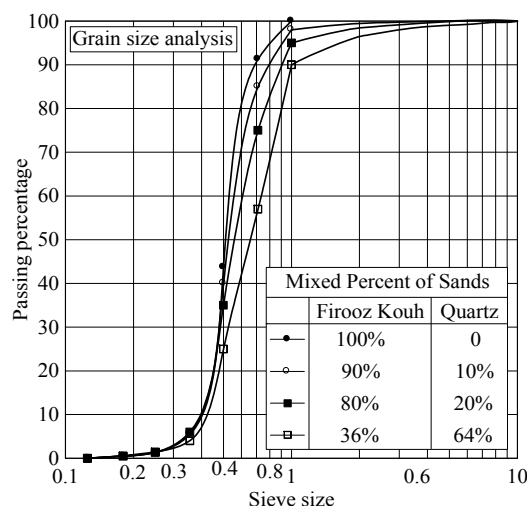
به منظور تولید نمونه های با تراکم یکسان از روش بارش ماسه استفاده شده است. بدین منظور استوانه ای ساخته شد که به صورت آویز از سقف قرار گرفت و در زیر آن یک لوله ی انعطاف پذیر نصب گردید. بر اساس ارتفاع سقوط ذرات خاک به داخل مخزن که قبلاً کالیبره شده است می توان به راحتی با تغییر در ارتفاع، نمونه هایی با تراکم نسبی متفاوت ساخت. برای کنترل وزن مخصوص نمونه ها، هنگام ریختن ماسه در مخزن دستگاه، چند ظرف کوچک به فاصله از دیوار (حدود ۷۰ سانتی متر) در ترازهای گوناگون قرار داده شد. پس از پر شدن مخزن و هنگام تخلیه ی آن، با وزن کردن ماسه ی داخل ظروف و با توجه به حجم آن ها، به راحتی وزن مخصوص خاک تعیین گردید.

مصالح مورد مطالعه

در تحقیق حاضر دو نوع ماسه با زاویه ی اصطکاک متفاوت و ترکیب های گوناگون مورد آزمایش قرار گرفته است. هر دو نوع ماسه ی در سیستم طبقه بندی متحد در گروه SW قرار می گیرند. زاویه ی اصطکاک داخلی ماسه اول (F) که موسوم به فیروزکوه می باشد برابر با ۳۱ درجه است، در حالی که زاویه ی اصطکاک داخلی ماسه دوم (Q) که ماسه ای تیز گوشه و کوارتزی می باشد دارای زاویه ی معادل ۴۵ درجه می باشد که با استفاده از آزمایش برش مستقیم به دست آمده است. از ترکیب درصدهای وزنی مختلف این دو نوع ماسه، مصالح دانه ای با زاویه های اصطکاک داخلی متفاوت به دست آمد. جدول (۱) مشخصات مکانیکی چهار نوع ماسه ی ترکیبی مورد آزمایش را نشان می دهد. ماسه های ترکیبی هر یک با علامت اختصاری مانند F80-Q20 مشخص شده است. در این نام گذاری F و

جدول ۱ مشخصات ماسه های مورد استفاده در آزمایش ها

E	ϕ (درجه)	درصد ماسه ی فیروزکوه و ماسه ی کوارتزی		γ kN/m ³	نمونه
		Q	F		
۰/۷۹	۳۱	٪۰	٪۱۰۰	۱۵/۰۹	F100-Q0
۰/۷۸	۳۳	٪۱۰	٪۹۰	۱۵/۱۰	F90-Q10
۰/۷۸	۳۸	٪۲۰	٪۸۰	۱۵/۱۲	F80-Q20
۰/۷۶	۴۳	٪۳۶	٪۶۴	۱۵/۳۰	F64-Q36



شکل ۶ دانه‌بندی ماسه‌ی فیروزکوه و مخلوط‌های آن با ماسه‌ی کوارتزی

برنامه‌ی آزمایش‌ها

برابر 0.1mm/min بود.

۳- پس از آن‌که تغییر مکان بالاترین نقطه‌ی دیوار به مقدار بیشینه‌ی آن ($\pm\delta_{max}$) رسید، حرکت آن متوقف شد و با تعویض جهت حرکت موتور، دیوار با همان سرعت 0.1mm/min به طرف عقب کشیده شد (حالت فعال) و تا زمانی که مقدار تغییر مکان در حالت فعال به مقدار بیشینه‌ی آن در جهت مخالف ($\pm\delta_{max}$) برسد حرکت دیوار به سمت عقب ادامه یافت. سپس حرکت دیوار متوقف شد و مجدداً با تعویض جهت حرکت موتور، دیوار به طرف خاک حرکت کرد تا زمانی که دیوار به حالت قائم درآمد. از ابتدای حرکت از حالت قائم اولیه تا رسیدن مجدد به حالت قائم یک سیکل نامیده شده است.

۴- جهت بررسی اثر اعمال سیکل‌های تغییر مکان بر مقدار ضریب فشار جانبی خاک، قرائت تنش‌های افقی علاوه بر حالت سکون (بند ۱)، پس از اعمال ۵، ۲۰ و ۵۰ سیکل بارگذاری انجام گردید.

۵- به منظور بررسی اثر میزان تغییر مکان بیشینه ($\pm\delta_{max}$) بر مقدار ضریب فشار جانبی خاک، آزمایش‌ها بر روی چهار نوع ماسه‌ی ترکیبی و با اعمال چهار

همان‌گونه که بیان شد در تحقیق حاضر سعی شده است که اثر تغییر مکان سیکلی دیوار بر مقدار ضریب رانش جانبی خاک k_{0-y} در ماسه‌های با ضریب اصطکاک مختلف بررسی گردد. بدین منظور با استفاده از مدل آزمایشگاهی شکل (۳) پس از اعمال تغییر مکان‌های دوره‌ای، مقدار k_{0-y} با توجه به قراءت تنش افقی در فشارسنج‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. چگونگی انجام آزمایش‌ها و برنامه‌ی آن‌ها در زیر خلاصه شده است:

۱- ابتدا مخزن دستگاه با هر یک از چهار نوع ماسه ترکیبی پر شد. قبل از اعمال هر گونه تغییر مکان به دیوار، تنش‌های وارد به دیوار ثبت گردید. مقادیر این تنش‌ها در حقیقت بیانگر تنش افقی در حالت سکون است.

۲- پس از قراءت اولیه، آزمایش با اعمال تغییر مکان دیوار در بالاترین نقطه‌ی آن به طرف خاک (حالت مقاوم) آغاز گردید. بدیهی است تغییر مکان بالاترین نقطه‌ی دیوار موجب دوران آن حول لولای نصب شده در پایین می‌گردد. سرعت اعمال تغییر مکان دیوار که توسط موتور محرک در پشت آن تأمین می‌گردید در کلیه‌ی آزمایشات ثابت و

7 mm و ارائه گردیده است. اما همان گونه که در بخش های قبل نیز ذکر شد تنش های افقی وارد به دیوار بلافاصله پس از پر کردن مخزن و قبل از اعمال هرگونه تغییر مکان به دیوار بیانگر شرایط سکون است و بدیهی است برای چهار دامنه ی فوق یکسان خواهد بود. بنابراین ابتدا نتایج شرایط سکون و سپس مقادیر تنش افقی برای چهار دامنه ی فوق ارائه شده است.

شرایط سکون

مقادیر تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه ی مورد آزمایش در این تحقیق در ترازهای مختلف در شکل (۷) نشان داده شده است. همان گونه که ملاحظه می شود تغییرات تنش خطی می باشد و مقدار ضریب فشار جانبی، k_0 نیز در عمق ثابت است.

تغییر مکان $\delta_{max} = \pm 1 \text{ mm}$

در اولین گروه آزمایش ها، تغییر مکان اعمال شده به قسمت فوقانی دیوار معادل ۱ میلی متر بود و در سیکل های مختلف تنش های افقی در ترازهای گوناگون ثبت شد. تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه ی مورد آزمایش در ترازهای مختلف و پس از ۵ سیکل در شکل (۸) نشان داده شده است. با توجه به این که دامنه ی تغییر مکان اعمالی کوچک می باشد (کمتر از ۰/۱ درصد ارتفاع دیوار)، در سیکل های اولیه، تغییر قابل ملاحظه ای در تنش های افقی نسبت به حالت سکون ملاحظه نمی شود. تغییر در مقدار k_0 نیز وابسته به فشارهای جانبی است. اگرچه تغییرات تنش افقی خطی است اما مقدار ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل در عمق ثابت نیست و با افزایش عمق افزایش می یابد.

تغییر مکان مختلف شامل $\delta_{max} = 1, 2, 4 \text{ \& } 7 \text{ mm}$ انجام شده است.

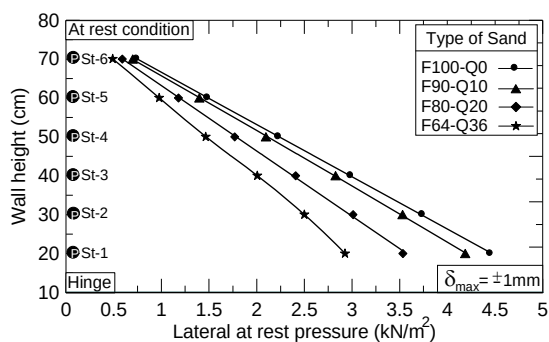
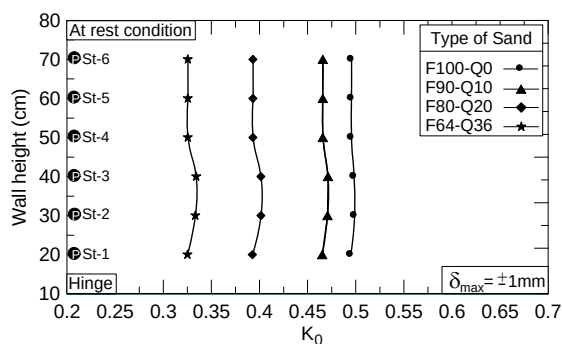
در تحقیق انجام شده توسط سوگیموتو در پل های یک پارچه ی ساخته شده در مدل یک مطالعه ی موردی در مقیاس واقعی، تغییر مکان عرشه بر اساس تغییر دماهای سیکلی روزانه و سالیانه اندازه گیری شده است. بر این اساس مقدار $\delta/2H$ برای تغییرات روزانه ۰/۰۲ درصد و برای تغییرات سالیانه برابر ۰/۵ درصد بر آورد شده است. بنابراین در تحقیق حاضر با توجه ارتفاع دیوار حایل در مدل آزمایشگاهی ساخته شده که ۷۰ سانتی متر می باشد، حداکثر تغییر مکان در آزمایش ها برابر ۷ میلی متر (۰/۵ درصد) انتخاب شده است [1].

۶- با توجه به چهار نوع ماسه ی ترکیبی و اعمال چهار تغییر مکان مختلف، تعداد آزمایش های انجام شده در این تحقیق ۱۶ آزمایش می باشد که قراءت تنش ها در هر آزمایش در حالت سکون (قبل از هرگونه حرکت دیوار) و پس از اعمال ۵، ۲۰ و ۵۰ سیکل بارگذاری انجام شده است.

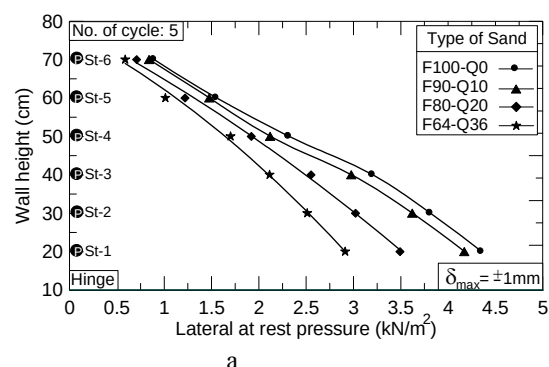
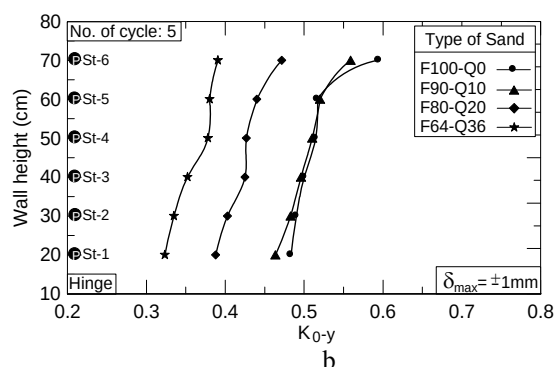
همان گونه که بیان گردید فشارسنج های نصب شده، فشار افقی را اندازه گیری می کنند. ضریب فشار جانبی خاک، k_0 ، با تقسیم کردن تنش افقی قراءت شده بر تنش قائم در هر نقطه (که معادل وزن خاک در آن تراز می باشد) محاسبه گردید.

نتایج آزمایش ها

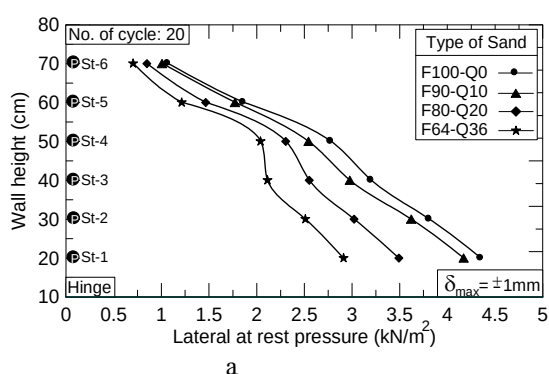
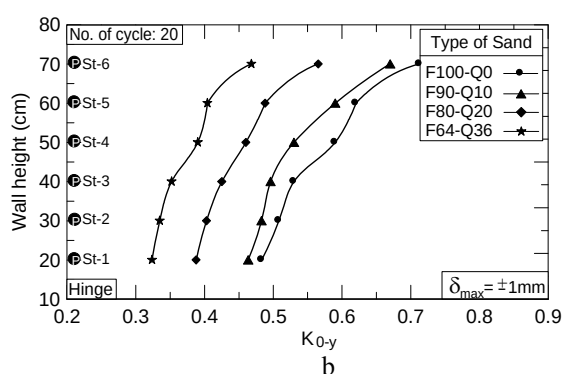
همان گونه که بیان گردید در این تحقیق، تعداد ۱۶ آزمایش بر روی ۴ نوع ماسه با زاویه ی اصطکاک متفاوت جدول (۱) انجام شد که نتایج آن در ۴ قسمت به ازای چهار دامنه ی تغییر مکان مختلف $\delta_{max} = 1, 2, 4$



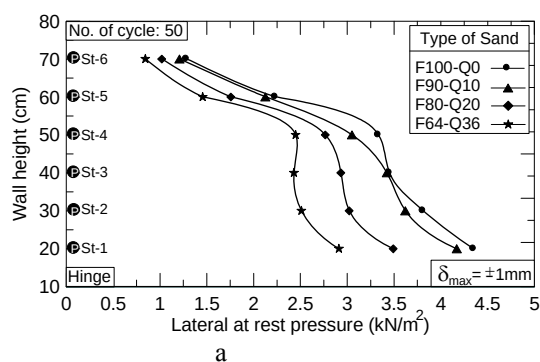
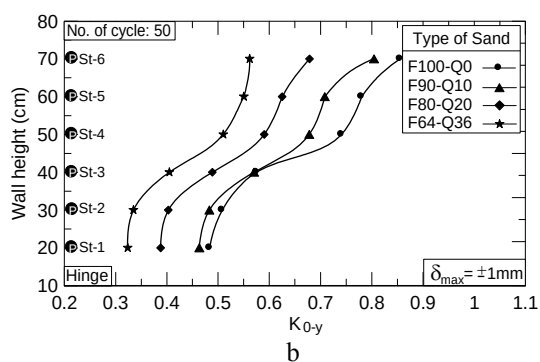
شکل ۷ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون (K_0) برای چهار نوع ماسه



شکل ۸ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل برای چهار نوع ماسه



شکل ۹ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۲۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



شکل ۱۰ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵۰ سیکل برای چهار نوع ماسه

قسمت فوقانی دیوار معادل ۲ میلی متر بود و در سیکل های مختلف تنش های افقی در ترازهای گوناگون ثبت شد. تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه ی مورد آزمایش در ترازهای مختلف و پس از ۵ سیکل در شکل (۱۱) نشان داده شده است. همان گونه که ملاحظه می شود با افزایش دامنه ی تغییر مکان اعمالی از ۱ میلی متر به ۲ میلی متر پس از سیکل تنش های افقی از حالت خطی خارج می شود و در عمق پایین تری از دیوار تنش افقی تغییر قابل ملاحظه ای نمی کند. به عبارت دیگر تنش افقی در حدود یک سوم پایین دیوار ثابت است و یا تغییرات کمی دارد که بیانگر پدیده ی قوس زدگی می باشد. به همین دلیل روند تغییرات k_{0-y} نیز دارای یک بیشینه می باشد که بیانگر تغییر ساختار کامل خاک است.

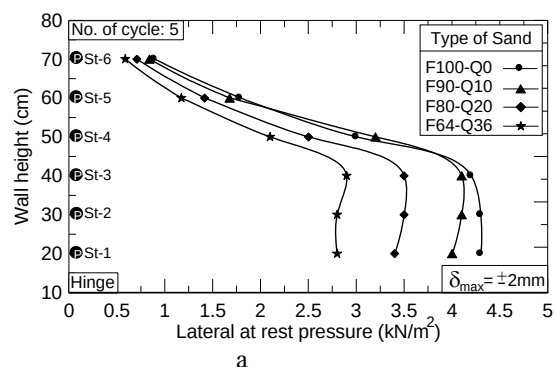
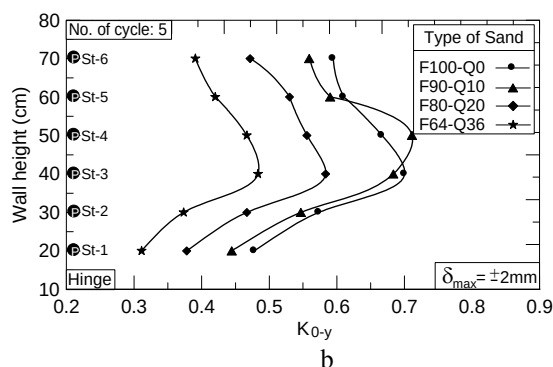
در شکل (۱۲) تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی، k_{0-y} ، برای چهار نوع ماسه در ترازهای مختلف و پس از ۲۰ سیکل نشان داده شده است. با توجه به افزایش تعداد سیکل تغییرات ضریب فشار جانبی با افزایش عمق ثابت نیست و کاهش قابل ملاحظه ای از خود نشان می دهد. همچنین تغییرات تنش افقی نیز از نیمه های عمق دیوار به پایین کاهش می یابد که بیانگر کاهش اثر تنش قائم است.

در شکل (۹) تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی، k_{0-y} ، برای چهار نوع ماسه در ترازهای مختلف و پس از ۲۰ سیکل نشان داده شده است. با توجه به افزایش تعداد سیکل تغییرات ضریب فشار جانبی با افزایش عمق ثابت نیست و کاهش قابل ملاحظه ای از خود نشان می دهد. همچنین تغییرات تنش افقی نیز رژیم خطی خود را از دست می دهد که بیانگر تغییر ساختار خاک مانند زاویه ی اصطکاک داخلی در عمق های پایین تر است.

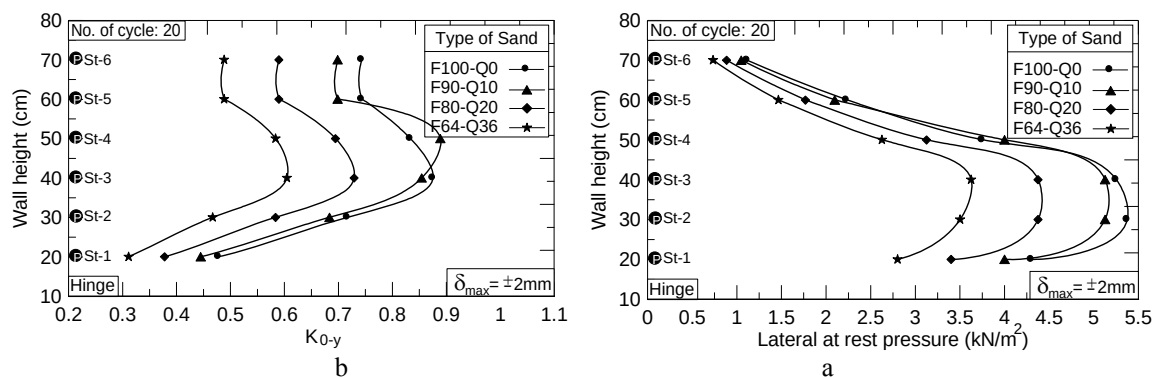
تغییرات تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی، k_{0-y} ، برای چهار نوع ماسه در ترازهای مختلف و پس از ۵۰ سیکل در شکل (۱۰) نشان داده شده است. در این حالت نیز تغییرات ضریب فشار جانبی با افزایش عمق ثابت نیست و کاهش قابل ملاحظه ای از خود نشان می دهد. همچنین تغییرات تنش افقی نه تنها روند افزایش خطی خود را از دست می دهد بلکه دارای یک نقطه بیشینه می باشد که تقریباً در نیمه ی عمق دیوار قرار دارد. همچنین افزایش ضریب فشار جانبی بیانگر تغییر مجدد ساختار خاک می باشد.

$$\delta_{\max} = \pm \text{mm} \text{ تغییر مکان}$$

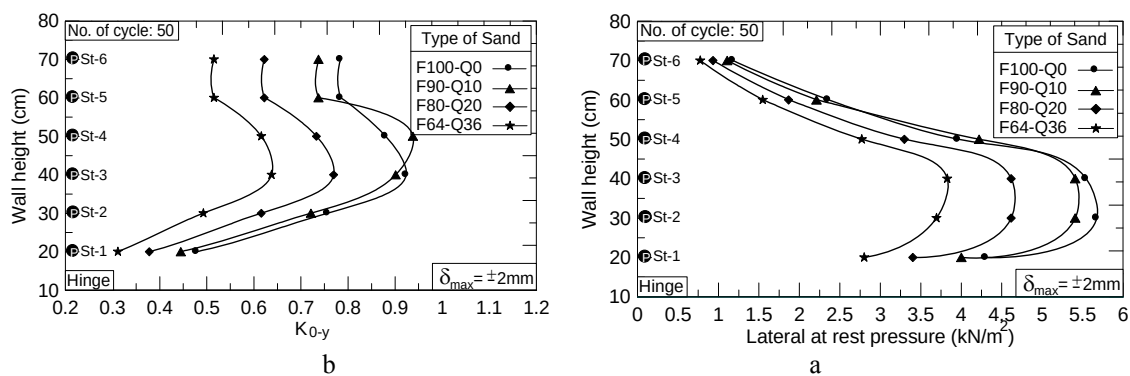
در دومین گروه آزمایش ها، تغییر مکان اعمال شده به



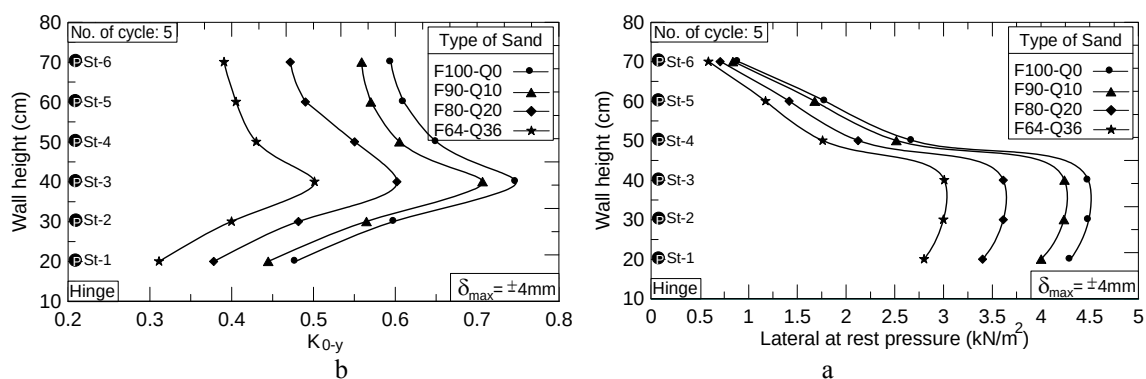
شکل ۱۱ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل برای چهار نوع ماسه



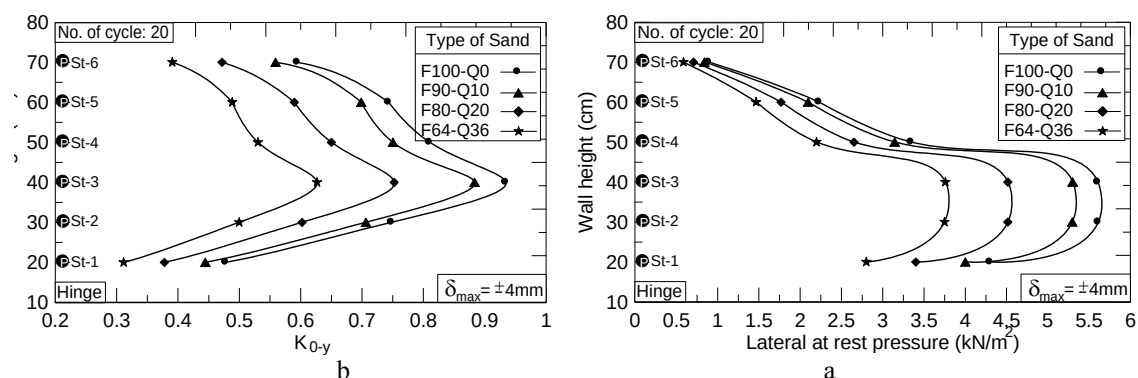
شکل ۱۲ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۲۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



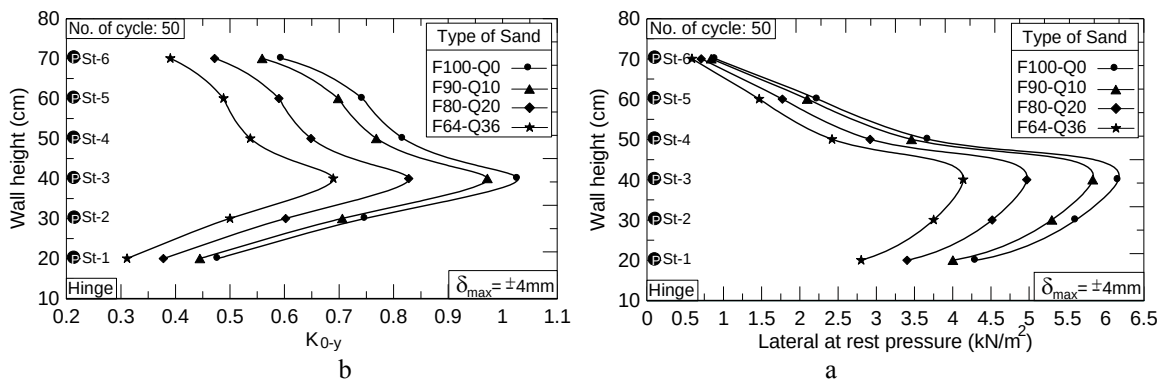
شکل ۱۳ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



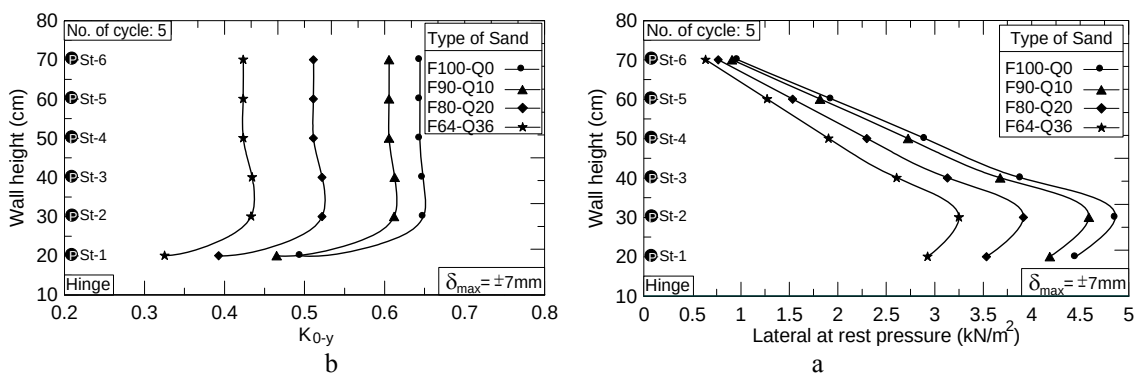
شکل ۱۴ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل برای چهار نوع ماسه



شکل ۱۵ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۲۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



شکل ۱۶ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



شکل ۱۷ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل برای چهار نوع ماسه

قسمت فوقانی دیوار معادل ۷ میلی‌متر بوده است تا اثر دامنه‌های کاملاً بزرگ مطالعه گردد. تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه‌ی مورد آزمایش در ترازهای مختلف و پس از ۵ سیکل در شکل (۱۷) نشان داده شده است. در این حالت تغییرات k_{0-y} دارای بیشینه نبوده و فقط در عمق‌های پایین روند کاهشی دارد.

