



- ۱ ظرفیت باربری پی‌ها در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار
مریم حق‌بین
- ۱۳ تعیین سطح لغزش بحرانی در شیروانی‌های خاکی با استفاده از روش
تغییرات بیشترین شیب محلی
محمد حاجی‌عزیزی - فرشاد حیدری
- ۳۱ بررسی آزمایشگاهی مشخصات جریان در درجه‌های کشویی
با لبه استوانه‌ای و نیم استوانه‌ای
محمد نوراللهی - علی‌نقی ضیایی - علی‌اصغر بهشتی
- ۳۷ بررسی تأثیر شکل مقطع حفاری بر اصطکاک جدار و رفتار خزشی
میخ‌های گرونی در گونه‌ای از خاک ماون زیتونی تبریز
غلام مرادی - سیامک زادکرم - هوشنگ کاتبی
- ۵۹ تشخیص خرابی دیوار پرسی فولادی با استفاده از الگوریتم موجک
امیر عباسی - سید روح‌الله حسینی واعظ - غلامرضا قدرتی امیری
- ۷۳ به‌سازی سازه‌های بتن آرمه‌بلند و نامنظم با مهاربند فولادی تحت
تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی
حسین جراحی - ابوالقاسم کرامتی
- ۹۱ ارزیابی تأثیر اجزای اتصال بر عملکرد پای ستون در ساختمان‌های
فولادی «پادداشت پژوهشی»
جواد رزاقی - آرش خوش‌بخت
- ۱۰۳ تأثیر طول و رشته‌رشته شدن الیاف پلی‌پروپیلن بر خصوصیات
مکانیکی بتن «پادداشت پژوهشی»
مهرداد حجازی - سید محسن علوی لنگرودی
- ۱۱۷ طراحی لرزه‌ای ترکیبی بر مبنای نیرو و تغییر مکان برای قاب‌های فولادی
با مهاربند واگرا «پادداشت پژوهشی»
جلال اکبری - امین صادقی زاده

نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

فصلنامه (علمی - پژوهشی)

شماره پیاپی ۱۸



سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسؤول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیأت تحریریه :

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

مسوول دفتر نشریه : تکتک هوشمند

ویراستار ادبی : الهام دهقان

ویرایش و صفحه آرایی : سید عاطفه نوعی باغبان

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

چاپ: چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	مریم حقین	ظرفیت باربری پی‌ها در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار
۱۳	محمد حاجی‌عزیزی - فرشاد حیدری	تعیین سطح لغزش بحرانی در شیروانی‌های خاکی با استفاده از روش تغییرات بیشترین شیب محلی
۳۱	محمد نورالهی - علی‌نقی ضیایی - علی‌اصغر بهشتی	بررسی آزمایشگاهی مشخصات جریان در دریچه‌های کشویی با لبه استوانه‌ای و نیم استوانه‌ای
۴۷	غلام‌مرادی - سیامک زادکریم - هوشنگ کاتبی	بررسی تأثیر شکل مقطع حفاری بر اصطکاک جدار و رفتار خزشی میخ‌های گروتی در گونه‌ای از خاک مارن زیتونی تبریز
۵۹	امیر عباسی - سید روح‌الله حسینی واعظ غلامرضا قدرتی امیری	تشخیص خرابی دیوار برشی فولادی با استفاده از الگوریتم موجک
۷۳	حسین جراحی - ابوالقاسم کرامتی	به‌سازی سازه‌های بتن آرمه بلند و نامنظم با مهاربند فولادی تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی
۹۱	جواد رزاقی - آرش خوش‌بخت	ارزیابی تأثیر اجزای اتصال بر عملکرد پای ستون در ساختمان‌های فولادی «یادداشت پژوهشی»
۱۰۳	مهرداد حجازی - سید محسن علوی لنگرودی	تأثیر طول و رشته‌رشته شدن الیاف پلی‌پروپیلن بر خصوصیات مکانیکی بتن «یادداشت پژوهشی»
۱۱۷	جلال اکبری - امین صادقی زاده	طراحی لرزه‌ای ترکیبی بر مبنای نیرو و تغییر مکان برای قاب‌های فولادی با مهاربند واگرا «یادداشت پژوهشی»

ظرفیت باربری پی‌ها در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار*

مریم حق‌بین^(۱)

چکیده هدف از طراحی پی انتقال بار سازه به خاک زیرین بدون ایجاد گسیختگی برشی و نشست اضافی در خاک می‌باشد. بنابراین انتخاب ظرفیت باربری مناسب نکته مهمی است که در هر پروژه باید بررسی شود. در شرایط خاص پی‌ها در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار (روی شیب، بالای شیب، پایین شیب) قرار می‌گیرند و موقعیت شیب زمین بر ظرفیت باربری پی تأثیر می‌گذارد. در واقع شیب زمین بر سطح گسیختگی ایجادشده در خاک زیر پی تأثیر قابل توجه می‌گذارد و در نتیجه توجه به موقعیت پی نسبت به زمین شیب‌دار برای تعیین ظرفیت باربری دقیق پی ضروری است. در مقاله حاضر، روش تحلیلی دیوار حائل مجازی براساس پایداری خاک زیر پی ارائه شده است. همچنین، تأثیر موقعیت‌های مختلف پی نسبت به شیب زمین، فاصله پی نسبت به زمین شیب‌دار و عمق و عرض پی بر ظرفیت باربری پی بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که در شرایط مختلف پی، به ترتیب ظرفیت باربری پی واقع بر زمین هموار و بالای شیب و پایین شیب و واقع بر شیب بزرگ‌تر می‌باشد. از قابلیت‌های رابطه ارائه شده تعیین تأثیر زاویه شیب و مسلح‌کننده زمین شیب‌دار بر ظرفیت باربری می‌باشد. از جمله نتایج تحقیق این است که فاصله مؤثر پی از شیب که بیشتر از آن تأثیر شیب بر ظرفیت باربری از بین می‌رود، $4/5$ برابر عرض پی است. در نهایت، نتایج به دست آمده با نتایج تحلیلی، آزمایشگاهی و عددی ارائه شده توسط دیگر محققان مقایسه شد و هم‌خوانی قابل قبولی را نشان داد.

واژه‌های کلیدی ظرفیت باربری پی، زمین شیب‌دار، ضریب لرزه‌ای، فاصله پی، عمق و عرض پی.

Bearing Capacity of Strip Footings in various Locations with Respect to Sloping Ground

M. Haghbin

Abstract The purpose of footing design is transferring structure load to soil without causing shear failure and extra settlement in soil. Therefore, footing bearing capacity should be considered in various projects. In special case, footings are placed in various positions with respect to slope ground and position of ground slope affects footing bearing capacity. In fact, slope affects failure surface of soil beneath the foundation remarkably and therefore, footing location with respect to slope must be cared to determine exact footing bearing capacity. In present paper, analytical method is presented based on soil stability beneath the footing. Virtual retaining wall method is used in present study and by applying equilibrium between active and passive forces on virtual wall, footing bearing capacity on reinforced and unreinforced soils is determined in various positions with respect to slope ground. Also, varied parameters include soil resistance, footing spacing with respect to slope ground, width and depth of foundation and seismic coefficient. Results indicate, in various depths and widths of foundation, bearing capacity of footing on flat ground is more than top of slope and bearing capacity of footing top of slope is more than down of slope. Also, bearing capacity of footing on slope is minimum. Based on proposed method, footing location with respect to slope affects passive and active force on virtual retaining wall and footing bearing capacity remarkably. Also, the proposed method can determine effect of slope angle and reinforcement on footing bearing capacity. Presented method indicates effective distance from slope crest is almost $4.5B$. Finally, the predicted results are compared with those reported from analytical and experimental methods performed by others, indicating an acceptable agreement.

Key Words Footing Bearing Capacity, Slope Ground, Seismic Coefficient, Footing Spacing, Depth and Width of Footing.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱۲/۱۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۳/۱۹ می‌باشد.

Email: haghbin@iiu.ac.ir

(۱) استادیار گروه تخصصی عمران- ژئوتکنیک، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اسلامشهر.

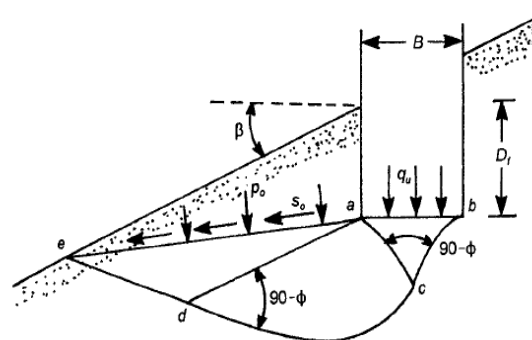
روش مایه‌هوف و ساران نزدیک به هم می‌باشند و روش هانسن نتیجه کمتری را می‌دهد.

برنس بای و دیویدسون در تحقیق خود ظرفیت باربری پی در کنار سطح شیب‌دار و تأثیر ثابت بودن پی بر عملکرد آن را بررسی کردند و به این نتیجه رسیدند که ظرفیت باربری پی در کنار سطح شیب‌دار علاوه بر خصوصیات خاک و فاصله پی از لبه شیب و زاویه شیب به ثابت بودن ساختار پی (عدم حرکت افقی و یا چرخشی)، هم بستگی دارد. نتایج به‌دست‌آمده از این تحقیق نشان داد که با افزایش زاویه شیب ظرفیت باربری کاهش می‌یابد. هم‌چنین ظرفیت باربری پی در حالت آزاد کمتر از حالت گیرداری است و هرچه زاویه شیب بیشتر باشد، این اختلاف کمتر است [6].

گمپرلاین و همکاران ۲۱۵ آزمایش سانتیفریوژ روی پی‌های واقع شده بر بالای زمین‌های شیب‌دار متشکل از خاک‌های غیرچسبنده را انجام دادند و رابطه‌ای برای تعیین ضریب $N_{\gamma q}$ ارائه کردند. این ضریب برای محاسبه ظرفیت باربری پی با فواصل مختلف از تاج شیب و با ابعاد و شکل‌های مختلف به کار برده می‌شود [7]. گراهام و همکاران روشی تحلیلی برای تعیین فاکتور ظرفیت باربری، $N_{\gamma q}$ ، در پی‌های سطحی واقع بر بالای شیب متشکل از خاک دانه‌ای ارائه کردند. این روش براساس مشخصات تنش و با تمرکز بر شرایط واقعی و مرزی مدل ارائه شده‌است و درنهایت نمودارهایی برای تعیین فاکتور ظرفیت باربری به‌دست آوردند [8].

چالدهری و همکاران ظرفیت باربری لرزه‌ای پی نواری واقع بر زمین شیب‌دار را از روش تعادل حدی و شبه استاتیکی بررسی کردند. در این روش سطح گسیختگی به صورت مرکب لوگ اسپیرال و صفحه‌ای در نظر گرفته شده است. از جمله نتایجی که گرفته شده این است که افزایش شیب زمین و کاهش عمق پی، منجر به کاهش قابل توجه در فاکتورهای لرزه‌ای ظرفیت باربری پی می‌شود. هم‌چنین در مقایسه با

تعیین ظرفیت باربری پی سطحی پارامتر مهمی در طراحی سازه‌ها می‌باشد و تأثیر قابل توجه بر مقاومت سازه و اقتصاد طرح می‌گذارد. هم‌چنین ساخت پی‌ها بر زمین شیب‌دار به دلیل قیمت زمین، حفاظت از طبیعت و دلایل بسیار دیگر اجتناب‌ناپذیر است. از طرف دیگر، تحقیقات کمی در زمینهٔ ارائهٔ رابطهٔ تحلیلی برای تعیین ظرفیت باربری پی‌ها در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین‌های شیب‌دار انجام شده‌است. ازجمله این‌که مایرهوف روشی تحلیلی برای تعیین ظرفیت باربری نهایی پی واقع شده روی شیب ارائه داد [1,2]. در شکل (۱) ناحیهٔ پلاستیک گسترش‌یافته در خاک زیر پی با عرض B واقع بر زمین شیب‌دار نشان داده شده‌است. روش مایرهوف نشان می‌دهد که موقعیت پی‌ها نسبت به زمین شیب‌دار بر ناحیهٔ پلاستیک ایجادشدهٔ زیر پی و در نتیجه ظرفیت باربری پی، تأثیر می‌گذارد.



شکل ۱ منطقه گسیختگی ایجادشده زیر پی واقع بر شیب از روش مابرهوف [1,2]

هم‌چنین محققانی از قبیل هانسن، وسیک و ساران و همکاران روابط تحلیلی برای تعیین ظرفیت باربری پی واقع بر بالای زمین شیب‌دار ارائه کردند [3-5]. تفاوت این روش‌ها در سطح گسیختگی فرض‌شده زیر پی می‌باشد. هم‌چنین ضرایب درنظر گرفته‌شده در این روش‌ها از قبیل ضریب شکل، عمق و شیب تجربی می‌باشد. ظرفیت باربری پی واقع بر بالای شیب از

بدون استفاده از ضرایب تجربی اثر شیب زمین، موقعیت‌های مختلف پی نسبت به شیب و مسلح‌کننده را در انواع خاک‌ها ارائه دهد، وجود دارد. به همین دلیل در این تحقیق، روش تحلیلی ساده‌ای برای تعیین ظرفیت باربری پی واقع بر خاک مسلح و غیرمسلح در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار ارائه شده‌است. همچنین، تأثیر موقعیت‌های مختلف پی نسبت به شیب زمین، فاصله پی نسبت به زمین شیب‌دار و عمق و عرض پی بر ظرفیت باربری پی بررسی می‌شود. در پایان نتایج به‌دست‌آمده با نتایج تحلیلی، آزمایشگاهی و عددی ارائه‌شده توسط دیگر محققان مقایسه می‌شود.

روش تحقیق

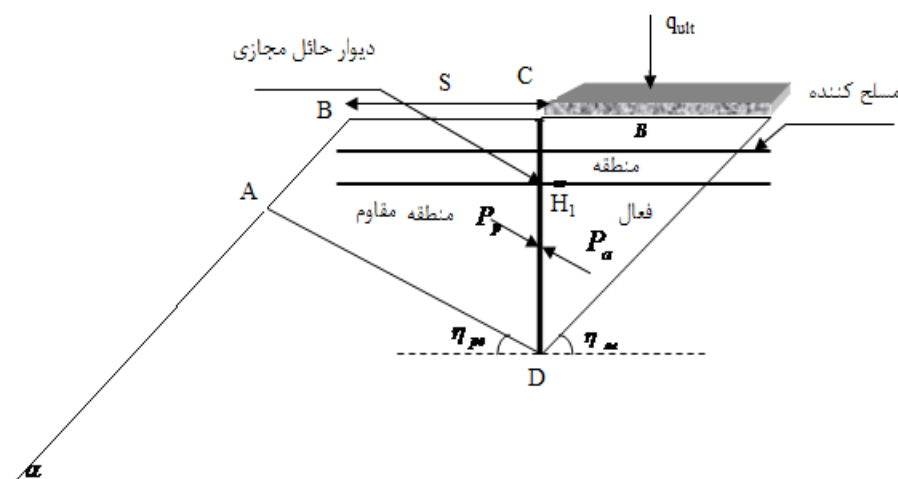
در این تحقیق، روش تحلیلی برای تعیین ظرفیت باربری پی در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار ارائه شده‌است. روابط ارائه‌شده براساس پایداری خاک زیر پی می‌باشند؛ به این معنی که فرض می‌شود شیب پایدار است و مسئله لغزش وجود ندارد. روش تحلیلی به‌کار رفته دیوار حائل مجازی می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۲) دیده می‌شود، یک دیوار حائل فرضی در لبه پی و نزدیک به تاج شیب تصور می‌شود. این دیوار فشار فعال، P_a ، حاصل از بار پی و خاک زیر پی را تحمل می‌کند. از طرف دیگر خاک اطراف، در سمت چپ دیوار (ناحیه شیب زمین)، در شرایط مقاوم قرار می‌گیرد و نیروی مقاوم P_p را به دیوار وارد می‌کنند. نیروهای فعال و مقاوم وارد بر دیوار مجازی از روش کولمب محاسبه می‌شوند. درنهایت با برابر قرار دادن نیروهای فعال و مقاوم وارد بر دیوار می‌توان ظرفیت باربری پی در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار را محاسبه کرد.

روش‌های دیگر نتایج نشان می‌دهد که این روش کمترین ظرفیت باربری لرزه‌ای را به‌دلیل در نظر گرفتن سطح گسیختگی بحرانی نتیجه می‌دهد [9].

شیا و همکاران با استفاده از روش المان محدود پایداری پی واقع بر زمین شیب‌دار متشکل از خاک چسبنده را بررسی کردند [10]، در این مطالعه، پایداری خاک زیر پی و زمین شیب‌دار با هم مورد بررسی قرار گرفته‌است. نتایج نشان داد که مقدار بحرانی برای نسبت مقاومت $c_u / \gamma B$ وجود دارد که مرز بین گسیختگی خاک زیر پی و گسیختگی شیب می‌باشد. این نسبت بحرانی پارامتر مهمی در طراحی پی در مجاورت شیب می‌باشد.

به همین ترتیب محققانی از قبیل بوهان و همکاران، شیلد و همکاران، سارما و همکاران، سوف و همکاران، هوانگ و همکاران و سلوادوری و همکاران در مورد ظرفیت باربری پی واقع بر شیب تحقیقاتی انجام دادند [11-16]. همچنین کستلی و همکاران با مدل‌سازی آزمایشگاهی، ظرفیت باربری شیب در موقعیت‌های مختلف را نسبت به زمین شیب‌دار تعیین و تأثیر نسبت فاصله پی از تاج شیب نسبت به عرض پی را بررسی کردند. نتیجه گرفته‌شده از این تحقیق این است که با افزایش زاویه اصطکاک خاک فاصله مؤثر از تاج شیب که از آن بیشتر شیب بر ظرفیت باربری تأثیر ندارد، به‌صورت قابل توجه افزایش می‌یابد [17].

معمولاً برای بررسی ظرفیت باربری در زمین‌های شیب‌دار از روابط تحلیلی ارائه‌شده توسط مایرهوف، هانسن، وسیک و ساران استفاده می‌شود، [1-5] که به‌دلیل تجربی بودن ضرایب، تقریب بالایی دارند و در بسیاری موارد اقتصاد طرح را تحت تأثیر قرار می‌دهند و گاهی اوقات ممکن است حاشیه ایمنی مورد نیاز را تأمین نکنند. به این ترتیب نیاز به رابطه تحلیلی که


$$P_{\text{weight}} = \left(\frac{H_1}{2} (S + \left(\frac{H_1}{\tan \alpha} \right)) - \left(\frac{\frac{H_1 \tan \eta_{pe}}{\tan \alpha} + S \tan \eta_{pe}}{1 + \frac{\tan \eta_{pe}}{\tan \alpha}} \right) (S + \frac{H_1}{\tan \alpha}) 0.5 \gamma / \cot(\eta_{pe} + \phi) \left(\frac{1}{\frac{\sin \delta}{\cot(\eta_{pe} + \phi)} + \cos \delta} \right) \right) \quad (\Upsilon)$$
$$P_{\text{weight}} = \frac{1}{2} K_a \gamma H_1^2 \quad (3)$$

هم‌چنین نیروی مقاوم و فعال ناشی از چسبندگی خاک با استفاده از روش کولمب از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$P_{\text{weight}} = \frac{\frac{W_1}{\cot(\eta_{\text{pe}} + \phi)}}{\frac{\sin \delta}{\cot(\phi + \eta_{\text{pe}})} + \cos \delta} \quad (1)$$

که W_1 : وزن خاک در ناحیه مقاوم در واحد یک متر است و با محاسبه مساحت چهارضلعی ABCD و ضرب در وزن مخصوص خاک به دست می‌آید، η_{pe} : زاویه گوه گسیختگی مقاوم با افق است که از روش کولمب محاسبه می‌شود و به زاویه اصطکاک خاک بستگی دارد و δ : زاویه نیروی $P_{pweight}$ با افق (زاویه اصطکاک بین دیوار و خاک) است.

با جای گذاری W_1 در رابطه (۵) نتیجه می‌شود:

هم برابر $P_{astructure} = H_1 K_a q_{ult}$ است. در نهایت برای ایجاد تعادل دیوار حائل مجازی، نیروهای فعال و مقاوم وارد بر آن باید برابر قرار داده شوند، به این ترتیب ظرفیت باربری پی در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار مطابق رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\begin{aligned} P_{astructure} + P_{acohesion} + P_{aweight} + P_{arein} \\ = P_{pweight} + P_{pcohesion} \\ + P_{psurcharge} + P_{prein} \\ q_{ult} = (P_{pweight} + c(K_{pc} H_1 + K_{ac} H_1) + \\ \gamma(1-k)(K_p D \frac{S}{l} H_1 - \frac{1}{2} K_a H_1^2) + \\ (c + \gamma(1-k) H_1 \tan(\frac{2}{3} \phi))(I_{activein} + I_{passivein})) (\frac{1}{K_a H_1}) \end{aligned} \quad (7)$$

که q_{ult} : ظرفیت باربری پی، $P_{pweight}$: نیروی مقاوم ناشی از وزن خاک وارد بر دیوار مجازی است که در رابطه (۱) محاسبه شده است. لازم به ذکر است که تأثیر ضریب افقی و قائم لرزه‌ای بر ظرفیت باربری پی در ضرایب K_{pc} , K_{ac} , K_p , K_a که از روش کولمب به دست می‌آیند، تعیین می‌شود. هم‌چنین همان‌طور که در رابطه (۷) دیده می‌شود، ضریب لرزه‌ای قائم باعث کاهش وزن مخصوص خاک می‌شود. در رابطه (۷) تأثیر عرض پی در پارامتر H_1 که ارتفاع دیوار حائل مجازی و برابر $B \tan \eta_{ae}$ می‌باشد، محاسبه می‌شود و تأثیر فاصله پی از تاج شیب و شیب زمین در جمله مربوط به سر بار ناشی از عمق پی و $P_{pweight}$ دیده می‌شود. به همین ترتیب تأثیر زاویه اصطکاک خاک در ضرایب K_{pc} , K_{ac} , K_p , K_a و هم‌چنین پارامتر H_1 و زاویه سطوح گسیختگی مقاوم و فعال با افق و در نتیجه نیروی مقاوم $P_{pweight}$ به دست می‌آید. لازم به ذکر است که شیب زمین بر ضرایب K_p , K_a که از رابطه کولمب به دست می‌آیند نیز تأثیر می‌گذارد. در تحقیق حاضر، تحلیل ظرفیت باربری پی در موقعیت‌های مختلف پی نسبت به

$$P_{acohesion} + P_{pcohesion} = cK_{pc} H_1 + cK_{ac} H_1 \quad (4)$$

در این مرحله نیروی مقاوم افقی ناشی از سر بار γD وارد بر دیوار حائل مجازی (با در نظر گرفتن پی واقع بر بالای شیب زمین) تعیین می‌شود. توجه به این نکته لازم است که شیب زمین بر نیروی افقی ناشی از سر بار γD تأثیر می‌گذارد. برای محاسبه نیروی مقاوم ناشی از سر بار فشار ناشی از سر بار γD در نسبت فاصله افقی پی تا تاج شیب (S) به کل طول ناحیه مقاوم پی مورد نظر ($l = \frac{H_1}{\tan \eta_{pe}}$) ضرب می‌شود (شکل ۵) و به این ترتیب با افزایش فاصله پی از تاج شیب، S تغییر کرده و تأثیر فاصله پی بر نیروی افقی ناشی از سر بار دیده می‌شود. در نهایت نیروی افقی مقاوم ناشی از سر بار وارد بر دیوار حائل مجازی به صورت زیر به دست می‌آید:

$$P_{psurcharge} = \gamma D \frac{S}{l} K_p H_1 \quad (5)$$

که پارامترهای S , H_1 در شکل (۵) نشان داده شده‌اند. ذکر این نکته لازم است که در شرایطی که پی واقع بر زمین شیب‌دار باشد، از نیروی مقاوم ناشی از عمق پی صرف نظر می‌شود.