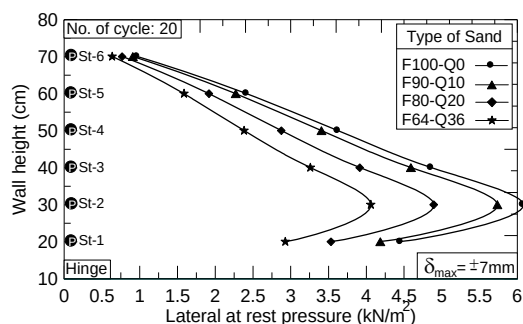
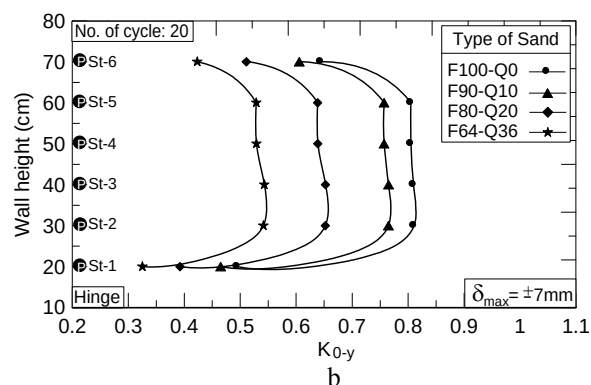
در شکل (۱۸) تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی، k_{0-y} پس از ۲۰ سیکل نشان داده شده است. روند تغییرات تنش افقی و ضریب فشار جانبی مشابه حالت قبل می‌باشد. این روند نیز پس از اعمال ۵۰ سیکل که در شکل (۱۹) نشان داده شده تغییری نداشته جز آن‌که فقط مقدار آن تغییر یافته است.

تغییر مکان $\delta_{max} = \pm 14mm$

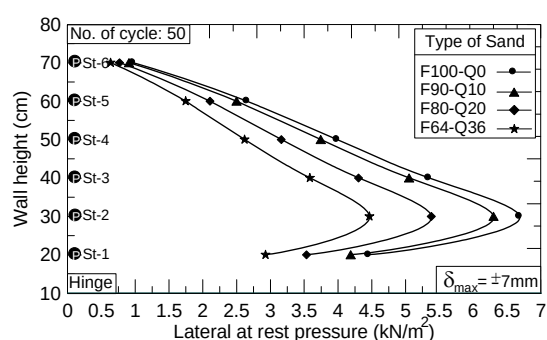
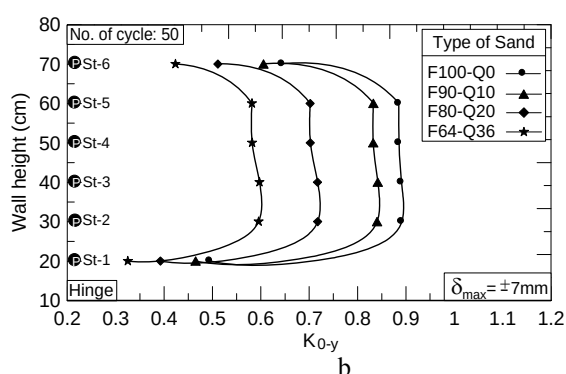
در سومین گروه آزمایش‌ها، تغییر مکان اعمال شده به قسمت فوقانی دیوار معادل ۴ میلی‌متر در نظر گرفته شد تا اثر بزرگی دامنه بررسی بیش‌تری گردد. تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه مورد آزمایش در ترازهای مختلف و پس از ۵، ۲۰ و ۵۰ سیکل به ترتیب در شکل‌های (۱۶-۱۴) نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود روند کلی تغییرات تنش افقی و ضریب k_{0-y} مشابه است اما مقدار تنش افقی و نیز بیشینه مقدار ضریب فشار جانبی با افزایش تعداد سیکل روند افزایشی دارد.

تغییر مکان $\delta_{max} = \pm 7mm$

در آخرین گروه آزمایش‌ها، تغییر مکان اعمال شده به



شکل ۱۸ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۲۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



شکل ۱۹ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵۰ سیکل برای چهار نوع ماسه

تغییرات این ضریب در دیوارهای حایل پل‌های یک‌پارچه به مقدار دوران آن و نیز تعداد سیکل اعمال شده بستگی دارد. به عبارتی هنگامی که دامنه کوچک باشد (به عنوان مثال $\delta_{\max} = \pm 1 \text{ mm}$ و پس از سیکل پنجم، شکل (۷) تغییرات k_{0-y} تقریباً خطی است و با افزایش تعداد سیکل شیب آن افزایش می‌یابد (شکل ۹). با افزایش دامنه‌ی تغییر مکان اعمال شده، تغییرات این ضریب از حالت خطی درمی‌آید و ابتدا یک روند افزایشی دارد و سپس کاهش می‌یابد. البته باید یادآوری شود که ضریب k_{0-y} هنگامی اندازه‌گیری شده که دیوار از حالت مقاوم به حالت سکون رسیده است.

تغییر مقدار تنش افقی. تنش افقی همیشه تابعی از سربار اعمال شده و یا به عبارتی وزن خاک می‌باشد.

تفسیر نتایج

همان‌گونه که قبلاً بیان شد هدف از انجام این تحقیق بررسی اثر دوران سیکلی دیوارهای پل‌های یک‌پارچه بر مقادیر تنش افقی و ضریب فشار جانبی خاک بوده است. مهم‌ترین تأثیر دوران سیکلی (که نتیجه‌ی آن اعمال بارهای سیکلی بر دیوار است)، تغییر رفتار خاک دانه‌ای پشت دیوار می‌باشد. این تغییر رفتار را می‌توان در دو پارامتر زیر به خوبی مشاهده نمود:

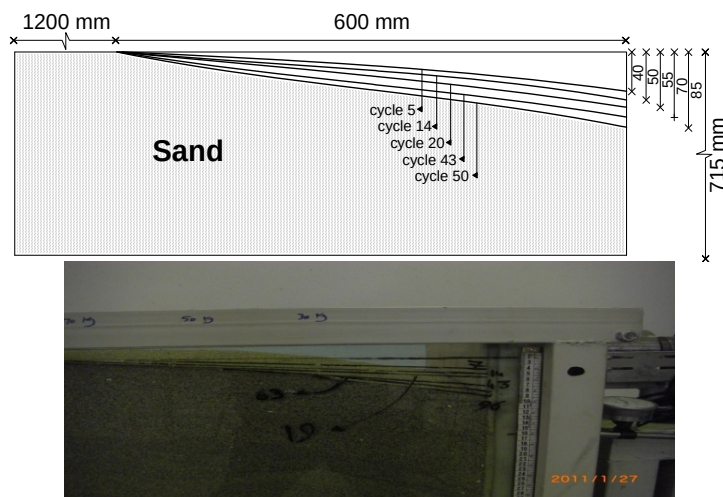
تغییر رژیم ضریب فشار جانبی. ضریب فشار جانبی خاک در حالت استاتیکی تابعی از زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک، ϕ است و در عمق مقدار آن ثابت می‌باشد (روابط (۷-۱) و شکل (۶) که از نتایج این تحقیق به دست آمده است)، اما مقدار و چگونگی

نخواهد داشت.

پدیده‌ی آرچینگ. اصولاً پدیده‌ی آرچینگ (قوس زدگی) هنگامی در ماسه‌ها اتفاق می‌افتد که ماسه از یک حالت بارگذاری به حالت دیگر انتقال پیدا کند که این بارگذاری و باربرداری تغییراتی در ساختار و چیدمان دانه‌ها نسبت به حالت اولیه‌ی ماسه به وجود می‌آورد. در ماسه‌های شل در تغییرات اولیه‌ی بارگذاری این حالت سریع‌تر صورت می‌گیرد و اثر خود را نشان می‌دهد [16]. در آزمایش‌های انجام‌شده پدیده‌ی قوس زدگی نیز اتفاق افتاد. هنگامی که تغییر مکان افقی (۱ میلی‌متر) یا به عبارتی دوران دیوار کوچک می‌باشد در تعداد سیکل‌های کم (۵ سیکل) و یا حتی ۲۰ سیکل تغییرات کمی در ساختار و به تبع آن در رفتار خاک دیده می‌شود و تنش‌های افقی ثبت شده نسبت به حالت اولیه تغییرات کم‌تری دارد و متناسب با سر بار (وزن خاک بالایی خود) می‌باشد. هرچه تعداد سیکل‌های بارگذاری یا همان مقدار تغییر مکان بیش‌تر می‌شود تنش‌های قرائت‌شده از فشارسنج‌ها بیش‌تر می‌شود و در فشار سنج‌های یک‌سوم میانی دیوار به حداکثر خود می‌رسد. علی‌رغم متراکم شدن خاک و افزایش وزن مخصوص در فشارسنج‌های انتهایی تنش افقی کم‌تری نسبت به حالت اولیه ثبت شده است که این نشان دهنده‌ی عدم انتقال وزن لایه‌های بالایی به قسمت‌های پایینی می‌باشد (زیر قسمت حداکثر تنش‌های قرائت‌شده یا همان ناحیه‌ای که رفتار خاک از حالت خطی به غیرخطی تبدیل شده است). در واقع این تغییر حالت رفتاری خاک می‌تواند پدیده‌ی قوس زدگی را ایجاد کند و پی‌آمد آن کاهش در تنش‌های افقی را شاهد باشیم. این پدیده را به گونه‌ای دیگر نیز می‌توان بیان کرد.

بدیهی است هنگامی که توزیع تنش قائم ناشی از وزن خاک خطی باشد توزیع تنش افقی نیز خطی خواهد بود. شکل (۶) که تنش افقی ثبت‌شده توسط تنش‌سنج‌ها را بلافاصله پس از پر کردن مخزن از ماسه و قبل از اعمال هرگونه تغییر مکان سیکلی نشان می‌دهد به خوبی بیانگر توزیع خطی تنش افقی است. رفتار مصالح دانه‌ای بر اثر دوران و اعمال تغییر مکان سیکلی به نقطه‌ی فوقانی دیوار کاملاً تغییر کرده است و نه تنها از حالت خطی خارج شده بلکه روند افزایشی آن با افزایش عمق نیز تغییر می‌کند. در تمامی خاک‌های مورد آزمایش با زاویه‌ی اصطکاک داخلی مختلف، هنگامی که دامنه‌ی جابه‌جایی در حالت سیکلی کوچک است (به عنوان مثال $\delta_{\max} = \pm 1 \text{ mm}$)، تغییرات محسوسی در مقادیر تنش افقی نسبت به حالت سکون دیده نمی‌شود. درحالی‌که در جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر، این تغییرات حتی در تعداد سیکل‌های کم (مثلاً ۵ سیکل) کاملاً محسوس است.

با نگاهی به نمودارهای فوق کاملاً آشکار است که نرخ افزایش تنش در سیکل‌های ابتدایی زیاد است و با افزایش تعداد سیکل این نرخ کاهش می‌یابد به گونه‌ای که در تعداد سیکل‌های بالا تغییرات قابل ملاحظه‌ای در افزایش تنش افقی مشاهده نمی‌شود. این فرآیند بیانگر تغییر ساختار خاک و رفتار آن می‌باشد. به عبارتی اعمال تغییر مکان سیکلی نه تنها موجب افزایش تراکم خاک می‌شود بلکه سختی خاک را نیز زیاد می‌کند. از طرفی پیامد افزایش تراکم و سختی، افزایش زاویه‌ی اصطکاک را به دنبال خواهد داشت. افت سطح خاک مجاور دیوار در دستگاه آزمایش که در شکل (۲۰) نمایش داده شده نیز بیانگر این موضوع می‌باشد. بنابراین پس از رسیدن به تراکم معین ناشی از حرکت سیکلی دیوار، پس از آن افزایش تعداد سیکل تأثیر چشمگیری در مقدار تنش جانبی



شکل ۲۰ نشست سطحی خاک ناشی از بارگذاری سیکلی (شکل بدون مقیاس است)

افزایش نمی‌یابد بلکه مقدار آن کاهش می‌یابد.

نتیجه‌گیری

تحقیق حاضر کوششی برای بررسی اثر تغییر مکان‌های سیکلی بر رفتار مصالح دانه‌ای پشت دیوار پل‌های یک‌پارچه می‌باشد. در این گونه پل‌ها، تغییرات درجه‌ی حرارت روزانه و فصلی موجب اعمال بارهای سیکلی به خاک‌ریز پشت دیوار می‌شود. نتایج پژوهش به صورت خلاصه به شرح زیر بیان می‌شود:

۱- تغییرات تنش افقی در حالت سکون کاملاً خطی است. اما هنگامی که دیوار پل تحت اثر بارگذاری سیکلی قرار می‌گیرد تنش افقی در یک سوم میانی ارتفاع دیوار افزایش می‌یابد و سپس به تدریج کاهش می‌یابد. به عبارتی حداکثر تنش افقی اندازه گرفته شده در فاصله‌ی ۳۰ تا ۴۰ سانتی‌متری از سطح خاک قرار دارد.

۲- نرخ تغییرات تنش افقی در خاک‌های دانه‌ای با زاویه‌ی اصطکاک داخلی بیش‌تر به مراتب کم‌تر از ماسه‌هایی است که در آن ϕ خاک کم است. به عبارتی در خاک‌های دارای مقاومت برشی کمتر، تأثیر سیکل‌های جابه‌جایی دیوار بر میزان تغییرات تنش افقی بیش‌تر می‌باشد. می‌توان گفت اصطکاک

در شکل (۲۰) تصویری از افت سطح ماسه در اثر اعمال تغییر مکان سیکلی دیوار و نیز مقادیر اندازه‌گیری شده‌ی آن دیده می‌شود. بدیهی است دلیل این پدیده تمایل ماسه به کاهش حجم و افزایش دانسیته‌ی آن بر اثر بارگذاری سیکلی است. تغییر در تراکم خاک و مقدار آن بستگی به تعداد سیکل و دامنه‌ی تغییر مکان دارد [17]. هم‌چنین بر اساس تحقیقات انجام‌شده مدول برشی خاک در اثر بارگذاری سیکلی افزایش می‌یابد. افزایش مدول برشی منجر به افزایش تنش برشی در یک تغییر مکان ثابت می‌شود [18]. این عامل منجر به ایجاد تنش برشی بیش‌تر بین خاک و دیوار می‌شود و دانه‌های خاک درگیری بیش‌تری با سطح تماس دیوار خواهند داشت [19]. با توجه به جهت تنش‌های برشی ایجاد شده و تنش‌های اصلی موجود در خاک، چیدمان دانه‌ها و اندرکنش دانه‌های خاک منجر به پدیده‌ی قوس‌زدگی می‌گردد. کمان ایجاد شده شبیه یک پوسته‌ی قوسی‌شکل، وزن لایه‌های خاک بالایی را تا حدی تحمل می‌کند و از انتقال کامل آن به لایه‌های پایینی جلوگیری می‌نماید [20]. به عبارتی تنش قائم ناشی از وزن در بخش پایین دیوار کاهش می‌یابد و در نتیجه تنش افقی نیز کاهش می‌یابد. نتایج تحقیق حاضر نیز نشان می‌دهد در ترازهای پایین فشار افقی نه تنها

ملموس است.

۵- در تغییرات سیکلی هر چند در حالت قائم دیوار تنش افقی اندازه‌گیری شده است لیکن اندازه‌گیری وقتی صورت گرفته است که دیوار از حالت فعال به حالت سکون رسیده و تغییر مکان دیوار به سمت خاک بوده و لذا تنش‌های موجود به تنش‌های مقاوم نزدیک‌تر شده است. واضح است که هر چه زاویه اصطکاک داخلی زیادتر باشد و یا وزن مخصوص خاک افزایش یابد انتظار فزونی تنش مقاوم نیز خواهد بود.

۶- هر چه زاویه اصطکاک داخلی خاک کم‌تر باشد تأثیرات بارگذاری و تغییر مکان‌های سیکلی بر مقادیر تنش افقی و k_0 -y بیش‌تر است.

۷- هرچه دامنه‌ی جابه‌جایی در سیکل‌های رفت و برگشتی بیش‌تر باشد، نقطه‌ی بیشینه‌ی تنش افقی به انتهای دیوار نزدیک‌تر است و در سیکل‌های اولیه نرخ تغییرات تنش در ماسه‌های شل بیش‌تر است.

بین دانه‌ها خود عامل کاهنده‌ی اثرات بارگذاری سیکلی است. در تغییر مکان برای حالتی که δ برابر ۷ میلی‌متر می‌باشد، مقادیر تنش افقی در تراز ۴۰ سانتی‌متری تا سطح خاک، افزایش می‌یابد.

۳- با افزایش تعداد سیکل‌های رفت و برگشت مقدار تنش افقی هنگامی که دیوار در حالت مقاوم قرار دارد در میانه‌ی دیوار افزایش می‌یابد. دلیل این موضوع افزایش دانسیته‌ی نسبی ماسه است که این نیز به نوبه‌ی خود موجب افزایش زاویه‌ی اصطکاک داخلی ماسه و یا افزایش تنش افقی مقاوم خواهد شد. بدیهی است در خاک‌های دانه‌ای با دانسیته‌ی نسبی کم‌تر میل به افزایش تراکم بیش از خاک‌های با دانسیته‌ی بالا است.

۴- در تمامی خاک‌ها با زاویه‌ی اصطکاک مختلف هنگامی که دامنه‌ی رفت و برگشت کوچک است ($\delta=1\text{mm}$) تغییرات محسوسی در مقادیر تنش افقی دیده نمی‌شود؛ هر چند با افزایش تعداد سیکل‌های بارگذاری تا حدودی افزایش تنش افقی

مراجع

1. Sugimoto, T., Sumiyoshi, T., Sasaki, S., Hiroshima, M. and Yamamura, H., "Increase in the earth pressure by cyclic displacement of wall", Proceedings of the Sino-Japanese Symposium on Geotechnical Engineering in Urban Construction, pp.189-196, (2003).
2. Sumiyoshi, T., "Behavior of U-type retaining wall subjected to cyclic displacement", Annual Report, Institute of Civil Engineering, Tokyo Metropolitan Government, pp. 69-78, (2005).
3. Fang, Y.S. and Ishibashi, I., "Earth pressure with various wall movements", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 3, pp. 317-333, (1985).
4. Hoppe, E.J. and Gomez, J.P., "Field study of an integral back-wall bridge", Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, VA, VTRC 97-R7, (1996).
5. Jaky, J., "The coefficient of earth pressure at rest", *Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers*, pp. 335-358, (1948).
6. Mesri, G. and Hayat, T., "Coefficient of earth pressure at rest", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, pp. 647-660, (1993).
7. Worth, C., "General theories of earth of pressure and deformation", Proceedings of 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Madrid, Spain, pp. 33-52, (1973).

8. Mayne, P.W., and Kulhawy, F.H. , "K₀-OCR relationships in soil", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 108(GT6), pp. 135-146, (1982).
9. Hendron, A.J., "The behavior of sand in one-dimensional compression", Ph. D thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA, (1963).
10. Takashi, S. and Taro, U., "Residual earth pressure on a retaining wall with sand backfill subjected to forced cyclic lateral displacement", *Soil Stress-Strain Behavior Measurement Modeling and Analysis, Geotechnical Symposium in Roma*, pp. 865-874, (2006).
11. Sherif, M.M. and Mackey, R.D., "Pressure on retaining wall with repeated loading", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 103, No. 11, PP. 1341-1343, (1977).
12. England, G.L., Chiu, M., Tsang, C.M., Dunstan, T. and Wan, R., "Drained granular material under cyclic loading with temperature induced soil/structure interaction", *ASME*, Vol. 50, No. 10, pp. 553-578, (1997).
13. England, G.L. and Bolouri Bazaz, J., "Ratcheting flow of granular materials, static and dynamic properties of gravelly soils", *Geotechnical Special Publication No. 56*, ASCE, pp. 64-76, (1995).
14. Hanna, A., and Al-Romhein, R., "At-rest earth pressure of over-consolidated cohesionless soil", *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, Vol. 134, No. 3, pp. 408-412, (2008).
15. Tamura, S., Sakamoto, T. and Hida, T., "Mechanism of earth pressure and sidewall friction acting on an embedded footing in dry sand base on centrifuge testing", *Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, (2008).
16. Tatsuoka, F., Masuda, T. and Siddiquee, M.S.A., "Modeling the stress-strain behavior of sand in cyclic plane strain loading", *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 5, pp. 450-467, (2003).
17. Michalowski, R., "Coefficient of earth pressure at rest", *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, Vol. 131, No. 11, pp. 1429-1433, (2005).
18. England, G. and Dunstan, T., "Shakedown solutions for soil containing structures as influenced by cyclic temperatures", *Proceedings of the 3rd Kerensky conference, Global Trends in Structural Engineering*, Singapore, pp. 159-170, (1994).
19. Michalowski, R., and Park, N., "Arching in granular soils", *Proceedings, Geomechanics: Modeling and Simulation*, ASCE Geotechnical Special Publication, 143, ASCE, Reston, VA., pp. 255-268, (2005).
20. Springman, S.M., Norish, A.R., "Cyclic loading of sand behind integral bridge abutment", *TRL Report No. 146*, (1996).

کاربرد مقاومت الکتریکی برای بررسی پایداری بتن*

فرامرزی مودی^(۴)مهدی مهدی‌خانی^(۳)علی اکبر رمضانیان‌پور^(۲)امیررضا پیلوار^(۱)

چکیده یکی از عوامل اصلی خرابی زودرس در سازه‌های بتن مسلح، خوردگی میل‌گردها می‌باشد و مهم‌ترین عامل در افزایش سرعت این تخریب نفوذپذیری بتن به‌شمار می‌رود. از سوی دیگر، روش‌های مختلفی برای ارزیابی نفوذپذیری بتن وجود دارد. با تعیین رابطه‌ای بین این روش‌ها می‌توان مهندسان را در انتخاب روش مناسب ارزیابی و درک بهتر مکانیزم آن‌ها یاری رساند. مقاومت الکتریکی بتن شاخصی مناسب برای ارزیابی نفوذپذیری بتن و مقاومت آن در مقابل نفوذ یون کلراید می‌باشد. این روش کاملاً غیرمخرب است و سادگی، سرعت و اقتصادی بودن آن بر کاربرد این روش می‌افزاید. در این تحقیق، به‌منظور یافتن رابطه‌ای مناسب میان مقاومت الکتریکی و نفوذپذیری بتن (مانند نفوذ آب و نفوذ یون کلراید)، آزمایش‌های گوناگونی بر روی ۷۲ طرح اختلاط بتن، انجام شده و روابط میان آن‌ها بیان گردیده است. علاوه بر آن، عوامل تأثیرگذار بر نتایج آزمایش‌ها بیان شده و در مورد محدودیت‌های موجود در برقراری ارتباط بین آن‌ها بحث شده است. نتایج نشان‌دهنده‌ی وجود رابطه‌ی توانی مناسبی میان مقاومت الکتریکی بتن و نفوذپذیری آن می‌باشد. در نتیجه، از نتایج این تحقیق می‌توان دریافت که با دقت مناسبی می‌توان از آزمایش مقاومت الکتریکی به‌منظور تعیین میزان نفوذپذیری نمونه‌های بتنی استفاده نمود.

واژه‌های کلیدی مقاومت الکتریکی، نفوذ پذیری، خوردگی، ریزساختار، دوام، نفوذ تسریع شده یون کلراید.

Using Resistivity to Evaluate Durability of Concrete

A.R. Pilvar

A.A. Ramezaniyanpour

M. Mahdikhani

F. Moodi

Abstract One of the main factors of premature deterioration of concrete structures is the corrosion of reinforcements. Chloride penetration of concrete is one of the main reasons of this phenomenon. Therefore, to have durable structure, it is necessary to have concretes with low permeability. There are various methods to evaluate permeability of concrete. Finding a relationship between them can be useful for understanding the mechanism of corrosion. Concrete resistivity test is a suitable indicator for concrete penetration and chloride ion permeability. It is a non-destructive, simple, rapid and cheap method that can also be used in site. In this study, various permeability and resistivity tests were carried out on different types of concrete to find a relationship between them. In addition, the main factors affected the resistivity are disgusted and the major constraints of relation between resistivity and permeability of concrete are illustrated. Finally, a new method is recommended to eliminate these problems.

Keywords resistivity, permeability, corrosion, microstructure, durability, RCPT

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۸/۱۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۸/۱۰ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسؤول، دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

(۲) استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، مرکز تحقیقات تکنولوژی و دوام بتن، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

(۳) دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، مرکز تحقیقات تکنولوژی و دوام بتن، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

(۴) استادیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، مرکز تحقیقات تکنولوژی و دوام بتن، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

مقدمه

یکی از عوامل خرابی زودرس سازه‌های بتن‌آرمه، خوردگی فولادهای آن می‌باشد و این مسأله از مهم‌ترین مشکلاتی است که صنعت ساخت و ساز، در رابطه با دوام، با آن مواجه است [1]. معمولاً خوردگی آرماتورها، ناشی از بین رفتن لایه‌ی محافظ (Passive) روی آرماتورها به دلیل نفوذ یون کلراید و یا کربناتاسیون و تشکیل میکروپیل‌های خوردگی می‌باشد. یون‌های کلراید محلول در آب ناشی از استفاده از نمک‌های یخ‌زدا، یون‌های موجود درون خاک، آب دریاها و آب‌های زیرزمینی می‌توانند به بتن نفوذ کنند و به سطح آرماتور برسند. مکانیزم اصلی انتقال یون‌های کلراید در سطح بتن، مخصوصاً وقتی این سطح غیر اشباع باشد، جذب موئینه می‌باشد و تجمع این یون‌ها در لایه‌های سطحی بتن باعث انتقال یون‌ها به صورت انتشار به لایه‌های زیرین می‌شود [2]. بنابراین انتشار، مکانیزم اصلی جابه‌جایی یون‌ها در لایه‌های زیرین بتن می‌باشد. نیروی رانش در انتشار یون‌های کلراید، اختلاف غلظت بین یون‌ها در قسمت‌های مختلف بتن می‌باشد [3]. روش‌های مختلفی برای ارزیابی نفوذ یون کلراید به بتن وجود دارد. در روش‌هایی که فقط بر پایه‌ی انتشار می‌باشند، محدودیت‌هایی وجود دارد. از جمله این محدودیت‌ها، زمان طولانی مورد نیاز برای رسیدن انتشار یون‌های کلراید به حالت پایدار می‌باشد. بنابراین، این روش‌ها برای ارزیابی مقاومت بتن در مقابل نفوذ یون کلراید، عملی نمی‌باشند [4]. در نتیجه، محققان به دنبال پیدا کردن روش‌های تسریع‌یافته هستند. به عنوان مثال عمل انتشار در روشی که توسط Alexander و Streicher [5]، بیان شده است به وسیله‌ی کاهش ضخامت نمونه‌ها و همچنین افزایش غلظت یون‌های کلراید در یک طرف نمونه، تسریع یافته است. از دهه‌ی ۱۹۷۰ سازمان‌ها و متخصصان سعی کرده‌اند که روش سریع، ارزان و قابل اعتمادی پیشنهاد دهند تا بتوانند میزان

مقاومت بتن در مقابل نفوذ یون کلراید را اندازه‌گیری نمایند. در اواخر دهه‌ی ۱۹۷۰، [6, 7] Whiting، روشی به این منظور معرفی کرد که با نام روش نفوذ تسریع شده‌ی یون کلراید (RCPT) شناخته شده است. اما این روش در واقع رسانایی نمونه‌ها را اندازه‌گیری می‌کند. این روش توسط AASHTO در سال ۱۹۸۳ و ASTM در سال ۱۹۹۱ به صورت استاندارد آورده شده است.

این روش به عنوان شاخصی الکتریکی برای ارزیابی بتن در مقابل نفوذ یون کلراید، میزان جریان عبوری از نمونه‌ها را در طول مدت ۶ ساعت وقتی اختلاف پتانسیل ۶۰ ولت برقرار باشد اندازه‌گیری می‌کند [8]. میزان جریان اندازه‌گیری شده در مقابل زمان، با هم جمع می‌شود و میزان کل بار عبوری در واحد کلمب به دست می‌آید. پنج سطح برای ارزیابی بتن براساس میزان بار عبوری مشخص شده است: زیاد، متوسط، کم، خیلی کم و قابل چشم پوشی.

هرچند روش RCPT به دلیل آسانی آن بسیار مورد استفاده قرار گرفته است، اما در مجامع علمی انتقاداتی نیز به آن وارد شده است [9]. RCPT روشی شاخص است که در آن شرایط پایداری وجود ندارد. بدان معنی که برای دستیابی به انتشار پایدار، می‌بایست شرایطی ایجاد شده باشد که یون‌های کلراید از یک سوی نمونه به سوی دیگر آن رسیده باشند که برای حصول این شرط، نیاز به مدت زمان طولانی است. لیکن در روش RCPT اندازه‌گیری از همان لحظه شروع انجام آزمایش آغاز می‌گردد. مشکل دیگری که در روش RCPT وجود دارد، حرارت به وجود آمده در طول انجام آزمایش می‌باشد [10]. همچنین تغییراتی که در مشخصات مایع منفذی زمانی که از مواد پوزولانی استفاده می‌شود، به وجود می‌آید باعث عدم اطمینان به نتایج RCPT می‌شود. به علاوه به دلیل ولتاژ نسبتاً زیاد ۶۰ ولت، جریان برقرار شده در حالت پایداری قرار نمی‌گیرد [11]. در نتیجه ممکن است نتایج به دست آمده به درستی بیانگر انتشار یون کلراید نباشد.

هدف از این تحقیق بررسی این موضوع است که آیا می‌توان مقاومت الکتریکی بتن را به‌عنوان جایگزینی برای روش‌های RCPT و عمق نفوذ آب در نظر گرفت و آن را به‌عنوان شاخصی برای مقاومت بتن در مقابل نفوذ یون کلراید شناخت؟

برنامه‌ی آزمایشگاهی

مواد و طرح اختلاط. در این تحقیق در مجموع ۷۲ طرح اختلاط ساخته شد و مورد بررسی قرار گرفت. خلاصه طرح‌های اختلاط و همچنین سنن انجام هر آزمایش در جدول (۱) آورده شده است. برای ساخت نمونه‌های بتنی از سیمان تیپ ۱ استفاده شده و مواد جایگزین سیمان مورد استفاده شامل ۲ پوزولان طبیعی توف (Tuff) و پومیس (Pumice) و همچنین پوزولان‌های خاکستر پوسته‌ی برنج (RHA)، ۳ نوع متاکائولن (Metakaolin) و دوده سیلیس (SF) به‌علاوه پودر سنگ آهک می‌باشد. در جدول (۲) ترکیبات شیمیایی این مواد آورده شده است. برای تمامی طرح‌ها از سنگ‌دانه‌ی درشت شکسته شده با حداکثر قطر ۱۹ میلی‌متر و سنگدانه‌ی ریز طبیعی به‌عنوان ماسه استفاده شده است. برای رسیدن به کارایی مطلوب از فوق روان‌کننده در حد نیاز استفاده شده است. برای ساخت و عمل‌آوری نمونه‌های بتنی از آب شرب شهر تهران استفاده شده است. قابل ذکر است که اندازه‌گیری تمامی نسبت‌ها وزنی بوده است.

نحوه‌ی انجام آزمایش‌ها و آماده‌سازی نمونه‌ها. برای خروج حباب‌های هوا و تراکم بتن، از میز ویبره استفاده شده است. بعد از بتن‌ریزی در قالب‌ها، برای ۲۴ ساعت آن‌ها را توسط حوله‌ی نم‌دار پوشانده و بعد از آن نمونه‌ها را از قالب‌ها خارج کرده و آن‌ها را درون آب حاوی آهک قرار داده‌ایم تا ضمن عمل‌آوری از نشت Ca(OH)_2 از بتن به خارج جلوگیری شود.

از طرفی دیگر، مقاومت الکتریکی بتن یکی از خواص ذاتی مستقل بتن می‌باشد که به‌میزان رطوبت بتن و ترکیبات آن بستگی دارد [12]. از تحقیقات تئوری و کارهای آزمایشگاهی انجام‌شده مشخص است که بین مقاومت الکتریکی بتن و نفوذ یون‌های کلراید رابطه‌ای وجود دارد [13-15]. در حالت کلی، ضریب نفوذ یون کلراید به‌طور عکس با مقاومت الکتریکی بتن رابطه دارد. در یک ساختار مشخص، قسمت‌های نفوذپذیرتر دارای مقاومت الکتریکی نسبی کم‌تر و نفوذ یون کلراید بالاتر می‌باشد. همچنین مقاومت الکتریکی با میزان خوردگی آرماتور بعد از شروع خوردگی در ارتباط است. انتقال یون‌ها بین آند و کاتد در سطح آرماتور یکی از عوامل کنترل‌ی میزان خوردگی می‌باشد [12].

یکی از به‌ترین روش‌ها برای اندازه‌گیری مقاومت الکتریکی بتن، استفاده از دستگاه چهار الکترودی Wenner می‌باشد. این روش غیر مخرب، سریع و به‌سادگی قابل استفاده می‌باشد و به همین دلیل این روش را می‌توان شاخصی برای ارزیابی بتن از لحاظ نفوذ یون کلراید در نظر گرفت. این وسیله دارای چهار الکتروود با فواصل مساوی است که با سطح بتن در تماس قرار می‌گیرد [16].

عامل اصلی دیگری که در دوام بتن نقش دارد، نفوذپذیری آن می‌باشد. بتن با نفوذپذیری پایین در مقابل حملات شیمیایی مقاومت به‌تری نشان می‌دهد. هنگامی که آب به داخل بتن نفوذ می‌کند مقداری نمک‌های محلول را به‌همراه خود به داخل بتن حمل می‌کند و وقتی این نمک‌ها به سطح آرماتور برسند، باعث خوردگی می‌شوند. در حالت کلی نفوذپذیری کم‌تر باعث دوام بیش‌تر بتن می‌باشد. روش‌های مختلفی مانند آزمایش نفوذ آب، برای ارزیابی نفوذپذیری بتن مورد استفاده قرار می‌گیرند و تحقیقات بسیاری درباره‌ی آن انجام شده و اعتبار این روش‌ها تأیید شده است [17,18].

جدول ۱ طرح‌های اختلاط نمونه‌های بتنی

ردیف	عنوان طرح	عیار مواد سیمانی	w/c	مواد جایگزین سیمان		مقاومت فشاری		نتیج‌اتمام آزمایش‌ها		
				نوع	درصد جایگزینی	۷ روزه	۲۸ روزه	SR	RCPT	W.P.
۱	C35/37L0	۳۵۰	۰/۳۷	Limestone	۰	۴۷/۱۶	۵۴/۷۸	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۲	C35/37L5	۳۵۰	۰/۳۷	Limestone	۵	۴۴/۷	۵۳/۶۸	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۳	C35/37L10	۳۵۰	۰/۳۷	Limestone	۱۰	۴۸/۲	۵۲/۲۷	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۴	C35/37L15	۳۵۰	۰/۳۷	Limestone	۱۵	۴۳/۷۶	۴۹/۵	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۵	C35/37L20	۳۵۰	۰/۳۷	Limestone	۲۰	۳۳/۷۷	۴۴/۵۳	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۶	C35/45L0	۳۵۰	۰/۴۵	Limestone	۰	۳۴/۲۶	۴۲/۹۱	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۷	C35/45L5	۳۵۰	۰/۴۵	Limestone	۵	۳۲/۳۶	۴۵/۱۹	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۸	C35/45L10	۳۵۰	۰/۴۵	Limestone	۱۰	۳۱/۰۷	۳۷/۷۸	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۹	C35/45L15	۳۵۰	۰/۴۵	Limestone	۱۵	۲۷/۵	۳۶/۴۵	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۱۰	C35/45L20	۳۵۰	۰/۴۵	Limestone	۲۰	۲۶/۴۴	۳۲/۹۸	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۱۱	C35/55L0	۳۵۰	۰/۵۵	Limestone	۰	۲۴	۳۳/۸۶	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۱۲	C35/55L5	۳۵۰	۰/۵۵	Limestone	۵	۲۲/۵۶	۳۲	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۱۳	C35/55L10	۳۵۰	۰/۵۵	Limestone	۱۰	۲۰/۱۵	۲۹/۳۸	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۱۴	C35/55L15	۳۵۰	۰/۵۵	Limestone	۱۵	۱۸/۸۲	۲۵/۶۵	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۱۵	C35/55L20	۳۵۰	۰/۵۵	Limestone	۲۰	۱۸/۷۴	۲۵/۷۵	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰	۲۸۹۰/۱۸۰/۲۷۰
۱۶	C35/50P0	۳۵۰	۰/۵۰	Pumice	۰	۲۹	۴۳/۳	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰
۱۷	C35/50P10	۳۵۰	۰/۵۰	Pumice	۱۰	۲۵/۷	۳۷/۸	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰
۱۸	C35/50P15	۳۵۰	۰/۵۰	Pumice	۱۵	۲۳	۳۹	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰
۱۹	C35/50P20	۳۵۰	۰/۵۰	Pumice	۲۰	۲۵/۷	۳۹/۳	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰
۲۰	C35/50T15	۳۵۰	۰/۵۰	Tuff	۱۵	۴۳/۳	۴۹/۸	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰
۲۱	C35/50T20	۳۵۰	۰/۵۰	Tuff	۲۰	۳۱/۸	۴۵/۵	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰
۲۲	C35/50T25	۳۵۰	۰/۵۰	Tuff	۲۵	۳۴/۵	۵۰/۲	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰	۹۰/۱۸۰
۲۳	C42/45R0	۴۲۰	۰/۴۵	RHA	۰	۳۰/۲	۴۰/۳	---	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۲۴	C42/45R7	۴۲۰	۰/۴۵	RHA	۷	۳۳/۴	۴۲/۸	---	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۲۵	C42/45R10	۴۲۰	۰/۴۵	RHA	۱۰	۳۲/۶	۴۴/۸	---	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۲۶	C42/45R15	۴۲۰	۰/۴۵	RHA	۱۵	۳۴/۲	۴۶/۹	---	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۲۷	C40/45MS0	۴۰۰	۰/۴۵	NS	۰	۳۷/۸	۵۲/۳	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۲۸	۲۸
۲۸	C40/45NS4/5	۴۰۰	۰/۴۵	NS	۴/۵	۴۶	۵۷/۸	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۲۸	۲۸
۲۹	C40/45NS7/5	۴۰۰	۰/۴۵	NS	۷/۵	۴۸	۶۲	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۲۸	۲۸
۳۰	C40/45MS4/5	۴۰۰	۰/۴۵	SF	۴/۵	۴۱/۷	۵۵/۲	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۲۸	۲۸
۳۱	C40/45MS7/5	۴۰۰	۰/۴۵	SF	۷/۵	۴۱/۷	۶۱	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۲۸	۲۸
۳۲	C40/45M0	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline	۰	۳۵/۲۷	۴۶/۳۳	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۳۳	C40/45Ma5	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline-A	۵	۳۷	۴۹/۶۶	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۳۴	C40/45Ma10	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline-A	۱۰	۳۶/۲۷	۵۲	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۳۵	C40/45Ma15	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline-A	۱۵	۳۵/۱۳	۵۱/۸۳	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۳۶	C40/45Ma20	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline-A	۲۰	۲۷	۴۷/۳۳	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۳۷	C40/45Mb5	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline-B	۵	۳۹/۳۳	۵۲/۱۶	۷۲۸۹۰/۱۸۰	---	---
۳۸	C40/45Mb10	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline-B	۱۰	۳۳/۶۷	۵۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰	---	---
۳۹	C40/45Mb15	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline-B	۱۵	۲۷	۴۶/۶۶	۷۲۸۹۰/۱۸۰	---	---
۴۰	C40/45Mb20	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline-B	۲۰	۲۴/۱۶	۴۳/۶۶	۷۲۸۹۰/۱۸۰	---	---
۴۱	C40/45Mc5	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline-C	۵	۳۵/۶۶	۵۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۴۲	C40/45Mc10	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline-C	۱۰	۳۲/۸	۴۸/۳۳	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۴۳	C40/45Mc15	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline-C	۱۵	۲۸/۳	۴۲	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۴۴	C40/45Mc20	۴۰۰	۰/۴۵	Metakaoline-C	۲۰	۲۲/۵	۳۹	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰	۷۲۸۹۰/۱۸۰
۴۵	C45/40MS0	۴۵۰	۰/۴۰	SF	۰	۴۰/۲	۵۲/۸	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰
۴۶	SCC45/40MS0	۴۵۰	۰/۴۰	SF	۰	۴۷/۸	۵۶/۷	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰
۴۷	SCC45/40MS7/5	۴۵۰	۰/۴۰	SF	۷/۵	۴۸/۷	۶۵/۹	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰
۴۸	SCC45/40MS7/5	۴۸۰	۰/۴۰	SF	۷/۵	۵۱/۷	۶۹/۵	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰
۴۹	SCC45/40P15	۴۵۰	۰/۴۰	Pumice	۱۵	۳۷/۷	۴۶/۵	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰
۵۰	SCC45/40P15	۵۱۵	۰/۴۰	Pumice	۱۵	۴۸/۲	۵۸/۲	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰
۵۱	SCC45/40R10	۴۵۰	۰/۴۰	RHA	۱۰	۴۲/۲	۵۵/۹	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰
۵۲	SCC45/40R10	۴۹۵	۰/۴۰	RHA	۱۰	۴۷/۲	۶۱/۳	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰	۷۲۸۴۲/۹۰
۵۳	C25/45	۲۵۰	۰/۴۵	---	---	۴۹/۷۵	۶۵/۲۵	۷۲۸	۷۲۸	۷۲۸
۵۴	C25/55	۲۵۰	۰/۵۵	---	---	۳۶	۵۲/۵	۷۲۸	۷۲۸	۷۲۸
۵۵	C25/60	۲۵۰	۰/۶۰	---	---	۲۹	۴۲/۲۵	۷۲۸	۷۲۸	۷۲۸
۵۶	C30/45	۳۰۰	۰/۴۵	---	---	۴۶	۶۱/۹	۷۲۸	۷۲۸	۷۲۸
۵۷	C30/55	۳۰۰	۰/۵۵	---	---	۳۱	۴۶/۶۵	۷۲۸	۷۲۸	۷۲۸
۵۸	C30/60	۳۰۰	۰/۶۰	---	---	۱۸/۶۵	۳۵/۲۵	۷۲۸	۷۲۸	۷۲۸
۵۹	C35/45	۳۵۰	۰/۴۵	---	---	۳۶/۵	۵۴	۷۲۸	۷۲۸	۷۲۸
۶۰	C35/55	۳۵۰	۰/۵۵	---	---	۲۳/۷۵	۴۲/۶	۷۲۸	۷۲۸	۷۲۸
۶۱	C35/60	۳۵۰	۰/۶۰	---	---	۱۷/۳	۳۳/۷۵	۷۲۸	۷۲۸	۷۲۸
۶۲	C42/45	۴۲۵	۰/۴۵	---	---	۳۲/۲۵	۴۶/۵	۷۲۸	۷۲۸	۷۲۸
۶۳	C42/55	۴۲۵	۰/۵۵	---	---	۲۰/۷۵	۳۶/۷۵	۷۲۸	۷۲۸	۷۲۸
۶۴	C42/60	۴۲۵	۰/۶۰	---	---	۱۴/۱	۲۸/۲۵	۷۲۸	۷۲۸	۷۲۸
۶۵	C32/50MS0	۳۲۵	۰/۵۰	SF	۰	---	۲۸/۳۵	۲۸	۲۸	۲۸
۶۶	C32/50MS7/5	۳۲۵	۰/۵۰	SF	۷/۵	---	۳۴/۶۵	۲۸	۲۸	۲۸
۶۷	C40/50MS0	۴۰۰	۰/۵۰	SF	۰	---	۲۳/۱	۲۸	۲۸	۲۸
۶۸	C40/50MS7/5	۴۰۰	۰/۵۰	SF	۷/۵	---	۳۲/۵۵	۲۸	۲۸	۲۸
۶۹	C32/40MS0	۳۲۵	۰/۴۰	SF	۰	---	۴۸/۳	۲۸	۲۸	۲۸
۷۰	C32/40MS7/5	۳۲۵	۰/۴۰	SF	۷/۵	---	۴۳/۰۵	۲۸	۲۸	۲۸
۷۱	C40/40MS0	۴۰۰	۰/۴۰	SF	۰	---	۲۳/۶	۲۸	۲۸	۲۸
۷۲	C40/40MS7/5	۴۰۰	۰/۴۰	SF	۷/۵	---	۴۰/۹۵	۲۸	۲۸	۲۸

جدول ۲ ساختار شیمیایی مواد سیمانی مورد استفاده

Chemical Components	Cement Type I	RHA	Tuff	Pumice	Silica Fume	Limestone	Metakaolin		
							A	B	C
SiO ₂	۲۱/۵	۸۹/۶۱	۶۵/۷۴	۶۷/۷	۹۴/۶۶	۱/۴۷	۷۲/۵	۷۶/۷۳	۶۸/۹۹
Al ₂ O ₃	۳/۶۸	۰/۰۴	۱۲/۲۴	۱۵/۸	۰/۳۱	۰/۲۲	۲۲/۲۱	۱۷/۴۱	۲۰/۴۶
Fe ₂ O ₃	۲/۷۶	۰/۲۲	۲/۰۵	۳/۳۹	۰/۶۰	۰/۲۹	۰/۸۱	۰/۵۹	۰/۹۹
CaO	۶۱/۵	۰/۹۱	۲/۸۷	۳/۹	۰/۳۶	۵۴/۷۷	۲/۲۲	۳/۵۸	۲/۷۵
SO ₃	۲/۵	۰/۱۵	۰	۰/۳۳	۰/۲۳	۰/۰۶	-----	-----	-----
MgO	۴/۸	۰/۴۲	۰/۹۶	۰/۹۹	۰/۷۸	۰/۳	۰/۱۳	۰/۱۹	۰/۵۰
Na ₂ O	۰/۱۲	۰/۰۷	۱/۹۲	۲/۹۵	۰/۲۲	۰/۰۵	۰/۰۵	۰/۰۵	۲/۸۰
K ₂ O	۰/۹۵	۱/۵۸	۲/۰۲	۲	۰/۲۲	۰/۰۸	۰/۵۵	۰/۳۱	۲/۲۴
P ₂ O ₅	۰/۲۳	۰/۴۱	۰/۰۳	۰/۱۲	-----	۰/۰۱	۰/۰۵	۰/۰۴	۰/۰۵
TiO ₂	۰/۰۴	۰/۰۲	۰/۲۹	۰/۳۳	-----	۰/۰۵	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۹
LOI	۱/۳۵	۵/۹۱	۸/۵	۲/۳	۱/۷۷	۴۲/۲۳	۰/۷۶	۰/۸۲	۰/۸۹

۱۰۰ و ضخامت ۵۰ میلی متر انجام شد. بر طبق استاندارد، نمونه ها در معرض ولتاژ ۶۰ ولت برای مدت ۶ ساعت قرار گرفتند و میزان کل بار عبوری در این مدت محاسبه شد. این عدد به عنوان شاخصی برای طبقه بندی بتن از لحاظ مقاومت در مقابل نفوذ یون کلراید در نظر گرفته می شود.

نتایج آزمایش ها و تجزیه و تحلیل آن ها

مقاومت الکتریکی و رسانایی، هر دو، جزو خواص فیزیکی مواد هستند که می توانند برای ارزیابی کیفیت بتن در ارتباط با دوام مورد استفاده قرار گیرند. تحقیق های بسیاری در ارتباط بین مقاومت الکتریکی و نفوذپذیری بتن در مقابل یون کلراید و خوردگی آرماتور انجام شده است [14,15]. از نتایج آشکار است که ارتباط مؤثری بین مقاومت الکتریکی بتن و نفوذ پذیری آن برقرار است. مقاومت الکتریکی بتن بیانگر جابه جایی یون ها -از جمله یون کلراید- درون مایع منفذی بتن می باشد. بنابراین انتظار می رود ارتباط منطقی بین مقاومت الکتریکی و نفوذپذیری بتن در مقابل یون کلراید وجود داشته باشد. اگر مقاومت الکتریکی بتن زیاد باشد جابه جایی یون های کلراید در

برای آزمایش مقاومت فشاری از نمونه های مکعبی ۱۰۰ میلی متری استفاده شد. هم چنین از آزمایش عمق نفوذ آب تحت فشار طبق استاندارد BS EN-12390-8 برای ارزیابی نفوذپذیری بتن استفاده شد. در این روش یک وجه نمونه ی مکعبی ۱۵۰ میلی متری، تحت آب با فشار ۰/۵ مگا پاسکال قرار داده می شود. این فشار برای ۷۲ ساعت اعمال می شود. پس از اتمام، نمونه ها از دستگاه خارج و به ۲ نیم تقسیم می شوند. سپس، با توجه به پروفیل نفوذ آب به بتن، حداکثر عمق نفوذ آب ثبت می شود و به عنوان شاخصی برای نفوذپذیری بتن در نظر گرفته می شود. لازم به تذکر است، برای هم گرایی بیش تر نتایج، در این تحقیق از میانگین عمق نفوذ استفاده شده است.