در این مرحله تأثیر خاک مسلح بر ظرفیت باربری پی از روش دیوار حائل مجازی بررسی می‌شود و نیروی افقی ناشی از مسلح کننده خاک (وارد بر دیوار حائل مجازی) در ناحیه فعال و مقاوم محاسبه می‌شود. به این ترتیب که مقاومت برشی خاک در طولی از مسلح کننده که در ناحیه مقاوم و فعال وجود دارند، ضرب می‌شود و مجموع نیروی افقی مقاوم و فعال ناشی از مسلح کننده خاک مطابق رابطه زیر به دست می‌آید:

$$P_{arein} + P_{prein} = (c + \gamma H_1 \tan(\frac{2}{3} \phi))(I_{activein} + I_{passivein}) \quad (6)$$

که $I_{activein}$: طول مسلح کننده در منطقه فعال خاک و $I_{passivein}$: طول مسلح کننده در منطقه مقاوم خاک می‌باشد. به همین ترتیب نیروی فعال ناشی از بار سازه

زمین شیب‌دار با استفاده از برنامه‌نویسی در محیط MATLAB انجام شده است و تأثیر پارامترهای مختلف بر ظرفیت باربری (رابطه ۷) بررسی می‌شود. در واقع از نوآوری‌های این مقاله ارائه رابطه کلی برای تعیین ظرفیت باربری است که به طور خاص تأثیر فاصله پی از تاج شیب، موقعیت پی نسبت به شیب، زاویه شیب، وجود مسلح کننده در شیب و زیر پی و ضرایب لرزه‌ای را بررسی می‌کند. همچنین در این رابطه تأثیر فاصله پی از بالای شیب بر نیروی افقی ناشی از عمق پی دیده شده است و از طرفی این رابطه برای هر دو نوع خاک چسبنده و غیرچسبنده قابل قبول می‌باشد.

نتایج و مباحث

در این قسمت نتایج به دست آمده از روش تحلیلی حاضر ارائه می‌شود و تأثیر موقعیت‌های مختلف پی نسبت به زمین شیب‌دار، فاصله پی نسبت به زمین شیب‌دار و عمق و عرض پی بر ظرفیت باربری پی بررسی می‌شود. در ابتدا، نتایج روش پیشنهادی با روش‌های ارائه شده توسط دیگر محققان مقایسه و سپس تأثیر پارامترهای مختلف بر ظرفیت باربری پی با استفاده از رابطه (۷) بررسی می‌شود. در موارد بررسی شده در این تحقیق شیب زمین ۳۰ درجه در نظر گرفته شده است و فرض می‌شود که شیب پایدار باشد؛ به این ترتیب ظرفیت باربری پی براساس خرابی خاک زیر پی محاسبه شده است.

مقایسه روش حاضر با روش‌های تحلیلی

ارائه شده در گذشته

در این قسمت ظرفیت باربری پی از روش حاضر با روش‌های ارائه شده در گذشته در شرایط خاک غیرچسبنده مقایسه می‌شود (شکل الف-۳). فرض می‌شود که زاویه اصطکاک خاک برابر ۳۵ درجه

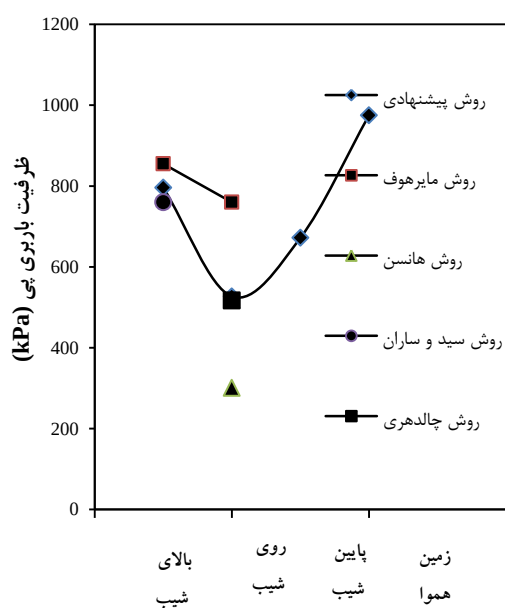
می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که با استفاده از روش حاضر وقتی پی بالای شیب قرار می‌گیرد، ظرفیت باربری از شرایطی که پی پایین شیب و روی شیب واقع شود، بیشتر می‌شود. زیرا در شرایطی که پی بر بالای شیب واقع شده است، نیروی فعال وارد بر دیوار مجازی (به دلیل کاهش وزن خاک در منطقه فعال) نسبت به سایر موقعیت‌ها کمتر می‌باشد و همین عامل باعث افزایش ظرفیت باربری پی در موقعیت بالای شیب می‌شود. همچنین ظرفیت باربری پی واقع بر شیب از موقعیت‌های دیگر پی نسبت به زمین شیب‌دار کمتر است. زیرا در این شرایط نسبت به موقعیت‌های دیگر نیروی فعال وارد بر دیوار مجازی افزایش و نیروی مقاوم کاهش می‌یابد و همین عامل باعث کاهش ظرفیت باربری پی واقع بر شیب می‌شود.

ذکر این نکته لازم است که موقعیت پی نسبت به شیب بر نیروی فعال و مقاوم وارد بر دیوار حائل تأثیر می‌گذارد و این عامل باعث تفاوت ظرفیت باربری در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین‌های شیب‌دار می‌شود. همان‌طور که در شکل (الف-۶) دیده می‌شود، مایر هوف ظرفیت باربری پی واقع بر شیب و بالای شیب را ارائه کرده است [1,2]. ظرفیت باربری پی از روش تحلیلی مایر هوف بیشتر از روش‌های دیگر است. همچنین ساران ظرفیت باربری پی واقع بر بالای شیب را محاسبه کرده است [5]، نتایج نشان می‌دهد که ظرفیت باربری روش ساران در مورد پی واقع بر بالای شیب نزدیک به ظرفیت باربری پی از روش حاضر است. در مورد پی واقع بر شیب نیز ظرفیت باربری از روش چالدهری به روش پیشنهادی خیلی نزدیک می‌باشد. همچنین هانسن ظرفیت باربری پی واقع بر شیب را ارائه کرده است و همان‌طور که در شکل (الف-۳) دیده می‌شود، نتیجه ارائه شده توسط هانسن به طور قابل توجهی از سایر روش‌ها کمتر می‌باشد و این نتیجه نشان

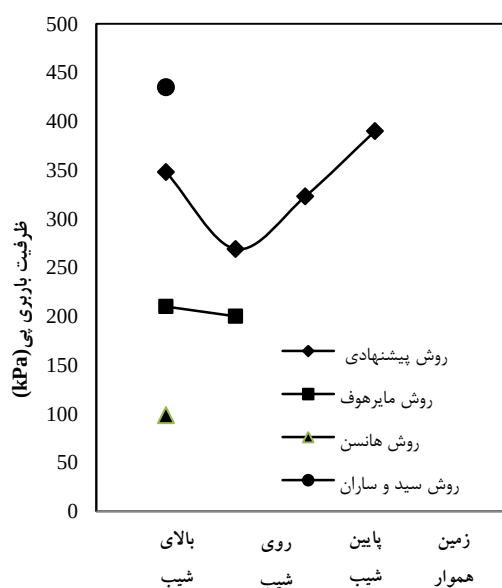
روش‌های مختلف نسبت به خاک‌های غیرچسبنده تفاوت بیشتری دارند. همان‌طور که در شکل (ب-۳) دیده می‌شود، در شرایط پی واقع بر زمین شیب‌دار ظرفیت باربری پی از روش ساران بیشتر از روش‌های دیگر می‌باشد و ظرفیت باربری روش حاضر بین روش‌های ساران و مایرهوف قرار می‌گیرد [1,5]. درکل، همان‌طور که در شکل‌های (الف-۳) و (ب-۳) دیده می‌شود، روش هانسن در مورد خاک‌های چسبنده و غیرچسبنده نسبت به روش‌های دیگر کمترین ظرفیت باربری را نتیجه می‌دهد. هم‌چنین مقایسه نتایج حاصل از روش پیشنهادشده با نتایج روش‌های دیگر در خاک‌های چسبنده و غیرچسبنده قابل قبول بودن این روش را نشان می‌دهد.

می‌دهد که این روش نسبت به سایر روش‌ها محافظه‌کارانه‌تر است. از طرف دیگر نتایج نشان می‌دهد که درکل ظرفیت باربری پی از روش پیشنهادشده بین ظرفیت باربری به‌دست‌آمده از روش‌های دیگر قرار دارد.

در شکل (ب-۳) ظرفیت باربری پی واقع بر خاک چسبنده از روش پیشنهادشده با روش‌های دیگر مقایسه شده است. فرض می‌شود که در خاک مورد بررسی زاویه اصطکاک برابر ۲۰ درجه و چسبندگی برابر kPa ۲۰ می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که در مورد خاک چسبنده هم، ظرفیت باربری پی از روش حاضر به روش‌های دیگر نزدیک است. ولی مقایسه نتایج در خاک چسبنده و خاک غیرچسبنده تاحدی متفاوت است و در خاک‌های چسبنده نتایج ظرفیت باربری پی از



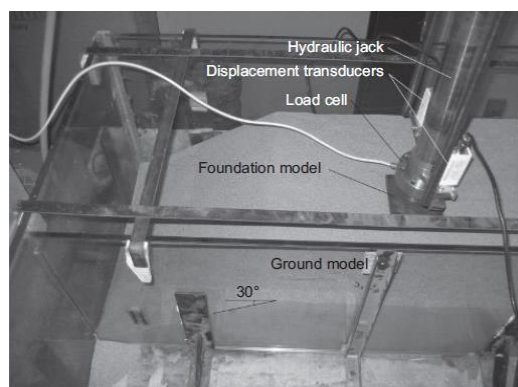
(الف)



(ب)

شکل ۳ مقایسه روش حاضر با دیگر روش‌ها در موقعیت‌های مختلف پی نسبت به زمین شیب‌دار، (الف) خاک غیرچسبنده (زاویه اصطکاک خاک = ۳۵ درجه) و (ب) خاک چسبنده (زاویه اصطکاک خاک = ۲۰ درجه و چسبندگی = kPa ۲۰)

ساخته شده وارد می‌شود. بارهای منتقل شده به پی مورد آزمایش، توسط ایجاد حلقه بین جک و پی به دقت کنترل می‌شوند. پی‌ها تا زمانی بارگذاری می‌شوند که به ظرفیت باربری نهایی برسند و گسیختگی در خاک ایجاد شود (شکل ۵).



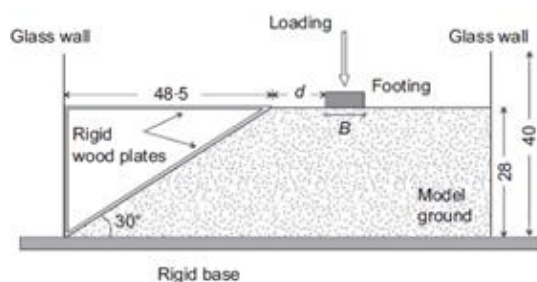
شکل ۵ مدل واقعی بارگذاری پی واقع بر زمین شیب‌دار [17]

دانشیته خاک ماسه‌ای که در آزمایش به کار رفته است برابر ۸۷ درصد، زاویه اصطکاک خاک ۳۸ درجه و وزن مخصوص آن ۱۷/۵ کیلونیوتن بر مترمکعب می‌باشد. نتایج آزمایشگاهی، با تغییر عرض پی و فاصله آن از لبه شیب در جدول (۱) آورده شده است. همان‌طور که در جدول (۱) نشان داده شده است، عرض پی با B ، فاصله پی از شیب با S و ظرفیت باربری آزمایشگاهی با q_{ult} مشخص شده است.

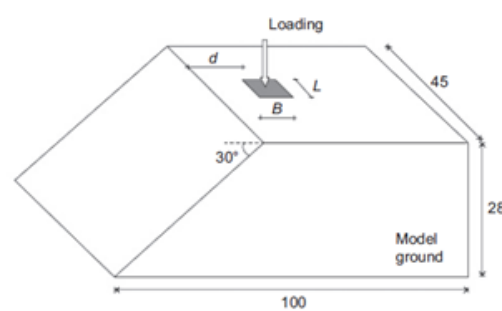
هم‌چنین کستلی و موتیاد مدل عددی و مدل آزمایشگاهی برای به دست آوردن فاصله مؤثر از تاج شیب که بر ظرفیت باربری پی تأثیر می‌گذارد، ارائه کردند [18-20]. مدل تحلیل عددی بر پایه تعادل حدی و مرز بالای بار حدی پی سطحی ارائه شده است. بیشترین کاهش ظرفیت باربری در شرایطی که پی در لبه شیب قرار می‌گیرد، به دست می‌آید.

مقایسه روش تحلیلی پیشنهادی با روش‌های آزمایشگاهی و عددی ارائه شده در گذشته

کستلی و همکاران مدل آزمایشگاهی پی واقع بر زمین شیب‌دار را ارائه دادند و ظرفیت باربری پی را در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار به دست آوردند [17]. برای تحلیل رفتار پی‌های سطحی واقع بر شیب یک سری آزمایش بارگذاری روی مدل‌های پی مربعی و نواری واقع بر خاک ماسه‌ای انجام گرفته است (شکل ۴). این پی‌ها از جنس فولاد هستند و بارگذاری به صورت عمودی در مرکز پی انجام شده است. عرض پی مربعی ۶، ۸ و ۱۰ سانتی‌متر و عرض پی نواری ۴ و ۶ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. در همه آزمایش‌ها پی بر خاک ماسه‌ای قرار گرفته است.



(الف)



(ب)

شکل ۴ مدل آزمایشگاهی ارائه شده توسط کستلی و همکاران [17]

برای بررسی ظرفیت باربری پی‌های سطحی در مجاورت شیب، بارگذاری در جعبه مکعب آزمایش که شامل ماسه متراکم شده است، انجام می‌شود و بار عمودی استاتیکی با به کار بردن جک هیدرولیک بر پی

جدول ۱ مقایسه ظرفیت باربری پی در فواصل مختلف نسبت به زمین‌های شیب‌دار به ظرفیت باربری پی واقع بر زمین هموار از سه روش (زاویه اصطکاک ۴۰ درجه)

کستلی و همکاران عددی	روش تحلیلی ارائه شده در مطالعه حاضر	کستلی و همکاران آزمایشگاهی			
$Q_{ult(slope)} / Q_{ult(flat)}$	$Q_{ult(slope)} / Q_{ult(flat)}$	$Q_{ult(slope)} / Q_{ult(flat)}$	B/S	S (cm)	B (cm)
۱	۰/۷۸	۰/۷۱	۰/۲۹	۱۴	۴
۱	۰/۸۶	۰/۷۷	۰/۲۲	۲۷	۶
۰/۷۵	۰/۶۱	۰/۵	۰/۴۶	۱۳	۶

نتایج تحلیل آزمایشگاهی کستلی و همکاران نشان می‌دهد که با افزایش زاویه اصطکاک، فاصله مؤثر از تاج شیب افزایش می‌یابد. هم‌چنین از جمله نتایج دیگر این است که فاصله مؤثر به زاویه شیب زمین بستگی دارد، در حالی که عمق پی بر این فاصله مؤثر به‌طور مشخص تأثیر نمی‌گذارد. نتایج عددی گزارش شده توسط کستلی و همکاران نشان می‌دهد که در صورتی که نسبت فاصله پی از شیب به عرض پی تقریباً از ۲ بیشتر شود، شیب تأثیری بر ظرفیت باربری پی نمی‌گذارد. در حالی که جدول (۱) نشان می‌دهد که فاصله مؤثر پی از شیب در روش تحلیلی ارائه شده در مطالعه حاضر و روش آزمایشگاهی ارائه شده توسط کستلی و همکاران بیشتر از فاصله مؤثر در روش عددی کستلی و همکاران است و حدود ۴/۵ می‌شود.

مطالعات پارامتریک

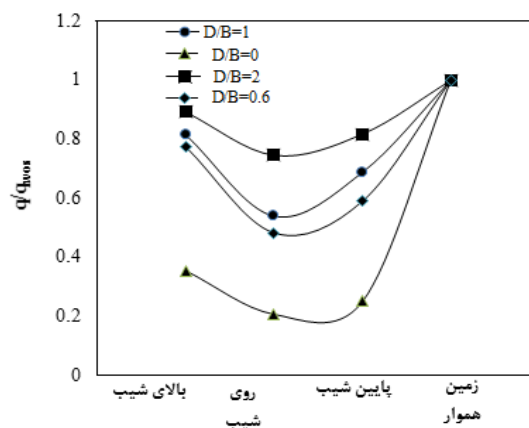
در این بخش، تأثیر پارامترهای مختلف بر ظرفیت باربری پی (رابطه ۷) بررسی می‌شود. باید ذکر شود که موقعیت‌های مختلف پی نسبت به سطح زمین بر وزن خاک در ناحیه گسیختگی مقاوم و فعال تأثیر می‌گذارد و در نتیجه نیروی مقاوم و فعال وارد بر دیوار حائل را تغییر می‌دهد.

تأثیر عمق و عرض پی. در شکل (۶) تأثیر عمق و عرض پی بر ظرفیت باربری در موقعیت‌های مختلف

نسبت به زمین شیب‌دار نشان داده شده است. q/q_{wos} نشان‌دهنده نسبت ظرفیت باربری پی در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار به ظرفیت باربری پی واقع بر زمین هموار می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که در عمق‌ها و عرض‌های مختلف پی، به ترتیب ظرفیت باربری پی واقع بر زمین هموار، بالای شیب، پایین شیب و واقع بر شیب بزرگ‌تر می‌باشد. هم‌چنین با افزایش نسبت عمق به عرض پی، تأثیر شیب زمین بر ظرفیت باربری پی در موقعیت‌های مختلف آن نسبت به شیب کاهش می‌یابد. کاهش تأثیر شیب بر ظرفیت باربری پی با افزایش عمق پی در موقعیت بالا و پایین شیب بیشتر از روی شیب می‌باشد. درحقیقت، تأثیر عمق پی بر ظرفیت باربری بیشتر از شیب زمین می‌باشد؛ به عنوان مثال در شرایط وجود پی در بالای شیب و $D/B=0$ وجود شیب باعث کاهش ظرفیت باربری به میزان ۶۰ درصد می‌شود. در حالی که در شرایط $D/B=2$ مقدار کاهش تقریباً ۱۰ درصد است. با افزایش عمق پی نیروی مقاوم به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌یابد و باعث افزایش ظرفیت باربری پی و کاهش تأثیر شیب زمین می‌شود. وقتی پی روی شیب واقع شود، نیروی فعال افزایش و نیروی مقاوم کاهش می‌یابد و همین عامل باعث کاهش ظرفیت باربری پی واقع بر شیب نسبت به ظرفیت باربری پی در موقعیت‌های دیگر نسبت به شیب می‌شود. هم‌چنین همان‌طور که در شکل (۲) دیده می‌شود، وقتی پی پایین شیب واقع شود، نیروی فعال و مقاوم نسبت به پی واقع

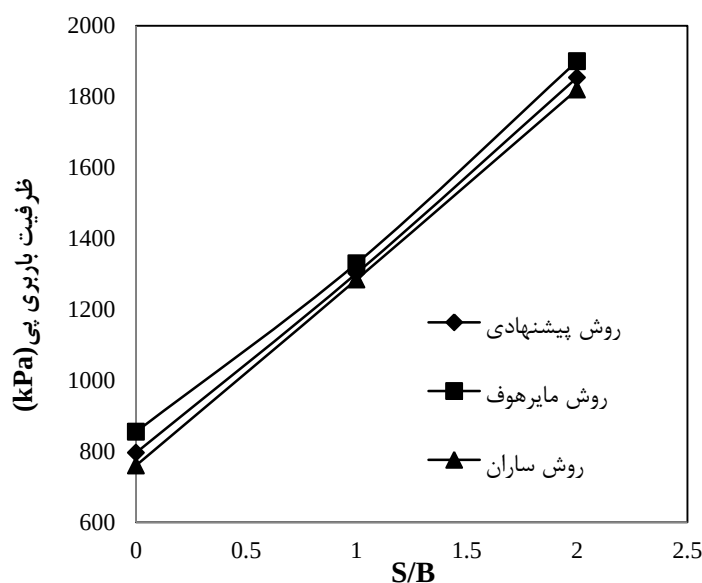
ساران مقایسه می‌شود (شکل ۷). نتایج نشان می‌دهد که در روش حاضر، با افزایش S (فاصله پی از تاج شیب)، وزن خاک موجود در ناحیه مقاوم و در نتیجه نیروی مقاوم و ظرفیت باربری پی افزایش می‌یابد. همان‌طور که در شکل (۷) دیده می‌شود، ظرفیت باربری پی از روش حاضر در فواصل مختلف پی از تاج شیب به نتایج حاصل از روش مایرهوف و ساران نزدیک می‌باشد. نمودار (۷) نشان می‌دهد که روش مایرهوف ظرفیت باربری بالاتر و روش ساران ظرفیت باربری پایین‌تر را نتیجه می‌دهد و ظرفیت باربری پی از روش حاضر بین این دو روش قرار دارد. همان‌طور که در نتایج دیده می‌شود، با افزایش S/B به ۲، ظرفیت باربری از روش پیشنهادی تقریباً ۲ برابر شده‌است. بنابراین پارامتر فاصله پی از شیب تأثیر قابل توجه بر ظرفیت باربری پی دارد. به این ترتیب نتایج نشان می‌دهد که روش ارائه‌شده در تحقیق حاضر برای تعیین ظرفیت باربری پی در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار قابل قبول می‌باشد.

بر بالای شیب افزایش می‌یابد. افزایش نیروی فعال باعث می‌شود که ظرفیت باربری پی واقع بر پایین شیب کمتر از ظرفیت باربری پی واقع بر بالای شیب شود.



شکل ۶ تأثیر نسبت عمق به عرض پی بر ظرفیت باربری در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار در خاک‌های غیرچسبنده (زاویه اصطکاک $= 35^\circ$ و زاویه شیب زمین $= 30^\circ$ درجه)

تأثیر فاصله پی نسبت به تاج شیب (S). در این بخش، ظرفیت باربری پی واقع بر بالای شیب از روش پیشنهادی با نتایج به‌دست‌آمده از روش مایرهوف و



شکل ۷ مقایسه تأثیر فاصله پی از تاج شیب بر ظرفیت باربری از روش حاضر و روش‌های تحلیلی مایرهوف و ساران [1,5]

نتایج

در مقاله حاضر، روش تحلیلی دیوار حائل مجازی به منظور تعیین ظرفیت باربری پی در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار ارائه شده و تأثیر ویژگی‌های پی (عمق و عرض پی)، فاصله پی نسبت به تاج شیب بر ظرفیت باربری پی بررسی شده است. در نهایت نتایج روش ارائه شده با روش‌های تحلیلی، آزمایشگاهی و عددی ارائه شده در گذشته مقایسه شده و نتایج قابل قبولی به دست آمده است. نتایج زیر از تحقیق حاضر به دست آورده شد:

۱. فاصله مؤثر پی از تاج شیب که بیشتر از آن تأثیر شیب بر ظرفیت باربری پی از بین می‌رود، از روش حاضر حدود $\frac{4}{5}$ برابر عرض پی می‌باشد. همچنین با افزایش نسبت فاصله پی از تاج شیب به عرض آن به ۲، ظرفیت باربری از روش پیشنهادی تقریباً ۲ برابر شده است.

۲. در عمق‌ها و عرض‌های مختلف پی، به ترتیب ظرفیت باربری پی واقع بر زمین هموار، بالای شیب، پایین شیب و واقع بر شیب بزرگ‌تر می‌باشد. براساس

روش تحلیلی حاضر، موقعیت پی نسبت به زمین شیب‌دار بر نیروی مقاوم و فعال وارد بر دیوار حائل مجازی و در نتیجه ظرفیت باربری پی تأثیر می‌گذارد. ۳. با افزایش نسبت عمق به عرض پی، ظرفیت باربری پی در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار به ظرفیت باربری پی واقع بر زمین هموار نزدیک می‌شود. این تأثیر مخصوصاً در شرایط پی واقع بر بالا و پایین شیب قابل توجه است. ۴. به طور کلی مقایسه روش حاضر برای تعیین ظرفیت باربری پی در موقعیت‌های مختلف نسبت به زمین شیب‌دار با نتایج روش‌های آزمایشگاهی و تحلیلی ارائه شده در گذشته نشان‌دهنده قابل قبول بودن این روش است.

قدردانی

بدین وسیله نویسنده مقاله از دانشگاه آزاد واحد اسلامشهر به دلیل حمایت‌های مالی از پروژه حاضر کمال تشکر و قدردانی را دارد.

مراجع

1. Meyerhof, G. G., "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.1(1), pp. 16-27, (1963).
2. Meyerhof, G. G., "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes", *Proceeding of IV International Conference on Soil Mech. Found. Eng.*, Vol.1, London, England, pp. 384-390, (1957).
3. Hansen, J. B., "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity", Bulletin 28. Copenhagen, Danish Geotechnical Institute, (1970).
4. Vesic, A. S., "Bearing Capacity of Shallow Foundations", *Foundation Engineering Handbook*, ed. H. F. Winterkorn and H. Y. Fang, 121. New York: Van Nostrand Reinhold Co, (1975).
5. Saran, S., Sud, V.K. and Handa, S. C., "Bearing Capacity of Footings Adjacent to Slopes", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115(4), pp. 553-564, (1989).
6. Bransby MF., Davidson C., "The Effect of Foundation Fixity on Their Capacity Adjacent to Slopes", *Proceedings of the BGA International Conference on Foundations*, Dundee, Scotland IHS BRE Press, (2008).

7. Gemperline, M. C., "Centrifuge Modeling of Shallow Foundations", in Proceeding ASCE Spring Convention, (1988).
8. Graham, J., Andrews. M., and Shields. D.H., "Stress Characteristics for Shallow Footings in Cohesionless Slopes", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25(2), pp. 238-245, (1988).
9. Choudhury, D and Rao, S., "Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Footings Embedded in Slope", *International Journal of Geomechanics*, pp. 176-184, (2006).
10. Shiau, S, Merifield, R. S , Lyamin, A. V. and Sloan, A. W., "Undrained Stability of Footings", *International Journal of Geomechanics*, pp. 381-390, (2011).
11. De Buhan, P., and Garnier, D, "Three Dimensional Bearing Capacity Analysis of a Foundation Near a Slope", *Soils Foundation Journal*, Vol. 38(3), pp. 153–16, (1998).
12. Shields, D., Chandler, N., and Garnier, J., "Bearing Capacity of Foundations in Slopes", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116(3), pp. 528–537, (1990).
13. Sawwaf., M., "Behaviour of Strip Footing on Geogrid Reinforced Sand over a Soft Clay Slope", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 25, pp. 50-60, (2007).
14. Huang C.C and Tatsuoka .F & Sato., "Failure Mechanisms of Reinforced Sand Slopes Loaded with a Footing", *Soils and Foundations Journal*, Vol. 34(2), pp. 27-40, (1994).
15. Selvadurai and Gnanendran C. T., "Bearing Capacity of Foundation Near Slopes with Multi Layers of Geosynthetic", *Indian Geotechnical Conference*, pp. 14 -16, (2006).
16. Sarma, S. and Chen, Y.C., "Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Footings Near Sloping Ground", *5th conference of European Seismic Design Practice*, Research and Application, ed. Elnashai., Chester, UK, AA Balkema, Rotterdam, pp. 505-512, (1995).
17. Castelli, F. and Lentini, V., "Evaluation of the Bearing Capacity of Footings on Slopes", *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 12(3), pp. 112–118, (2012).
18. Castelli, F and Lentini, V., "Bearing Capacity of Shallow Foundations on Slope", *Physical Modelling in Geotechnics*, Balkema, Rotterdam, the Netherlands, pp. 685–690, (2010).
19. Castelli, F and Motta, E., "Bearing Capacity of Shallow Foundations Near Slopes: Static Analysis." *Foundations Proceedings of the 2nd International British Geotechnical Association Conference on Foundations*, BRE Press, Watford, UK, Vol. 1, pp. 1651–1662, (2008).
20. Castelli, F and Motta, E., "Bearing Capacity of Strip Footings Near Slopes", *Journal Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 28(2), pp. 187–198, (2010).

تعیین سطح لغزش بحرانی در شیروانی‌های خاکی با استفاده از روش تغییرات بیشترین شیب محلی*محمد حاجی‌عزیزی^(۱)فرشاد حیدری^(۲)

چکیده یافتن سطح لغزش بحرانی یکی از موضوعات مهم در تحلیل پایداری شیب‌هاست. شکل سطح لغزش در بسیاری از روش‌ها به صورت دایره‌ای در نظر گرفته می‌شود که دلیل عمده این فرض ایجاد سهولت در انجام محاسبات می‌باشد. روش‌های بهینه‌سازی نیز یکی از روش‌های مناسب برای یافتن سطح لغزش بحرانی می‌باشند. در این مقاله با استفاده از روش بهینه‌سازی غیرخطی، سطح لغزش بحرانی غیردایره‌ای به دست می‌آید. در این راستا برنامه‌ای به زبان فرترن نوشته شده است که قادر است بحرانی‌ترین سطح لغزش دایره‌ای را با استفاده از روش جستجوی شبکه‌ای و بحرانی‌ترین سطح لغزش غیردایره‌ای (پاره‌خطی) را با استفاده از روش بیشترین شیب محلی پیدا نماید. نتایج حاصل از این پژوهش و ادبیات مربوط به این موضوع نشان می‌دهد که سطح لغزش غیردایره‌ای می‌تواند تا ۱۲ درصد نسبت به دیگر نتایج مقادیر ضریب اطمینان کمتری به دست آورد. حل چند مثال کاربردی و صحت روش پیشنهاد شده را نشان می‌دهد.

واژه‌های کلیدی تحلیل پایداری، تعادل حدی، شیب‌های خاکی، سطح لغزش بحرانی، بیشترین شیب محلی.

Determination of Critical Slip Surface in Earth Slopes Using Alternating Variable Local Gradient

M. Hajiazizi

F. Heydari

Abstract To find the critical slip surface is one of the most important steps in this analysis. The shape of slip surface in many analyses is circular which convenience for calculating is. Optimization methods are one of the methods to find critical slip surface. In this paper is presented a new method to find critical slip surface and minimum factor of safety using DOSS program. DOSS program is written by authors in FORTRAN and can find critical circular slip surface by using grid search and critical line segments slip surface by using optimization method. This program is applicable for homogeneous and non-homogeneous materials with water level. The examples prove the efficiency and precision of the suggested method.

Key Words Stability Analysis, Limit Equilibrium, Earth Slope, Critical Slip Surface, Alternating Variable Local Gradient.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱/۳۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۵/۱۵ می‌باشد.

Email: mhazizi@razi.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه.

(۲) دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه.

مقدمه

تحلیل پایداری شیب‌های خاکی یکی از مسائل اساسی و مهم در علم مکانیک خاک است. یکی از پرکاربردترین روش‌های تحلیل پایداری شیب‌های خاکی، روش حدی است. این روش به دو گروه عمده تعادل حدی و تحلیل حدی تقسیم می‌شود. روش تعادل حدی یکی از متداول‌ترین روش‌ها در تحلیل پایداری شیب‌های خاکی است که مقدار ضریب اطمینان را برای سطح لغزش معینی به دست می‌آورد. یافتن سطح لغزش بحرانی در شیب‌های خاکی و محاسبه ضریب اطمینان نظیر آن، دو مفهوم اساسی در تحلیل پایداری شیب‌های خاکی است. تعیین بحرانی‌ترین سطح لغزش از این جهت حائز اهمیت است که محاسبه ضریب اطمینان کمینه در این سطح لغزش انجام می‌شود که معمولاً هدف انجام تحلیل پایداری است. یکی از مراحل مهم در تحلیل پایداری شیب‌های خاکی، یافتن سطح لغزشی است که دارای کمترین ضریب اطمینان باشد. شکل این سطح که به سطح لغزش بحرانی موسوم است در بسیاری از روش‌ها به شکل دایره‌ای است که دلیل عمده آن ایجاد سهولت در انجام محاسبات است. سطوح لغزش دایره‌ای تنها دارای ۳ پارامتر طراحی می‌باشند، به همین دلیل بهینه کردن سطوح لغزش دایره‌ای به مراتب مشکلات کمتری دارد. مطالعاتی که تاکنون با موضوع تحلیل پایداری شیب‌های خاکی و یافتن سطح لغزش بحرانی انجام شده است، به تدریج تکامل بیشتری یافته است و تلاش دارد با حذف محدودیت‌ها و فاصله گرفتن از فرضیات ساده‌کننده از قبیل در نظر گرفتن سطح لغزش دایره‌ای، با رویکردی واقع‌گرایانه، سطح لغزش بحرانی غیردایره‌ای (پاره‌خطی) را ارائه کند که انطباق بیشتری با رفتار شیب‌های خاکی در طبیعت دارد. روش‌های مبتنی بر مفهوم بهینه‌سازی برای تعیین سطح لغزش بحرانی به دلیل کارایی و دقتی که دارند بیش از سایر روش‌ها و به طور گسترده‌ای در تحلیل پایداری شیب‌های خاکی به کار رفته‌اند [1]. نخستین تحقیقات در

زمینه پیدا کردن بحرانی‌ترین سطح لغزش شیروانی‌های خاکی توسط فلنیوس [2] انجام شده است که براساس آن یک روش ساده برای تعیین بحرانی‌ترین سطح لغزش پیشنهاد شده است. هم‌چنین استفاده از روش‌های بهینه‌سازی در مسائل پایداری شیب‌های خاکی، توسط بیکر [3] مورد مطالعه قرار گرفت. او یک روش کاربردی با استفاده از برنامه‌ریزی دینامیکی در محاسبات پایداری شیروانی ارائه داد. به منظور تعیین سطح گسیختگی بحرانی در حالت دوبعدی، روش تغییرات متناوب توسط سلسینو و دانکن [4]، لی و وایت [5]، فخمی و همکارانش [6] و روش مونت کارلو توسط ملکاوی و همکارانش [7] مورد استفاده قرار گرفته‌اند. آرای و تاگی یو [8] نیز با استفاده از روش گرادیان مزدوج راه‌حلی برای تعیین بحرانی‌ترین سطح لغزش غیردایره‌ای پیشنهاد کردند. در این روش ابتدا شیروانی مورد نظر به تعدادی قطعات با عرض کوچک تقسیم می‌شود؛ و گره‌های سطح لغزش تنها می‌توانند در جهت محور عمودی حرکت داشته باشند و مختصات تمام گره‌ها در جهت محور افق همواره ثابت است. این محدودیت نیز احتمال یافتن ضریب اطمینان‌های بهتر را کاهش می‌دهد. به همین علت آرای و تاگی یو [8] در مثالی که برای یک محیط ناهمگن سه‌لایه‌ای مورد بررسی قرار دادند، نتوانستند ضریب اطمینانی بهتر نسبت به بحرانی‌ترین سطح لغزش دایره‌ای به دست آورند. با توجه به این که تابع ضریب اطمینان تابع یکنوایی نیست، پیدا کردن کمترین مقدار ممکن برای ضریب اطمینان در روش‌های مذکور، به سختی حاصل می‌شود. زیرا ضریب اطمینان در دام حداقل‌های محلی (Local Minimum) می‌افتد که مقدار آن از کمترین مقدار ضریب اطمینان بیشتر است. تعیین سطح لغزش بحرانی برای شیب‌های مسلح [9]، تعیین سطح لغزش بحرانی با استفاده از روش الگوریتم ابتکاری [10]، الگوریتم زیستی [11]، کاهش مقاومت برشی [12] و اثر ایجاد سطح لغزش دایره‌ای بر سطح لغزش

به عنوان سطح لغزش بحرانی انتخاب نماید. هر سطح گسیختگی دایره‌ای سه پارامتر کنترل دارد که شامل محدوده شروع سطح لغزش، محدوده انتهایی سطح لغزش و محدوده مرکز شعاع لغزش جهت ترسیم دوایر سطح لغزش می‌شوند (شکل ۱).

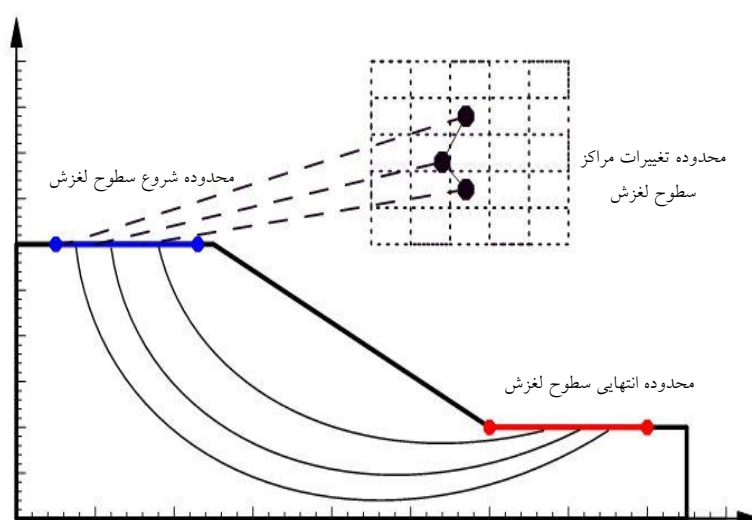
این پارامترهای کنترل به عنوان ورودی‌های ترسیم دوایر سطوح لغزش تعریف می‌شوند. سپس برای هر سطح لغزش ایجاد شده، مقدار ضریب اطمینان توسط رابطه تعادل حدی جانبی [14] و یا اسپنسر [15] به دل خواه کاربر به دست می‌آید. سطح لغزشی که کمترین مقدار ضریب اطمینان را دارد سطح لغزش بحرانی نامیده می‌شود. برخلاف نظر بعضی از محققان که شعاع دوایر لغزش را به عنوان یکی از متغیرهای اصلی تعریف می‌نمایند، برای تسریع در روند هم‌گرایی و کاهش زمان، متغیرهای دیگری هم چون مختصات نقطه شروع و انتهای سطح لغزش (که محدوده آن را هندسه شیروانی معین می‌کند) تعریف گردیده است. در نتیجه از محاسبات اولیه و اضافی برای دوایری که هندسه شیروانی را غیر از ابتدا و انتهای سطح لغزش، قطع می‌کنند احتراز می‌گردد. حل چند مثال و مقایسه نتایج آن با دیگر محققان قابلیت برنامه DOSS را برای تعیین بحرانی ترین سطح لغزش دایره‌ای نشان داده است.

بحرانی [13] مواردی است که امروزه مورد توجه محققان مختلف در جهت توسعه تعیین سطح بحرانی قرار گرفته است.

هدف از این مقاله، تحلیل پایداری شیب‌های خاکی و ارائه روشی نو برای بهینه‌سازی سطح لغزش غیردایره‌ای (پاره‌خطی) است. در این روش ابتدا بحرانی ترین سطح لغزش دایره‌ای تعیین می‌گردد، سپس به تعداد مناسبی گره روی سطح لغزش بحرانی دایره‌ای انتخاب می‌شود و با اتصال آن‌ها به یکدیگر، سطح لغزش غیردایره‌ای (پاره‌خطی) حاصل می‌شود. آن‌گاه سطح لغزش غیردایره‌ای با استفاده از روش بهینه‌سازی گرادیان محلی، بهینه می‌شود تا بحرانی ترین سطح لغزش و کمترین مقدار ضریب اطمینان برای شیب خاکی به دست آید. مراحل ذکر شده در برنامه‌ای به نام DOSS و به زبان فرترن نوشته شده است. این برنامه برای تمام محیط‌های همگن و ناهمگن با فشار آب منفذی قابل کاربرد است.

تعیین سطح لغزش بحرانی

برنامه‌های متداولی وجود دارد که قادرند، تعداد زیادی سطح لغزش دایره‌ای ترسیم نماید و از بین آنها سطح لغزشی که کمترین مقدار ضریب اطمینان را دارد



شکل ۱ تقسیم‌بندی محدوده مراکز سطوح لغزش و محدوده شروع و انتهای سطوح لغزش شیروانی

تعیین سطح لغزش بحرانی غیردایره‌ای (پاره‌خطی)

در میان روش‌های مختلف برای تعیین سطح لغزش بحرانی، روش‌های مبتنی بر بهینه‌سازی، روش‌های موثری برای یافتن سطح لغزش بحرانی هستند. این موضوع از مسائل دشوار و پیچیده بهینه‌سازی محسوب می‌شود و حل آن حتی با روش‌های کلاسیک بهینه‌سازی میسر نمی‌باشد. در چند دهه اخیر، روش‌های نوین بهینه‌سازی غیرخطی پا به عرصه حل مسائل نهاده‌اند، اما تنها تعداد کمی از این روش‌ها تاکنون در حل مسائل ژئوتکنیک، مانند تعیین سطح لغزش بحرانی، مورد استفاده قرار گرفته‌اند؛ اما باید این نکته را نیز یاد آور شد که یافتن سطح لغزش بحرانی در شیروانی‌های خاکی دارای مشکل «حداقل‌های محلی» است؛ بدین معنی که در روند یافتن سطح لغزش بحرانی، ممکن است روند بهینه‌یابی گرفتار حداقل‌های محلی شود و نتواند بحرانی‌ترین مکان را برای سطح لغزش پیدا کند. در این مقاله از روش گرادیان محلی برای یافتن بحرانی‌ترین سطح لغزش در شیب‌های خاکی استفاده می‌شود. روش گرادیان محلی یکی از روش‌های غیرخطی در بهینه‌سازی توابع است که در بخش بعد توضیح داده خواهد شد. مزیت عمده این روش این است که به سادگی از بسیاری از حداقل‌های محلی رها می‌شود. فرآیند کار برای یافتن سطح لغزش بحرانی غیردایره‌ای با استفاده از روش بهینه‌سازی غیرخطی بدین ترتیب است که ابتدا سطح لغزش بحرانی دایره‌ای به دست می‌آید، سپس سطح لغزش اولیه غیردایره‌ای (پاره‌خطی) منطبق بر سطح لغزش دایره‌ای بحرانی منطبق می‌گردد، آن‌گاه آن سطح لغزش با استفاده از روش بهینه‌سازی گرادیان محلی بهینه می‌شود تا بحرانی‌ترین سطح لغزش غیردایره‌ای (پاره‌خطی) حاصل شود. در واقع فرآیند بهینه‌سازی قادر است، سطح گسیختگی انتخاب شده اولیه را به سطح گسیختگی غیردایره‌ای، که انطباق بیشتری با رفتار شیب‌های خاکی در طبیعت دارد، تبدیل کند. روش مورد استفاده قابلیت استفاده برای تمام محیط‌های همگن و ناهمگن و خاک

با فشار آب منفذی را دارد. در ادامه با حل چند مثال قابلیت و کارایی روش پیشنهادی در یافتن سطح لغزش بحرانی غیردایره‌ای با استفاده از روش بهینه‌سازی گرادیان محلی نشان داده می‌شود. نتایج حاصل از روش مذکور توسط سایر برنامه‌های موجود مقایسه شده است که تطابق خوبی با یکدیگر دارند.

روش گرادیان محلی

روش گرادیان محلی براساس روش تک‌متغیره [16] است. در روش تک‌متغیره تنها یک متغیر در زمان واحد تغییر داده می‌شود و به دنبال آن یک مرحله بهبود به سمت حداقل ایجاد می‌شود؛ یعنی با شروع از یک نقطه آغازین (X_i) در i امین تکرار، مقدار $n-1$ متغیر ثابت نگه داشته می‌شود و متغیر مورد نظر تغییر می‌کند. بنابراین، انجام بهینه‌سازی با روش بیشترین شیب محلی مستلزم تعریف نقاط یا گره‌هایی به عنوان نقاط یا گره‌های کنترل است که متغیر مسئله می‌باشند. از این‌رو بر روی سطح لغزش اولیه، n نقطه به عنوان نقاط کنترل به گونه‌ای انتخاب می‌شوند که سطح لغزش اولیه را با پاره‌خط‌های تخمین بزنند، به طوری که پاره‌خط‌های حاصل دربردارنده خصوصیات هندسی سطح لغزش اولیه باشد. این نقاط در واقع نماینده سطح لغزش برای شرکت در فرآیند بهینه‌سازی‌اند و تغییر در مختصات این نقاط و قرارگیری آنها در محل‌های جدید باعث تغییر در هندسه سطح لغزش و ایجاد یک سطح لغزش نامنظم جدید می‌شود. هدف نهایی در این تحقیق یافتن مختصات جدید گره‌های کنترل به نحوی است که سطح لغزش تغییر کند در اثر جابه‌جایی این گره‌ها ضریب اطمینان کوچک‌تری نسبت به سطح لغزش اولیه داشته باشد. روش گرادیان محلی، سطح لغزش بحرانی غیردایره‌ای را با جابه‌جایی گره‌های واقع بر سطح لغزش بحرانی دایره‌ای (اولیه) به بهترین موقعیت، به دست می‌آورد. براساس روش تک‌متغیره، بهترین موقعیت هر گره در جهت خلاف گرادیان آن گره است. در واقع با حرکت مناسب گره‌ها تابع هدف که ضریب اطمینان است کمینه می‌گردد. در این روش $n-1$ گره (متغیر)