برای اندازه گیری مقاومت الکتریکی سطحی بتن از دستگاه Wenner چهار الکترودی با فواصل مساوی ۵۰ میلی متر استفاده شد. نمونه های استوانه ای ۱۰۰ × ۲۰۰ میلی متری اشباع برای هر سن به کار رفت. چهار قراءت بر روی محیط نمونه ها انجام شده و میانگین آن ها در نظر گرفته شد [19].

آزمایش نفوذ سریع یون کلراید بر اساس استاندارد ASTM C1202 بر روی نمونه های استوانه ای به قطر

(جدول ۳). در نتیجه، اگر ترکیب شیمیایی مایع منفذی بتن دارای یونهای OH^- زیادی باشد، تأثیر این یونها در انتقال جریان بیش تر از یونهای کلراید می باشد. این امر باعث می گردد که رسانایی نمونه ها بالا رفته و بتن به اشتباه در سطح بتن های با نفوذ پذیری بالای یون کلراید قرار گیرد.

جدول ۳ جدول مقایسه ی رسانایی یونهای OH^- و Cl^- [۲۲]

ردیف	یون	میزان رسانایی
۱	Cl^-	$0.007523 \Omega^{-1}\text{m}^2$
۲	OH^-	$0.019800 \Omega^{-1}\text{m}^2$

در طول آزمایش RCPT به دلیل ولتاژ نسبتاً بالای ۶۰ ولت و مدت زمان نسبتاً طولانی ۶ ساعت، دمای نمونه ها افزایش یافت که این افزایش دما باعث زیاد شدن جریان و در نتیجه مجموع بار عبوری بالاتر می شود. مخصوصاً در بتن های با آب به سیمان بالا، این افزایش دما ممکن است به ریزساختار بتن آسیب رسانده و ساختار شیمیایی مایع منفذی را تغییر داده و بتن را از حالت اولیه خارج سازد. از طرفی، با توجه به وسعت استفاده از آزمایش RCPT ایده ی جایگزینی این آزمایش با آزمایش مقاومت الکتریکی سطحی مطلوب به نظر می رسد. به بیان دیگر تغییر در نحوه ی قراءت داده ها (رسانایی به جای مجموع بار عبوری)، می تواند گزینه ای مناسب برای جایگزینی روش RCPT به شمار آید. روشن است که در صورت این جایگزینی باید ارتباط بین مقاومت الکتریکی سطحی بتن با مجموع بار عبوری در روش RCPT بررسی و تأیید شود.

با فرض ثابت بودن رسانایی نمونه های بتنی در طول آزمایش و بر اساس اصول فیزیکی آزمایش های SR و RCPT، می توان نتیجه گرفت که رابطه ای خطی بین نتایج این دو آزمایش باید برقرار باشد. اما در این تحقیق رابطه ی توانی ($y=ax^b$) با دقت بالا ($R^2=0.98$) بین نتایج این دو آزمایش برای مجموعه وسیعی از نمونه ها به دست آمد (شکل ۱).

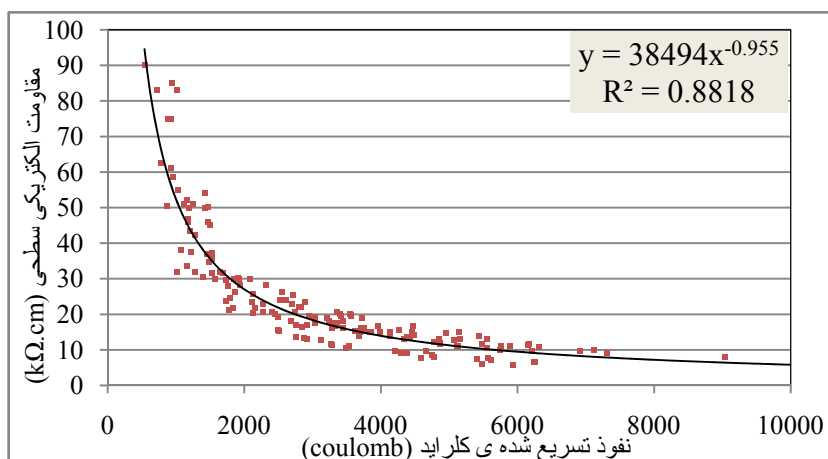
بتن آهسته می باشد و آرماتورهای مدفون در بتن دیرتر دچار خوردگی می شوند و در نتیجه سازه دوام بالاتری دارد و عمر مفید آن افزایش می یابد. نتایج آزمایش های Polder [20] نشان می دهد رابطه ای خطی بین مقاومت الکتریکی و احتمال خوردگی در نمونه های بتنی وجود دارد.

از سوی دیگر، محدودیت هایی در ارتباط بین خاصیت رسانایی بتن با نفوذپذیری آن وجود دارد. رسانایی نمونه های بتنی (σ_{specimen}) طبق رابطه ی (۱)، به دو عامل خصوصیات ریزساختار منافذ موین (F) و رسانایی مایع منفذی (σ_{poresoln}) وابسته است:

$$\sigma_{\text{specimen}} = \sigma_{\text{poresoln}} / F \quad (1)$$

بنابراین، بتنی که با سیمان با پایه ی قلیائیت پایین ساخته شده باشد، نسبت به نمونه بتنی که دارای قلیائیت بالاتری باشد، حتی اگر دارای ساختار منافذ موین یکسانی باشند، رسانایی کمتری از خود نشان می دهد. این موضوع یکی از محدودیت های روش های رسانایی در ارزیابی خاصیت نفوذپذیری بتن ها می باشد [6, 21]. در نتایج آزمایش های RCPT و مقاومت الکتریکی سطحی (SR) مشاهده شد میزان بار عبوری و مقاومت الکتریکی نمونه های بتنی حاوی مواد پوزولانی نسبت به نمونه های شاهد، تا ۴ الی ۵ برابر بهبود یافتند که این نسبت در بهبود عملکرد این بتن ها کمتر می باشد. به علاوه، Shi [23] در تحقیقی تأثیر دوده ی سیلیس را بر رسانایی نمونه های بتنی بررسی کرده و به این نتیجه رسیده است که ممکن است رسانایی نمونه های حاوی دوده ی سیلیس نسبت به نمونه ی شاهد تا ۹۰٪ کاهش یابد.

از آنجایی که رسانایی نمونه های بتنی تا حدودی به ساختار منافذ موین بستگی دارد و بیش تر به ساختار شیمیایی مایع منفذی وابسته است، نتایج به دست آمده به درستی بیانگر جابه جایی یون های کلراید در بتن نمی باشد [22]. برای مثال یون های OH^- دارای قابلیت انتقال بیش تری نسبت به یون های کلراید می باشد



شکل ۱ ارتباط بین نتایج آزمایش‌های RCPT و مقاومت الکتریکی سطحی برای تمامی نمونه‌ها

همان‌طور که در شکل‌های (۳-۵) مشخص است در مورد نمونه‌هایی که از یک نوع مواد سیمانی ساخته شده‌اند رابطه‌ی خوبی به‌دست می‌آید. ولی وقتی مجموعه‌ی نمونه‌های مورد بررسی از مواد سیمانی مختلفی ساخته شده باشند از دقت این رابطه کاسته می‌شود. دلیل این امر را می‌توان این گونه بررسی کرد که نتایج آزمایش SR به دو عامل ریز ساختار منافذ موین بتن و رسانایی مایع منفذی آن بستگی دارد اما نتایج آزمایش عمق نفوذ آب فقط به عامل ریز ساختار منافذ موین بستگی دارد. در بتن‌های ساخته شده با سیمان‌های آمیخته با پوزولان‌های مختلف، ساختار شیمیایی مایع منفذی دچار تغییرات زیادی می‌شود و رسانایی مایع منفذی بسیار متفاوت است و پراکندگی نتایج SR و نفوذ، بالا می‌رود و دقت رابطه‌ی به‌دست آمده کم می‌شود. اما در مورد نمونه‌هایی که در آن‌ها از یک نوع مواد سیمانی استفاده شده باشد، به‌دلیل شباهت ترکیب شیمیایی مایع منفذی آن‌ها با هم، نتایج بیشتر به ساختار منافذ موین حساس است و نتایج دو آزمایش SR و عمق نفوذ آب رابطه‌ی مناسبی با هم پیدا می‌کنند.

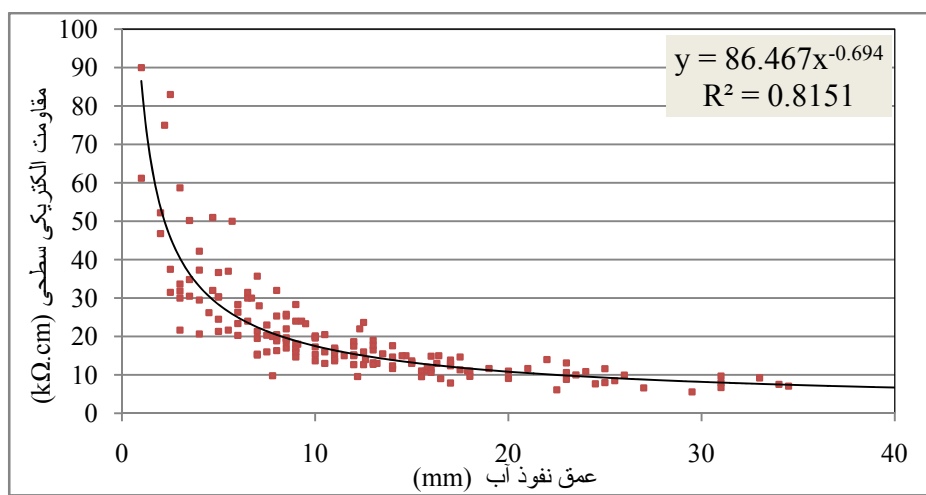
به‌دلیل افزایش دما در طول آزمایش RCPT مقاومت الکتریکی نمونه‌ها کاهش می‌یابد و میزان جریان عبوری در طول آزمایش زیاد می‌شود. در نتیجه رابطه‌ی به‌دست آمده از حالت خطی خارج می‌شود و هرچه رسانایی و نفوذپذیری بیش‌تر باشد، توان رابطه‌ی (b)، کم‌تر می‌شود.

بر اساس تحقیقات Hooton و Betacourt [24]، اگر دمای نمونه‌ها در طول آزمایش RCPT ثابت نگه داشته شود، رابطه‌ی خطی بین رسانایی نمونه‌ها و مجموع بار عبوری با ضریب R^2 برابر ۰/۹۸ به‌دست می‌آید. هم‌چنین آن‌ها پیشنهاد قرائت رسانایی نمونه‌ها را پس از یک دقیقه از شروع آزمایش RCPT، به‌جای قرائت مجموع بار عبوری پس از ۶ ساعت به‌عنوان تصحیحی بر روش RCPT داده‌اند.

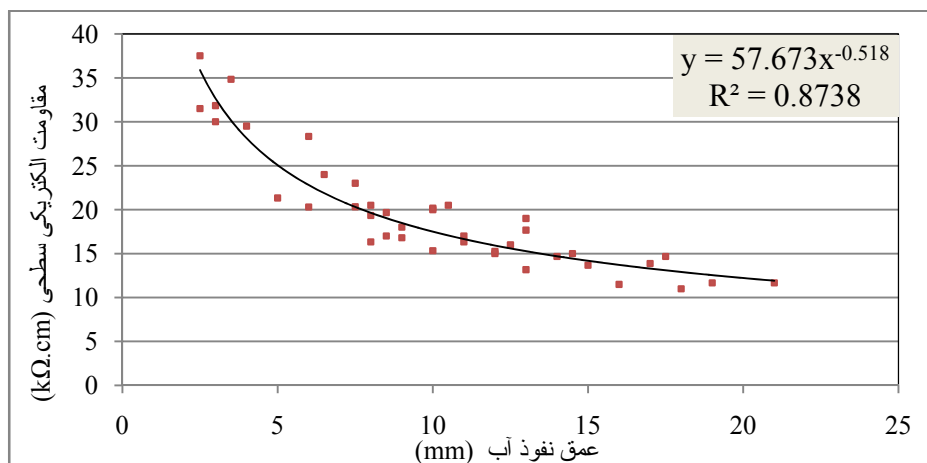
یکی از عوامل اصلی دوام بتن، نفوذپذیری آن می‌باشد. در این تحقیق آزمایش عمق نفوذ آب تحت فشار بر اساس BS-EN:12390-8 برای ارزیابی نفوذپذیری بتن مورد استفاده قرار گرفت. همان‌طور که در شکل (۲) مشاهده می‌شود، رابطه‌ی کلی بین مقاومت الکتریکی بتن و عمق نفوذ آب وجود دارد.

اختلاط محدودی بوده و دارای کلیت نمی‌باشند. ولی در این تحقیق، همان‌طور که ذکر گردید، از طرح‌های اختلاط متنوع و وسیعی برای به‌دست آوردن روابط استفاده شده است. همچنین، در مورد ارتباط مقاومت الکتریکی و عمق نفوذ آب تحت فشار، می‌توان گفت این تحقیق منحصر به فرد می‌باشد.

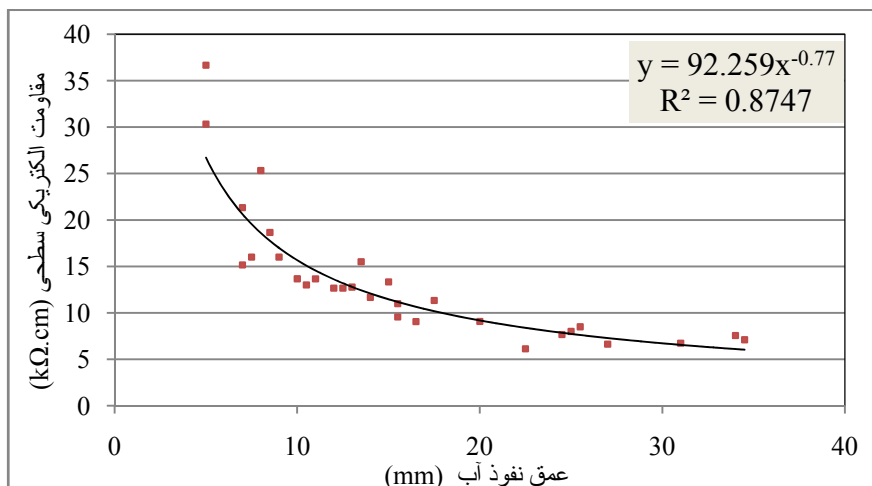
در انتها، با استفاده از روابط به‌دست آمده، دو مدل برای پیش‌بینی نتایج آزمایش‌های RCPT و عمق نفوذ آب تحت فشار، در جدول (۴) ارائه گردیده است. لازم به ذکر است، کارهای انجام‌شده‌ی قبلی که در منابع نیز آورده شده است [13,15,24]، بیش‌تر به مکانیزم‌های موجود و تأثیر پارامترها پرداخته‌اند و در مواردی که روابطی آورده شده است، این روابط در مورد طرح‌های



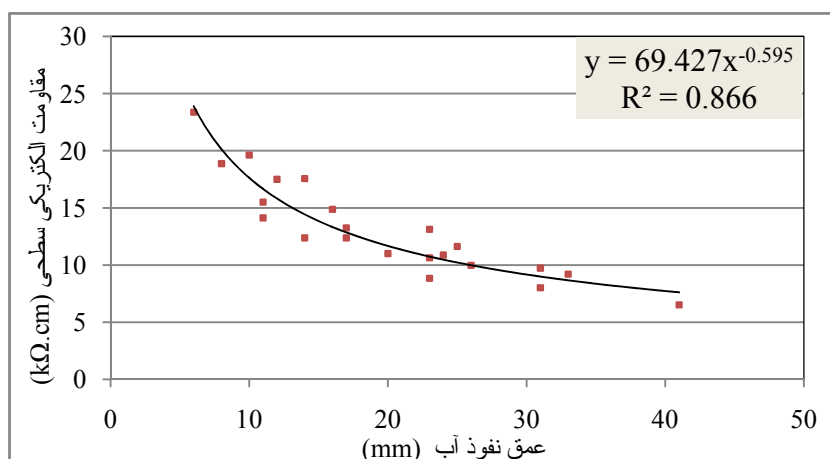
شکل ۲ ارتباط بین نتایج آزمایش‌های نفوذ آب و مقاومت الکتریکی سطحی برای تمامی نمونه‌ها



شکل ۳ ارتباط بین نتایج آزمایش‌های نفوذ آب و مقاومت الکتریکی سطحی برای نمونه‌های حاوی پودر سنگ آهک



شکل ۴ ارتباط بین نتایج آزمایش‌های نفوذ آب و مقاومت الکتریکی سطحی برای نمونه‌های حاوی متاکائولن



شکل ۵ ارتباط بین نتایج آزمایش‌های نفوذ آب و مقاومت الکتریکی سطحی برای نمونه‌های حاوی سیمان پرتلند

جدول ۴ مدل‌های پیشنهادی برای پیش‌بینی نفوذپذیری بتن با استفاده از مقاومت الکتریکی سطحی

ردیف	مدل پیشنهادی	R^2	توضیحات
۱	$RCP = 43618(SR)^{-0/923}$	$R^2 = ۰/۸۸$	SR: Surface Resistivity[KΩ_Cm], RCP: charge pass through the specimen[coulomb]
۲	$Depth = 287/12(SR)^{-1/174}$	$R^2 = ۰/۸۸$	SR: Surface Resistivity[KΩ_Cm], Depth: depth of water penetration[mm]

همبستگی دارند. هم‌چنین، به‌صورت تجربی نیز روابط بین نتایج این دو آزمایش در بازه‌ی وسیعی از طرح‌های اختلاط مورد بررسی قرار گرفت و رابطه‌ی توانی با دقت بالا ($R^2=۰/۸۸$) به‌دست آمد.

نتیجه‌گیری

با توجه به وابستگی نتایج آزمایش‌های RCPT و مقاومت الکتریکی سطحی به رسانایی نمونه‌های بتنی، از لحاظ تئوری نتایج این آزمایش‌ها با یکدیگر

با توجه به نتایج به دست آمده و مزایای آزمایش مقاومت الکتریکی سطحی، می توان این آزمایش را جایگزینی برای آزمایش RCPT و شاخصی مناسب برای ارزیابی نفوذپذیری بتن در نظر گرفت. در انتها، با استفاده از روابط به دست آمده، دو مدل برای پیش بینی نتایج آزمایش های RCPT و عمق نفوذ آب تحت فشار ارائه گردید.

قدردانی

از همکاران در مرکز تحقیقات تکنولوژی و دوام بتن دانشگاه صنعتی امیرکبیر به علت فراهم نمودن امکان ساخت و آزمایش های مختلف سپاسگزاری می گردد.

از طرفی، با توجه به تأثیر ریزساختار منافذ موئین بر رسانایی بتن، رابطه ی خوبی با دقت $R^2 = 0.81$ ، بین نتایج آزمایش های مقاومت الکتریکی سطحی و عمق نفوذ آب تحت فشار، در بازه ی وسیعی از طرح های اختلاط به دست آمد. هم چنین در مورد طرح های اختلاط ساخته شده با یک نوع مواد سیمانی، دقت این رابطه بهبود یافت.

بر اساس شکل های (۵-۱)، به نظر می رسد در مورد نمونه های بتنی با نفوذپذیری کم تر (RCPT کم تر از ۱۵۰۰ کلمب و عمق نفوذ کم تر از ۱۰ میلی متر)، مقاومت الکتریکی بتن حساسیت بیشتری نسبت به تغییرات نفوذپذیری دارد و تغییرات آن را به خوبی نشان می دهد.

مراجع

1. Ramezani pour, A. A., Pilvar, A.R., Mahdikhani, M., Moodi, F., "Practical Evaluation Of Relationship Between Concrete Resistivity, Water Penetration, Rapid Chloride Penetration And Compressive Strength", *Construction and Building Materials*, vol. 25, pp. 2472–2479, (2011).
2. Mc Carter, WJ., Emerson, M., Ezirim, H., "Properties of concrete in the cover zone: developments in monitoring techniques", *Magazine of Concrete Research*, vol. 47 (172): pp. 243–51, (1995).
3. Suryavanshi, AK., Swamy, RN., Cardew GE., "Estimation of diffusion coefficients for chloride ion penetration into structural concrete", *ACI Materials Journal*; vol. 99(5): pp.441–9, (2002).
4. Dhir, RK., Jones, MR., Ahmed, HEH., Seneviratne, AMG., "Rapid estimation of chloride diffusion coefficient in concrete", *Magazine of Concrete Research*, vol. 42(152): pp. 177–85, (1990).
5. Streicher, PE., Alexander, MG., "A critical evaluation of chloride diffusion test methods for concrete", In: *Proceedings of the third CANMET/ACI international conference on concrete durability*, Nice, France, pp. 517–30, (1994).
6. Whiting, D., "Rapid measurement of the chloride permeability of concrete", *Public Roads* 45 (3), pp.101– 112, (1981).
7. Whiting, D., Mitchell, T.M., "History of the rapid chloride permeability test", *Transportation Research Board*, 1335, pp.55– 62, (1992).
8. ASTM C1202, "Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration", (2012).

9. Hale, M., Russell, BW., Bush, TD., "An assessment of the rapid chloride ion penetrability test", In: Proceedings of the international conference on concrete for extreme conditions, Scotland, UK: University of Dundee; pp. 447-56, (2002).
10. Gowripalan, N., Mohamed, HM., "Chloride-ion induced corrosion of galvanized and ordinary steel reinforcement in high-performance concrete", *Cement Concrete Research*; vol. 28(8): pp. 1119-31, (1998).
11. Sharfuddin, A., Kayali, O., Anderson, W., "Chloride penetration in binary and ternary blended cement concretes as measured by two different rapid methods", *Cement and Concrete Composites*, vol. 30(7), pp. 576-58, (2008).
12. Polder Rob, B., Peelen Willy, H. A, "Characterisation of chloride transport and reinforcement corrosion in concrete under cyclic wetting and drying by electrical resistivity", *Cement & concrete composite*, vol. 24(5), pp. 427-435, (2002).
13. Gulikers, J., "Theoretical considerations on the supposed linear relationship between concrete resistivity and corrosion rate of steel reinforcement", *Materials and Corrosion*, 56, No. 6, pp.393-403, (2005).
14. Andrade, C., Sanjuan, MA., Alonso, MC., "Measurement of chloride diffusion coefficient from migration tests", *Proceedings of the NACE Corrosion'93*, pp.289-298, (1993).
15. Polder, RB., "Chloride diffusion and resistivity testing of five concrete mixes for marine environment", *Proceedings of the RILEM International Workshop on Chloride Penetration into Concrete*, St-Remy-les-Chevreuses, RILEM, (1997).
16. Kessler Richard, J., Powers Rodney, G., Vivas, E., Paredes Mario, A., Virmani Paul, Y., "surface resistivity as an indicator of concrete chloride penetration resistance", *Proceedings of the Concrete Bridge Conference*, (2008).
17. Ramezani pour, A.A., Mahdikhani, M., Ahmadibeni, G., "The effect of rice husk ash on mechanical properties and durability of sustainable concretes", *International Journal of Civil Engineering* 7 (2), pp. 83-91, (2009).
18. BS EN-12390-8, "Depth of penetration of water under pressure", British Standards Institution, (2000).
19. FM 5-578, "Florida Method of Test for Concrete Resistivity as an Electrical Indicator of its Permeability", (2004).
20. Polder, R. B., "Critical chloride content for reinforced concrete and its relationship to concrete resistivity", *Materials and corrosion*, Vol. 60 (8), pp. 623 – 630, (2009).
21. Snyder, KA., Ferraris, CF., Martys, NS., Garboczi, EJ., "Using impedance spectroscopy to assess the viability of the rapid chloride test for determining concrete conductivity", *Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology*; vol. 105(4), pp. 497-509, (2006).

22. Willfried, k., "Rapid chloride permeability testing, a critical review", proceedings of the concrete in hot and aggressive environments, pp. 147-156, (2008).
23. Shi C., Stegemann Julia, A., Caldwell Robert, J., "Effect of Supplementary Cementing Materials on the Specific Conductivity of Pore Solution and its implications on the rapid chloride permeability test results", title No. 95-M36, *ACI Materials Journal*, pp. 389-394, (1998).
24. Julio-Betancourt, G.A., Hooton, R.D, "Study of the Joule effect on rapid chloride permeability values and evaluation of related electrical properties of concretes", *Cement and Concrete Research*, Vol. 34(6), pp. 1007-1015, (2004).

ارزیابی دقت روش طیف ظرفیت و روش طیف ظرفیت بهبود یافته در تعیین عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی*

(یادداشت پژوهشی)

مهدی ایزدپناه^(۱)علیرضا حبیبی^(۲)

چکیده تعیین عملکرد لرزه‌ای، یکی از مهم‌ترین موضوعات در مهندسی زلزله می‌باشد. بدین منظور، تاکنون چندین روش توسعه و مورد استفاده قرار گرفته‌اند. هدف از تحقیق حاضر، ارزیابی دو روش «طیف ظرفیت» و «طیف ظرفیت بهبود یافته» در تعیین عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح می‌باشد. بدین منظور، چند قاب انتخاب شد و تحت اثر رکوردهای زلزله‌ای مختلف، عملکرد لرزه‌ای آن‌ها با دو روش مزبور ارزیابی گردید. ارزیابی‌ها نشان می‌دهد که هر دو روش طیف ظرفیت و طیف ظرفیت بهبود یافته، تخمینی دست پایین از تغییر مکان را در ارزیابی سطوح عملکردی ارائه می‌کنند. همچنین براساس نتایج به دست آمده، روش طیف ظرفیت بهبود یافته دارای دقت به مراتب مناسب‌تری، نسبت به روش طیف ظرفیت می‌باشد.

واژه‌های کلیدی عملکرد لرزه‌ای، روش طیف ظرفیت، روش طیف ظرفیت بهبود یافته، شکل پذیری.

Evaluation of accuracy of capacity spectrum and improved capacity spectrum methods for determination of performance of concrete frames

M. Izadpanah

A.R. Habibi

Abstract Performance seismic evaluation is an important topic in earthquake engineering. In this regard, several methods have previously been developed and used. The main objective of present research is to evaluate two methods including "Capacity Spectrum Method (CSM)" and "Improved Capacity Spectrum Method (ICSM)" in determination of seismic performance of concrete frames. For this purpose, several sample frames are subjected to several different earthquake records, seismic performance of them are evaluated using these two methods. It was demonstrated that CSM and ICSM methods underestimate displacement at seismic performance level. Based on the numerical results of this study, it was concluded that the ICSM method is more accurate than the CSM Method.