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \tan \alpha_i}$$

$$\sum_{i=1}^n \left\{ c \Delta x + (W_i - u_i \Delta x_i) \tan \phi_i \right\} \left\{ \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \frac{\tan \phi_i}{FS}} \right\} F_f$$

$$= \frac{\sum \{(c' - u \tan \phi')\} \sec \alpha_i \Delta x + W[(\sec \alpha_i - \tan \delta \sin \alpha_i)]}{\sum W \tan \alpha_i}$$

$$\frac{\tan \phi' + F_f \tan \delta \tan^2 \alpha_i / J}{\sum W \tan \alpha_i} / m_\alpha$$

$$(2)$$

و رابطه تعادل حدی اسپنسر [15] به صورت زیر می باشد:

$$F_f =$$

$$\frac{\sum \{(c' - u \tan \phi) \sec \alpha_i \Delta x + W[(\sec \alpha_i - \tan \delta \sin \alpha_i) \tan \phi' + F_f \tan \delta \tan^2 \alpha_i / J]\}}{\sum W \tan \alpha_i}$$

$$\frac{F_f \tan \delta \tan^2 \alpha_i / J}{\sum W \tan \alpha_i}$$

$$(3)$$

$$F_m = \frac{\sum R \{(c' - u \tan \phi) \sec \alpha_i \Delta x \sin(\delta + \theta) / \cos \delta + W \cos(\theta + \alpha_i) [\tan \phi' \tan(\theta + \alpha_i) + F_m \sec \alpha_i / J]\} / m_a}{\sum W R \cos \theta}$$

$$(4)$$

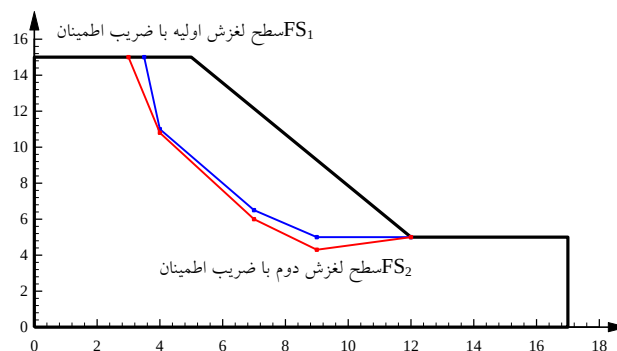
که در آن:

$$J = (1 + \tan^2 \alpha_i)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

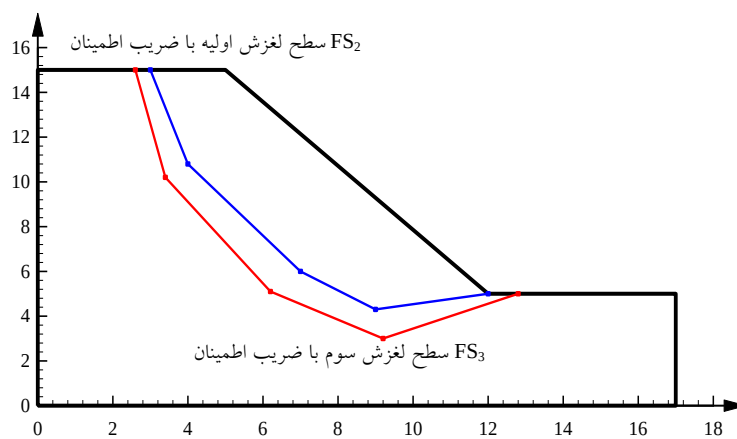
ثابت است و گره باقی مانده در جهت خلاف گرادیان تغییر می کند تا مقدار ضریب اطمینان کمتر شود. این فرآیند برای دیگر گره ها نیز ادامه می یابد. بعد از این که تمام n گره (متغیر) به ترتیب بهینه گردید اولین سیکل کامل می شود. سپس سیکل دوم به همان ترتیب سیکل اول شروع می شود و این روند تا زمانی که اختلاف بین دو سیکل آخر به حداقل برسد ادامه می یابد. مفهوم سیکل در شکل های (۲) و (۳) توضیح داده شده است. شکل (۲) پایان سیکل اول را نشان می دهد که تمام گره ها روی سطح لغزش اولیه با ضریب اطمینان FS_1 بهینه شده اند و سطح لغزش دوم با ضریب اطمینان $FS_2 < FS_1$ شکل (۳) سیکل دوم را نشان می دهد که تمام نقاط روی سطح لغزش دوم بهینه شده اند و سطح لغزش سوم با ضریب اطمینان $FS_3 < FS_2$ حرکت هر گره به منظور کاهش مقدار ضریب اطمینان باید در جهت منفی بردار گرادیان آن گره باشد. بنابراین حرکت گره ها در جهت منفی بردار گرادیان محلی منجر به بهینه سازی تابع هدف (ضریب اطمینان) می گردد. گرادیان منفی تابع FS به صورت رابطه (۱) است:

$$S_i = -G_i = -\left\{ \frac{\partial FS}{\partial x_1}, \frac{\partial FS}{\partial y_1}, \dots, \frac{\partial FS}{\partial x_n}, \frac{\partial FS}{\partial y_n} \right\} \quad (1)$$

که در آن FS رابطه ضریب اطمینان به روش تعادل حدی است. رابطه تعادل حدی جانبو [14] به صورت زیر است:



شکل ۲ سیکل اول، همه گره های سطح لغزش اولیه با FS_1 بهینه شده اند و سطح لغزش دوم با FS_2 حاصل شده است که $FS_2 < FS_1$



شکل ۳: پایان بهینه سازی تمام نقاط روی سطح لغزش $FS_3 < FS_2$

لغزش به دست خواهد آمد. البته کلیه موارد گفته شده برای حالتی است که سطح لغزش اولیه توسط کاربر تعریف گردد و در صورتی که سطح لغزش اولیه به صورت اتوماتیک در روند تحلیل به دست آید نیازی به انجام روند فوق نیست و سطح لغزش بهینه پاره خطی (غیردایره‌ای) به صورت اتوماتیک به دست خواهد آمد. فرآیند روش تک‌متغیره به صورت زیر است [16]:

(الف) انتخاب یک نقطه اختیاری X_i و در نظر گرفتن $i=1$
(ب) یافتن مسیر جستجوی S_i

$$S_i^T = \begin{cases} (1,0,0, \dots, 0) & i = 1, n+1, 2n+1, \dots \\ (0,1,0, \dots, 0) & i = 2, n+2, 2n+2, \dots \\ (0,0,1, \dots, 0) & i = 3, n+3, 2n+3, \dots \\ \vdots & \vdots \\ (0,0,0, \dots, 1) & i = n, 2n, 3n, \dots \end{cases} \quad (8)$$

(ج) یافتن طول گام بهینه λ_i^* به طوری که:

$$f = (X_i \pm \lambda_i^* S_i) = \min(X_i \pm \lambda_i S_i) \quad (9)$$

علامت - یا + با توجه به کاهش مقدار تابع در نظر گرفته خواهد شد.

(د) با توجه به مسیر کاهش تابع، مقدار جدید به صورت زیر تعیین می‌گردد،

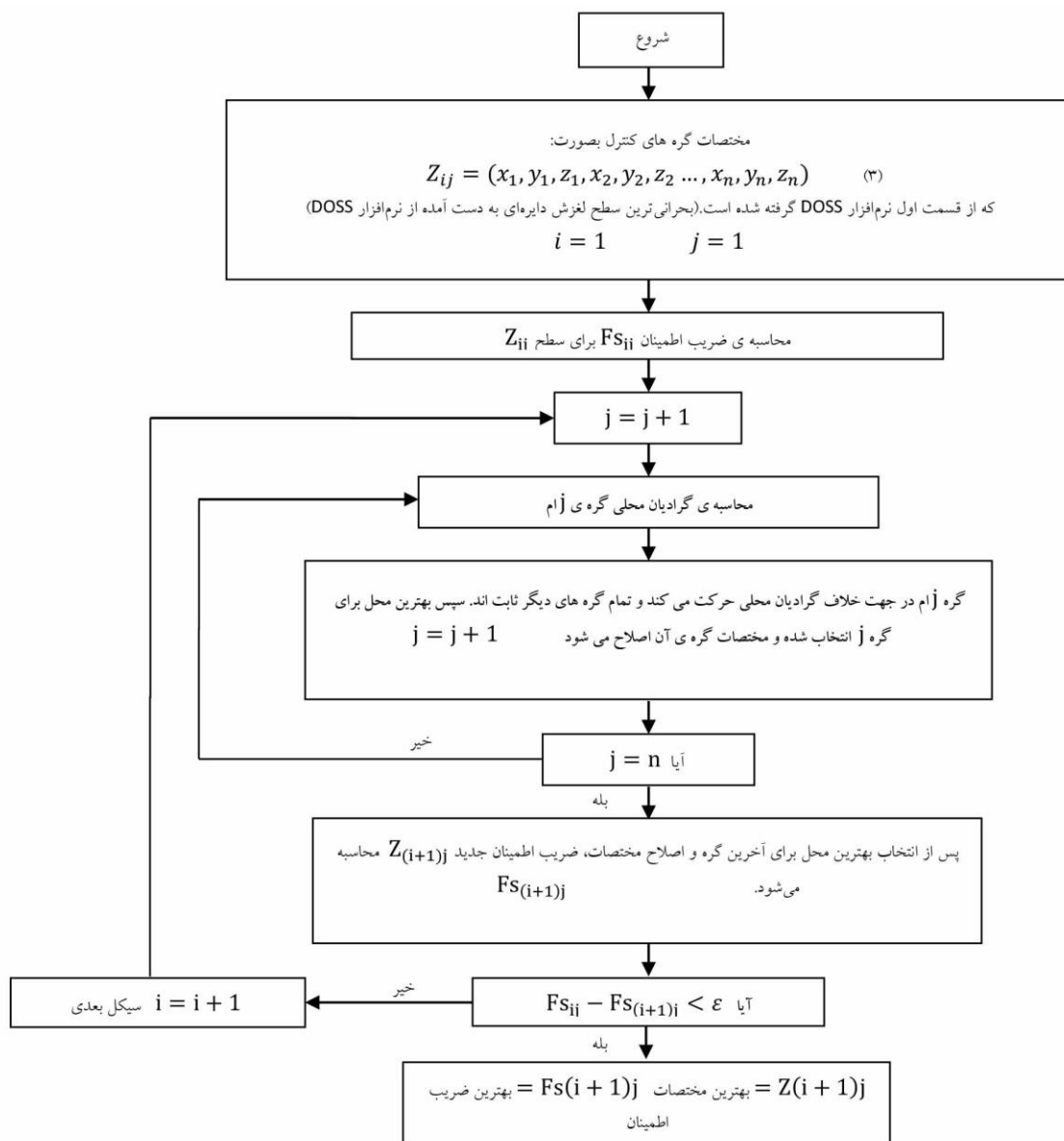
$$X_{i+1} = X_i \pm \lambda_i^* S_i \quad (10)$$

(ه) در نظر گرفتن $i = i+1$ و تکرار گام‌ها از گام (ب). فرآیند فوق آنقدر تکرار می‌گردد تا اختلاف مقدار تابع هدف در مرحله آخر مقدار ناچیزی گردد.

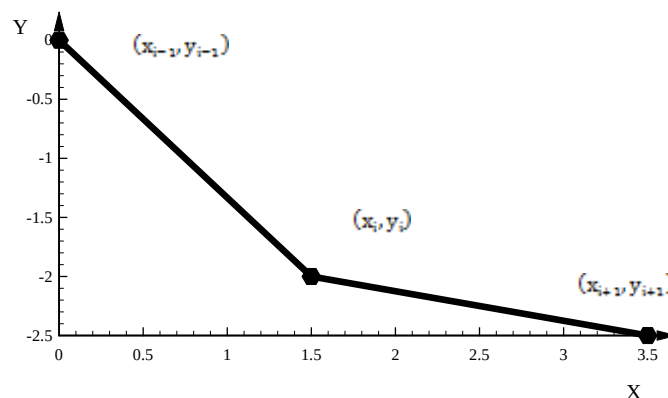
$$m_\alpha = \frac{(1 + \tan \delta \tan \alpha_i)}{J} + (\sin \alpha_i - \tan \delta \tan \alpha_i) \tan \phi / F \quad (6)$$

$$\delta = \tan^{-1}(\lambda) \quad (7)$$

روند کلی بهینه‌سازی به روش گرادیان محلی در شکل (۴) نشان داده شده است. قابل ذکر است که در حرکت هر گره به مکان بهینه جدید، جنبشی بودن سطح لغزش باید در نظر گرفته شود، در غیر این صورت مکان جدید نمی‌تواند به عنوان مکان بهینه انتخاب گردد. طی فرآیند بهینه‌سازی برای هر گره، گره‌های ماقبل و مابعد آن گره می‌توانند به عنوان کنترل‌کننده‌های جنبشی بودن سطح لغزش عمل کنند [1]. این مطلب را می‌توان در شکل (۵) مشاهده کرد. برای استفاده از روش گرادیان محلی برای بهینه‌سازی سطح لغزش، توجه به دو نکته حائز اهمیت است: ۱. در صورتی که تعداد گره‌های انتخابی بر روی سطح لغزش اولیه خیلی زیاد باشد، سطح لغزش انعطاف‌پذیری کافی برای بهینه شدن را نخواهد داشت. ۲. اگر تعداد گره‌های انتخابی بر روی سطح لغزش اولیه کم باشد، مقدار ضریب اطمینان به دست آمده از دقت کافی برخوردار نخواهد شد در حالی که سطح لغزش، انعطاف‌پذیری کافی برای بهینه شدن را خواهد داشت. بنابراین توصیه می‌شود که ابتدا یک سطح لغزش اولیه با تعداد گره‌های کم و سپس سطح لغزش بهینه به دست آمده با تعداد گره‌های بیشتری برای بهینه‌سازی به عنوان سطح لغزش اولیه معرفی گردد. با چندین بار تکرار این عمل، بهینه‌ترین سطح



شکل ۴ الگوریتم بهینه سازی به روش گرادیان محلی



شکل ۵ کنترل نقاط سطح لغزش جهت جنبشی بودن

فرآیند بیشترین شیب محلی

به‌طور خلاصه روش بیشترین شیب محلی، برای یافتن بحرانی‌ترین سطح لغزش غیردایره‌ای را می‌توان به‌صورت زیر بیان کرد:

۱. پیدا کردن سطح لغزش بحرانی دایره‌ای با استفاده از روش جستجوی شبکه‌ای و یا هر روش دیگر به‌عنوان سطح لغزش اولیه.

۲. انتخاب گره‌های مناسب روی سطح لغزش اولیه و اتصال آنها به یکدیگر (تعداد گره‌های انتخابی نقش مهمی در روند بهینه‌سازی دارند. توصیه می‌شود که در لایه‌های ضعیف مربوط به محیط‌های غیرهمگن، تعداد گره‌های بیشتری انتخاب شود).

مختصات اولیه گره‌های انتخابی روی سطح لغزش در جهت انجام فرآیند بهینه‌سازی:

$$Z_1 = (x_1, y_1, x_2, y_2, \dots, x_n, y_n)$$

۳. یافتن بهترین موقعیت برای اولین گره واقع بر مرز شیب.

مختصات جدید نقاط پس از بهینه‌سازی گره اول:

$$Z_1 = (x_1^*, y_1^*, x_2, y_2, \dots, x_n, y_n)$$

۴. یافتن بهترین موقعیت برای اولین گره داخلی سطح لغزش و ثابت ماندن بقیه گره‌ها به‌طوری‌که سطح لغزش جدید، ضریب اطمینان کمتری دارد. بهترین موقعیت هر گره داخلی با حرکت آن در جهت خلاف گرادیان محلی به‌دست می‌آید.

۵. یافتن بهترین موقعیت برای دومین گره داخلی سطح لغزش و ثابت ماندن بقیه گره‌ها به‌طوری‌که سطح لغزش جدید ضریب اطمینان کمتری دارد.

۶. یافتن بهترین موقعیت برای گره بعدی داخلی به‌طوری‌که بقیه گره‌ها در جای خود ثابت هستند. این روند برای کلیه گره‌های داخلی تکرار می‌شود.

۷. یافتن بهترین موقعیت برای آخرین گره واقع بر مرز شیب. در این مرحله اولین سیکل بهینه‌یابی به اتمام

می‌رسد و مختصات جدید سطح لغزش به‌صورت زیر است.

مختصات گره‌ها پس از پایان سیکل بهینه‌سازی:

$$Z_{i+1} = (x_1^*, y_1^*, x_2^*, y_2^*, \dots, x_{n-1}^*, y_{n-1}^*, x_n^*, y_n^*)$$

۸. گام‌های ۳ تا ۷ تکرار می‌شود تا این‌که اختلاف مقدار آخرین ضریب اطمینان و ماقبل آن کمتر از ε باشد.

$Fs(Z_{i+1}^*)$ = مقدار ضریب اطمینان در سیکل بهینه‌یابی آخر.

$Fs(Z_i^*)$ = مقدار ضریب اطمینان در سیکل بهینه‌یابی یکی به آخر.

آخرین مقدار ضریب اطمینان و سطح لغزش مربوط به آن به‌عنوان بحرانی‌ترین سطح لغزش معرفی می‌شود.

لازم به ذکر است که در انتقال هر گره به موقعیت بهینه جدید، باید جنبشی بودن سطح لغزش نیز در نظر گرفته شود، در غیر این صورت موقعیت جدید نمی‌تواند به‌عنوان مکان جدید سطح لغزش انتخاب شود.

معرفی برنامه DOSS

کلمه DOSS مخفف Determination of Optimal Slip Surface است که به‌معنای تعیین سطح لغزش بهینه است. این برنامه به زبان فرترن و توسط مؤلفان نوشته شده‌است، به‌طوری‌که قابلیت خوبی در ترسیم سطح لغزش و هندسه شیروانی دارد. یکی از مزیت‌های برنامه DOSS سادگی در داده‌های ورودی به آن است ازجمله هندسه شیروانی، هندسه لایه‌ها (در حالت شیروانی ناهمگن) و پارامترهای مقاومتی خاک مربوط به هر لایه، تعیین سطح آب زیر زمینی و تعداد قطعات سطح لغزش. پس از وارد نمودن این اطلاعات تعداد زیادی سطح لغزش دایره‌ای و ضریب اطمینان مربوط به آنها به‌دست می‌آید که سطح لغزش مربوط به کمترین مقدار

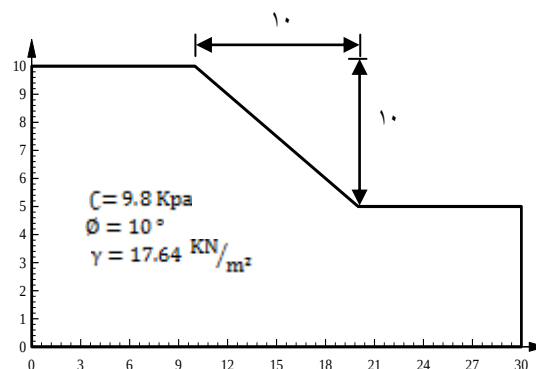
حاصل از خروجی برخی نرم افزارهای تجاری مطرح نیز خواهیم پرداخت. دو مثال اول و دوم توسط آرای و تاگی یو [8] به منظور به دست آوردن یک سطح لغزش غیردایره ای بررسی شده است. این مثال ها توسط یاماگامی و یوتا [18] نیز به منظور استفاده از روش های مختلف بهینه سازی مورد استفاده قرار گرفته است. هم چنین محققان دیگری [7,19-23] نیز از این دو مثال برای صحت سنجی کار خود استفاده کرده اند.

مثال ۱. هنده و پارامترهای مقاومتی مربوط به این شیروانی همگن در شکل (۶) نشان داده شده است. در جدول (۱) نتایج به دست آمده از برنامه DOSS و مقایسه آن با دیگر نتایج مشاهده می گردد. شکل (۷) تحلیل انجام شده با نرم افزار SLOPEW [24] و مقدار ضریب اطمینان $1/247$ را نشان می دهد. ضریب اطمینان دایره ای بحرانی، حاصل از برنامه DOSS برابر با $1/244$ به دست آمده است که هم خوانی خوبی با برنامه SLOPEW دارد. قابل توجه است که استفاده از روش های مختلف تعادل حدی، موجب تفاوت در مقادیر ضریب اطمینان برای یک شیروانی یکسان شده است.

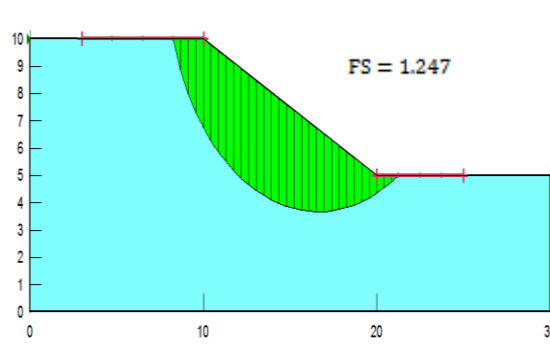
ضریب اطمینان به عنوان سطح لغزش بحرانی دایره ای مشخص می گردد. سپس مختصات این سطح لغزش به منظور بهینه سازی به روش گرادیان محلی مورد استفاده قرار می گیرد تا یک سطح لغزش بحرانی غیردایره ای که دارای ضریب اطمینان کمتر از سطح لغزش دایره ای بحرانی است به دست آید. البته برنامه DOSS این قابلیت را دارد که هر سطح لغزش دلخواهی را که توسط کاربر معرفی می شود، بهینه نماید. مبنای بهینه سازی برای یافتن سطح لغزش دایره ای روش جستجو است و مبنای بهینه سازی برای یافتن سطح لغزش غیردایره ای (پاره خطی) روش گرادیان محلی است. کلیه اشکال حاصل از نتایج مثال ها منتج از برنامه DOSS است که توسط برنامه DPlot [17] ترسیم شده است.

حل چند مثال

مثال های حل شده در این بخش تلاش دارند تا کارایی و دقت برنامه DOSS، و هم چنین روش بهینه یابی گرادیان محلی را برای تعیین بحرانی ترین سطح لغزش پاره خطی (غیردایره ای) نشان دهند. از این رو، ضمن مقایسه مثال های انجام شده با سایر محققان، به مقایسه نتایج



شکل ۶ هنده و پارامترهای مقاومتی مثال اول



شکل ۷ ضریب اطمینان و سطح لغزش بحرانی دایره‌ای حاصل از نرم‌افزار SLOPEW برای مثال اول

جدول ۱ مقایسه نتایج به دست آمده از نرم‌افزار DOSS با نتایج سایر محققان و نرم‌افزار SLOPEW مربوط به مثال اول

مرجع	روش تعادل حدی	روش بهینه‌سازی	ضریب اطمینان
Yamagami and Ueta [18]	مورگنسترن-پرایس	BFGS	1.338
Yamagami and Ueta [18]	مورگنسترن-پرایس	DFP	1.338
Yamagami and Ueta [18]	مورگنسترن-پرایس	Powell	1.338
Yamagami and Ueta [18]	مورگنسترن-پرایس	Simplex	1.339-1.348
Greco [19]	مورگنسترن-پرایس	Monte Carlo	1.327-1.333
Malkawi et al. [7]	روش معمولی قطعات	Monte Carlo	1.238
Solati and Habibagahi [21]	جانپو	GA	1.380
Cheng et al. [20]	اسپنسر	PSO	1.3285
Cheng et al. [20]	اسپنسر	MPSO	1.3264
Jianping et al. [22]	مورگنسترن-پرایس	GA+Spline	1.321
Kahatadeniya and Nanakorn [23]	مورگنسترن-پرایس	ACO	1.311
SLOPEW Software [24]	جانپو	-	1.247
DOSS software (This Study)	جانپو	تکنیک جستجو (دایره‌ای)	1.243
DOSS software (This Study)	جانپو	روش گرادیان محلی (غیردایره‌ای)	1.186

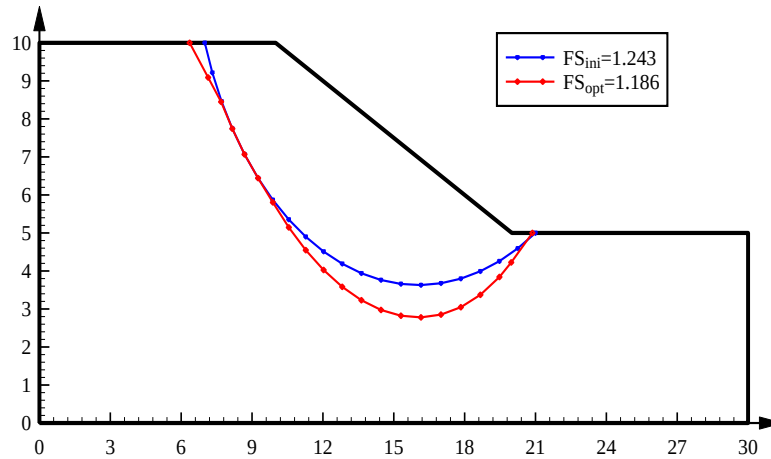
پاره‌خطی حاصل گردد. سطح لغزش بحرانی پاره‌خطی در شکل (۸) قابل مشاهده است که مقدار ضریب اطمینان آن برابر با ۱/۱۸۶ به دست آمده است.

مثال ۲. در این مثال، همان مثال ۱ که شامل سطح آب زیرزمینی نیز می‌باشد، بررسی می‌گردد (شکل ۹). این شیروانی توسط برنامه DOSS و برنامه SLOPEW تحلیل شده است که نتایج حاصل از آنها در جدول (۲)

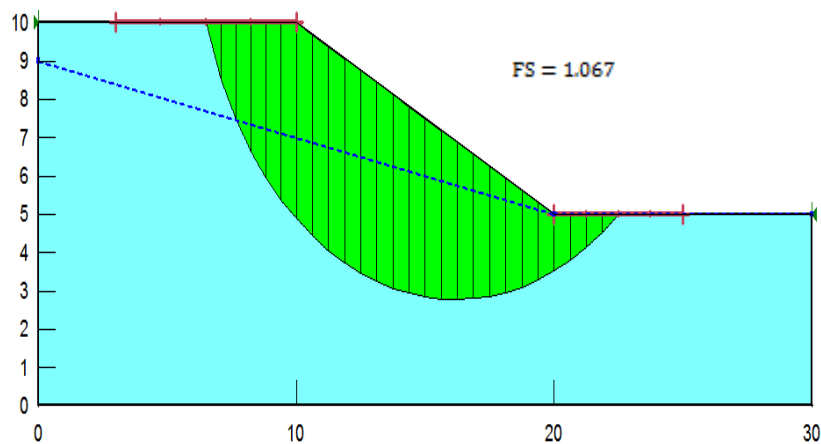
در شکل (۸) سطح لغزش بحرانی دایره‌ای و بحرانی غیردایره‌ای و ضریب اطمینان مربوط به آنها قابل مشاهده است که از برنامه DOSS حاصل شده‌اند. در برنامه DOSS سطح لغزش بحرانی دایره‌ای به عنوان سطح لغزش اولیه غیردایره‌ای (با اتصال گره‌های منطبق بر سطح لغزش دایره‌ای به یکدیگر) انتخاب می‌گردد. سپس با استفاده از روش گرادیان محلی، سطح لغزش اولیه بهینه می‌گردد تا بحرانی‌ترین سطح لغزش

DOSS برای بحرانی‌ترین سطح لغزش دایره‌ای مقدار $1/0.67$ به دست آورده است (شکل ۱۰) که هم‌خوانی خوبی با یکدیگر دارند.

آمده‌است. نتایج حاصل از برنامه DOSS هم‌خوانی خوبی با نتایج حاصل از SLOPEW دارد. برنامه SLOPEW مقدار ضریب اطمینان را برای بحرانی‌ترین حالت $1/0.67$ به دست آورده است (شکل ۹) و برنامه



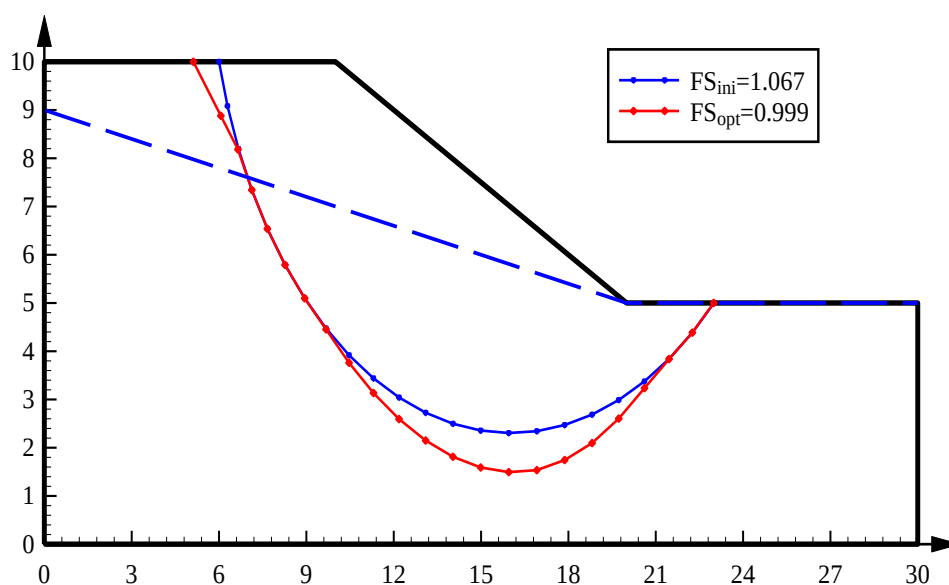
شکل ۸ ضرایب اطمینان و سطوح لغزش دایره‌ای بحرانی و غیردایره‌ای بحرانی حاصل از برنامه DOSS مربوط به مثال اول



شکل ۹ ضریب اطمینان و سطح لغزش به دست آمده از نرم‌افزار SLOPEW برای مثال دوم

جدول ۲ مقایسه نتایج به دست آمده از نرم‌افزار DOSS با نتیجه نرم‌افزار SLOPEW مربوط به مثال دوم

مرجع	روش تعادل حدی	روش بهینه‌سازی	ضریب اطمینان
SLOPEW Software [24]	جانپو	-	1.067
DOSS software	جانپو	روش جستجو (دایره‌ای)	1.067
DOSS software	جانپو	محلی (غیردایره‌ای) روش گردایان	0.999

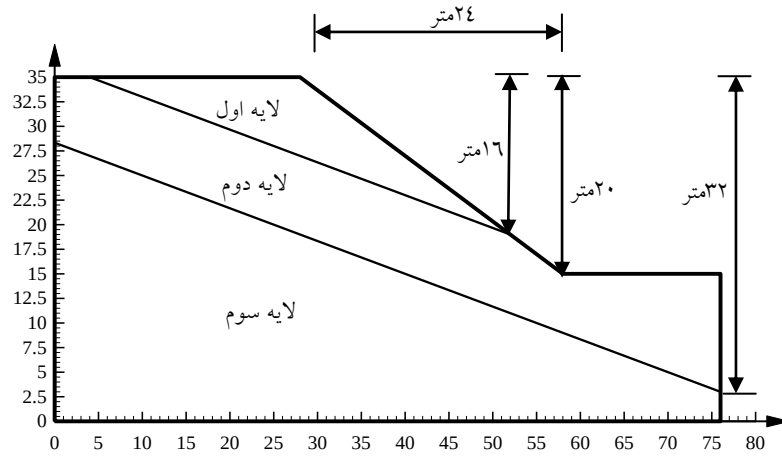


شکل ۱۰ ضرایب اطمینان و سطوح لغزش دایره‌ای بحرانی و غیردایره‌ای بحرانی به دست آمده از نرم افزار DOSS مربوط به مثال دوم

ضریب اطمینان کمتری به دست می‌آورند. به طوری که یک شیروانی در سطح لغزش دایره‌ای ضریب اطمینانی بیش از عدد ۱ دارد و پایدار است، اما در سطح لغزش پاره‌خطی، مقدار ضریب اطمینان کمتر از عدد ۱ است و ناپایدار است.

مثال ۳. شکل (۱۱) یک شیروانی ناهمگن با سه لایه خاک را نشان می‌دهد که در آن لایه میانی یک لایه ضعیف است که بین دو لایه مقاوم‌تر قرار گرفته است. پارامترهای مقاومتی لایه‌ها در جدول (۳) قابل مشاهده است. این مثال توسط نرم‌افزار SLOPEW نیز تحلیل شده است که مدل‌سازی این تحلیل در شکل (۱۲) مشاهده می‌گردد. این مثال توسط مراجع [7, 8, 19, 20, 25] دیگر نیز تحلیل و بررسی شده است که نتایج آنها همراه با نتایج SLOPEW و DOSS در جدول (۴) آورده شده است.

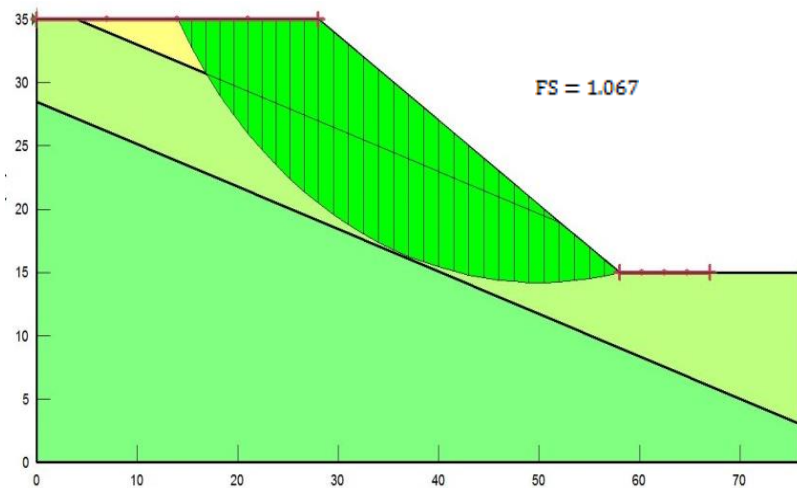
برنامه DOSS سطح لغزش اولیه غیردایره‌ای را (که منطبق بر سطح لغزش بحرانی دایره‌ای است) بهینه می‌کند و بحرانی‌ترین سطح لغزش پاره‌خطی را به دست می‌آورد که ضریب اطمینان آن برای شیب مورد نظر که دارای آب زیرزمینی است برابر با ۰/۹۹۹ شده است (شکل ۱۰). در شکل (۱۰) هندسه سطح لغزش دایره‌ای و غیردایره‌ای بحرانی و موقعیت تراز آب زیرزمینی، حاصل از برنامه DOSS قابل مشاهده است. در این مثال مشاهده می‌گردد که برنامه DOSS توانسته است سطح لغزش پاره‌خطی را که انطباق بیشتری با سطح لغزش واقعی در طبیعت دارد، پیدا نماید، به طوری که مقدار آن کمتر از عدد ۱ است و به معنای ناپایداری شیب است. حال آن که سطح لغزش دایره‌ای بحرانی مقادیر ضریب اطمینان را بیش از عدد ۱ می‌دهد که به معنای پایداری شیب است. در این مثال می‌توان اهمیت بررسی سطوح لغزش غیردایره‌ای را متوجه شد که بهتر خود را با واقعیت موجود در طبیعت تطبیق می‌نمایند و مقادیر



شکل ۱۱ هندسه شیروانی ناهمگن مربوط به مثال سوم

جدول ۳ پارامترهای مقاومتی شیروانی ناهمگن مربوط به مثال سوم

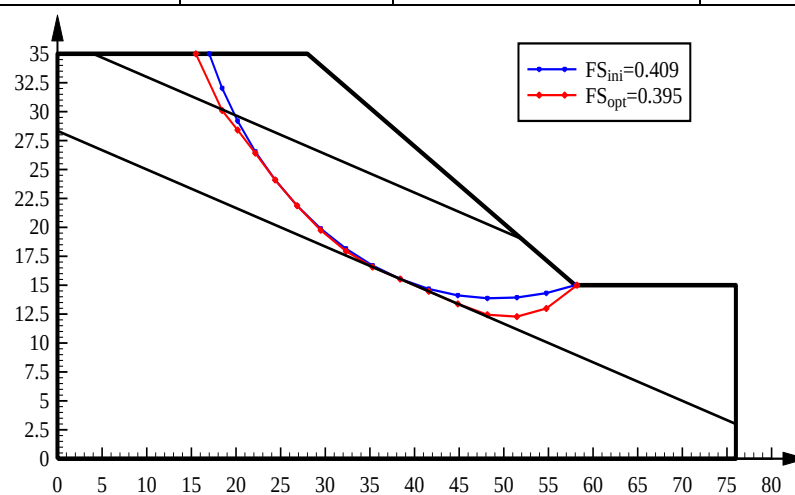
لایه	ضریب چسبندگی (Kpa)	زاویه اصطکاک (°)	وزن مخصوص (KN/m ³)
1	29.40	12	18.82
2	9.80	5	18.82
3	264.0	40	18.82



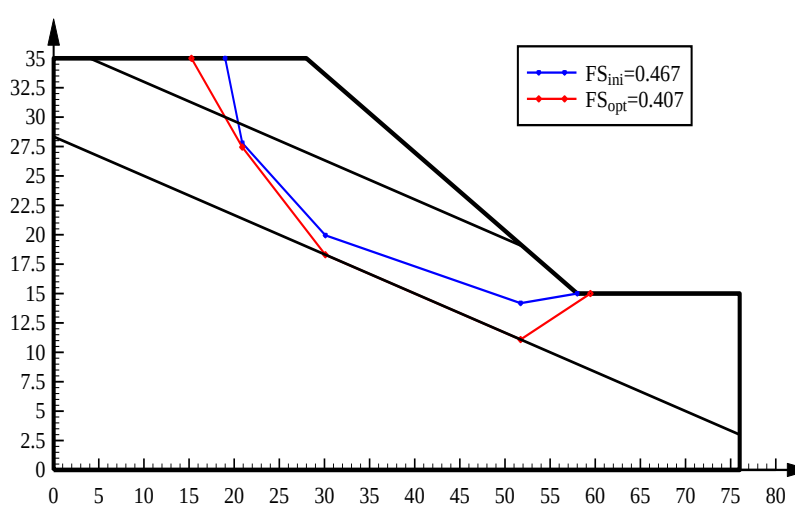
شکل ۱۲ ضریب اطمینان و سطح لغزش به دست آمده از نرم افزار SLOPEW برای مثال سوم

جدول ۴ مقایسه نتایج به دست آمده از نرم افزار DOSS با نتایج سایر محققان و نرم افزار SLOPEW مربوط به مثال سوم

ضریب اطمینان	روش بهینه سازی	روش تعادل حدی	مرجع
0.405	Conjugate gradient	جانبی	Arai and Tagyo [8]
0.401	RST-2	جانبی	Sridevi and Deep [25]
0.338	Monte Carlo	جانبی	Greco [19]
0.401	Monte Carlo	جانبی	Malkawi et al. [7]
0.3961	PSO	جانبی	Cheng et al. [20]
0.3997	MPSO	جانبی	Cheng et al. [20]
0.411	-	جانبی	SLOPEW Software [24]
0.409	تکنیک جستجو (دایره ای)	جانبی	DOSS software
0.395	روش گرادیان محلی (غیر دایره ای)	جانبی	DOSS software



شکل ۱۳ ضرایب اطمینان و سطوح لغزش دایره ای بحرانی و غیر دایره ای بحرانی به دست آمده از نرم افزار DOSS مربوط به مثال سوم



شکل ۱۴ ضرایب اطمینان و سطوح لغزش اولیه و غیر دایره ای بحرانی به دست آمده از نرم افزار DOSS مربوط به مثال چهارم (گام اول)

اولیه در نظر گرفته می شود. مقدار ضریب اطمینان پس از بهینه سازی به مقدار $0/400$ کاهش می یابد. این روند دوباره تکرار گردیده است که در نهایت به مقدار ضریب اطمینان $0/395$ کاهش یافته است که تطابق خوبی با ضریب اطمینان به دست آمده در مثال (۲) دارد.

نتیجه گیری

مقایسه نتایج حاصل از روش گرادیان محلی با دیگر روش ها نشان می دهد که روش گرادیان محلی علاوه بر این که سطوح لغزش پاره خطی را به خوبی بهینه می کند، مقادیر ضریب اطمینان کمتری نیز به دست می آید. قابل ذکر است که سطوح لغزش پاره خطی انطباق بهتری با سطوح لغزش اتفاق افتاده در طبیعت دارند. در این مقاله یک برنامه کاربردی به نام DOSS معرفی شده است که بر خلاف اغلب برنامه ها که تنها سطح لغزش دایره بحرانی را به دست می آورند، سطح لغزش پاره خطی بحرانی را هم به دست می آورد. نتایج حاصل از این برنامه که با نتایج دیگر محققان و برنامه SLOPEW مقایسه شده است، تطابق خوبی دارد و توانسته است در سطح لغزش پاره خطی بحرانی نتایج بهتری بدهد. توصیه می شود که ابتدا تعداد نقاط انتخابی بر سطح لغزش بحرانی دایره ای کم باشد تا سطح لغزش بحرانی پاره خطی حاصل شود. سپس تعداد نقاط انتخابی بر سطح لغزش پاره خطی بحرانی بیشتر شود و دوباره بهینه یابی شود تا سطح لغزش بحرانی پاره خطی بهتری که مقدار ضریب اطمینان کمتری دارد، حاصل شود. جنبشی بودن سطح لغزش در هر مرحله کنترل می شود تا انطباق بهتری با سطح لغزش طبیعی داشته باشد. در هر حال یافتن سطوح لغزشی که انطباق بیشتری با سطح لغزش طبیعی داشته باشند هدف تحلیل پایداری شیب های خاکی در این مقاله است.

ضرایب اطمینان به دست آمده از DOSS برای حالت سطح لغزش دایره ای و غیر دایره ای بحرانی با نتایج سایر محققان تطابق خوبی دارد. گریکو [19] با استفاده از روش مونت کارلو به ضریب اطمینان $0/338$ دست یافته است. ملکاو و همکارانش [7] نیز روش مونت کارلو را به کار گرفتند و ضریب اطمینان $0/401$ را به دست آوردند. این در حالی بود که سطح لغزشی که ملکاو و همکارانش [7] به دست آورده بودند خیلی به سطح لغزش به دست آمده توسط گریکو [19] نزدیک بود. مشخص نیست که چرا مقدار ضریب اطمینان گریکو [19] و ملکاو و همکارانش [7] اختلاف دارند در حالی که شکل سطح لغزش آنها کاملاً بر یکدیگر منطبق هستند [20]. بنابراین ضریب اطمینان بهینه شده (غیر دایره ای) به روش گرادیان محلی با استفاده از نرم افزار DOSS را می توان یکی از بهترین نتایج به دست آمده دانست. در شکل (۱۳) سطح لغزش دایره ای بحرانی و غیر دایره ای بحرانی حاصل از نرم افزار DOSS نشان داده شده است.

مثال ۴. به منظور نشان دادن توانایی بهینه سازی نرم افزار DOSS، یک سطح لغزش کاملاً تصادفی با ضریب اطمینان اولیه $FS_{ini}=0/467$ به مثال دوم داده شد که بعد از بهینه سازی، مقدار ضریب اطمینان بهینه $FS_{opt}=0/407$ شده است که نزدیک به مقدار به دست آمده در مثال (۲) است (یعنی مقدار $0/395$). این اندک اختلاف نیز به دلیل تفاوت در تعداد قطعات انتخاب شده است که بر نتیجه به دست آمده از بهینه سازی تأثیر گذاشته است. همان طور که در شکل (۱۴) مشاهده می شود، سطح لغزش اولیه پاره خطی ضریب اطمینان $0/467$ دارد (رنگ آبی) که پس از بهینه سازی به مقدار $0/407$ کاهش یافته است (رنگ قرمز). دوباره این سطح لغزش با تعداد پاره خط های بیشتر به عنوان سطح لغزش

علامت	معرف	فهرست علائم	R	شعاع کمان سطح لغزش
			S_i	گرادیان تابع
C	چسبندگی خاک		u_i	فشار آب حفره‌ای در کف قطعه ام
FS_f	ضریب اطمینان نسبت به تعادل نیرو		W_i	وزن قطعه ام
FS_m	ضریب اطمینان نسبت به تعادل لنگر		Z_i	مختصات گره‌های کنترل
FS	ضریب اطمینان شیروانی		α	زاویه کف قطعه ام نسبت به افق
FS_i	ضریب اطمینان متناظر با مختصات گره‌های		φ	زاویه اصطکاک داخلی خاک
		Z_i	γ	وزن مخصوص خاک
FS_{ini}	ضریب اطمینان متناظر با سطح لغزش اولیه		θ	زاویه شعاع کمان سطح لغزش با افق
FS_{opt}	ضریب اطمینان متناظر با سطح لغزش		λ	نسبت بین نیروهای بین قطعه‌ای
	بهینه‌شده (غیردایره‌ای)		Δx_i	عرض المان ام در جهت افق
G_i	گرادیان تابع		ε	مقداری بسیار کوچک (10^{-10})
n	تعداد قطعات سطح لغزش			

مراجع

- Hajiazizi, M. and Tavana, T., "Determining Three-Dimensional Non-Spherical Critical Slip Surface in Earth Slopes Using an Optimization Method", Eng. Geology, pp. 114-124, (2013).
- Fellenius, W., "Calculation of the Stability of Earth Dams", Transactions of the 2nd Congress on Large Dams, vol. 4, pp. 445-459, (1936).
- Baker, R., "Determination of the Critical Slip Surface in Slope Stability Computations", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 4, No. 4, pp. 333-359, (1980).
- Celestino, T. B., and Duncan, J. M., "Simplified Search for Non-Circular Slip Surfaces", *Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, A.A. Balkema, Rotterdam, Holland, Vol. 3, pp 391-394, (1981).
- Li, K.S., White, W., "Rapid Evaluation of Thecritical Slip Surface in Slope Stability Problems", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, No. 11, pp. 449-473, (1987).
- فخیمی، احمدعلی و حاجی عزیزی، محمد و محرمی، حمید. «روشی نوین در تعیین سطح لغزش بحرانی شیب‌های خاکی»، استقلال، سال ۱۸، شماره ۲، صص. ۹۷-۱۱۵. (۱۳۷۸).
- Malkawi, A. I. H., Hassan, W. F., and Sarma, S. K., "Global Search Method for Locating General Slip Surface Using Monte Carlo Techniques", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental*

- Engineering*, Vol. 127, pp. 688-698, (2001).
8. Arai, K., Tagyo, K., "Determination of Non-Circular Slip Surface Giving the Minimum Factor of Safety in Slope Stability Analysis", *Soils and Found, Tokyo*, No. 25(1), pp. 43-51, (1985).
 9. Khosravizadeh, M., Dehestani, M., Kalantary, F., "On the Seismic Stability and Critical Slip Surface of Reinforced Slopes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, No. 85, pp. 179-190, (2016).
 10. Kashani, A.R., Gandomi, A.H., Mousavi, M., "Imperialistic Competitive Algorithm: A Metaheuristic Algorithm for Locating the Critical Slip Surface in 2-Dimensional Soil Slopes", *Geoscience Frontiers*, No. 7(1), pp. 83-89, (2016).
 11. Gao, W., "Forecasting of Landslide Disasters Based on Bionics Algorithm (Part 1: Critical Slip Surface Searching)", *Computers and Geotechnics*, No. 61, pp. 370-377, (2014).
 12. Fu, W., Liao, Y., "Non-Linear Shear Strength Reduction Technique in Slope Stability Calculation", *Computers and Geotechnics*, No. 37(3), pp. 288-298, (2010).
 13. Kalatehjari R, Ali N, Kholghifard M., Hajihassani M., "The Effects of Method of Generating Circular Slip Surfaces on Determining the Critical Slip Surface by Particle Swarm Optimization", *Arab. J. Geosci.*, No. 14;7(4), pp. 1529–39, (2014).
 14. Janbu, N., "Slope Stability Computation", *Embankment dam engineering Cassagrande volume*. John Wiley, (1973).
 15. Spencer, E., "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces", *Géotechnique* 17, pp. 11–26, (1967).
 16. Rao, S.S., "Optimization Theory and Applications", 2nd, Chapter 5, Wiley Eastern Limited, (1984).
 17. DPlot Software Version 2.3.1.8, Graph Software For Scientists & Engineers, www.dplot.com, (2010).
 18. Yamagami, T., Ueta, Y., "Search for Noncircular Slip Surfaces by the Morgenstern–Price Method", *The 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*. Numerical Methods in Geomechanics (Innsbruck 1988). Balkema, Innsbruck, pp. 1335–1340, (1988).
 19. Greco, V.R. "Efficient Monte Carlo Technique for Locating Critical Slip Surface", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, No. 122 (7), pp. 517–525, (1996).
 20. Cheng, Y.M., Li, L., and Li, S.C. "Particle Swarm Optimization Algorithm for Location of Critical Non-Circular Failure Surface in Two Dimensional Slope Stability Analysis", *Computer and Geotech*, No. 34, pp. 92-103, (2007).
 21. Solati, S., Habibagahi, G. "A genetic Approach for Determining the Generalized Interslice Forces and the Critical Non-Circular Slip Surface", *Iranian Journal of Science and Technology*. Transaction B, Engineering, No. 30 (1), pp. 1–20, (2006).
 22. Jianping, S., Li, J., Liu, Q., "Search for Critical Slip Surface in Slope Stability Analysis by Spline-

- Based GA Method", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, No. 134 (2), pp. 252–256, (2008).
23. Kahatadeniya, K.S., Nanakorn, P., Neaupane, K.M., "Determination of the Critical Failure Surface for Slope Stability Analysis Using Ant Colony Optimization", *Engineering Geology*, No. 108, pp. 133–141, (2009).
24. "Geo-Slope International", SLOPE/W 2007, Alberta, Canada, (2007).
25. Sridevi, B., Deep, K., "Application of Global Optimization Technique to Slope Stability Analysis", *Proceeding of 6th international symposium on landslides*, pp. 573–8, (1991).