Keywords Concrete frames, Capacity spectrum method, Improved capacity spectrum method, Ductility, Seismic performance.

★ تاریخ دریافت مقاله ۸۹/۸/۱۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۱/۱ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسؤول: دانشگاه آزاد اسلامی، واحد کنگاور، دانشکده فنی و مهندسی، گروه عمران، کنگاور.

(۲) استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه کردستان.

مقدمه

امروزه به خوبی مشخص شده است که سازه‌های طراحی شده بر اساس ضوابط موجود، در برابر زلزله‌های شدید متحمل خسارات سنگین خواهند شد. از این رو ارزیابی عملکرد لرزه‌ای این گونه سازه‌ها از موضوعات مهمی است که به آن پرداخته شده است. تعیین عملکرد در دستورالعمل ATC40 [1] براساس به کارگیری منحنی ظرفیت سازه به شکل خاصی است که روش طیف ظرفیت نامیده می‌شود. این روش ابتدا توسط فریم [2] توسعه پیدا کرد. یو و همکاران [3] این روش را با استفاده از نتایج تحلیل بارافزون و طیف نیاز الاستیک بیان کردند. حبیبی و همکاران با استفاده از این روش به ارزیابی عملکرد قاب‌های خمشی بتن مسلح با استفاده از اندیس خسارت سختی پرداختند [4]. گنکتورک و الناشی در تحقیق خود پاسخ لرزه‌ای قاب‌های چوبی را با استفاده از روش طیف ظرفیت و مقایسه‌ی آن با نتایج کارهای آزمایشگاهی مورد مطالعه قرار دادند [5]. لین و چانگ به مقایسه‌ی روش ضرایب تغییر مکان و طیف ظرفیت با نتایج آزمایشگاهی، برای ستون‌های بتن مسلح پرداختند [6]. آکار و میراندا به ارزیابی آماری روش‌های تقریبی محاسبه‌ی عملکرد پرداختند [7].

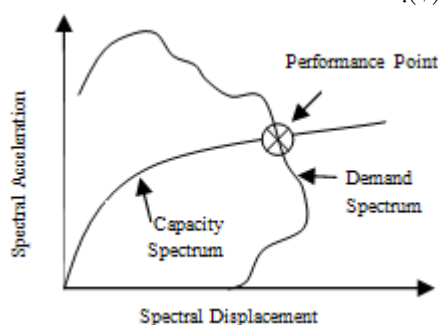
برترو و رین-هرن [8,9] و فایفر [10] استفاده از طیف غیرالاستیک را در روش طیف ظرفیت پیشنهاد کردند. چوپرا و گوئل در سال ۱۹۹۹ روش طیف ظرفیت بهبود یافته را با استفاده از این طیف ارائه نمودند [11]. نسیم کاشاتارات و همکاران نشان دادند استفاده از این دو روش برای پل‌های بزرگراهی، سطوح عملکرد متفاوتی را نتیجه می‌دهد [12].

مطالعه‌ی ادبیات موضوع نشان می‌دهد که با وجود کاربرد زیاد روش طیف ظرفیت در تعیین عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، تحقیقات بسیار محدودی در مورد ارزیابی دقت این روش وجود دارد. هدف از تحقیق حاضر ارزیابی دقت روش‌های طیف ظرفیت و طیف

ظرفیت بهبود یافته با استفاده از مدل‌سازی غیرخطی قاب‌های بتنی در حالت دینامیکی و استاتیکی می‌باشد. روش طیف ظرفیت و روش طیف ظرفیت بهبود یافته در این روش نقطه‌ی عملکرد باید دو شرط زیر را هم‌زمان ارضا کند:

۱. نقطه باید روی طیف ظرفیت قرار گیرد.
۲. نقطه باید روی طیف تقاضای غیرخطی قرار گیرد.

شکل (۱).



شکل ۱ نقطه‌ی عملکرد در روش طیف ظرفیت

یکی از مهم‌ترین مسائل در روش طیف ظرفیت تخمین میرایی مؤثر سازه در حالت غیرخطی و تهیه‌ی طیف نیاز کاهش یافته می‌باشد. با انجام تحلیل بارافزون و افزایش تدریجی بار جانبی، سازه وارد فاز غیرخطی می‌شود و سختی آن تغییر می‌کند. در هر نقطه از منحنی ظرفیت با استفاده از روابط موجود در مراجع (۱۱ و ۱)، میرایی معادل، دوره‌ی تناوب و سایر پارامترهای مورد نیاز محاسبه می‌شوند. به این منظور لازم است منحنی ظرفیت با یک منحنی دو خطی جایگزین گردد به گونه‌ای که سطح زیر دو منحنی، یکسان باشد. محل تلاقی دو خط در منحنی دو خطی، نقطه‌ی تسلیم سازه می‌باشد که در روابط مربوط به میرایی و پریود، مشخصات این نقطه مورد نیاز است [1].

در روش طیف ظرفیت بهبود یافته که توسط چوپرا و گوئل [11] در سال ۱۹۹۹ مطرح گردید، استفاده از طیف پاسخ با شکل‌پذیری ثابت به جای استفاده از میرایی معادل پیشنهاد شد. محاسبه‌ی طیف

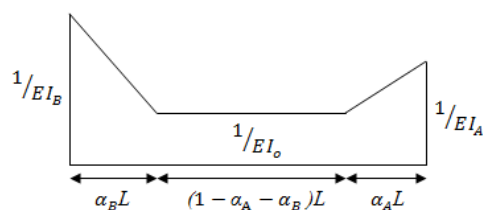
تحلیل بار افزون. تحلیل بارافزون (Pushover Analysis) یکی از روش‌های مؤثر در تحلیل غیرخطی سازه‌هاست که در دو دهه‌ی اخیر مورد توجه محققان قرار گرفته است. در این روش که به تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز معروف است، نیروی جانبی ناشی از زلزله به صورت یک الگوی بارگذاری مشخص به طور گام به گام افزایش می‌یابد تا اعضای سازه‌ای به تدریج وارد مرحله‌ی تسلیم شوند. تاکنون الگوهای متنوعی برای نحوه‌ی توزیع بار جانبی پیشنهاد شده است. الگوی بارگذاری انتخاب شده در این تحقیق، الگوی توانی است که توسط استاندارد FEMA273 توصیه شده است و در آن اثرات مدهای ارتعاشی بالاتر تا حدودی منظور می‌گردد [15].

تحلیل دینامیکی غیرخطی. این روش یکی از روش‌های پیچیده در تعیین نقطه‌ی عملکرد سازه می‌باشد. در این روش، سختی و سایر مشخصه‌های سازه در هر لحظه زمانی اصلاح می‌شود و پاسخ غیرخطی سازه محاسبه می‌گردد. از موارد مهم در این تحلیل انتخاب یک منحنی هیستریزس مناسب برای نیروی بازگرداننده می‌باشد. مدل هیستریزس انتخاب شده در این تحقیق مدل هیستریزس پیشنهادی پارک در نرم‌افزار IDARC است [14] که در آن می‌توان کاهش سختی و مقاومت را به خوبی مدل کرد. ضرایب مدل در این تحقیق به گونه‌ای انتخاب شده است که متناظر با کاهش متوسط در نرم‌افزار IDARC است [14]. در این مدل کاهش مقاومت و سختی و ... مدل شده است. همچنین انتخاب گام زمانی مناسب در این تحلیل، دارای اهمیت فراوانی می‌باشد، چرا که انتخاب گام زمانی نامناسب اغلب منتهی به نیروهای نامتعادل بزرگ می‌شود و مشکلاتی را در مدل‌سازی هیستریزس ایجاد می‌کند و می‌تواند سبب ناپایداری عددی در برنامه گردد [14]. تحقیق حاضر، برای انجام این تحلیل از روش نیومارک و ترکیب آن با روش شبه نیرو انجام می‌شود [14].

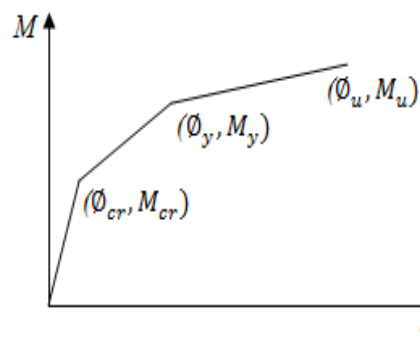
غیرالاستیک در این روش بسیار مشکل‌تر از تخمین آن با میرایی معادل می‌باشد به طوری که در محاسبه‌ی این طیف، برای هر پریود لازم است یک تحلیل دینامیکی خطی و چندین تحلیل الاستوپلاستیک غیرخطی انجام شود. روند گام به گام محاسبه‌ی این طیف در مرجع [13] آمده است.

تحلیل غیرخطی سازه

در این تحقیق برای انجام کلیه‌ی تحلیل‌ها از نرم‌افزار IDARC V6.1 استفاده شده است [14] که نرم‌افزاری بسیار توانمند در تحلیل غیرخطی سازه‌ها می‌باشد. یکی از مهم‌ترین مسائل در تحلیل سازه‌های بتنی، مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضا می‌باشد. در این نرم‌افزار امکان استفاده از مدل پلاستیسیته‌ی گسترده فراهم آمده است. در شکل (۲) مدل توزیع نرمی در طول یک المان بتنی که به صورت خطی فرض می‌شود، نشان داده شده است. به منظور افزایش دقت نتایج تحلیل غیرخطی، از یک مدل سه خطی لنگر- انحنا مطابق با شکل (۳) استفاده می‌شود.



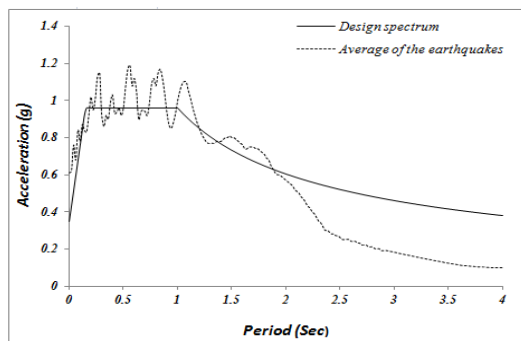
شکل ۲ نحوه‌ی توزیع نرمی در مدل غیرخطی



شکل ۳ منحنی لنگر- انحنا سه خطی

نتایج عددی

شده است و تنها تفاوت آن مربوط به تغییر زلزله‌ی وارد بوده است.



شکل ۴ طیف طرح و طیف میانگین رکوردهای زلزله‌ی نورتریج

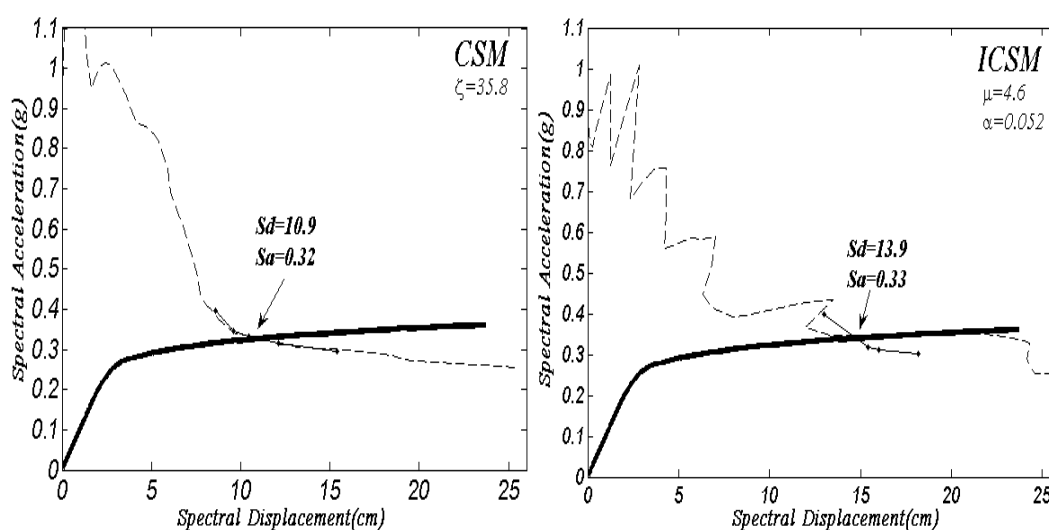
قاب‌های مورد نظر با دو روش استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی تحلیل شدند. در روش استاتیکی غیرخطی پس از به‌دست آوردن منحنی ظرفیت هر یک از قاب‌ها، نقطه‌ی عملکرد آن‌ها با استفاده از روش طیف ظرفیت و روش طیف ظرفیت بهبود یافته تعیین گردید. در ادامه با توجه به نقاط عملکرد محاسبه‌شده، سطح عملکرد هر یک از قاب‌ها، در کلیه‌ی روش‌ها با استفاده از ضوابط FEMA273 [15] تعیین شد. برای به‌دست آوردن نقطه‌ی عملکرد از روش B موجود در ATC40 استفاده گردید اما به‌جای استفاده از فرض ساده‌کننده‌ی این روش که منحنی ظرفیت را به یک منحنی دو خطی تبدیل می‌کند، از منحنی واقعی غیرخطی طیف ظرفیت استفاده شده است. مطابق این روش برای هر نقطه روی منحنی ظرفیت، میرایی معادل (روش طیف ظرفیت) و شکل‌پذیری (روش طیف ظرفیت بهبود یافته) تعیین شد و طیف پاسخ متناظر با هر یک از این مقادیر به‌دست آمدند. سپس شتاب طیفی (Sa) متناظر با تغییر مکان طیفی (Sd) آن نقطه از منحنی ظرفیت به‌دست آمد و نقطه‌ای با مختصات (Sa, Sd) مشخص گردید. مشخصات نقطه‌ی عملکرد در مورد هر نقطه‌ی فرض شده، کنترل شد و نهایتاً عملکرد حقیقی هر سازه مشخص گردید. در شکل‌های

در این قسمت به‌منظور بررسی دقت روش‌های غیرخطی مورد نظر، تعداد پنج قاب بتن مسلح به‌گونه‌ای انتخاب شده‌اند که طیف قابل توجهی از قاب‌های بتنی با تعداد طبقات و پریودهای مختلف را پوشش دهد. مثال اول مورد بررسی یک قاب سه‌طبقه و دو دهانه و چهار مثال بعدی دارای تعداد طبقات ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ و ۴ دهانه می‌باشند که در آن‌ها ارتفاع هر طبقه ۳ متر و طول دهانه‌ها ۴ متر می‌باشد. کلیه‌ی قاب‌ها در بستر آبرفتی و برای منطقه با خطرپذیری خیلی زیاد (قاب خمشی بتنی ویژه) طبق استاندارد ۲۸۰۰ [16] بارگذاری و طبق آئین‌نامه‌ی آبا طراحی شده‌اند. نتایج تحلیل بارافزون قاب‌های انتخابی در مراجع [4,17] نیز موجود می‌باشد. به‌منظور ارزیابی سطوح عملکردی مختلف، زلزله‌های متفاوتی در نظر گرفته شده‌اند. در این راستا چهار زلزله‌ی معروف دنیا شامل ال سترو ۱۹۴۰، کوبه ۱۹۹۵، نورتریج ۱۹۹۴ و طبس ۱۹۷۸ مورد نظر قرار گرفته‌اند. این زلزله‌ها به‌گونه‌ای انتخاب شده‌اند که متناسب با بستر قاب‌ها باشند و سپس با استفاده از نرم‌افزار seismomatch به‌صورت متناسب با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، اصلاح گردیدند. به‌طور مثال برای قاب شماره‌ی ۲، ۱۰ رکورد از ایستگاه‌های مختلف زلزله‌ی نورتریج مربوط به بستر آبرفتی انتخاب شدند و نهایتاً طیف میانگین رکوردهای اصلاح شده که در تحلیل‌های این تحقیق مورد استفاده قرار گرفت، به‌صورت شکل (۴) به‌دست آمد. همان‌طور که مشاهده می‌شود طیف میانگین حدوداً تا دوره‌ی تناوب ۲، کم‌ترین اختلاف را با طیف طرح دارد. برای قاب مورد نظر، محدوده‌ی ۰/۲ تا ۱/۵ برابر دوره‌ی تناوب اصلی، در همین محدوده است. در واقع در تحقیق حاضر سعی شده رکوردها کم‌ترین عدم انطباق را از نظر سطح انرژی، مدت زمان حرکات شدید زمین، محتوای فرکانسی و ... با طیف طرح داشته باشند. برای سایر قاب‌ها نیز همین فرآیند انجام

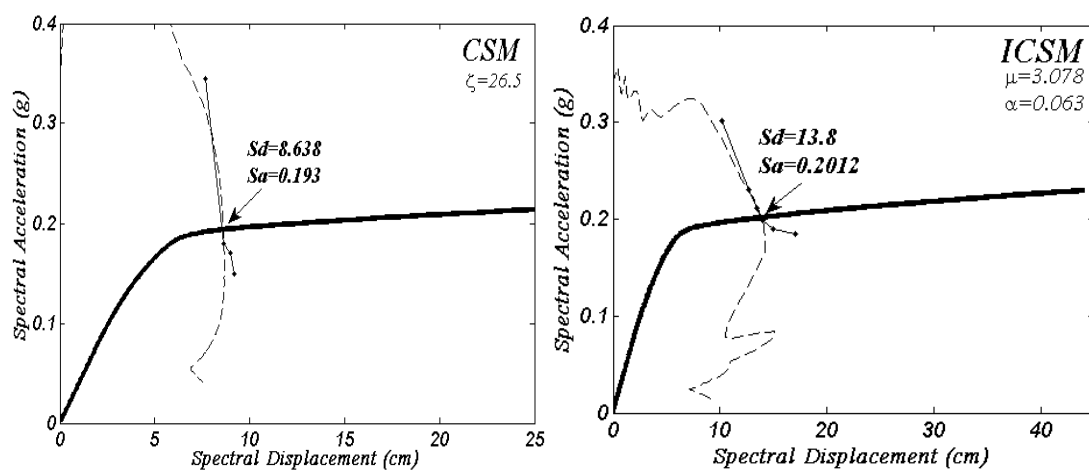
بسیار تحلیل‌های غیرخطی، استفاده از الگوی بارگذاری ثابت در روش استاتیکی غیرخطی، نادیده گرفتن اثرات باربرداری در روش استاتیکی و... دانست. حداکثر اختلاف روش طیف ظرفیت با تحلیل دینامیکی ۲۹/۸ درصد می‌باشد درحالی‌که بیش‌ترین اختلاف روش طیف ظرفیت بهبودیافته با تحلیل دینامیکی ۱۹/۸ درصد می‌باشد. با مراجعه به جدول (۱)، مشاهده می‌شود که در همه‌ی موارد اختلاف بین روش طیف ظرفیت بهبودیافته و تحلیل دینامیکی، نسبت به اختلاف روش طیف ظرفیت و تحلیل دینامیکی، کم‌تر است به‌طوری‌که میانگین اختلاف در روش طیف ظرفیت ۲۲/۴۸ درصد و در روش طیف ظرفیت بهبود یافته ۱۱/۷۵ درصد می‌باشد. اگرچه این روش‌ها تقریبی هستند اما مشاهده می‌شود، میزان اختلاف روش طیف ظرفیت بهبودیافته با تحلیل دینامیکی کم‌تر از روش طیف ظرفیت می‌باشد. تفاوت دو روش «طیف ظرفیت» و «طیف ظرفیت بهبود یافته» به‌دلیل متفاوت بودن مفهوم شکل‌پذیری و میرایی معادل و نحوه‌ی محاسبه‌ی طیف متناظر با این دو مفهوم می‌باشد.

(۵-۹) منحنی ADRS هر یک از قاب‌ها و منحنی موزی شکل [1] مربوط به انجام سعی و خطا برای محاسبه‌ی نقطه‌ی عملکرد هر قاب نشان داده شده است. در شکل (۱۰) منحنی میانگین تاریخی‌چه‌ی زمانی تغییر مکان بام هر قاب در تحلیل دینامیکی غیرخطی ترسیم شده است (به‌طور مثال برای قاب شماره‌ی (۲)، میانگین تغییر مکان بام ۱۰ رکورد از زلزله‌ی نورتریج ترسیم شده است). در این شکل‌ها μ ضریب شکل‌پذیری، α نسبت سخت‌شدگی، ξ میرایی معادل، (Improved Capacity Spectrum Method) ICSM نشان‌دهنده‌ی روش طیف ظرفیت بهبود یافته و (Method Capacity Spectrum) CSM نشان‌دهنده‌ی روش طیف ظرفیت می‌باشند. رکوردهای زلزله‌ی در نظر گرفته شده برای هر قاب در جدول (۱) مشخص شده است.

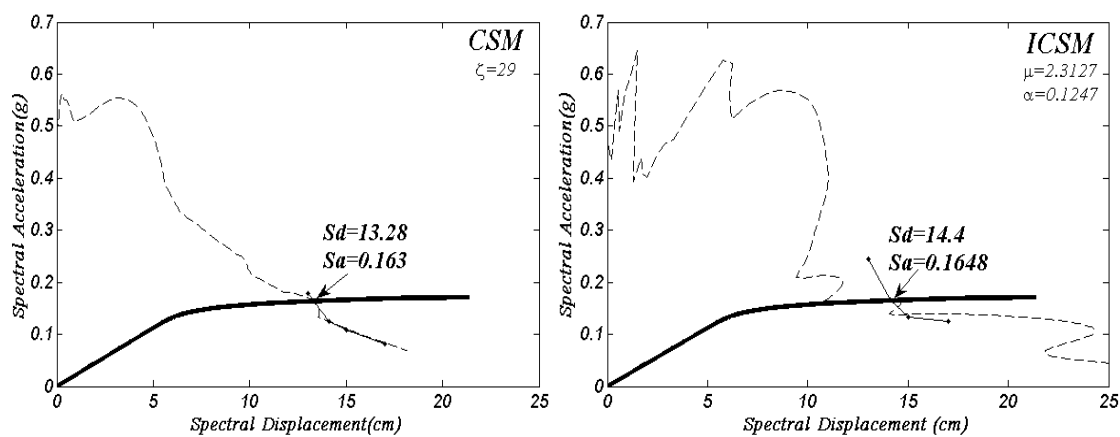
نتایج نشان می‌دهند، مقادیر نقطه‌ی عملکرد محاسبه‌شده با استفاده از دو روش ICSM, CSM در اکثر موارد از نقطه‌ی عملکرد محاسبه‌شده با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی کم‌تر می‌باشد. اختلاف موجود بین نتایج حاصل از روش‌های طیف ظرفیت و طیف ظرفیت بهبود یافته را می‌توان ناشی از پیچیدگی



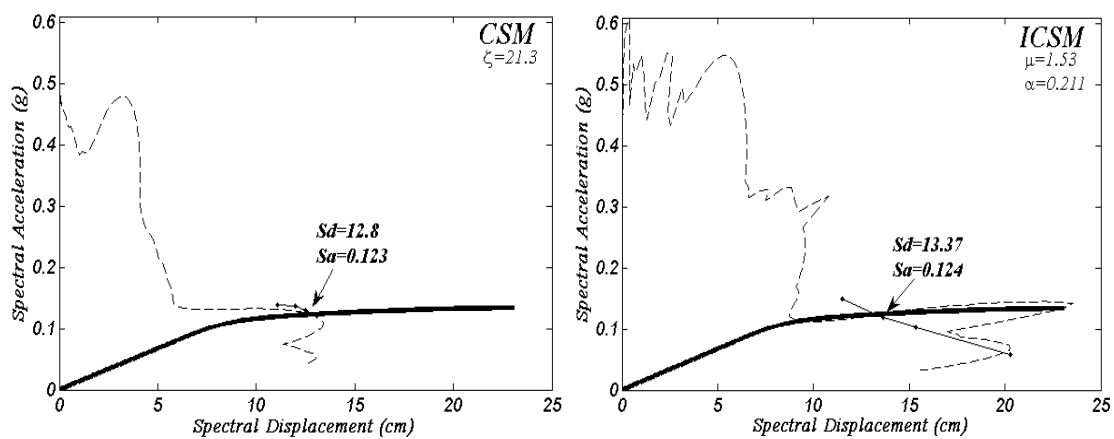
شکل ۵ عملکرد قاب ۳ طبقه با روش طیف ظرفیت بهبود یافته و روش طیف ظرفیت مختصات ADRS



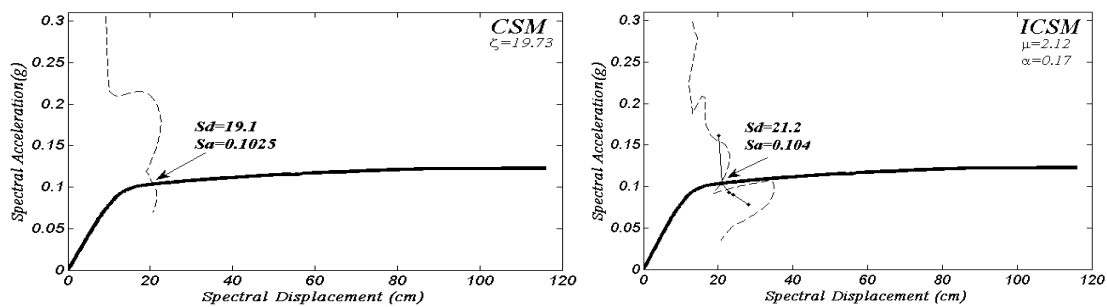
شکل ۶ عملکرد قاب ۵ طبقه با روش طیف ظرفیت بهبودیافته و روش طیف ظرفیت مختصات ADRS



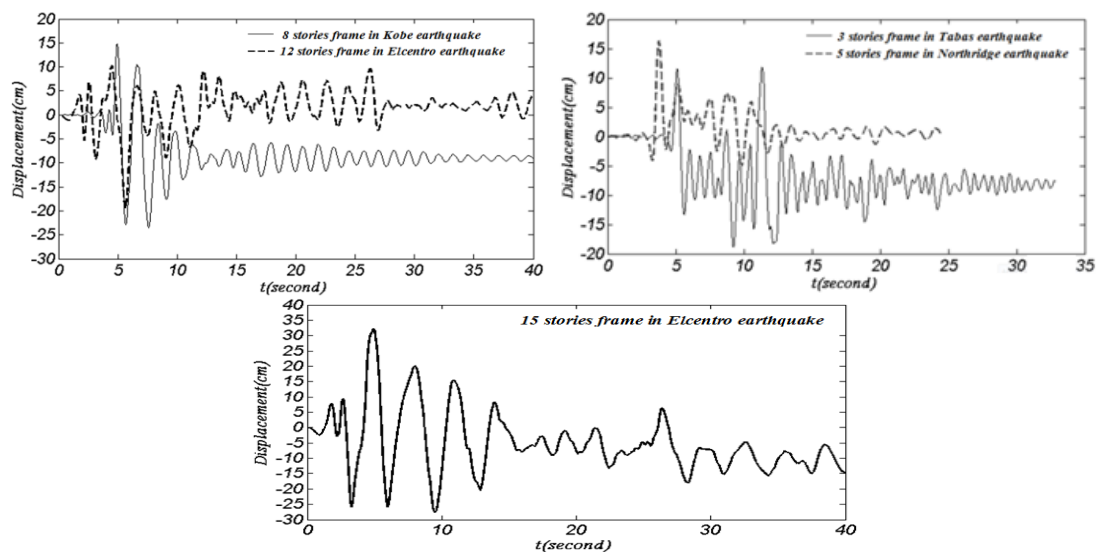
شکل ۷ عملکرد قاب ۸ طبقه با روش طیف ظرفیت بهبودیافته و روش طیف ظرفیت مختصات ADRS



شکل ۸ عملکرد قاب ۱۲ طبقه با روش طیف ظرفیت بهبودیافته و روش طیف ظرفیت مختصات ADRS



شکل ۹ عملکرد قاب ۱۵ طبقه با روش طیف ظرفیت بهبود یافته و روش طیف ظرفیت مختصات ADRS



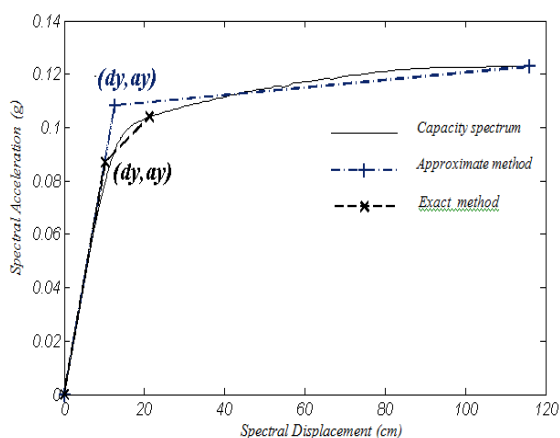
شکل ۱۰ میانگین تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی بام

جدول ۱ مقادیر جابه‌جایی در نقاط عمل‌کرد مثال‌ها برحسب سانتی‌متر و میزان خطای آن‌ها نسبت به روش دینامیکی غیرخطی

شماره قاب	تعداد طبقات	رکوردهای زلزله در نظر گرفته شده	(۱) تحلیل دینامیکی غیرخطی	(۲) طیف ظرفیت (CSM)	(۳) طیف ظرفیت بهبود یافته (ICSM)	درصد اختلاف با (CSM) تحلیل دینامیکی	درصد اختلاف (ICSM) با تحلیل دینامیکی	(۱) سطح عملکرد و جابه‌جایی نسبی %	(۲) سطح عملکرد و جابه‌جایی نسبی %	(۳) سطح عملکرد و جابه‌جایی نسبی %
۱	۳	طبس	۱۸/۸۵	۱۳/۶۵	۱۷/۴۱	-۲۷/۵۱	-۷/۶۴	۲/۰۹-LS	۱/۵۲-LS	۱/۹۳-LS
۲	۵	نورتریج	۱۶/۲۸	۱۱/۴۲	۱۸/۴۹	-۲۹/۱۸	۱۳/۵۷	۱/۰۱۷-IO	۰/۷۱-IO	۱/۱۶-IO
۳	۸	کوبه	۲۳/۴۹	۱۷/۳۷	۱۸/۸۴	-۲۴/۵۲	-۱۹/۸۱	۰/۹۱-IO	۰/۶۷-IO	۰/۷۳-IO
۴	۱۲	السترو	۱۹/۴۷	۱۷/۲۸	۱۸/۰۵	-۱۱/۲۷	-۷/۳۲	۰/۵۱-IO	۰/۴۵-IO	۰/۴۷-IO
۵	۱۵	السترو	۳۲/۲۱	۲۵/۹۸	۲۸/۸۳	-۱۹/۳۲	-۱۰/۴۵	۰/۶۷-IO	۰/۵۴-IO	۰/۶۰-IO

برای یک شکل پذیری خاص، روابطی توسط محققانی چون نیومارک و هال، کراوینگر و نصر، فایفر و ویدیچ، برای کاهش طیف طرح ارائه شده است [11] و در صورت استفاده از این روابط مشکلات محاسبه‌ی طیف غیرالاستیک پیشنهادی چوپرا که مانعی بزرگ بر سر راه استفاده از این روش می‌باشد، از میان برداشته خواهد شد. با توجه به این که روش موجود در استانداردهای عملکردی مانند FEMA273 و ATC40 روش طیف ظرفیت می‌باشد، به نظر می‌رسد این استانداردها نیاز به بازنگری در این زمینه داشته باشند.

در ادامه برای این که نشان داده شود جایگزینی کل طیف ظرفیت با یک منحنی دوخطی که در ATC40 مورد قبول است و در مراجع [11, 12] استفاده شده است تا چه حد می‌تواند در محاسبات، تقریب وارد کند (به خصوص در روش ICSM)، در نقطه‌ای بسیار نزدیک به نقطه‌ی عملکرد در قلاب ۱۵ طبقه (روش ICSM) یک بار طیف غیرالاستیک با فرض ساده‌کننده (تقریبی) و بار دیگر به صورت دقیق محاسبه شده که نتایج در شکل‌های (۱۲ و ۱۱) نشان داده شده است.



شکل ۱۱ مقادیر دقیق و تقریبی (فرض دوخطی) نقطه‌ی تسلیم و سایر پارامترها

در واقع می‌توان این گونه بیان کرد که در روش طیف ظرفیت که از مفهوم میرایی معادل استفاده می‌کند، این گونه در نظر گرفته می‌شود که با افزایش بار جانبی در تحلیل بارافزون و ورود سازه به فاز غیرخطی، میرایی سازه افزایش می‌یابد. برای هر نقطه از منحنی ظرفیت، می‌توان میرایی معادل آن نقطه را محاسبه و سپس طیف نیاز مورد نظر را براساس این میرایی معادل مجدد محاسبه نمود که محاسبه‌ی این طیف با انجام تحلیل‌های دینامیکی خطی، قابل انجام است. اما در روش طیف ظرفیت که از مفهوم شکل پذیری استفاده می‌کند، این گونه در نظر گرفته می‌شود که با افزایش بار جانبی در تحلیل بارافزون و ورود سازه به فاز غیرخطی، شکل پذیری سازه افزایش می‌یابد. چوپرا روابطی ارائه نموده است تا بتوان در هر نقطه از طیف ظرفیت، شکل پذیری آن نقطه را محاسبه و سپس بتوان طیف نیاز مورد نظر را براساس این شکل پذیری مجدداً محاسبه نمود که برای محاسبه‌ی این طیف به انجام چندین تحلیل دینامیکی غیرخطی نیاز می‌باشد.

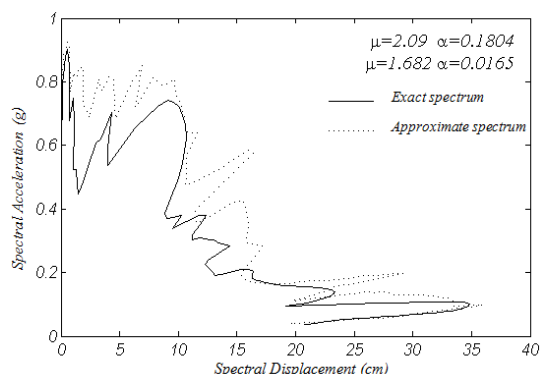
مقایسه‌ی نتایج عددی نشان می‌دهند که روش طیف ظرفیت همواره تخمینی دست پائین از جابجایی نقطه عملکرد ارائه می‌کند که این مسأله چندان مطلوب نیست، چون این تقریب برخلاف تقریب‌های دست بالا، در جهت اطمینان نیست و می‌تواند در طراحی براساس عمل کرد، سبب اشتباه شود.

اگرچه محاسبات انجام شده نشان می‌دهد که روش طیف ظرفیت اصلاح شده دارای عملکرد مناسب تری نسبت به روش طیف ظرفیت می‌باشد اما محاسبه‌ی طیف برای یک شکل پذیری خاص، نیاز به انجام چندین تحلیل دینامیکی غیرخطی دارد که عملیاتی پیچیده و وقت گیر است. اما لازم به یادآوری است آنچه در استانداردهای مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرد، طیف طرح می‌باشد که بسیار یکنواخت تر از طیف پاسخ می‌باشد. به منظور محاسبه‌ی طیف طرح

اختلاف کم، خطای ایجاد شده حدود ۳ درصد می باشد.

نتیجه گیری

در تحقیق حاضر به ارزیابی دقت دو روش طیف ظرفیت و طیف ظرفیت بهبود یافته جهت تعیین عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی پرداخته شد. به این منظور ابتدا مدل‌سازی غیرخطی چندین سازه تحت اثر زلزله‌های متعددی انجام شد. سپس عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس دو روش مذکور تعیین شد و نتایج حاصل با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی مقایسه شدند ارزیابی عملکرد قاب‌های مورد مطالعه نشان داد که روش طیف ظرفیت در بیش‌تر موارد به تغییر مکان‌های دست پایین در نقاط عمل‌کردی سازه‌ها، منتهی می‌شوند؛ هرچند که روش طیف ظرفیت بهبود یافته دارای نتایج به‌تری می‌باشد. همچنین نشان داده شد که روش دو خطی کردن منحنی ظرفیت در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای، تقریب ایجاد می‌کند.



شکل ۱۲ طیف غیرالاستیک دقیق و تقریبی (فرض دوخطی)

همان‌طور که در شکل‌های مزبور قابل مشاهده است این فرض ساده کننده، سبب تغییر پارامترهای مؤثر هر نقطه بر روی منحنی ظرفیت می‌شود و همان‌طور که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود دو طیف رسم شده برای این نقطه در برخی نواحی دارای اختلاف قابل ملاحظه‌ای هستند که این امر می‌تواند موقعیت نقطه‌ی عملکرد را تحت تأثیر قرار دهد. بسته به این‌که عملکرد سازه در کدام ناحیه‌ی طیف قرار بگیرد این تأثیر می‌تواند زیاد یا کم باشد. در این مثال با توجه به قرارگیری نقطه‌ی عملکرد در محدوده‌ای با

مراجع

1. Applied Technology Council, ATC40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings" California Seismic Safety Commission, (1997).
2. Freeman, SA., "Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion". Publication SP-55. Detroit (MI): American Concrete Institute; p. 589-605, (1978).
3. Yu Y, Symans MD, Mclean DI, Cofer WF. "Evaluation of analysis methods for assessing seismic response", Transportation research record no. 1688. Washington D.C.: Transportation research Board-National Research Council. p. 163-72, (1999).
4. Habibi, A.R., Moharrami, H. and Tasnimi, A.A. "Evaluation of seismic performance of RCMRF using stiffness damage index", Journal of University College of Engineering, 40, pp. 701-712, (2006).
5. B. Gencturk, S. Elnashai. "Development and application of an advanced capacity spectrum method", Engineering Structures 30, pp. 3345-3354, (2008).
6. Lin Y-Y, Chang K-C, Wang Y-L. "Comparison of displacement coefficient method and capacity

- spectrum method with experimental results of RC columns". *Earthquake Struct Dyn*, 32(13):2013-25, (2003).
7. Akkar SD, Miranda E." Statistical evaluation of approximate methods for estimating maximum deformation demands on existing structures", *J Struct Eng*, 131(1):160-72, (2005).
 8. Bertero VV."Tri-service manual methods". In: Vision 2000. Sacramento: Structural Engineering Association of California , (1995).
 9. Reinhorn AM."Inelastic analysis techniques in seismic evaluations". In: Fajfar P.Krawinkler H, editors. Seismic design methodologies for the next generation of codes. Rotterdam: Balkema, pp. 277-87, (1997).
 10. Fajfar P., " Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra", *Erthq Eng Struct Dyn*,28(9):979-93, (1999).
 11. Chopra AK, Goel RK," Capacity-demand-diagram-methods for estimating seismic deformation of inelastic structures:SDF Systems", Report No. PEER-1999/02. Berkeley(CA): Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, (1999).
 12. Nasim K. Shattarat, Michael D.Symans, David I.McLean, William F.Cofer." Evaluation of nonlinear static analysis methods and software tools for seismic analysis of highway bridges", *Engineering Structures* 30,pp. 1335-1345, (2008).
 13. Chopra AK. "Dynamic of structure: Theory and applications to earthquake engineering", 2nd ed. Englewood Cliffs (NJ): Prentice Hall, (2001).
 14. R. E. Valles, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, C. Li4,and A. Madan.. IDARC version 4.0"a program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures", Technical Report NCEER-96-0010, National Center For Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, (1996).
 15. Federal Emergency Management Agency, FEMA273," NEHRP Guideline for The Seismic Rehabilitation of Building. Building" Seismic Safety Council, Washington DC, (1997).
 16. Building and Housing Research Centre, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", Standard No. 2800, (1999).
 17. Habibi, A.R., "Optimal Seismic Performance-Based Design of Two Dimensional Reinforced Concrete Frames", Ph.D. Thesis, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran, (2006).

بررسی عددی سه بعدی رسوب گذاری و کنترل آن در آب گیرهای جانبی رودخانه‌ای با استفاده از نرم افزار SSIIM2 *

(یادداشت پژوهشی)

حمید شاملو^(۱) عادل اثنی عشری^(۲)

چکیده آب گیرها عموماً در شبکه های توزیع آب، کانال های آبیاری، شبکه های فاضلاب، تأسیسات مربوط به تصفیه خانه های آب و فاضلاب و غیره مورد استفاده قرار می گیرند. عدم کنترل رسوب ورودی به آب گیرها باعث انتقال رسوبات به داخل کانال های آبیاری و تأسیسات می شود و مشکلاتی را برای قسمت های مختلف به وجود می آورد. به علت وجود ذرات معلق در آب، خسارت زیادی نیز به تأسیسات به کاررفته مثل پمپ و توربین وارد می گردد. در این مطالعه ابتدا شبیه سازی عددی جریان رسوبی در آب گیری از مسیر مستقیم یک کانال مستطیلی به کمک نرم افزار SSIIM2 صورت گرفته است. از میان پارامترهای اصلی مؤثر بر جریان، شکل مقطع عرضی کانال، شیب کانال های اصلی و آب گیر و شکل دهانه ی ورودی ثابت در نظر گرفته شد و اثر زوایای آب گیری ۴۵ الی ۹۰ درجه، نسبت دبی آب گیری ۰/۲ الی ۰/۵۷ و عدد فرود جریان ورودی ۰/۳۲ الی ۰/۴۸ بر نسبت رسوب ورودی به آب گیر بررسی شد و با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفت که مطابقت خوبی بین مقادیر حاصل و نتایج آزمایشگاهی دیده شد. سپس برای بررسی عددی روش های کنترل رسوب، تأثیر صفحات مستغرق، طول آب شکن و فاصله ی آن از مقابل دهانه ی آب گیر به ازای نسبت های مختلف دبی آب گیری بررسی شد. نتایج تحقیق نشان می دهد که کارایی صفحات با احداث آب شکن در ضلع مقابل آب گیر افزایش پیدا می کند و مقدار ورود رسوبات به آب گیر کاهش می یابد. همچنین با جابه جایی آب شکن به اندازه ی دو برابر عرض دهانه ی آب گیر به بالادست کانال اصلی، مقدار ورود رسوبات به آب گیر به طور متوسط ۳۶٪ کاهش می یابد. سپس نتایج عددی حاصل با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفتند که مطابقت خوبی بین مقادیر حاصل و نتایج آزمایشگاهی دیده شد.

واژه های کلیدی آب گیر جانبی، رسوب گذاری، روش های کنترل رسوب، مدل عددی SSIIM2، مدل آشفتگی K- ω .

3-D Numerical Investigation of Sedimentation and its Control at River Lateral Intakes by SSIIM2 Software

H. Shamloo

A. Asnaashari

Abstract The intakes usually have been used in water distribution networks, irrigation channels, sewage networks, and the water/wastewater treatment facilities, etc. Lack of sediment control entered to the intake channel is the main reason of entering sediments to the installation systems, which makes many problems for different parts. Due to suspended particles in water, the facilities used such as pumps and turbines are damaged. In this study, numerical simulation of sediment flow in an intake from a rectangular channel using SSIIM2 is investigated. Among the main parameters affecting the flow the channel cross-section, main channel and intake slope, and the entrance form are supposed to be constant. Then, the effects of the deviation angles 45-90 degree, ratio of diverted discharge 0.2-0.57, and Froude Number 0.32-0.48 on ratio of sediment entering to the intake have been investigated and obtained numerical results were compared with experimental results that good agreement has been observed. Then for numerical investigation of sediment control methods the effects of the submerged vanes, spur dike length, and spur dike distance from the front intake entrance for different ratios of diverted discharge were investigated. The results showed that the effective performance of the vanes increased and consequently eliminated the bed sediment ingestion into diversion with a single spur dike at opposite side of the intake. Also an average reduction of 36% in sediment ingestion into diversion was observed when a spur dike located at a distance of twice intake width from the centre line. Then obtained numerical results have been compared with experimental results that good agreement has been observed.

Keywords Lateral intake, Sedimentation, Sediment control methods, SSIIM2, k- ω turbulence model.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۱۰/۱۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۲/۱۵ می باشد.

(۱) نویسنده ی مسئول، استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی.

(۲) دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران آب، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی.

مقدمه

در بسیاری از تأسیسات هیدرولیکی تعیین ساختار جریان از کانال اصلی به کانال های جانبی از اهمیت بالایی برخوردار است. اکثر ایستگاه های پمپاژ رودخانه ای مشکل رسوب گذاری در دهانه ی آب گیری و حوضچه ی مکش را دارند که این مسأله باعث می شود که چندین بار در سال نیاز به رسوب زدایی داشته باشند که هزینه ی بهره برداری از این گونه ایستگاه ها را به طور قابل ملاحظه ای افزایش می دهد. برای این منظور فراهم نمودن شرایطی با ویژگی های مناسب جهت جلوگیری از رسوب گذاری در دهانه ی آب گیر بسیار حائز اهمیت است. برخورد متقابل خطوط جریان منحرف شده با گرادیان عمودی سرعت، یک جریان گردابی به وجود می آورد که انتقال رسوبات، به خصوص رسوبات بار بستر به طرف آب گیر را تشدید می نماید. هر اقدامی که باعث کاهش جریان های ثانویه و گردابی در دهانه ی آب گیر شود، کاهش تجمع رسوب در دهانه ی آب گیر را در بر خواهد داشت. همچنین توجه کافی نداشتن به طراحی مناسب تأسیسات کنترل رسوب در آب گیر می تواند مشکلاتی از قبیل کاهش ظرفیت انتقال جریان در کانال آب گیر در اثر ته نشینی رسوبات، آسیب دیدن تأسیسات انتقال و نیروگاهی، استهلاک پمپ ها و قطع آب جهت لای روبی کانال ها و تحمیل هزینه های اقتصادی لای روبی کانال ها را به دنبال داشته باشد. بنابراین بایستی حتی الامکان میزان رسوبات ورودی به آب گیر را با استفاده از سازه های انحراف و دفع رسوب، کاهش داد. یکی از روش های کاهش انتقال رسوب به آب گیرها استفاده از صفحات مستغرق است. تحقیقات مختلفی برای یافتن ابعاد، فواصل و زاویه ی برخورد با جریان و آرایش های مختلف نصب صفحات مستغرق صورت پذیرفته است و تحقیقات بیش تر در راستای شناخت و همچنین افزایش کارایی کنترل رسوب این صفحات هم چنان ادامه دارد. آب شکن ها نیز به عنوان

سازه ی حفاظتی و هدایت جریان سابقه ی کاربرد طولانی در مهندسی رودخانه دارند. مطالعات زیادی بر روی آب گیری مستقیم از رودخانه ها، مشکلات رسوب گذاری و روش های کنترل رسوب ورودی به آب گیرها صورت گرفته است. Nakato و همکاران [1] با ساخت مدل فیزیکی برای پنج دهانه آب گیر رودخانه ای با بستر ماسه ای به بررسی مشکلات ورود رسوبات بستر به دهانه ی آب گیر و روش های کاهش آن پرداختند. Neary و Odgaard [2] مطالعات آزمایشگاهی را بر روی هیدرولیک جریان در آب گیرهای ۹۰ درجه انجام دادند. Solaymani و Osbooei [3] کاربرد صفحات مستغرق در مسیر مستقیم رودخانه ها و تأثیر آرایش و شکل صفحات بر تغییرات مرفولوژی بستر رودخانه را مطالعه نموده و نشان داده است که با افزایش دبی و سرعت جریان کارایی صفحات افزایش پیدا می کند. راه کارهای افزایش کارایی صفحات مستغرق توسط Brakdoll و همکاران [4] مورد بررسی قرار گرفت. آزمایش های انجام شده توسط ایشان نشان داد که شدت رسوبات ورودی بستر به داخل آب گیر پس از نصب صفحات مستغرق زمانی می تواند ناچیز باشد که نسبت دبی واحد عرض آب گیر به دبی واحد عرض کانال اصلی، کم تر از حدود ۰/۲ باشد. Kuhnle و همکاران [5] نشان دادند که برای آب شکن هایی با زوایای ۴۵، ۹۰ و ۱۳۵ درجه با دو نسبت تنگ شدگی ۰/۱۲۵ و ۰/۲۵ در یک کانال آزمایشگاهی، کم ترین فرسایش بستر، در ناحیه ی نزدیک جداره به آب شکن با زاویه ی ۹۰ درجه و بزرگ ترین حجم آب شستگی به آب شکن با زاویه ۱۳۵ درجه تعلق دارد. آب شکن هایی که به سمت بالادست متمایل باشند، به طور معمول موجب انحنای بیش تری در جریان اصلی می شوند. Sajedi Sabegh و Habibi [6] تأثیر کاربرد با هم صفحات مستغرق و مجموعه ی آب شکن ها در افزایش راندمان آب گیری را مورد بررسی قرار دادند و نشان دادند که در مواردی تا ۹۵ درصد ورود رسوبات به آب گیر کاهش یافته است.

کانال مستطیلی به کمک این نرم افزار صورت گرفته و با توجه به نتایج عددی حاصل، روابط ریاضی نیز ارائه گردیده شده است.

نرم افزار عددی و معادلات حاکم

نرم افزار SSIIM به منظور شبیه سازی رسوب در آب گیرها و برای مهندسی رسوب، هیدرولیک، محیط زیست و رودخانه طراحی شده است. این نرم افزار بر مبنای رویکرد حجم محدود با شبکه‌ی سازمان یافته‌ی سه بعدی طراحی شده است و در آن معادلات ناویر استوکس و معادلات انتقال و انتشار برای حمل رسوب با استفاده از روش حجم کنترل حل می‌شوند. هم چنین این نرم افزار قابلیت مدل سازی رسوب شویی توسط روابط مختلف انتقال رسوب را دارا است. تحلیل جریان در حالت ماندگار صورت گرفته و از الگوریتم SIMPLE برای کوپل سرعت و فشار استفاده شده است. نسخه‌ی مدل عددی مورد استفاده در این تحقیق، نسخه‌ی 1.0.0.1 تحت ویندوز نرم افزار SSIIM2 می‌باشد.

معادلات حاکم بر حرکت سیال عبارتند از معادله‌ی پیوستگی و معادله‌ی مومنتوم که برای جریان آشفته تراکم ناپذیر در یک هندسه‌ی سه بعدی به ترتیب روابط (۱ و ۲) می‌باشند.

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial t} + (\bar{U}_j) \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x_i} + g_{xi} + \frac{\partial}{\partial x_j} [v \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} - \bar{U}_i \bar{U}_j] \quad (2)$$

در روابط فوق، $\rho \bar{U}_i \bar{U}_j$ تنش رینولدز، U_i و U_j به ترتیب سرعت جریان در جهات x و y ، t زمان، ρ لزجت مولکولی، P فشار، k انرژی جنبشی آشفتگی، ρ چگالی سیال و g_{xi} شتاب گرانشی در جهت x_i می‌باشند.

برای محاسبه‌ی بار معلق از معادله‌ی انتقال-پخش [12] به شرح ذیل استفاده می‌گردد:

حسن پور [۷] کاربرد صفحات مستغرق مرکب و آستانه را تنها برای نسبت انحراف بسیار پایین توصیه کرده است. وی هم چنین نشان داده است که با افزایش عدد فرود صفحات به تر عمل می‌کنند. Ramamurthy و همکاران [۸] مطالعه‌ی آزمایشگاهی در یک انشعاب ۹۰ درجه و برای یک آب راهه روباز با مقطع مستطیلی انجام دادند و از ابزارهای دقیق سه بعدی جهت اندازه گیری سرعت در مقاطع مختلف استفاده نمودند. صفرزاده و صالحی نیشابوری [۹] به بررسی عددی الگوی سه بعدی جریان در آب گیر جانبی پرداختند. شاملو و پیرزاده [۱۰]، به بررسی اثرات پارامترهای هندسی و هیدرولیکی بر ابعاد ناحیه‌ی جدایی جریان در آب گیرهای جانبی با استفاده از نرم افزار Fluent پرداختند که مطابقت خوبی بین مقادیر حاصل و نتایج آزمایشگاهی دیده شد. شاملو و اثنی عشری [۱۱]، به بررسی عددی هیدرولیک و رسوب جریان در آب گیرهای جانبی رودخانه‌ای با استفاده از نرم افزار SSIIM2 پرداختند. ماهیت رسوب جریان در آب گیرهای جانبی شناخته شده و در کارهای آزمایشگاهی و روش‌های عددی دیگر بدان اشاره شده است.