بررسی آزمایشگاهی مشخصات جریان در دریچه‌های کشویی با لبه استوانه‌ای و نیم استوانه‌ای*

محمد نوراللهی^(۱) علی نقی ضیایی^(۲) علی اصغر بهشتی^(۳)

چکیده دریچه‌های کشویی از جمله پرکاربردترین سازه‌ها برای کنترل سطح آب و دبی جریان در کانال‌های روباز هستند. با این وجود دریچه‌های کشویی لبه‌تیز، ضریب فشردگی حدود ۰/۶ دارند که ظرفیت دبی آنها را محدود می‌نماید. بررسی آزمایشگاهی عملکرد هیدرولیکی دریچه تلفیقی از دریچه کشویی و دریچه طبل‌ی در این پژوهش انجام شده است. نتایج نشان داد که در دریچه کشویی با لبه استوانه‌ای ضریب فشردگی تا نزدیک ۱/۰ افزایش می‌یابد، این امر به دلیل تأثیر استوانه بر خطوط جریان است. همچنین در شرایط یکسان آزمایش، جریان در پایین دست دریچه کشویی استوانه‌ای با عمق پایاب بیشتری نسبت به دریچه لبه‌تیز در حالت آزاد باقی می‌ماند. به طوری که برای دامنه نسبت بار آبی بالادست به بازشدگی دریچه از ۴ تا ۱۸، نسبت عمق پایاب ماکزیمم به بازشدگی دریچه به ترتیب برای دریچه استوانه‌ای با قطر ۶۳ میلی‌متر تا ۱۶ درصد و برای دریچه‌های استوانه‌ای با قطرهای ۹۰، ۱۲۵ و ۲۰۰ میلی‌متر تا ۲۲ درصد نسبت به دریچه کشویی لبه‌تیز افزایش می‌یابد. این قابلیت یک مزیت مهم برای این گونه دریچه‌ها محسوب می‌شود چرا که با جلوگیری از استغراق جریان باعث جلوگیری از افزایش بار آبی بالادست می‌شود و امکان سرریز شدن در قسمت بالادست دریچه کاهش می‌یابد که این امر خود باعث جلوگیری از اتلاف آب می‌شود. علاوه بر این روابطی برای تشخیص شرایط جریان آزاد و مستغرق در دریچه‌های کشویی استوانه‌ای و نیم استوانه‌ای با دقت بالا ارائه شد.

واژه‌های کلیدی دریچه کشویی لبه‌تیز، دریچه طبل‌ی، ضریب فشردگی.

Experimental Study of Flow Characteristics in Sluice Gates with Cylindrical Edges and Half-Cylindrical Edges

M. Nourollahi

A.N. Ziaei

A.A. Beheshti

Abstract Sluice gates are widely used for water level control and flow measurement in open channels. The sharp edge of sluice gates causes low contraction coefficient (C_c) and limited flow rate capacity. Here, the performance of a new sluice gate which is consisted of a sharp-edged sluice gate and a drum gate (a sluice gate with a cylindrical end) is experimentally evaluated. Since the streamline leaves the gate more smoothly, C_c is considerably increased. i.e., from 0.6 in sharp edged gates reached to 1.0 in cylindrical-edged gates. Moreover for a given upstream depth, this gate was less likely to become submerged compared to an equivalent sharp edged sluice gate. For upstream water depth of gate to opening of gate (H_0/W) in range 4-18, tailwater depth to opening of gate (y_t/W) increased up to 22 percent for drum diameter of 63, 90, 125 and 200 mm. This feature obviates the need to increase the free board height in the upstream channel and refrains from upstream overflow whenever unexpected downstream tail water rise occurs. Moreover, distinguishing condition curves for these gates were obtained.

Key Words Contraction Coefficient, Drum Gate, Sharp-Edge Sluice Gate.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۲/۴ تاریخ پذیرش آن ۹۵/۳/۳۱ می باشد.

(۱) کارشناسی ارشد سازه‌های آبی، دانشکده کشاورزی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار، گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه فردوسی، مشهد.

Email: An_ziaei@yahoo.com

(۳) استادیار، گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه فردوسی، مشهد.

مقدمه

دریچه‌ها از پرکاربردترین سازه‌های آبی در شبکه‌های توزیع هستند که به منظور ارسال و تحویل آب به نقاط ازپیش تعیین شده و یا به منظور سازه کنترل جریان دبی و یا سطح آب استفاده می‌شوند. ازجمله پرکاربردترین دریچه‌ها می‌توان به دریچه‌های کشویی لبه‌تیز و دریچه‌های قطاعی اشاره نمود که باتوجه به شرایط حاکم در محل و هم‌چنین هدف مورد نظر می‌توان از آنها استفاده نمود. تعیین روابط حاکم بر این سازه‌ها می‌تواند باعث بهبود عملکرد سیستم‌های شبکه مجاری روباز توزیع آب شود و در نتیجه مانع از اتلاف آب گردد.

جریان عبوری از دریچه باتوجه به عمق پایاب می‌تواند آزاد و یا مستغرق باشد و ضریب دبی نیز برای این دو حالت متفاوت است. میزان دبی عبوری از دریچه فقط تحت تأثیر بار آبی بالادست نیست [2,1]. به منظور تعیین دقیق دبی عبوری از دریچه می‌بایست پارامترهای تأثیرگذار و هم‌چنین شرایط تغییر جریان از آزاد به مستغرق شناخته شود. ازجمله مهم‌ترین پارامترهای تأثیرگذار بر مشخصات جریان عبوری در دریچه‌ها، ضریب فشردگی است. ضریب فشردگی بر ضریب دبی و در نتیجه بر میزان دبی عبوری از دریچه و هم‌چنین میزان افت جریان تأثیر به‌سزایی دارد [3]. ضریب فشردگی برای دریچه‌های کشویی لبه‌تیز به‌طور گسترده توسط محققان مختلف مورد بررسی و آزمایش قرار گرفته است. ضریب فشردگی تابعی از میزان بازشدگی دریچه، بار آبی بالادست دریچه و شکل دریچه است. برای دریچه کشویی لبه‌تیز این مقدار توسط هنری ۰/۶ و توسط هندرسون، راجاراتنام و سوبرامانیا ۰/۶۱ توصیه شده است [2,1]. هندرسون [1] دامنه تغییر این ضریب را از ۰/۶۱ تا ۱ برای دریچه‌های قطاعی باتوجه به زاویه تشکیل شده بین انتهای دریچه و جریان اعلام کرد که مقدار ۱ مربوط به زاویه صفر می‌باشد. مونت [4] دامنه

۰/۶۰ تا ۰/۷۵ را برای ضریب فشردگی در دریچه کشویی باتوجه به زاویه خطوط جریان با افق پیشنهاد نمود. تل [5] ضخامت مقطع فشردگی در دریچه‌های قطاعی را در ابتدای استغراق به دلیل فشار آب وارد بر آن مقطع دانست. بلاد و همکارانش [3] به مطالعه ضریب فشردگی دریچه کشویی در بستر صاف برای دو جریان آزاد و مستغرق بر پایه قوانین مومتم پرداختند. آنها دریافتند ضریب فشردگی با میزان بازشدگی دریچه و نسبت استغراق، مخصوصاً در بازشدگی‌های زیاد، متغیر است. هم‌چنین در بازشدگی‌های کم، مقدار ضریب فشردگی را در حالات آزاد و مستغرق نزدیک به هم یافتند درحالی‌که در بازشدگی‌های زیاد عکس این حالت گزارش شده است. محمدی و بیرامی [۶] به ارائه یک معادله نیمه‌تئوری برای تخمین ضریب فشردگی (C_c) دریچه کشویی پرداختند. باتوجه به معادله انرژی بین مقاطع قبل و بعد از دریچه و پدیده افزایش هد فشار در اثر پروفیل سطح آب پس از دریچه، معادله‌ای برای ضریب دبی ارائه نمودند. برای واسنجی معادله پیشنهادی از داده‌های آزمایشگاهی استفاده شد که خطای مطلق متوسط را تا کمتر از ۳ درصد کاهش داده است. میانگین خطای مطلق تخمین ضریب فشردگی نیز برابر ۲/۹۴ درصد و میانگین خطای مطلق تخمین دبی جریان در دریچه کشویی برای داده‌های آزمایشگاهی برابر ۲/۶۳ و برای داده‌های میدانی ۱/۹۲ درصد بوده است.

باتوجه به تفکیک روش‌های تعیین میزان دبی عبوری از دریچه‌ها در دو حالت آزاد و مستغرق، تشخیص شرایط جریان از نظر آزاد یا مستغرق بودن و یا حالت بینابین، حائز اهمیت است. بدین منظور منحنی تشخیص شرایط جریان، ابزاری مفید و کاربردی برای تشخیص شرایط جریان است. زمانی که پرش هیدرولیکی بعد از دریچه بلافاصله بعد از آن تشکیل می‌شود، شرایط جریان آزاد است. با افزایش عمق پایاب، پرش هیدرولیکی به طرف دریچه حرکت می‌کند

ارائه نمود. برای شرایط مستغرق، ضریب دبی زمانی که بارآبی بالادست برابر با عمق پایاب باشد، برابر با صفر است. افزایش در بار آبی بالادست به مقداری که از عمق پایاب بیشتر باشد باعث می شود که ضریب دبی از صفر بیشتر باشد. در نهایت معادله های (۲) و (۳) را به ترتیب برای تشخیص جریان مستغرق و آزاد ارائه نمود.

$$Y_t < H_0 < \frac{0}{81Y_t \left(\frac{Y_t}{w}\right)^{0.72}} \quad (2)$$

$$H_0 \geq 0.81Y_t \left(\frac{Y_t}{w}\right)^{0.72} \quad (3)$$

که در آنها Y_t عمق پایاب است. معادله (۳) از رسم مقادیر $\frac{Y_t}{w}$ و $\frac{H_{0max}}{w}$ در محورهای لگاریتمی به وسیله رگرسیون به دست آمده است.

ین و همکاران [9] به تحقیق بر روی مشخصه های مختلف دریاچه های کشویی قائم در کانال مستطیلی با بستر هموار و افقی پرداختند و معادلاتی برای ضریب دبی، اعماق مستغرق، بیشترین بازشدگی مجاز دریاچه و شرایط تشخیص جریان آزاد از جریان مستغرق بعد از دریاچه استخراج کردند و معادله (۴) را برای تشخیص آزاد و یا مستغرق بودن شرایط جریان ارائه کردند و دریافتند که خطای معادله پیشنهادی زمانی که $\frac{H_0}{b}$ بیشتر از ۳ باشد، بین ۲/۵- تا ۳/۲+ خواهد بود.

$$\frac{Y_{tmax}}{C_{cb}} = 0.5 \left(\sqrt{1 + \frac{16}{\frac{C_{cb}}{H_0} \left(1 + \frac{C_{cb}}{H_0}\right)}} - 1 \right) \quad (4)$$

که در آن b عرض کانال و Y_{tmax} حداکثر عمق پایاب مربوط به زمانی است که جریان آزاد پس از دریاچه تشکیل شود. آنها همچنین دریافتند که برای $\frac{H_0}{w}$ کمتر از ۱/۸ جریان به راحتی امکان استغراق را دارد و کنترل دبی جریان امکان پذیر نیست.

لین و همکاران [10] برای تعیین حداکثر عمق پایاب که تمایز بین حالت پرش مستغرق و آزاد

و زمانی که بار آبی بالادست دریاچه متأثر از عمق پایاب گردد، شرایط مستغرق ایجاد می گردد. بیشترین مقدار عمق پایاب متناظر با یک بار آبی بالادست که باعث ایجاد جریان آزاد می شود نمایانگر مؤلفه های منحنی تشخیص جریان است.

بس [7] معادله ای برای تشخیص جریان از نظر آزاد و یا مستغرق بودن در پشت دریاچه کشویی لبه تیز با در نظر گرفتن معادله عمق مزدوج پرش و ضریب فشردگی بعد از دریاچه ارائه نمود. وی اعلام کرد که اگر عمق اولیه پرش در ناحیه فشردگی در نظر گرفته شود، زمانی جریان پس از دریاچه آزاد خواهد بود که عمق ثانویه پرش از مقداری که از معادله عمق مزدوج به دست می آید بیشتر نشود. وی معادله (۱) را برای بیان شرایط جریان آزاد ارائه نمود.

$$\frac{Y_2}{w} < \frac{C_c}{2} \left[\sqrt{1 + 16 \left(\frac{H_0}{C_{cw}} - 1 \right)} - 1 \right] \quad (1)$$

که در آن H_0 بارآبی بالادست دریاچه، Y_2 عمق ثانویه پرش بعد از دریاچه، w بازشدگی دریاچه و C_c ضریب فشردگی بعد از دریاچه است. وی در نهایت با در نظر گرفتن ضریب فشردگی برابر با ۰/۶۱۱، نموداری را به عنوان منحنی تشخیص جریان برای دریاچه کشویی ترسیم نمود.

سوامی [8] معادله ای برای تعیین ضریب دبی با استفاده از منحنی های ترسیم شده ارائه نمود. این منحنی ها بیان کننده رابطه بین ضریب دبی و نسبت عمق بالادست دریاچه به بازشدگی دریاچه هستند. با توجه به این که نمودارهای ارائه شده تا آن زمان قابل استفاده برای هر روش تحلیلی و عددی برای کنترل جریان و تعیین پروفیل سطح آب نبودند، وی تلاش نمود تا روابط ریاضی برای نمودارهای گرافیکی موجود پیشنهاد دهد. وی معادله ای با دقت بالا برای تعیین ضریب دبی برای جریان آزاد و مستغرق به همراه معیاری برای تشخیص آزاد و یا مستغرق بودن جریان تشکیل شده بعد از دریاچه

توسط فرو (۲۰۰۰) ارائه شد پرداختند. آنها با نرمال‌سازی و بی‌بعدسازی معادلات روش انرژی-مومنتم، دو روش بی‌بعد دبی-اشل و روش انرژی-مومنتم را مورد ارزیابی قرار دادند. آنها دریافتند روش انرژی-مومنتم قادر به محاسبه دبی حتی در حالت انتقالی بین شرایط آزاد و مستغرق است در حالی که روش بی‌بعد فرو دارای این مزیت نیست. آنها سپس با استفاده از روش انرژی-مومنتم و برابر دانستن انرژی آبی بالادست دریچه در معادلات آزاد و مستغرق، در حالت انتقالی شرایط جریان بعد از دریچه بین آزاد و مستغرق، معادله‌ای برای تشخیص شرایط جریان ارائه نمودند. از دیگر مزایای معادله ارائه شده توسط آنها می‌توان به این امر اشاره کرد که عرض کانال در محل دریچه و پایین دست آن می‌تواند برابر نباشد.

شرایط جریان آزاد، زمانی که پرش هیدرولیکی تشکیل شده بعد از دریچه در فاصله‌ای از دریچه قرار دارد، برای تعیین دبی مورد استفاده قرار می‌گیرد. با افزایش عمق پایاب، شرایط جریان به حالت مستغرق نزدیک می‌شود. می‌توان فرض نمود که دقیقاً در آستانه تبدیل شرایط جریان از آزاد به مستغرق، معادله‌های موجود برای تعیین دبی برای هر دو حالت باید دارای جواب یکسانی باشند. باتوجه به فرض بیان شده، می‌توان از آن برای تعیین روابطی برای تشخیص شرایط جریان استفاده نمود. بر پایه این مفهوم، با برابر قرار دادن روابط تعیین دبی ارائه شده توسط فرو [15] و انصار [16] برای شرایط جریان آزاد و مستغرق، معادله (۷) به عنوان تشخیص شرایط جریان به دست آمد:

$$\frac{Y_t}{w} = \frac{H_0}{w} - \left(\frac{0.83}{1.055} \right) \frac{1}{0.3344} \left(\frac{H_0}{w} \right)^{0.378} \quad (7)$$

حبیب زاده و همکاران [17]، به معرفی فاکتور افت انرژی در دریچه‌های کشویی لبه‌تیز پرداختند. آنها با حل هم‌زمان دو معادله انرژی و مومنتم برای شرایط مستغرق دریافتند که فاکتور افت انرژی تأثیر به‌سزایی در تخمین میزان جریان عبوری از دریچه دارد و برای دست یافتن

تشکیل شده بعد دریچه را معلوم می‌کند معادله‌ای تئوری ارائه نمودند. آنها تأثیر ضریب فشردگی را بر شرایط تشخیص جریان با توسعه رابطه پرش هیدرولیکی بررسی کردند و معادله ارائه شده را برای دو نوع دریچه استفاده کردند. نتایج آنها نشان داد که تغییر در نوع دریچه باعث تغییر در ضریب فشردگی و شرایط تشخیص جریان آزاد و مستغرق بعد از آن می‌شود. همچنین نتایج آنان نشان داد که برای عمق آب بالادست ثابت، دریچه‌ای که دارای ضریب فشردگی بیشتری باشد، در مقایسه با دریچه کشویی لبه‌تیز کمتر در معرض استغراق قرار می‌گیرد. معادله ارائه شده آنان همانند معادله (۴) بوده است.

راجاراتنام و سوپرامانیا [2] با در نظر داشتن ضریب فشردگی $0.61/w$ برای دریچه کشویی لبه‌تیز معادله (۵) را برای تشخیص شرایط جریان ارائه کردند.

$$\frac{(Y_t)}{w} = \frac{C_d}{2} \left(\sqrt{1 + 16 \frac{(H_0/w)^{0.61}}{C_d}} - 1 \right) \quad (5)$$

C_d ضریب دبی است که برای محاسبه آن نیز از معادله (۶) استفاده می‌شود.

$$C_d = \frac{0.61}{\sqrt{1 - 0.372 \left(\frac{H_0}{w} \right)^{-2}}} \quad (6)$$

وال و کلمنس [11] از معادله مومنتم برای تشخیص شرایط جریان کمک گرفتند. آنها نیروی مومنتم شرایط آزاد دریچه را با نیروی مومنتم مرتبط با عمق پایاب جریان مورد مقایسه قرار دادند. اگر مومنتم متعلق به پایین دست بزرگ‌تر از مومنتم بالادست جریان باشد، شرایط مستغرق پیش می‌آید، در غیر این صورت شرایط آزاد در نظر گرفته می‌شود. با این حال، بویالسکی [12] و وال و کلمنس [11] هیچ کدام منحنی‌ای برای تشخیص شرایط جریان ارائه ننمودند.

بیژن خان و همکاران [13] ابتدا به مقایسه روش‌های انرژی-مومنتم که توسط کلمنس و همکارانش [14] ارائه شد و روش بی‌بعد دبی-اشل که

مواد و روش‌ها

روش انجام آزمایش

آزمایش‌های این پژوهش در آزمایشگاه هیدرولیک گروه مهندسی آب دانشگاه فردوسی مشهد در فلوم مستطیلی به طول ۱۰ متر، عرض ۳۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۴۶ سانتی‌متر انجام گرفت. آزمایش‌ها برای حالت زیرگذری جریان با تراز کف برابر در بالادست و پایین‌دست دریچه و مقاطع مستطیلی شکل صورت گرفت. برای تأمین جریان در فلوم از پمپی با حداکثر دبی ۲۵ لیتر بر ثانیه استفاده شد. برای ساخت دریچه از یک صفحه پلکسی گلاس با ضخامت ۸ میلی‌متر و عرضی برابر با عرض فلوم و برای استوانه و نیم‌استوانه‌های به‌کاررفته در انتهای دریچه از لوله‌های پی‌وی‌سی استفاده شده‌است. در این پژوهش در مجموع از نه دریچه که شامل چهار دریچه استوانه‌ای کامل و چهار دریچه نیم‌استوانه با قطرهای ۶۳، ۹۰، ۱۲۵ و ۲۰۰ میلی‌متر و یک دریچه لبه‌تیز بود، استفاده گردید. دریچه‌های موردنظر در این پژوهش در فاصله ۱/۲ متر از ابتدای فلوم نصب شد و هم‌چنین از صفحات آرام‌کننده جریان در ورودی جریان به فلوم نیز استفاده شد. از یک دریچه خوابان در انتهای فلوم به‌منظور تنظیم عمق پایاب استفاده شده‌است. با تنظیم عمق پایاب مکان پرش هیدرولیکی در ناحیه‌ای بلافاصله پس از دریچه‌ها کنترل شد و می‌توان شرایط جریان آزاد و مستغرق را تعیین نمود. پارامترهای اندازه‌گیری شده در آزمایش‌ها عبارتند از، دبی جریان، پروفیل سطح آب در بالادست دریچه، عمق جریان در مقطع فشردگی پس از دریچه، عمق اولیه و ثانویه پرش تشکیل شده در شرایط جریان آزاد و عمق پایاب.

اندازه‌گیری میزان دبی جریان ورودی با استفاده از سرریز مستطیلی واسنجی شده صورت گرفت و با استفاده از دستگاه تنظیم فرکان ابتدا میزان دبی برای هر رتبه به‌دست آمد و سپس برای هر دریچه مورد استفاده قرار گرفت. برای قرائت عمق جریان، از یک عمق‌سنج

به میزان دقیق آن نباید فاکتور افت انرژی را از روابط حذف نمود. آنها هم‌چنین معادله (۸) را برای تشخیص شرایط جریان با درنظر داشتن فاکتور افت انرژی ارائه نمودند.

$$\frac{(Y_t)_{\max}}{b} = 0.5C_c \left(\sqrt{1 + 16(\beta - 1)/(1 + k - \frac{1}{\beta^2})} - 1 \right) \quad (8)$$

که در آن مقادیر β نسبت بار آبی بالادست دریچه به عمق آب در مقطع فشردگی بعد از دریچه، k فاکتور افت انرژی که با توجه به تحقیقات راجاراتنام و سوبرامانیا برابر با ۰/۶۱۱ درنظر گرفته می‌شود.

دریچه‌های موردنظر در این تحقیق همانند دریچه کشویی باز و بسته می‌شود و از نظر ساختار، استوانه‌ای در لبه دریچه کار شده‌است. بدین منظور از دو شکل مختلف در انتهای دریچه استفاده شده‌است که شامل یک نیم‌استوانه در قسمت بالادست دریچه در اندازه‌های مختلف و یک استوانه کامل در انتهای دریچه در اندازه‌های مختلف است. علت استفاده از چنین ترکیبی از دو دریچه ذکر شده، دست‌یافتن به دریچه‌ای است که از نظر ساخت ساده و از نظر هیدرولیکی دارای عملکرد بالایی نسبت به مدل‌های رایج باشد. باید توجه داشت که دریچه مورد استفاده در این پژوهش دارای شکل و ساختاری متفاوت است و در گذشته تحقیقات گسترده‌ای فقط بر روی دریچه‌های رایج کشویی لبه‌تیز و قطاعی انجام شده‌است و روابط زیادی توسط محققان در زمینه ضریب فشردگی، کنترل جریان و معادلاتی برای تخمین دبی عبوری در آنها ارائه شده‌است.

در این تحقیق سعی شده تا با تلفیق هندسه دودریچه کشویی لبه‌تیز و دریچه طبلی، دریچه‌ای کشویی با لبه استوانه‌ای که دارای عملکرد مطلوب‌تری است، معرفی شود. هم‌چنین بررسی تأثیر کمی استوانه‌های به‌کاررفته در لبه دریچه بر روی رژیم جریان از قبیل ضریب فشردگی و ضریب دبی و منحنی تشخیص شرایط جریان از اهداف پژوهش است.

و عمق آب در مقطع فشرده‌گی پس از دریچه شد. پس از آن دریچه خوابان به نحوی تنظیم شد که پرش هیدرولیکی بلافاصله بعد از دریچه تشکیل شود و عمق اولیه پرش هیدرولیکی برابر با عمق آب در مقطع فشرده‌گی بعد از دریچه باشد و تأثیری بر بار آبی بالادست دریچه نداشته باشد. در نهایت پس از گذشت زمانی که موجب تثبیت جریان شد، برداشت داده‌های مربوط به پرش هیدرولیکی و عمق پایاب صورت گرفت. شکل‌های (۱) و (۲) نمایی از دریچه‌های نیم‌استوانه‌ای و استوانه‌ای کامل در حال آزمایش را نشان می‌دهد.