در بخش فوق تأکید بر صحت سنجی شبیه سازی نتایج آزمایشگاهی به وسیله‌ی نرم افزار SSIIM2 و تأکید بر توانایی این نرم افزار در بازسازی همان پدیده‌های فیزیکی است که نتایج آزمایشگاهی آن‌ها را پدیدار نموده است. در مطالعات قبلی در کنار مطالعه‌ی آزمایشگاهی به بررسی عددی الگوی سه بعدی رسوب گذاری در آب گیرهای جانبی رودخانه‌ای خصوصاً با استفاده از سازه‌های انحراف و دفع رسوب از جمله صفحات مستغرق و آب شکن پرداخته نشده بود. در این تحقیق، برای بررسی توانایی نرم افزار SSIIM2 در پیش بینی نتایج رسوب جریان و روش‌های کنترل آن در آب گیرهای جانبی رودخانه‌ای، شبیه سازی عددی جریان رسوبی در آب گیری از مسیر مستقیم یک

از سرعت میانگین در ورودی کانال اصلی به عنوان شرط مرزی سرعت معین استفاده شده است. با توجه به تغییرات ناچیز سطح آب، شرط مرزی تقارن به سطح آب اعمال شده است. شرط مرزی دیواره برای مرزهای صلب میدان اعمال شده و دیواره ها از لحاظ هیدرولیکی صاف در نظر گرفته شده اند. با توجه به نتایج مثبت حاصل از مطالعات قبلی، مدل آشفتگی $k-\omega$ در این مطالعه استفاده شده است. یکی از پارامترهای مهم در سرعت اجرای مدل، شبکه بندی مناسب منطقه ای می باشد که جریان در آن برقرار است. در این مدل سازی، پس از امتحان مقادیر مختلف و تست حساسیت نسبت به ابعاد شبکه، ابعاد سلول های شبکه ای کانال اصلی $8/5 \times 8 \times 6/5$ سانتی متر و ابعاد سلول های شبکه ای کانال آب گیر $8/5 \times 6/5 \times 6/5$ سانتی متر به عنوان شبکه ای بهینه انتخاب شد. از آن جا که تعداد متغیرهای مؤثر بر رسوب ورودی به آب گیر زیاد می باشد به منظور ارائه ی رابطه ی مشخص ریاضی برای تحلیل مسأله، ابتدا جهت آنالیز ابعادی رابطه ی کلی ذیل استخراج می گردد.

$$Q_{si} = F(Q_{sm}, Q_M, Q_I, Fr, \theta, b, B, S, \rho, \rho_s, N, \delta_s, \delta_n, L_D, L_I) \quad (4)$$

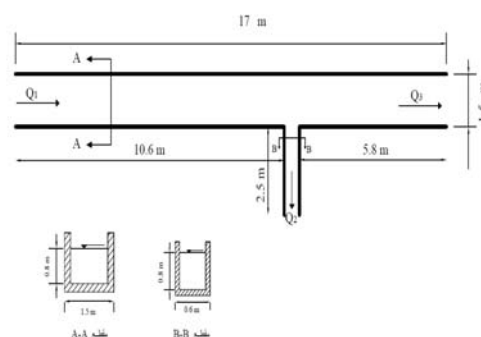
که در این رابطه، دبی رسوب ورودی به آب گیر (Q_{si})، حجم رسوبات ته نشین شده در کانال آب گیر (V_{si})، دبی رسوب کانال اصلی (Q_{sm})، دبی جریان در کانال اصلی (Q_M)، دبی جریان در کانال آب گیر (Q_I)، عدد فرود جریان ورودی (Fr)، زاویه ی آب گیری (θ)، عرض کانال آب گیر (b)، عرض کانال اصلی (B)، شیب کانال اصلی (S)، جرم حجمی سیال (ρ)، جرم حجمی رسوبات (ρ_s)، تعداد ردیف صفحات مستغرق (N)، فاصله ی طولی صفحات مستغرق (δ_s)، فاصله ی عرضی صفحات مستغرق (δ_n)، طول آب شکن (L_D) و فاصله ی آب شکن تا خط مرکزی آب گیر (L_I) می باشد.

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U_j \frac{\partial c}{\partial X_j} + \omega \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial c}{\partial X_j} \left(\Gamma \frac{\partial c}{\partial X_j} \right) \quad (3)$$

در رابطه ی (۳)، c غلظت رسوب، ω سرعت سقوط، U سرعت جریان، X بعد فاصله و Γ ضریب انتشار می باشد.

نتایج و بحث

مطالعه ی عددی جریان رسوبی مدل آزمایشگاهی
مرجع [۱۳]. در این قسمت برای صحت سنجی نرم افزار SSIIM2 در پیش بینی رسوب ورودی به آب گیر، به بررسی تأثیر پارامترهای مختلف نسبت دبی آب گیری (R)، زاویه ی آب گیری (θ) و عدد فرود جریان ورودی (Fr) بر میزان رسوبات ورودی به کانال آب گیر، مدل آزمایشگاهی مرجع [۱۳] شبیه سازی گردیده است. در این مدل آزمایشگاهی، طول کانال اصلی ۱۷ متر و عرض آن ۱/۵ متر و عمق آن ۰/۸ متر بوده است. آب گیری توسط کانال جانبی به عرض ۰/۶ متر و طول ۲/۵ متر که با زاویه ی ۹۰ درجه نسبت به آن قرار گرفته، انجام شده است. در این مطالعه ی آزمایشگاهی، قطر متوسط رسوبات مصالح بستر ۱ میلی متر، ضخامت لایه ی بستر ۲۰ سانتی متر، شیب بستر ۰/۰۰۱۵ و غلظت ورودی به کانال $0/265 \text{ kg/m}^3$ در نظر گرفته شده است. شماتیک کانال مزبور در شکل (۱) نشان داده شده است



شکل ۱ مشخصات هندسی فلوام آزمایشگاهی مرجع [۱۳]

آمده از شکل (۲)، درصد خطای میانگین حاصل از مقایسه‌ی نتایج عددی و آزمایشگاهی در زاویه آب‌گیری ۹۰ درجه ۱۲/۱۵٪ و در زاویه آب‌گیری ۷۵ درجه میانگین خطا ۱۶/۰۵٪ و در زاویه آب‌گیری ۴۵ درجه میانگین خطا ۱۹/۸۱٪ می‌باشد. شکل (۳) تأثیر اعداد فرود ۰/۳۲ الی ۰/۴۸ را در زوایای مختلف آب‌گیری ۴۵، ۷۵ درجه بر نسبت رسوب ورودی به‌ازای نسبت ثابت توزیع دبی ۰/۲ نشان می‌دهد.

با توجه به شکل (۳)، با افزایش عدد فرود جریان در یک نسبت آب‌گیری ثابت، مؤلفه‌ی عرضی سرعت در جلوی دهانه‌ی آب‌گیر کاهش و مؤلفه‌ی طولی سرعت افزایش می‌یابد، در نتیجه رسوبات به پایین منتقل و رسوبات کم‌تری وارد دهانه‌ی آب‌گیر می‌شوند. حداقل، حداکثر و میانگین خطای حاصل در زاویه‌ی آب‌گیری ۴۵ درجه به‌ترتیب ۲/۵۶٪، ۹/۵۰٪ و ۶/۰۱٪ و در زاویه‌ی آب‌گیری ۷۵ درجه ۴/۴۴٪، ۱۹/۲۳٪ و ۹/۲۳٪ به‌دست آمد. بر اساس رابطه‌ی (۷) و با احتساب نتایج حاصل از شکل (۳ و ۲)، رابطه‌ی (۸) برای تعیین نسبت رسوب ورودی به آب‌گیر به‌دست می‌آید:

$$Q_{sr} = R^{0.95\theta^{0.11}} \cdot Fr^{-0.42} \quad r^2 = 0.815 \quad (8)$$

تغییرات نسبت رسوب ورودی به آب‌گیر بر حسب اعداد مختلف فرود جریان در زاویه‌ی آب‌گیری ثابت ۹۰ درجه با نتایج آزمایشگاهی مرجع [۱۴] نیز در شکل (۴) مقایسه شده است. در مطالعه‌ی آزمایشگاهی آنان، طول کانال اصلی ۸ متر، عرض آن ۰/۲۵ متر و عمق جریان ۰/۱۰ متر است و آب‌گیری توسط کانال جانبی به عرض ۰/۲ متر و طول ۲/۲۵ متر که با زاویه‌ی ۹۰ درجه نسبت به آن قرار گرفته، انجام شده است. شیب کف کانال‌های اصلی و آب‌گیر صفر در نظر گرفته شده است.

با استفاده از آنالیز ابعادی، رابطه‌ی (۵) به‌دست می‌آید:

$$\frac{Q_{si}}{Q_{sm}} = F\left(\frac{Q_M}{Q_I}, Fr, \theta, \frac{b}{B}, \frac{\rho_s}{\rho}, S, N, \frac{\delta_s}{\delta_n}, \frac{L_D}{B}, \frac{L_I}{b}\right) \quad (5)$$

با توجه به این که در مطالعه‌ی آزمایشگاهی مرجع [۱۳] از صفحات مستغرق و آب‌شکن استفاده نشده است، بنابراین در این قسمت پارامترهای بی‌بعد N ، δ_s/δ_n ، L_D/B و L_I/b از رابطه‌ی (۵) حذف گردیده و رابطه‌ی (۶) به‌دست می‌آید.

$$\frac{Q_{si}}{Q_{sm}} = F\left(\frac{Q_M}{Q_I}, Fr, \theta, \frac{b}{B}, \frac{\rho_s}{\rho}, S\right) \quad (6)$$

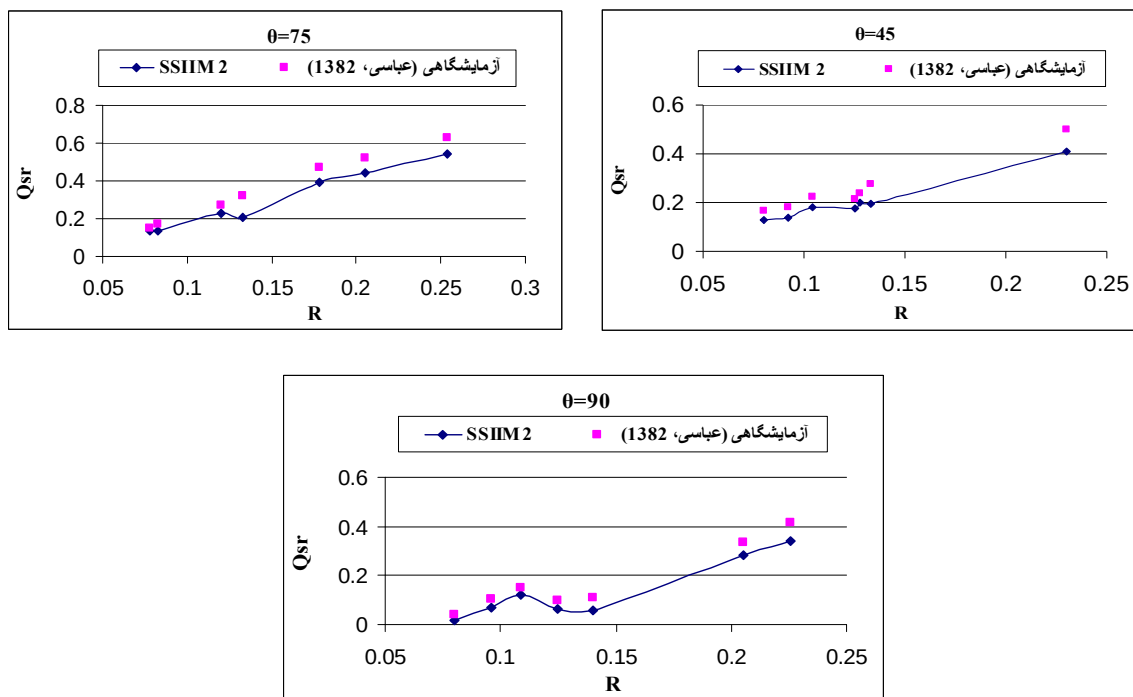
شیب کانال اصلی، عرض کانال اصلی و آب‌گیر و دبی جریان در کانال اصلی ثابت می‌باشد، بنابراین پارامترهای S ، ρ_s/ρ و b/B از بین متغیرهای بدون بعد حذف می‌شوند. در نهایت اعداد بی‌بعد زیر برای بررسی اثرات متغیرها بر میزان ورود رسوبات به آب‌گیر در نظر گرفته شده است:

$$Q_{sr} = F(R, Fr, \theta) \quad (7)$$

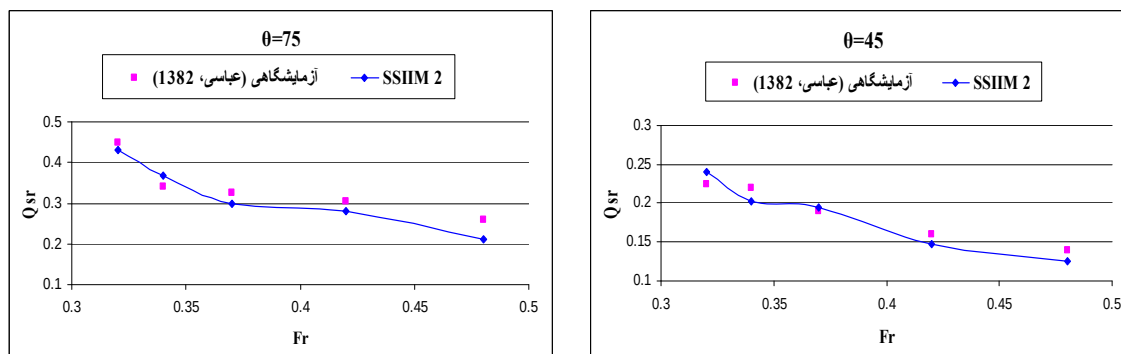
که در این رابطه، Q_{sr} نسبت رسوب ورودی به آب‌گیر (Q_{si}/Q_{sm}) ، R نسبت دبی آب‌گیری (Q_M/Q_I) می‌باشند. ابتدا به بررسی تأثیر تغییرات R و θ بر Q_{sr} پرداخته شده است.

شکل (۲)، مقایسه‌ی نتایج عددی و آزمایشگاهی تأثیرات R بر Q_{sr} در زوایای مختلف آب‌گیری ۴۵، ۷۵ و ۹۰ درجه را به‌ازای دبی ثابت ورودی (Q_M) ۷۸ لیتر بر ثانیه و عدد فرود ثابت جریان ورودی ۰/۴ نشان می‌دهد.

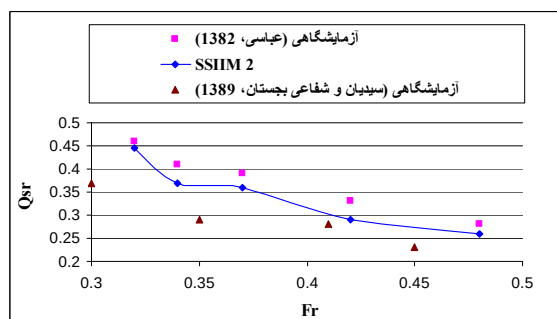
بررسی نتایج حاصل از شکل (۲) نشان می‌دهد همان‌طور که انتظار می‌رود در انطباق با نتایج مرجع [۴]، با افزایش نسبت آب‌گیری، نسبت رسوب ورودی به آب‌گیر افزایش می‌یابد. با توجه به نتایج به‌دست



شکل ۲ تغییرات نسبت رسوب ورودی به آبگیر بر حسب نسبت دبی آبگیری در زوایای مختلف آبگیری ۴۵، ۷۵ و ۹۰ درجه



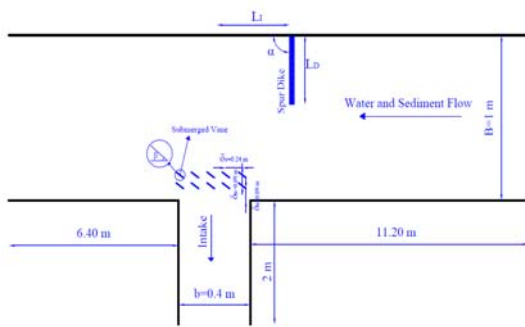
شکل ۳ تغییرات نسبت رسوب ورودی به آبگیر بر حسب اعداد مختلف فرود جریان در زوایای مختلف آبگیری



شکل ۴ تغییرات نسبت رسوب ورودی به آبگیر بر حسب عدد فرود جریان در تحقیق حاضر با سایر محققان

[۱۴]

مقابل آب گیر، ۴۰ سانتی متر بالاتر از آب گیر (L_1) و ۸۰ سانتی متر بالاتر از آب گیر ($2L_1$) به کار رفته که زوایای به کار رفته برای آب شکن ۴۵ درجه، ۹۰ درجه و ۱۳۵ درجه بوده است. مشخصات هندسی فلوم آزمایشگاهی در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل ۵ مشخصات هندسی فلوم آزمایشگاهی

[۱۵]

در این مدل سازی، پس از امتحان مقادیر مختلف و تست حساسیت نسبت به ابعاد شبکه‌ی مورد نظر، ابعاد سلول‌های شبکه‌ی کانال اصلی در قبل و بعد از آب گیر به ترتیب $12 \times 10 \times 10$ و $9 \times 20 \times 10$ سانتی متر، در محدوده‌ی آب گیر $2 \times 10 \times 10$ سانتی متر و ابعاد سلول‌های شبکه‌ی کانال آب گیر $2 \times 7 \times 10$ سانتی متر به عنوان شبکه‌ی بهینه انتخاب شد.

شکل و ابعاد کانال اصلی و کانال آب گیر، شیب کانال اصلی، دبی جریان در کانال اصلی، زاویه‌ی آب گیری، ابعاد و آرایش صفحات مستغرق، زاویه‌ی آب شکن با جریان اصلی و دانه بندی مصالح بستر در این آزمایش ثابت است. هم چنین به علت این که عدد رینولدز جریان در محدوده‌ی جریان‌های آشفته قرار دارد ($Re=60000$) اثر لزجت در مقابل اینرسی قابل صرف نظر کردن می باشد. با توجه به یکسان بودن شرایط هیدرولیکی کانال بالادست، عدد Fr نیز در این مطالعه ثابت بوده و در نهایت بر اساس رابطه‌ی (۵) و حذف پارامترهای ذکر شده، اعداد بی بعد زیر برای بررسی اثرات متغیرها بر میزان ورود رسوبات به آب گیر در نظر گرفته شده است:

همان طور که در شکل (۴) مشاهده می شود، نتایج حاصل از تحقیق حاضر مطابقت نسبتاً خوبی با نتایج آزمایشگاهی مرجع [۱۴] دارد و در آن به ازای زاویه‌ی آب گیری ثابت، با افزایش عدد فرود جریان ورودی، نسبت رسوب ورودی به آب گیر کاهش می یابد. در نهایت با توجه به نتایج حاصل از بررسی عددی مطالعات آزمایشگاهی مراجع [۱۴ و ۱۳] و جمع بندی نتایج آن‌ها، رابطه‌ی کلی (۹) پیشنهاد می گردد. در مطالعه‌ی آزمایشگاهی [۱۴] پارامترهای R و θ ثابت فرض شده بودند.

$$Q_{sr} = R^{0.795\theta^{0.352}} \cdot Fr^{-0.296} \quad r^2 = 0.785 \quad (9)$$

در بخش دوم این مطالعه، برای کنترل و کاهش میزان رسوبات ورودی به آب گیر، از سازه‌های انحراف و دفع رسوب از جمله صفحات مستغرق و آب شکن استفاده شده و تأثیر آن‌ها بر کاهش میزان رسوب ورودی مورد بررسی قرار گرفته است.

مطالعه‌ی عددی روش‌های کنترل رسوب با استفاده

از مدل آزمایشگاهی. گوهری و همکاران [۱۵] در این مدل آزمایشگاهی، طول کانال اصلی ۱۸ متر، عرض آن ۱ متر و عمق آن ۱ متر بوده است. آب گیری توسط کانال جانبی به عرض 0.4 متر و طول ۲ متر که در $11/2$ متری پایین دست ورودی کانال اصلی و با زاویه‌ی ۹۰ درجه نسبت به آن قرار دارد انجام شده است. دبی جریان ورودی ثابت و برابر 0.056 مترمکعب بر ثانیه، قطر ذره رسوب ۱ میلی متر، شیب کانال 0.002 ، مدت زمان آزمایش ۴ ساعت، چگالی ذرات رسوبی برابر $2/65$ گرم بر سانتی مترمکعب و عمق رسوبات در کلیه‌ی آزمایش‌ها ثابت و برابر ۲۰ سانتی متر در نظر گرفته شد. فاصله‌ی طولی صفحات از هم (δ_s) ۲۴ سانتی متر، فاصله‌ی عرضی آن‌ها (δ_n) ۹ سانتی متر و زاویه‌ی صفحات (β) ۴۵ درجه می باشد. طول آب شکن‌های (L_D) به کار رفته ۱۵، ۲۰ و ۲۵ سانتی متر بوده است. آب شکن در سه موقعیت مختلف:

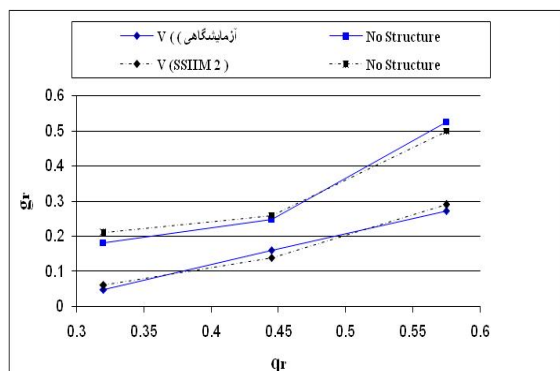
می باشد، تأثیر آن در میزان رسوب ورودی کم تر است [۱۵]. با افزایش نسبت دبی انحرافی از ۰/۴۵ الی ۰/۵۷، مقدار رسوبات ورودی به آب گیر به دلیل افزایش سرعت در آب گیر در حین ثابت بودن عمق جریان و افزایش شدت حمل رسوبات در کانال آب گیر، بیش تر می شود. در شکل (۷) متوسط سرعت های طولی (U)، عرضی (V) و عمقی جریان (W) در کانال اصلی و در محدوده ی آب گیر نشان داده شده است. سرعت جریان در ۰/۶ عمق جریان (مطابق مطالعه ی آزمایشگاهی) می باشد. با توجه به شکل (۷)، با افزایش طول آب شکن متوسط سرعت طولی و عمقی جریان افزایش یافته درحالی که در حالت عدم استفاده از آب شکن و صفحات مستغرق متوسط سرعت طولی و عمقی کاهش می یابد. حداقل، میانگین و حداکثر خطای حاصل از مقایسه ی نتایج عددی و آزمایشگاهی در طول آب شکن ۱۵ سانتی متر برای محاسبه ی سرعت طولی به ترتیب ۱/۱۱٪، ۳/۸۶٪ و ۵/۲۵٪، برای محاسبه سرعت عرضی به ترتیب ۷/۹۱٪، ۱۱/۳۵٪ و ۱۴/۰۶٪ است و برای محاسبه ی سرعت عمقی به ترتیب ۶/۹۷٪، ۱۴/۹۵٪ و ۱۸/۶۷٪ می باشد. کارایی صفحات مستغرق بدون آب شکن در کنترل رسوب با نتایج سایر محققان نیز در شکل (۸) مقایسه شده است.

$$g_r = F(q_r, \frac{L_D}{B}, \frac{L_I}{b}) \quad (10)$$

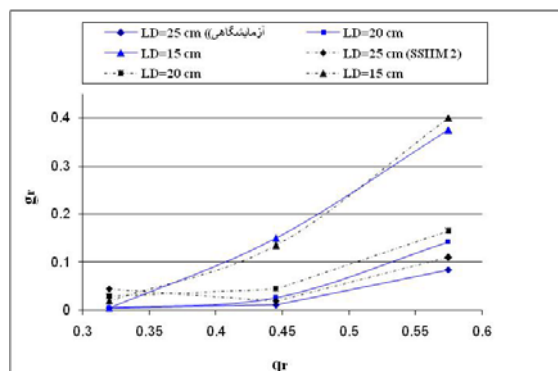
$$V_r = F(q_r, \frac{L_D}{B}) \quad (11)$$

که در این روابط، g_r نسبت رسوبات خروجی از کانال آب گیر به رسوبات ورودی به کانال اصلی (Q_{sr})، V_r نسبت حجم رسوبات ته نشین شده در کانال آب گیر به حجم رسوبات ورودی به کانال اصلی (V_{si}/V_{sm})، L_D/B طول نسبی آب شکن، q_r نسبت دبی آب گیری و L_I/b فاصله ی نسبی آب شکن از خط مرکزی کانال آب گیر می باشد. ابتدا تأثیر طول های مختلف آب شکن (L_D) به ازای نسبت های مختلف دبی آب گیری (q_r) در حالت استفاده از آب شکن بدون صفحه ی مستغرق، با وجود صفحه و بدون استفاده از آب شکن (V) و همچنین بدون استفاده از صفحه و آب شکن (No structure) بر نسبت رسوبات ورودی به آب گیر جانی (g_r) مورد بررسی قرار گرفت. شکل (۶) تأثیر طول های مختلف آب شکن ۱۵، ۲۰ و ۲۵ سانتی متر و حالت های مختلف وجود و عدم وجود صفحات مستغرق را بر میزان رسوبات ورودی به آب گیر به ازای نسبت های مختلف دبی نشان می دهد.

همان طور که در شکل (۶-ا) مشاهده می شود، با افزایش طول آب شکن مقدار ورود رسوبات به آب گیر کاهش می یابد. هنگامی که طول آب شکن ۱۵ سانتی متر

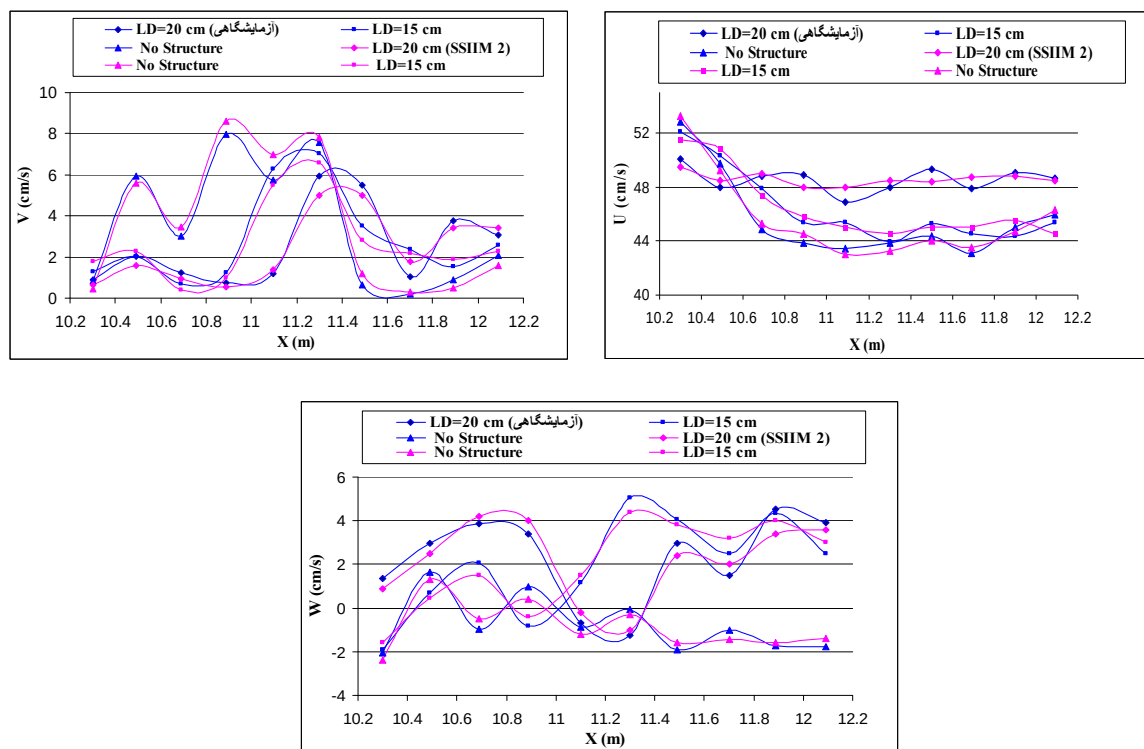


(b)

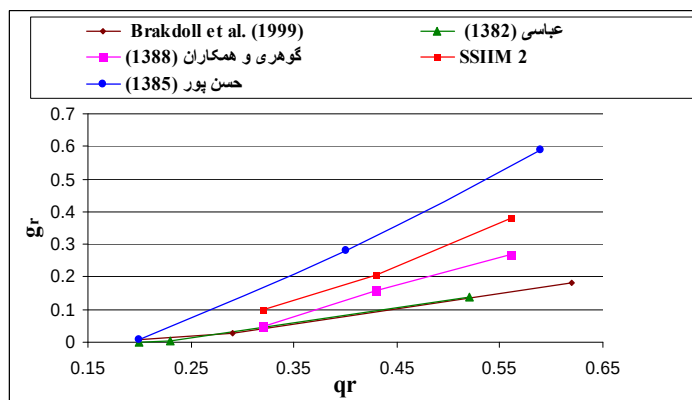


(a)

شکل ۶ تأثیر طول آب شکن (a) و حالت های مختلف وجود و عدم وجود صفحات مستغرق (b) بر شدت رسوبات ورودی به آب گیر



شکل ۷ تغییرات سرعت جریان برای طول‌های مختلف آب‌شکن ($L_1=40\text{cm}, q_r=0.3, \alpha=90^\circ$) و وجود صفحات مستغرق



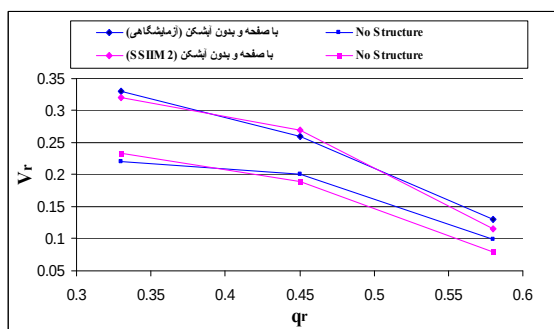
شکل ۸ مقایسه‌ی تغییرات نسبت انحراف رسوب با نسبت انحراف جریان در تحقیق حاضر و سایر محققان

مدل آزمایشگاهی می‌باشد. با توجه به شکل (۹-ا)، در حالت استفاده از صفحات مستغرق، مقدار ورود رسوبات به آب‌گیر به‌طور متوسط ۳۰٪ کاهش می‌یابد. هم‌چنین با توجه به شکل (۹-ب)، با افزایش طول آب‌شکن از ۱۵ سانتی‌متر به ۲۰ سانتی‌متر، مقدار ورود رسوبات به آب‌گیر به‌طور متوسط ۴۴٪ کاهش یافت. در نسبت آب‌گیری ۰/۵۷ نیز با افزایش طول آب‌شکن مقدار انباشت رسوبات در داخل آب‌گیر کاهش می‌یابد.

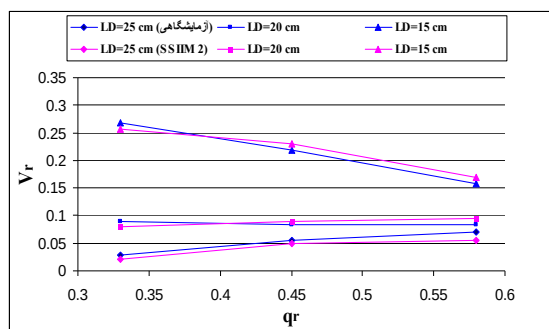
همان‌طور که در این نمودار دیده می‌شود روند کلی تغییرات رسوبی خروجی از آب‌گیر با افزایش دبی آب‌گیری یکسان است و در همه‌ی آن‌ها با افزایش نسبت دبی آب‌گیری، مؤلفه‌ی عرضی سرعت در جلوی دهانه‌ی آب‌گیر افزایش می‌یابد و در نتیجه نسبت رسوب ورودی به آب‌گیر نیز افزایش می‌یابد. میزان اختلاف نتایج عددی در مقایسه با نتایج سایر محققان، به‌دلیل متفاوت بودن پارامترهای هندسی و هیدرولیکی

که نشان می دهد با افزایش طول آب شکن مقدار سرعت جریان در آب گیر بیش تر می شود و ورود رسوبات به آب گیر نیز کاهش می یابد. با توجه به شکل (۹-ب)، حداقل، میانگین و حداکثر خطای حاصل از مقایسه در طول آب شکن ۱۵ سانتی متر به ترتیب

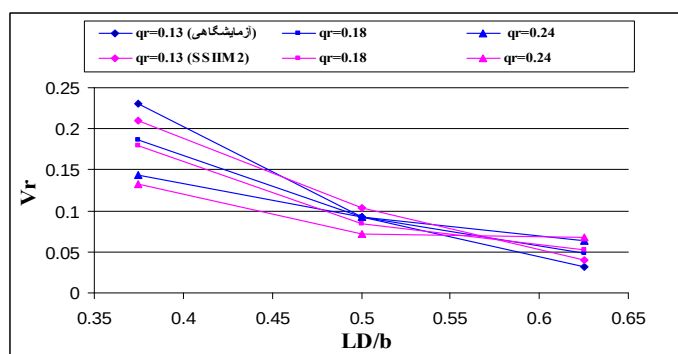
۳/۸۴٪، ۴/۶۵٪ و ۵/۸۸٪ است و با توجه به شکل (۹-ا)، حداقل، میانگین و حداکثر خطای حاصل در حالت عدم استفاده از صفحات مستغرق و آب شکن به ترتیب ۴/۳۴٪، ۵/۹۴٪ و ۸/۵۶٪ می باشد.



(a)

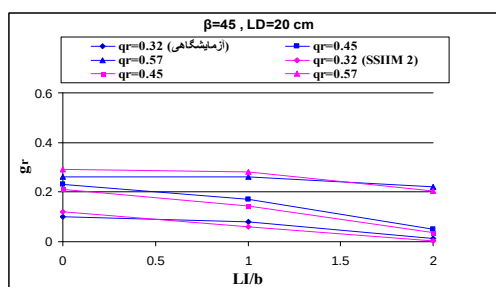


(b)

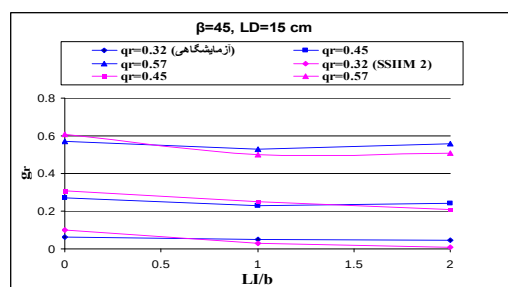


(c)

شکل ۹ تغییرات متوسط حجم نسبی رسوب در آب گیر با (a, b) دبی انحرافی، (c) طول نسبی آب شکن

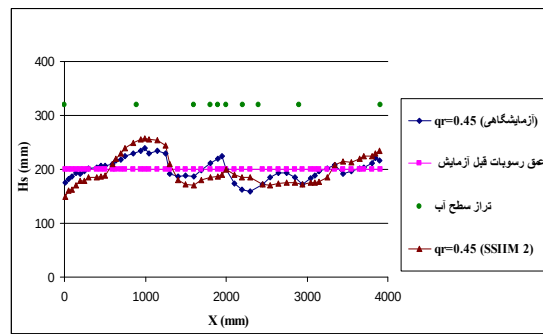
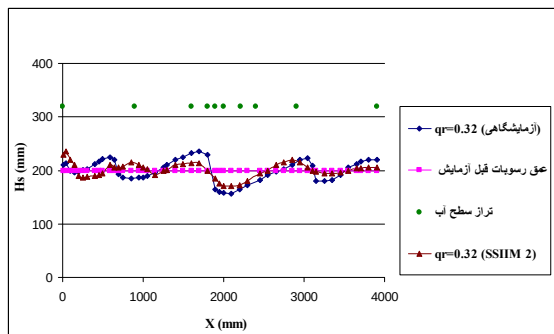


(a)



(b)

شکل ۱۰ تأثیر فاصله ی نسبی آب شکن (a, b و c) و طول نسبی آب شکن (d) بر نسبت رسوب ورودی به آب گیر



شکل ۱۱ پروفیل بار بستر قبل از شروع آزمایش‌ها و پس از رسیدن به تعادل به‌ازای نسبت‌های دبی آب‌گیری ۰/۳۲ و ۰/۴۵

خطای حاصل در $q_f=0.13$ به‌ترتیب $۰/۱۰/۰۱$ ، $۰/۸/۶۹$ ، $۰/۱۱/۸۲$ و $۰/۱۱/۱۱$ ، در $q_f=0.18$ به‌ترتیب $۰/۳/۷۴$ ، $۰/۱۱/۶۲$ و $۰/۱۵/۱۷$ ، در $q_f=0.24$ به‌ترتیب $۰/۵/۸۸$ ، $۰/۱۸/۲۳$ و $۰/۱۱/۶۲$ و با احتساب نتایج آزمایشگاهی [۱۵] حاصل از شکل (۹)، رابطه‌ی (۱۲) برای تعیین حجم نسبی رسوب در آب‌گیر بر حسب نسبت دبی انحرافی و طول نسبی آب‌شکن پیشنهاد می‌گردد.

$$V_r = 0.493 + 0.357q_r - 1.107\left(\frac{L_D}{B}\right) \quad r^2 = 0.905 \quad (12)$$

در شکل (۱۰)، تأثیر فاصله‌ی نسبی قرارگیری آب‌شکن از آب‌گیر (L_r/b) در طول‌های مختلف آب‌شکن ۱۵ سانتی‌متر (a) و ۲۰ سانتی‌متر (b) بر نسبت رسوب ورودی به آب‌گیر (g_r) مورد بررسی قرار گرفته‌است. همان‌طور که مشاهده می‌کنیم با نصب آب‌شکن در مقابل آب‌گیر مقدار رسوبات ورودی به آب‌گیر کاهش یافته‌است. این امر به‌دلیل افزایش سرعت عرضی در مقابل جریان است (شکل ۳). با افزایش طول نسبی آب‌شکن (d)، کاهش نسبی سرعت عرضی جریان و افزایش متوسط سرعت طولی از ورود رسوبات به آب‌گیر کاسته می‌شود. زاویه‌ی قرارگیری صفحات مستغرق (β)، مطابق مطالعه‌ی آزمایشگاهی ۴۵ درجه در نظر گرفته شده‌است.

حداقل، میانگین و حداکثر خطای حاصل از مقایسه‌ی نتایج عددی و آزمایشگاهی در $q_f=0.32$ با

همان‌طور که در این نمودار دیده می‌شود روند کلی تغییرات رسوبی خروجی از آب‌گیر با افزایش دبی آب‌گیری یکسان است و در همه‌ی آن‌ها با افزایش نسبت دبی آب‌گیری، مؤلفه‌ی عرضی سرعت در جلوی دهانه‌ی آب‌گیر افزایش می‌یابد و در نتیجه نسبت رسوب ورودی به آب‌گیر نیز افزایش می‌یابد. میزان اختلاف نتایج عددی در مقایسه با نتایج سایر محققان، به‌دلیل متفاوت بودن پارامترهای هندسی و هیدرولیکی مدل آزمایشگاهی می‌باشد. با توجه به شکل (۹-a)، در حالت استفاده از صفحات مستغرق، مقدار ورود رسوبات به آب‌گیر به‌طور متوسط ۳۰٪ کاهش می‌یابد. هم‌چنین با توجه به شکل (۹-b)، با افزایش طول آب‌شکن از ۱۵ سانتی‌متر به ۲۰ سانتی‌متر، مقدار ورود رسوبات به آب‌گیر به‌طور متوسط ۴۴٪ کاهش یافت. در نسبت آب‌گیری ۰/۵۷ نیز با افزایش طول آب‌شکن مقدار انباشت رسوبات در داخل آب‌گیر کاهش یافت که نشان می‌دهد با افزایش طول آب‌شکن مقدار سرعت جریان در آب‌گیر بیش‌تر می‌شود و ورود رسوبات به آب‌گیر نیز کاهش می‌یابد. با توجه به شکل (۹-b)، حداقل، میانگین و حداکثر خطای حاصل از مقایسه در طول آب‌شکن ۱۵ سانتی‌متر به‌ترتیب $۰/۳/۸۴$ ، $۰/۴/۶۵$ و $۰/۵/۸۸$ است و با توجه به شکل (۹-a)، حداقل، میانگین و حداکثر خطای حاصل در حالت عدم استفاده از صفحات مستغرق و آب‌شکن به‌ترتیب $۰/۴/۳۴$ ، $۰/۵/۹۴$ و $۰/۸/۵۶$ می‌باشد هم‌چنین با توجه به شکل (۹-c)، حداقل، میانگین و حداکثر

بیش تری از جریان عبوری از کانال اصلی وارد کانال آب گیر شود و مؤلفه‌ی عرضی سرعت در جلوی دهانه‌ی آب گیر با افزایش نسبت آب گیری افزایش یافته و در نتیجه رسوبات بیش تری وارد کانال آب گیر می شود.

- در یک نسبت ثابت آب گیری، با افزایش زاویه آب گیری نسبت رسوب ورودی به آب گیر افزایش می یابد.

$$g_r = 0.335 + 0.927qr - 1.125\left(\frac{L_D}{B}\right) - 0.041\left(\frac{L_I}{b}\right)r^2 = 0.850 \quad (13)$$

- با نصب آب شکن در بالاتر از آب گیر (به سمت ورودی کانال اصلی) و افزایش L_I/b ، سطح رسوبات در مقابل آب گیر به دلیل افزایش سرعت جریان، پایین تر می رود و با این عمل، آستانه‌ای در مقابل آب گیر ایجاد می شود که مانع ورود رسوبات به داخل آب گیر خواهد شد.

- متوسط تراز بستر پس از رسیدن به تعادل با تغییر دبی آب گیری نیز تقریباً ثابت می ماند و مجموع رسوبات وارد شده به محدوده‌ی آب گیر و رسوبات خارج شده از محدوده آب گیر تقریباً ثابت است. هم چنین متوسط عمق رسوبات ته نشین شده در بستر در حالت عددی به ترتیب برابر $203/6$ و $199/8$ میلی متر به دست آمد.

- بر اساس آنالیز ابعادی، نسبت رسوب ورودی به آب گیر به طول نسبی، فاصله‌ی نسبی قرارگیری آب شکن از دهانه‌ی آب گیر و نسبت دبی آب گیری بستگی دارد. هم چنین بر اساس آنالیز ابعادی، رابطه‌ای برای تعیین حجم نسبی رسوب ورودی به آب گیر استخراج گردید.

توجه به شکل (a-10)، به ترتیب $9/09$ ، $12/54$ و $16/67$ ، با توجه به شکل (b-10) به ترتیب $11/25$ ، $16/44$ و $25/02$ و با توجه به شکل (c-10) به ترتیب $8/18$ ، $13/07$ و $19/22$ می باشند. هم چنین حداقل، میانگین و حداکثر خطای حاصل در $q_r=0.32$ با توجه به شکل (d-10)، به ترتیب $6/13$ ، $10/65$ و $13/33$ به دست آمد.

برای نشان دادن تأثیر نسبت دبی آب گیری (q_r)، طول آب شکن (L_D)، فاصله‌ی قرارگیری آب شکن از دهانه‌ی آب گیر (L_I)، عرض آب گیر (b) و کانال اصلی (B) بر میزان رسوبات ورودی به داخل آب گیر (g_r)، با توجه به آنالیز ابعادی، تحلیل آماری نتایج آزمایشگاهی شکل (10) و بر اساس رابطه‌ی (10)، رابطه‌ی نهایی به شرح زیر استخراج گردید. مقدار میانگین مربعات (r^2) مربوط به رابطه در کنار آن نوشته شده است.

شکل (11) پروفیل بار بستر را پس از رسیدن به تعادل نسبی در دو حالت آزمایشگاهی و عددی نشان می دهد. با توجه به شکل (11)، متوسط عمق رسوبات ته نشین شده در بستر در حالت آزمایشگاهی به ازای نسبت های دبی آب گیری $0/32$ و $0/45$ به ترتیب برابر $199/2$ و 202 میلی متر است در حالی که این مقادیر در حالت عددی به ترتیب برابر $203/6$ و $199/8$ میلی متر به دست آمد. عمق رسوبات قبل از کلیه‌ی آزمایش ها برابر 200 میلی متر بوده است.

نتیجه گیری

در مجموع نتایج حاصل برای جریان هایی با شرایط اعمال شده در این تحقیق عبارتند از:

- افزایش نسبت آب گیری باعث می شود که بخش

مراجع

1. Nakato, T. et al., "A Hydraulic Model Study: Design of Sediment-Control Devices for the Intakes near River", IIHR Limited Distribution Rep. No. 194, Iowa Institute of Hydraulic Research, Iowa City, Iowa, (1992).

2. Neary, V.S. and Odgaard, A.J., "Three-Dimensional Flow Structure at Open Channel Diversions", J. Hydr. Engrg, ASCE, 119(11), pp. 1224-1230, (1993).
3. Solaymani Osbooei, H.R., "Investigation of Submerged Vane Array on Rivers bed Morphology", M.Sc. Thesis in Environmental Engineering, Tehran Univ. 175p. (1996), (In Persian).
4. Brakdoll et al., "Sediment Control at Lateral Diversions: Limits and Enhancements to Vane Use", J.HYDR.Eng.ASCE, 129(2), pp. 83-87, (1999).
5. Kuhnle, R.A., Alonso, C.V., and Shields, F.D.Jr. "Geometry of Scour Holes Associated with 90° Spur Dikes", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 125:9.pp.972-978, (1999).
6. Sajedi Sabegh, M. and Habibi, M., "Laboratory Investigation of Using Submerged Vane and Dikes on Efficiency of Intakes", Proceeding of 4th hydraulic conference, pp. 35-42, (2003).
۷. حسن پور، فرزاد، «کاربرد صفحات مستغرق مرکب و آستانه در آبگیرهای جانبی»، رساله‌ی دکتری، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی و مهندسی عمران صفحه‌ی ۲۲۷، (۱۳۸۵).
8. Ramamurthy A.S., Junying Qu and Diep VO., "Numerical and Experimental Study of Dividing Open-Channels Flows", Journal of Hydraulic Engineering, Vol.133, No.10, 2007, pp.1135-1144, (2007).
۹. صفرزاده، اکبر و صالحی نیشابوری، علی اکبر، «مدلسازی عددی الگوی سه‌بعدی جریان در آبگیر جانبی»، اولین کنگره‌ی ملی مهندسی عمران، (۱۳۸۳).
۱۰. شاملو، حمید و پیرزاده، بهاره، «بررسی اثرات پارامترهای هندسی و هیدرولیکی بر ابعاد ناحیه‌ی جدایی جریان در آبگیرهای جانبی با استفاده از نرم‌افزار Fluent»، نشریه تخصصی مهندسی عمران- نقشه برداری، (۱۳۸۹).
۱۱. شاملو، حمید و اثنی عشری، عادل، «بررسی عددی هیدرولیک جریان و رسوب در آبگیرهای جانبی رودخانه‌ای با استفاده از نرم‌افزار SSIIM2»، نهمین کنفرانس هیدرولیک ایران، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۹).
12. Olsen, N.B.R., "Three-Dimensional Numerical Model for Simulation of Sediment Movements in Water Intakes with Multiblock Option", Department of hydraulic and environmental engineering, the Norwegian university of science and technology, (2006).
۱۳. عباسی، علی اکبر، «مطالعه آزمایشگاهی کنترل رسوب در آبگیرهای جانبی در مسیرهای مستقیم»، رساله‌ی دکتری، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی و مهندسی عمران، (۱۳۸۲).
۱۴. سیدیان، سید مرتضی و شفاعی بجستان، محمود، «مقایسه رسوب معلق ورودی به آبگیر با تغییر زاویه‌ی دیواره‌ی کانال اصلی از قائم به ۴۵ درجه»، نشریه‌ی آب و خاک، دانشگاه فردوسی مشهد، صفحه‌ی ۹۸۵-۹۹۴، (۱۳۸۹).
۱۵. گوهری، سعید و همکاران، «تاثیر صفحات مستغرق و آب‌شکن در کنترل رسوب ورودی به آبگیر جانبی»، مجله‌ی پژوهش‌های حفاظت آب و خاک، جلد شانزدهم، شماره دوم، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان، (۱۳۸۸).

CONTENTS

The Effects of Piles Spacing and Length to Diameter Ratios on the Soil-Pile-Structure Interaction Phenomenon	A. Mahboubi - K. Panaghi	1
Application of Computational Fluid Dynamics for Modeling of Secondary Flow cells in Trapezoidal Channel	M. Azhdary Moghaddam M.Tajnesaie - M.Givehchi	15
Comparing the performance of metakaoline with silica fume on properties of high performance concrete	M. Shekarchizadeh - M. Valipour- F. Pargar	29
Application of WAF Method in Numerical Simulation of Roll Waves	A. Mahdavi - N.Talebbeydokhti	43
A Comparative Study on Seismic Performance of Zipper and Special Chevron Braced Frames	M. Razavi - M.R. Sheidaii	59
Structural Behavior of in-city Canals Filled with Different CLSM Containing Recycled Aggregated	M.K. Sharbatdar	73
An Investigation on Lateral Earth Pressure in Integral Bridges Due to the Cyclic Loading	J. Bolouri Bazaz - S. Rasouly	91
Using Resistivity to Evaluate Durability of Concrete	A.R. Pilvar - A.A.Ramezaniannpour M. Mahdikhani - F. Moodi	109
Evaluation of accuracy of capacity spectrum and improved capacity spectrum methods for determination of performance of concrete frames	M. Izadpanah- AR. Habibi	121
3-D Numerical Investigation of Sedimentation and its Control at River Lateral Intakes by SSIIM2 Software	H. Shamloo - A. Asnaashari	131



**JOURNAL OF
CIVIL ENGINEERING
FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD**

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F.Irani
Editor-Chief : M. Reza Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. R. Jafarzade	professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. kheirodin	professor	Semnan University
A. Soroush	Associate professor	AmirKabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Associate professor	Ferdowsi University of Mashhad
R. Atarnejad	Associate 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

Text Editor : A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: F. Ali Akbari

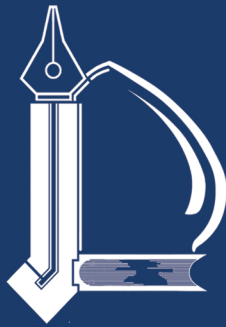
Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad,

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 511 8763307 ; Fax: +98 511 8806024 ; Email: ejour@um.ac.ir

Web site : <http://jm.um.ac.ir>



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

ISSN 2008-7454

The Effects of Piles Spacing and Length to Diameter Ratios on the Soil-Pile-Structure Interaction Phenomenon	1
A. Mahboubi - K. Panaghi	
Application of Computational Fluid Dynamics for Modeling of Secondary Flow cells in Trapezoidal Channel	15
M. Azhdary Moghaddam M. Tajnesaie - M. Givehchi	
Comparing the Performance of Metakaoline with Silica Fume on Properties of High Performance Concrete	29
M. Shekarchizadeh - M. Valipour-F. Pargar	
Application of WAF Method in Numerical Simulation of Roll Waves	43
A. Mahdavi - N. Talebbeydokhti	
A Comparative Study on Seismic Performance of Zipper and Special Chevron Braced Frames	59
M. Razavi - M.R. Sheidaii	
Structural Behavior of in-city canals filled with different CLSM Containing Recycled Aggregated	73
M.K. Sharbatdar	
An Investigation on Lateral Earth Pressure in Integral Bridges Due to the Cyclic Loading	91
J. Bolouri Bazaz - S. Rasouly	
Using Resistivity to Evaluate Durability of Concrete	109
A.R. Pilvar - A.A. Ramezani pour M. Mahdikhani - F. Moodi	
Evaluation of Accuracy of Capacity Spectrum and Improved Capacity Spectrum Methods for Determination of Performance of Concrete frames	121
M. Izadpanah - AR. Habibi	
3-D Numerical Investigation of Sedimentation and its Control at River Lateral Intakes by SSIIM2 Software	131
H. Shamloo - A. Asnaashari	

**Vol. 25, No.1
Autumn & Winter 2014**