به صورت ریلی و با دقت $\pm 0/1$ میلی‌متر استفاده گردید. آزمایش‌ها در دو بازه‌دگی مختلف برای دریچه‌ها انجام شد. دامنه تغییرات دبی و متناسب با آن ارتفاع آب در مخزن برای آزمایش‌های انجام‌شده به شرح جدول شماره (۱) است. که در جدول شماره (۱)، Q میزان دبی عبوری بر حسب لیتر و D قطر استوانه به کاررفته در دریچه‌های کشویی استوانه‌ای و نیم‌استوانه‌ای است.

برای هر آزمایش ابتدا بازه‌دگی دریچه تنظیم شد و دریچه خوابان در انتهای فلوم به طور کامل خوابانده شد تا تأثیری بر جریان نداشته باشد. سپس پمپ راه‌اندازی شد و پس از تثبیت و توسعه یافتگی جریان، اقدام به برداشت پروفیل سطح بالادست دریچه

جدول ۱. محدوده تغییرات کلیه پارامترها در آزمایش‌های مختلف

W(cm)	Q(lit/s)	H ₀ (cm)	Y _t (cm)	D(mm)	نوع دریچه
2/5-3/5	6-25	7/3-45	9-23	63-200	کشویی با لبه نیم‌استوانه‌ای
2/5-3/5	6/7-25	6/8-45	7/7-24/5	63-200	کشویی با لبه استوانه کامل
2/5-3/5	4/5-20	7/4-45	3-20/5	-	کشویی لبه تیز



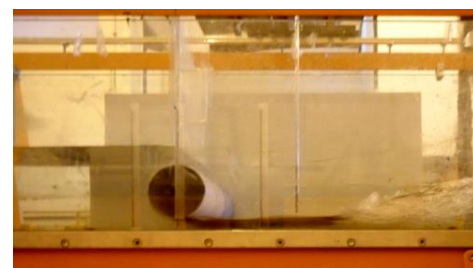
(ب)



(الف)



(ت)



(پ)

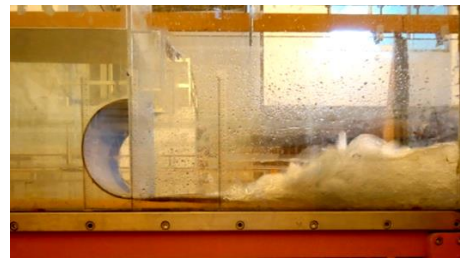
شکل ۱. نمایی از دریچه‌های استوانه‌ای کامل در حال آزمایش، شکل‌های (الف) و (ب) و (پ) و (ت) به ترتیب دریچه کشویی استوانه‌ای کامل با قطر ۶۳ و ۹۰ و ۱۲۵ و ۲۰۰ میلی‌متر



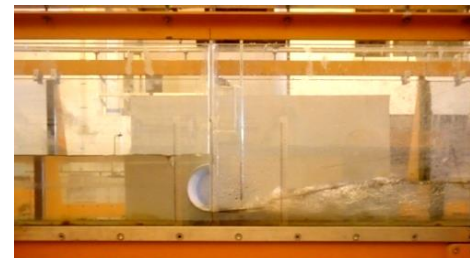
(ب)



(الف)



(ت)



(پ)

شکل ۲. نمایی از دریچه‌های نیم‌استوانه‌ای در حال آزمایش، شکل‌های (الف) و (ب) و (پ) و (ت) به ترتیب دریچه کشویی نیم‌استوانه‌ای با قطر ۶۳ و ۹۰ و ۱۲۵ و ۲۰۰ میلی‌متر

$$F(\rho, \mu, H_0, y_1, y_t, V_1, g, D, w) = 0 \quad (10)$$

تعداد کمیت‌های مذکور برابر $(n=9)$ می‌باشد. از طرفی هر سه نوع کمیت هندسی، سینماتیکی و دینامیکی در بین کمیت‌های فوق وجود دارد $(m=3)$. در نتیجه براساس نظریه π باکینگهام، ۶ پارامتر بدون بعد استخراج می‌شود. هر کمیت بی‌بعد را می‌توان به‌عنوان یک π_i فرض کرد، در نتیجه:

$$\pi_1 = \frac{y_t}{w}, \pi_2 = \frac{D}{w}, \pi_3 = \frac{y_1}{w} = C_c$$

$$\pi_4 = \frac{H_0}{w}, \pi_5 = Fr, \pi_6 = Re \quad (11)$$

پس از بررسی آنالیز ابعادی انجام‌شده و با استفاده از ترکیب اعداد بی‌بعد به‌دست‌آمده، اعداد بی‌بعد مناسبی برای نمایش منحنی تشخیص جریان به‌دست آمد که عبارتند از $\pi_1 = \frac{y_t}{w}$ و $\pi_4 = \frac{H_0}{w}$ است که π_1 و π_4 اعداد بی‌بعد می‌باشند. هم‌چنین ین و همکاران [9]، لین و همکاران [10] و بیژن خان و همکاران [13] نیز از این اعداد بی‌بعد برای بررسی منحنی‌های تشخیص شرایط جریان آزاد و مستغرق در دریچه‌ها بهره برده‌اند.

آنالیز ابعادی

باتوجه به بررسی هر پدیده فیزیکی می‌توان تحلیل ابعادی را باتوجه به پارامترهای مهم در آن پدیده بررسی و تحلیل نمود. در نتیجه خواهیم داشت:

$$F(\rho, \mu, H_0, y_1, y_t, V_1, g, D, b, w, C, g) = 0 \quad (9)$$

که در این رابطه، جرم حجمی سیال (ρ) ، لزجت دینامیکی سیال (μ) ، عمق جریان بالادست دریچه (H_0) ، عمق آب در مقطع فشردگی (y_1) ، عمق آب پایاب (y_t) ، سرعت جریان (سرعت جریان در مقطع تنگ‌شدگی) (V_1) ، شتاب ثقل (g) ، قطر استوانه لبه دریچه (D) ، عرض کانال (b) ، بازشدگی دریچه کشویی (w) ، فرم هندسی مقطع آبراهه (C, G) می‌باشد. باتوجه به این موضوع که عرض آبراهه (b) و فرم هندسی مقطع آبراهه مستطیلی (C, G) ، در تمام آزمایش‌ها ثابت خواهد بود، در نتیجه از تأثیر این پارامترها به‌عنوان پارامترهای ثابت آزمایشگاهی می‌توان صرف‌نظر نمود. بنابراین رابطه تابعی (۹) را می‌توان به‌صورت زیر تغییر داد:

نتایج و بحث

ظرفیت دبی عبوری

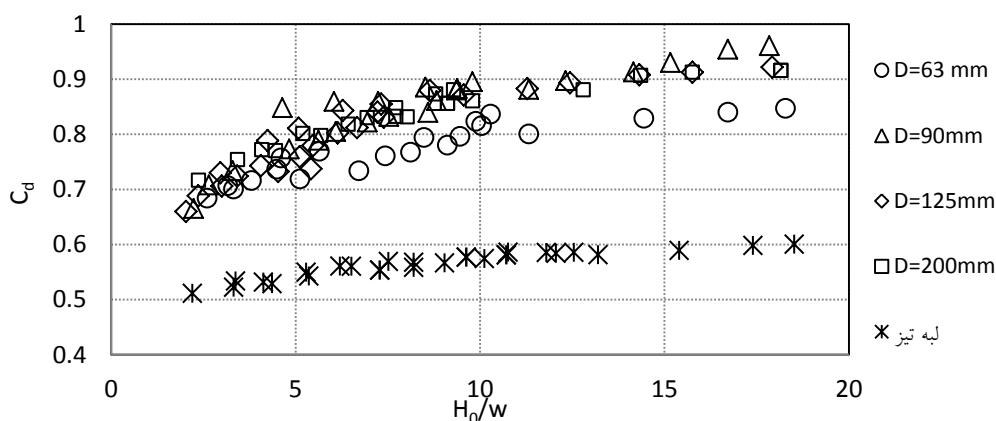
برای بررسی ظرفیت دبی عبوری و مقایسه آن بین دریچه کشویی لبه تیز و دریچه‌های کشویی با لبه استوانه‌ای از رابطه مرسوم دبی عبوری [۱۸] از دریچه‌ها استفاده شد.

$$q = C_d w \sqrt{2gH_0} \quad (12)$$

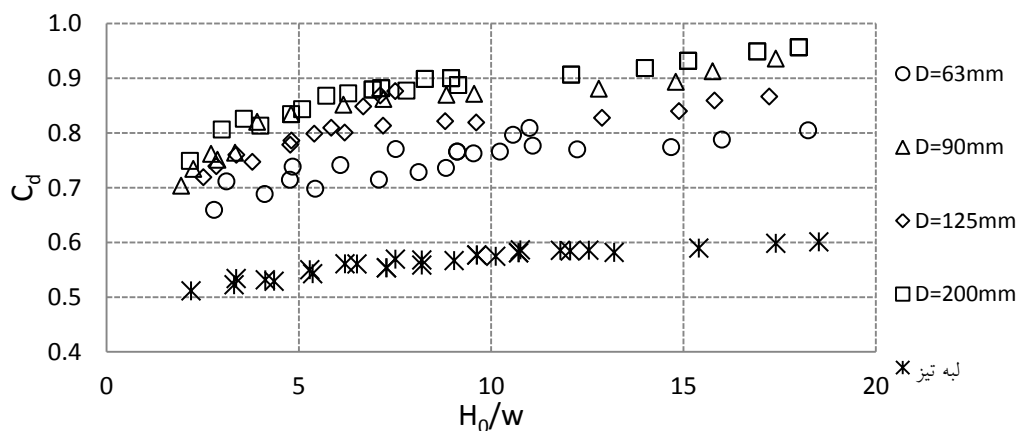
که در آن C_d ضریب دبی، q دبی در واحد عرض دریچه می‌باشد. ضریب دبی تابعی از بارآبی بالادست دریچه، بازشدگی دریچه و عمق پایاب است.

در ادامه ضرایب دبی برای دریچه‌های کشویی نیم‌استوانه‌ای و دریچه‌های کشویی کامل محاسبه شد و در برابر دریچه کشویی لبه تیز ترسیم

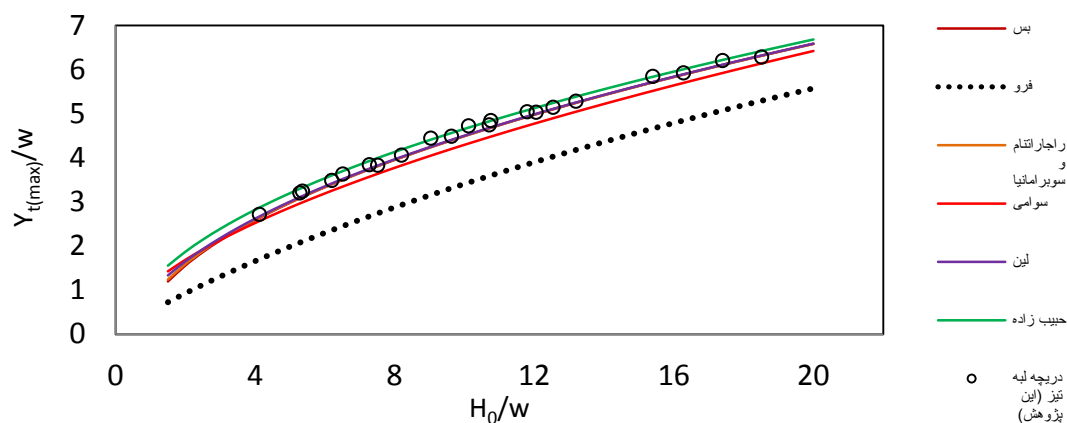
گردید. در شکل‌های (۳) و (۴) که به ترتیب مربوط به دریچه‌های کشویی نیم‌استوانه‌ای و دریچه‌های کشویی استوانه‌ای کامل است، ضرایب دبی در مقابل نسبت بارآبی بالادست به بازشدگی دریچه نشان داده شده است. با توجه به شکل‌های (۳) و (۴) ضریب دبی تا حداکثر برای دریچه‌های کشویی با لبه نیم‌استوانه‌ای با قطرهای ۶۳، ۹۰، ۱۲۵ و ۲۰۰ در مقایسه با دریچه‌های کشویی لبه تیز به ترتیب ۴۱٪، ۶۰٪، ۵۳٪ و ۵۱٪ افزایش یافته‌است. و برای دریچه‌های کشویی با لبه استوانه‌ای کامل با قطرهای ۶۳، ۹۰، ۱۲۵ و ۲۰۰ در مقایسه با دریچه‌های کشویی لبه تیز به ترتیب ۳۴٪، ۵۶٪، ۴۵٪ و ۵۹٪ افزایش یافته‌است.



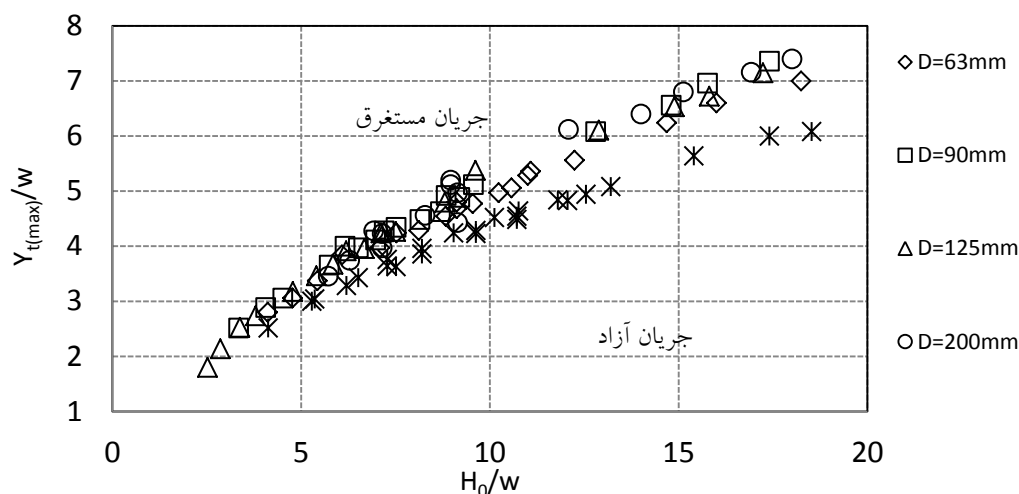
شکل ۳ تغییرات ضریب دبی در دریچه‌های کشویی نیم‌استوانه‌ای و دریچه لبه تیز در شرایط جریان آزاد



شکل ۴ تغییرات ضریب دبی در دریچه‌های کشویی استوانه‌ای کامل و دریچه لبه تیز در شرایط جریان آزاد



شکل ۵ منحنی تشخیص جریان در دریچه کشویی لبه تیز



شکل ۶ مقایسه منحنی شرایط جریان برای دریچه‌هایی با لبه استوانه‌ای کامل و دریچه لبه تیز

را عدم توانایی تخمین آستانه تبدیل جریان از آزاد به مستغرق توسط معادله فرو [15] بیان نموده‌اند. به عبارت دیگر روابط فرو برای حالتی با استغراق کم قادر به تخمین دقیق دبی نیست. لازم به ذکر است که معادله فرو (معادله ۷) از ترکیب دو معادله بی‌بعد دبی-اشل برای حالات آزاد و مستغرق به دست آمده‌است. همان‌طور که از شکل (۵) مشخص است، داده‌های آزمایشگاهی برداشت‌شده تطابق قابل قبولی با روابط ارائه‌شده دارد، در نتیجه روش و داده‌های برداشت‌شده قابل اطمینان هستند و از همین روش برای برداشت داده‌های دیگر دریچه‌های کشویی استوانه‌ای و

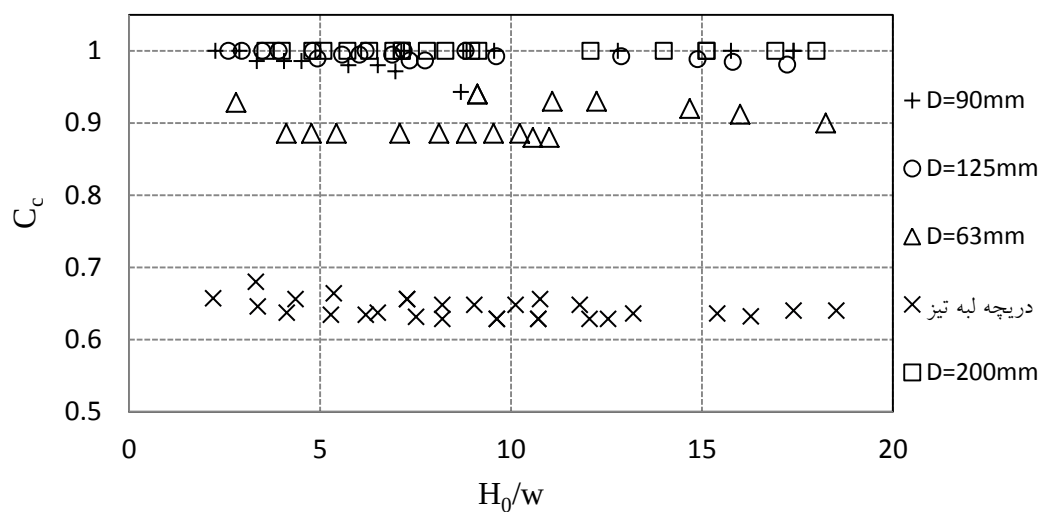
برای بررسی از صحت روش و داده‌های برداشت‌شده در آزمایشگاه، به مقایسه نتایج آزمایش‌های مربوط به دریچه کشویی لبه تیز با تحقیقات قبلی پرداخته می‌شود. در شکل (۵) منحنی‌های تشخیص شرایط جریان (آزاد یا مستغرق) با داده‌های آزمایشگاهی مقایسه شده‌اند. در این شکل منحنی‌ها برحسب نسبت بیشترین عمق پایاب به بازشدگی دریچه (محور عمودی) و نسبت بار آبی بالادست به بازشدگی دریچه (محور افقی) رسم شده‌اند. با توجه به شکل (۵)، معادله ارائه‌شده توسط فرو [15] با دیگر روابط اختلاف زیادی دارد که بیژن‌خان و کوچک‌زاده [19] دلیل این اختلاف

نیم‌استوانه‌ای استفاده می‌شود.

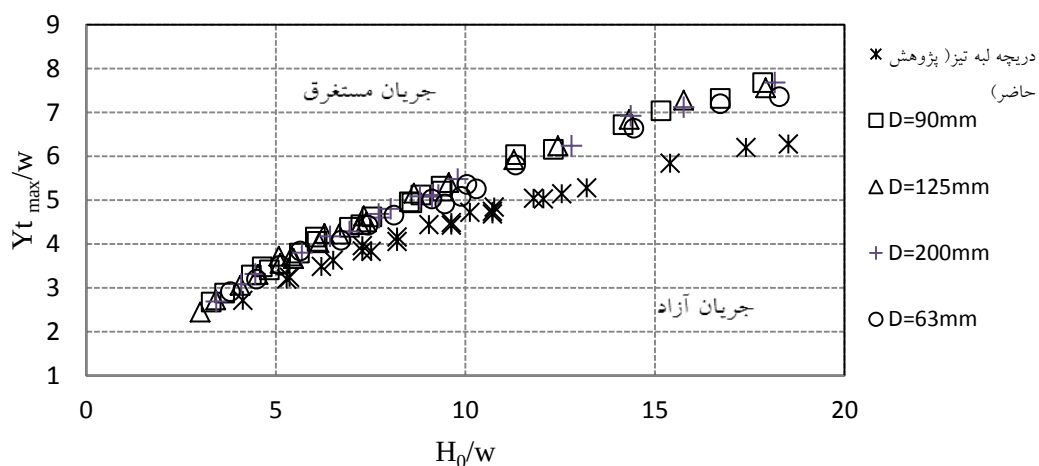
شکل (۶) منحنی تشخیص جریان را برای دریچه لبه‌تیز و دریچه‌هایی با لبه‌استوانه‌ای کامل مقایسه می‌کند. باتوجه به شکل (۶) می‌توان استنتاج نمود که دریچه‌هایی با لبه‌استوانه‌ای کامل درمقایسه با دریچه لبه‌تیز، با نسبت بارآبی به بازشدگی برابر، حتی با عمق پایاب بیشتر قادر به آزاد نگه داشتن شرایط جریان می‌باشند (به عبارت دیگر، در یک نسبت عمق پایاب به بازشدگی مشخص، با وجود این‌که جریان در دریچه کشویی لبه‌تیز مستغرق است، در دریچه‌های کشویی با لبه‌استوانه‌ای جریان آزاد برقرار است). برای دامنه نسبت بار آبی بالادست دریچه به بازشدگی دریچه (H_0/W) از ۴ تا ۱۸، نسبت ماکزیمم عمق پایاب به‌ازای جریان آزاد به بازشدگی دریچه ($Y_{t(max)}/W$) به‌ترتیب برای دریچه‌استوانه‌ای با قطر ۶۳ میلی‌متر تا ۱۶ درصد و برای دریچه‌های استوانه‌ای با قطرهای ۹۰، ۱۲۵ و ۲۰۰ میلی‌متر تا ۲۲ درصد نسبت به دریچه کشویی لبه‌تیز افزایش می‌یابد. این نتیجه نشان می‌دهد که با افزایش ضریب فشردگی (شکل ۷)، عمق پایاب تا میزان مشخصی که ذکر شد افزایش می‌یابد در حالی که جریان آزاد باقی می‌ماند. شکل (۷) نشان می‌دهد که استفاده از استوانه در لبه‌دریچه باعث کاهش قابل ملاحظه‌ای در میزان فشردگی جریان در زیر دریچه می‌شود و ظرفیت عبوری جریان افزایش می‌یابد. دلیل این امر را می‌توان این‌طور ذکر نمود که به‌کارگیری استوانه در انتهای دریچه باعث منظم‌تر شدن خطوط جریان عبوری از دریچه شده و درنتیجه ضریب فشردگی این نوع دریچه درمقایسه با دریچه لبه‌تیز افزایش قابل ملاحظه‌ای داشته‌است. این امر یکی از مزیت‌های دریچه‌استوانه‌ای می‌باشد، چرا که با آزاد نگه‌داشتن شرایط جریان امکان استغراق و درنتیجه امکان افزایش بار آبی بالادست و به‌تبع سرریز شدن آب در قسمت بالادست دریچه

کاهش می‌یابد.

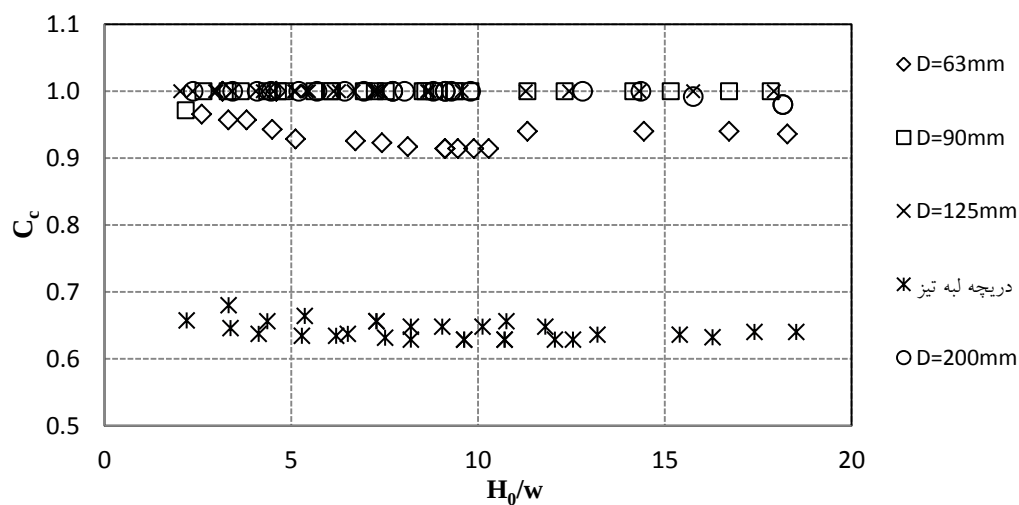
شکل‌های (۸) و (۹) به‌ترتیب منحنی تشخیص جریان و ضریب فشردگی را برای دریچه با لبه‌نیم‌استوانه‌ای درمقایسه با دریچه لبه‌تیز نشان می‌دهند. باتوجه به شکل (۸) می‌توان دریافت که همانند آنچه درمورد دریچه‌هایی با استوانه کامل دیده‌شد، به‌کارگیری نیم‌استوانه باعث آزاد نگه داشتن بیشتر جریان پس از دریچه می‌شود. با این حال اختلاف در نتایج منحنی تشخیص جریان در دریچه‌هایی با سه نیم‌استوانه ۶۳ و ۹۰ و ۱۲۵ میلی‌متری بسیار کم است و این امر به‌دلیل اختلاف ناچیز در ضریب فشردگی این سه نوع دریچه می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۸) دیده می‌شود، برای دامنه H_0/W از ۴ تا ۱۸، $Y_{t(max)}/W$ به‌ترتیب برای دریچه‌های نیم‌استوانه‌ای ۶۳ میلی‌متر تا ۱۶ درصد و برای دریچه‌های نیم‌استوانه‌ای ۹۰، ۱۲۵ و ۲۰۰ میلی‌متری تا ۲۲ درصد نسبت به دریچه کشویی لبه‌تیز افزایش می‌یابد. این نتیجه نشان می‌دهد که با افزایش ضریب فشردگی (کاهش میزان فشردگی جریان پس از دریچه)، عمق پایاب می‌تواند تا میزان مشخصی که ذکر شد افزایش یابد درحالی‌که جریان آزاد باقی بماند. از نظر کاربردی این امر می‌تواند منجر به عدم افزایش بارآبی در بالادست دریچه شود و درنتیجه برای کانال می‌توان از ارتفاع آزاد کمتر استفاده کرد. هم‌چنین باعث کاهش احتمال سرریز شدن آب و اتلاف آن می‌گردد. باتوجه به برابری افزایش درصد‌های نسبت $Y_{t(max)}/W$ در دریچه‌های نیم‌استوانه‌ای و استوانه‌ای کامل با قطرهای برابر در شکل‌های (۶) و (۸)، می‌توان پی برد که فقط نیم‌استوانه قرار گرفته در قسمت بالادست دریچه تأثیری بر شرایط جریان در حالت آزاد داشته‌است و این نیم‌استوانه باعث بهبود شرایط جریان شده‌است.



شکل ۷ تغییرات ضریب فشردگی دریچه‌هایی با استوانه لبه کامل و دریچه لبه تیز



شکل ۸ منحنی تشخیص شرایط جریان برای دریچه‌هایی با لبه نیم استوانه و دریچه لبه تیز



شکل ۹ تغییرات ضریب فشردگی دریچه‌هایی با لبه نیم استوانه و دریچه لبه تیز

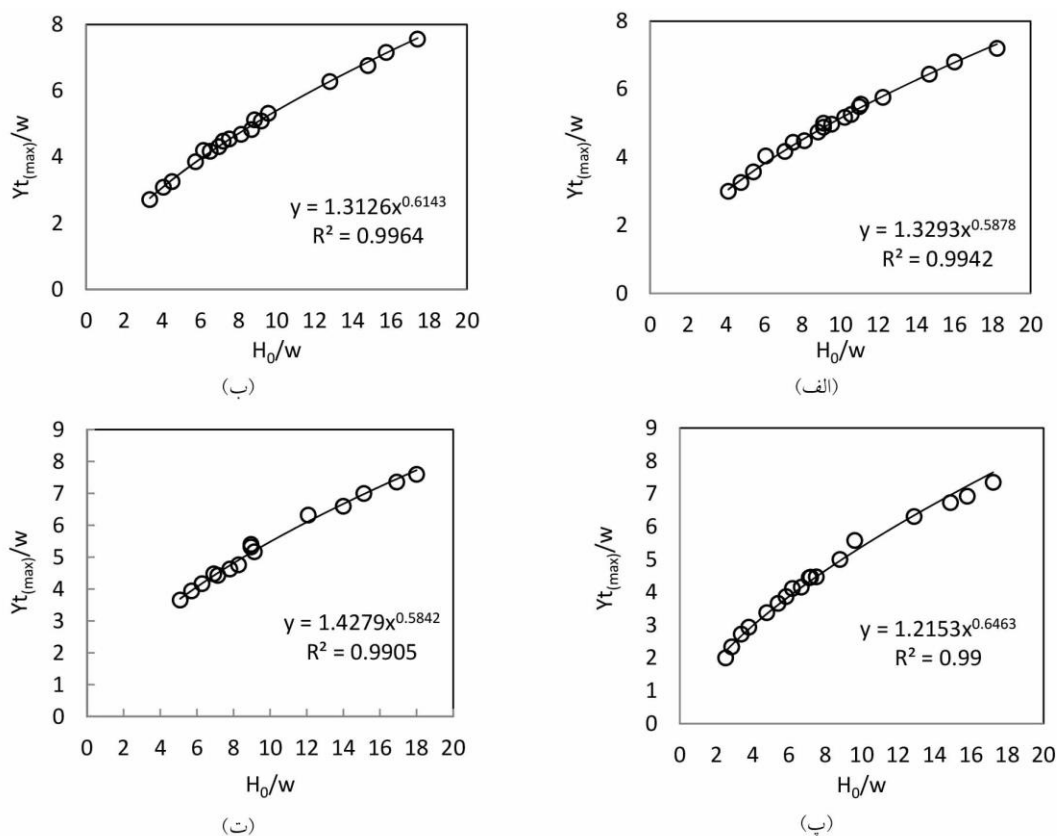
استوانه‌ای، در یک بازشدگی یکسان، ظرفیت دبی عبوری نیز در آنها درمقایسه با دریچه کشویی لبه‌تیز بیشتر خواهد بود که یک مزیت برای دریچه‌های کشویی با لبه استوانه‌ای محسوب می‌شود. به عبارتی می‌توان با افزایش کم در بازشدگی دریچه، ظرفیت دبی عبوری را به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش داد.

در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) برآزش داده‌های آزمایشگاهی به منظور تعیین روابطی برای تشخیص شرایط جریان به ترتیب برای دریچه‌های کشویی با لبه استوانه‌ای کامل و دریچه‌های کشویی با لبه نیم‌استوانه در این دریچه‌ها نمایش داده شده است. در این شکل‌ها نماد x بیانگر پارامتر بی‌بعد H_0/w و نماد y بیانگر پارامتر بی‌بعد $Y_{t(max)}/w$ است. همان‌طور که در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) دیده می‌شود روابط برآزش داده شده از دقت بالایی برخوردار می‌باشند و می‌توان از این روابط در تشخیص شرایط جریان و در نتیجه تعیین مقدار دبی عبوری از این نوع دریچه‌ها با توجه به شرایط جریان و در نهایت مدیریت بهتر شبکه توزیع و انتقال آب بهره برد.

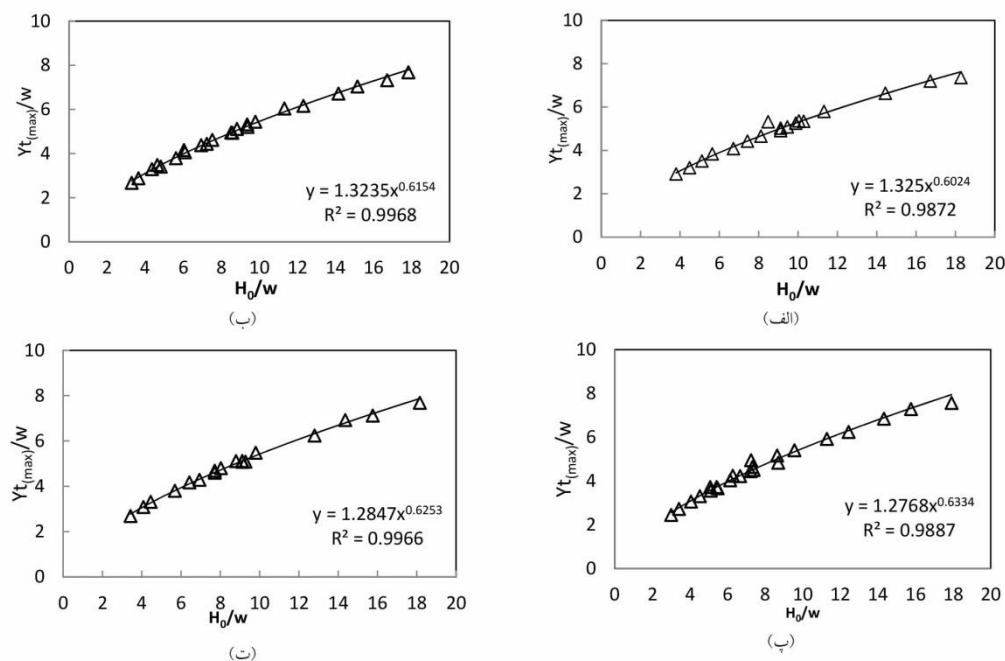
همان‌طور که در شکل‌های (۶) و (۸) دیده می‌شود، از بین دریچه‌های نیم‌استوانه‌ای و استوانه‌ای کامل، داده‌های مربوط به دریچه با استوانه با قطر ۶۳ میلی‌متر از نظر نسبت $Y_{t(max)}/W$ ، پایین‌تر از سایر دریچه‌های مشابه قرار گرفته است و این بدین معناست که در دریچه نیم‌استوانه‌ای و استوانه‌ای کامل ۶۳ میلی‌متر نسبت به دیگر دریچه‌های استوانه‌ای در شرایط یکسان (نسبت بار آبی بالادست به بازشدگی یکسان) امکان تشکیل جریان مستغرق پس از این دریچه بیشتر است. این امر به دلیل تأثیر کمتر استوانه ۶۳ میلی‌متری بر روی خطوط جریان بالادست دریچه است. می‌توان با توجه به شکل‌های (۷) و (۹) که نشان‌دهنده ضریب فشردگی کمتر دریچه‌های نیم‌استوانه‌ای و استوانه‌ای کامل ۶۳ میلی‌متر درمقایسه با دیگر دریچه‌های استوانه‌ای است به این امر پی برد. شکل (۱۰) وضعیت جریان عبوری از دریچه کشویی نیم‌استوانه ۲۰۰ میلی‌متر را نشان می‌دهد. عدم فشردگی پس از دریچه در شکل (۱۰) قابل مشاهده است. به عبارت دیگر ضریب فشردگی تقریباً برابر با یک است. به دلیل ضریب فشردگی بالا در دریچه‌های کشویی با لبه



شکل ۱۰ ضریب فشردگی برابر با یک در دریچه نیم‌استوانه‌ای با قطر ۲۰۰ میلی‌متر



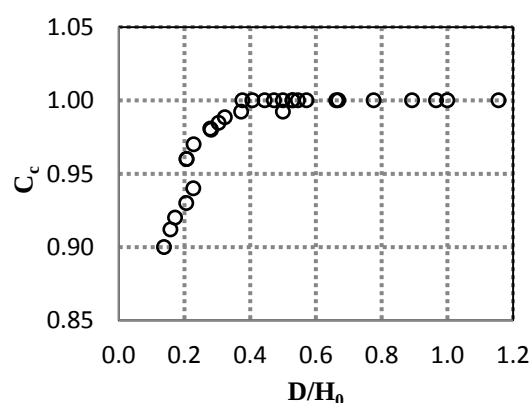
شکل ۱۱ برآزش داده‌های آزمایشگاهی درجه‌های کشویی استوانه‌ای کامل برای منحنی تشخیص شرایط جریان، شکل‌های (الف)، (ب)، (پ)، (ت) به ترتیب مربوط به درجه‌های کشویی استوانه‌ای کامل با قطرهای ۶۳، ۹۰، ۱۲۵، ۲۰۰ میلی‌متر



شکل ۱۲ برآزش داده‌های آزمایشگاهی درجه‌های کشویی نیم‌استوانه‌ای برای منحنی تشخیص شرایط جریان، شکل‌های (الف)، (ب)، (پ)، (ت) به ترتیب مربوط به درجه‌های کشویی استوانه‌ای کامل با قطرهای ۶۳، ۹۰، ۱۲۵، ۲۰۰ میلی‌متر

عبوری دریچه‌های کشویی با لبه استوانه‌ای و سپس ضریب فشردگی و منحنی‌های تشخیص شرایط جریان که یکی از پارامترهای مهم مرتبط با دریچه‌های کشویی نیم‌استوانه‌ای و استوانه‌ای کامل است، پرداخته شد. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که با تغییر در شکل دریچه، ضریب فشردگی تغییر قابل‌توجهی خواهد کرد که این امر باعث تغییر در منحنی تشخیص جریان می‌شود و برای دریچه‌هایی با استوانه‌ای به قطر ۹۰ میلی‌متر و بیشتر، عملاً مقطع فشردگی بعد از دریچه وجود نخواهد داشت، لذا ضریب فشردگی برابر با یک است. در شرایط یکسان آزمایش، دریچه‌ای که باعث افزایش بیشتر ضریب فشردگی شده است، عمق پایاب بیشتری را می‌تواند تحمل کند، در حالی که جریان پس از دریچه آزاد است. این وضعیت یک مزیت مهم برای این گونه دریچه‌ها محسوب می‌شود چرا که با جلوگیری از استغراق جریان باعث جلوگیری از افزایش بار آبی بالادست می‌شود و امکان سرریز شدن در قسمت بالادست دریچه کاهش می‌یابد که این امر باعث جلوگیری از اتلاف آب می‌شود. روابطی با دقت بالایی برای تشخیص شرایط جریان در دریچه‌های مورد آزمایش در این پژوهش با برآزش بر داده‌های آزمایشگاهی ارائه شد. در نهایت نیز با بررسی داده‌های آزمایشگاهی معلوم شد برای دستیابی به ضریب فشردگی برابر با یک، حداقل قطر استوانه به کاررفته در لبه دریچه می‌بایست برابر $0/4$ بار آبی بالادست دریچه $(0/4 H_0)$ باشد. باتوجه به نتایج گرفته‌شده می‌توان با تغییر اندک در ساختار دریچه کشویی باعث افزایش عملکرد هیدرولیکی آن شد.

شکل (۱۳)، نشان‌دهنده تغییرات ضریب فشردگی در دریچه‌های کشویی با لبه استوانه‌ای کامل در برابر نسبت اندازه قطر به بار آبی بالادست است. در این شکل از داده‌های ۴ دریچه کشویی با لبه استوانه‌ای کامل با اندازه‌های ۶۳ و ۹۰ و ۱۲۵ و ۲۰۰ میلی‌متر در بارهای آبی بالادست مختلف استفاده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود، در نسبت قطر استوانه به بار آبی بالادست (D/H_0) برابر با $0/4$ ، تغییرات ضریب فشردگی ناچیز و تقریباً برابر با یک شده است. از طرفی، در D/H_0 برابر با $0/4$ ، مقطع فشردگی پس از دریچه وجود نخواهد داشت و ظرفیت دبی عبوری به بیشترین مقدار در شرایط جریان آزاد رسیده است. به عبارت دیگر، برای دست یافتن به ضریب فشردگی برابر با یک می‌بایست قطر استوانه به کاررفته در لبه دریچه حداقل برابر با $0/4 H_0$ باشد.



شکل ۱۳ تغییرات ضریب فشردگی در مقابل نسبت اندازه قطر استوانه به کاررفته در لبه دریچه به بار آبی بالادست در دریچه‌های کشویی با لبه استوانه‌ای کامل

نتیجه‌گیری

در این پژوهش ابتدا به بررسی آزمایشگاهی ضریب دبی

مراجع

1. Henderson, F. M., "Open Channel Flow", Macmillan Publishing Co., New York, (1966).

2. Rajaratnam, N., and Subramanya, K., "Flow Equation for the Sluice Gate", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 93(3), pp.167-186, (1967).
3. Belaud, G., and Cassan, L., and Baume, J.P., "Calculation of Contraction Coefficient under Sluice Gates and Application to Discharge Measurement", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 135(12), pp.1086-1091, (2009).
4. Montes, J.S., "Irrotational Flow and Real Fluid Effects under Planar Sluice Gates", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 123(3), pp. 219-232, (1997).
5. Tel, J., "Discharge Relations for Radial Gates", Master of Science Thesis, Delft Technical University, Delft, The Netherlands (2000).
۶. محمدی، م. ح.، و بیرامی، م. ک.، «تخمین دبی جریان از زیر دریچه‌های کشویی و قطاعی با جریان آزاد». نشریه آب و فاضلاب (۲)، صص. ۹۴-۱۰۱، (۱۳۸۹).
7. Bos, M.G., "Discharge Measurement Structures", Wageningen, the Netherlands, ILRI, (1989).
8. Swamee, PK., "Sluice-gate Discharge Equations", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 118(1), pp. 56-60, (1992).
9. Yen, J.F., and Lin, C.H., and Tsai, C.T., "Hydraulic Characteristics and Discharge Control of Sluice Gates", *Journal of the Chinese institute of engineers*, Vol. 24(3), pp. 301-310, (2001).
10. Lin, CH., Yen, J.F., Tsai, CT., "Influence of Sluice Gate Contraction Coefficient on Distinguishing Condition", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 128(4), pp.249-252, (2002).
11. Wahl, T.L., Clemmens, A.J., "Applying the Energy-Momentum Method to Radial Gate Discharge Calibration", In World Water & Environmental Resources Congress. Alaska, pp. 1-10, (2005).
12. Buyalski, C.P., "Discharge Algorithms for Canal Radial Gates", Technical Report REC-ERC-83-9. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, (1983).
13. Bijankhan, M., Kouchakzadeh, S., Bayat, E., "Distinguishing Condition Curve for Radial Gates", *Flow Measurement and Instrumentation*, Vol. 22(5), pp. 500-506, (2011).
14. Clemmens, A.J., Strelkoff, T.S., and Replogle, J.A., "Calibration of Submerged Radial Gates", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 129(9), pp.680-687, (2003).
15. Ferro, V., "Simultaneous Flow over and under a Gate", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 126(3), pp.190-193, (2000).
16. Ansar, M., "Discussion of 'Simultaneous Flow over and under a Gate' by V. Ferro. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 127(5), pp.325-326, (2001).
17. Habibzadeh, A., Vatankhah, A., and Rajaratnam, N., "Role of Energy Loss on Discharge Characteristics of Sluice Gates", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 137(9), pp.1079-1084, (2011).
۱۸. ابریشمی، ج. و حسینی، س.م.، «هیدرولیک کانال های باز»، مؤسسه چاپ و انتشارات آستان قدس رضوی، (۱۳۷۵).

19. Bijankhan, M., and Kouchakzadeh, S., "Discussion of Benchmark of Discharge Calibration Methods for Submerged Sluice Gates", by Carlos Sepúlveda, Manuel Gómez, and José Rodellar, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 137(1), pp. 56-57, (2011).

بررسی تأثیر شکل مقطع حفاری بر اصطکاک جدار و رفتار خزشی میخ‌های گرونی در گونه‌ای از خاک مارن زیتونی تبریز*

غلام مرادی^(۱)سیامک زادکریم^(۲)هوشنگ کاتبی^(۳)

چکیده استفاده از سیستم میخکوبی به دلیل مزایای فراوان آن، از راهکارهای مرسوم برای تثبیت دیواره‌های گود محسوب می‌شود. با توجه به رفتار متفاوت خاک‌های مارنی در کوتاه و بلندمدت و نیز نقش اساسی اصطکاک بین گروت سیمانی با خاک اطراف خود در دیواره‌های میخکوبی شده، در این تحقیق به بررسی مقاومت کششی و رفتار خزشی میخ‌ها در گونه‌ای از خاک مارن سبز، پرداخته شده است. بدین منظور تعداد شش عدد میخ به قطر ۱۱/۰ و به طول ۴ متر در حالت قائم و دو میخ با همان مشخصات در حالت افقی با زاویه ۱۵ درجه نسبت به افق در مقیاس واقعی اجرا و اثر شکل مقطع حفاری در مقاومت کششی و رفتار خزشی میخ‌ها، مورد بررسی قرار گرفت که حاکی از افزایش ۲۰ الی ۲۵ درصدی مقاومت کششی میخ‌های اجرا شده با حفاری سه پره‌ای (جدار ناصاف) نسبت به حالت حفاری با جدار صاف در میخ‌های قائم و افزایش حدود ۱۵ درصدی آن در میخ‌های افقی می‌باشد.

واژه‌های کلیدی مارن، میخکوبی خاک، شکل مقطع حفاری، مقاومت کششی، خزش، مقیاس واقعی.

Field Study of The effect of Drilling Type on tensile strength and creep behavior of soil nails in Tabriz Green marl

Gh. Moradi

S. Zadkarim

H. Katebi

Abstract Using the Soil Nailing due to its numerous advantages, the traditional approach is to stabilize the excavation walls fitted. Due to the different behavior of marl soils in short and long-term and fundamental role of friction between soil cement grout around the walls were nailed, In this study, tensile strength and creep behavior of soil nails to maintain green marl are discussed. Therefore, the number 6 nails diameter of 11 cm and a length of 4 m in vertical and 2 achieve the same as the horizontal at an angle of 15 degrees to the horizon scale has been constructed and the effect of Drillings Type on the tensile strength and creep behavior were investigated. the results indicates 20 to 25% increasing in tensile strength of nails in vertical mode and 15% increasing in a horizontal mode implemented with non-smooth drill compared to smooth drill.

Key Words Marl, Soil Nailing, Drilling Type, Tensile Strength, Creep, Field Study.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۲/۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۱۲/۲۶ می‌باشد.

(۱) دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تبریز.

(۲) نویسنده مسئول: دانشجوی دکترای، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تبریز.

(۳) دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تبریز.

مقدمه

حفاظت از گودها و ساختمان‌های موجود در مجاورت آنها و نیز تثبیت دیواره‌های خاکی، یکی از مهم‌ترین مشکلات و دغدغه‌های موجود در رشته مهندسی عمران در هنگام اجرای سازه‌ها می‌باشد. عدم رعایت روش‌های مناسب به منظور حفاظت گودها و هم‌چنین شیب‌های در حال احداث، منجر به خسارت جبران‌ناپذیری خواهد گردید و مخاطرات به وجود آمده ناشی از نشست‌های احتمالی و تقلیل ظرفیت باربری و تغییر مکان‌های جانبی، موجب ایجاد ترک در سازه‌های مجاور گود خواهد شد [1, 2].

به منظور جلوگیری از وقوع موارد ذکر شده لازم است قبل از شروع عملیات گودبرداری از روش‌های نگهداری و مهاربندی جانبی مناسب استفاده شود تا در محیطی پایدار و ایمن بتوان عملیات را ادامه داد. در این راستا از سیستم‌های حفاظت جانبی متعددی استفاده می‌شود که با توجه به عملکرد مناسب و مزایای استفاده از میخ در خاک‌ها نسبت به سایر روش‌های ذکر شده از قبیل امکان اجرا در مجاورت سازه‌های موجود، روش ساخت مطابق با معیارهای زیست‌محیطی (بدون لرزش و سروصدا)، سادگی اجرا، سازگار بودن با عوارض زمین و وضعیت طرح و محل (انعطاف‌پذیری روش)، تغییر شکل‌های کم دیوار، صرفه‌جویی اقتصادی در مقایسه با دیگر روش‌های ساخت خصوصاً سازه‌های نگهدارنده، امکان کار در فضاها محدود، اشغال فضای کمتر نسبت به انکر به دلیل طول کوتاه‌تر میخ‌ها، سرعت بالای انجام کار، اطمینان بیشتر میخ‌ها نسبت به انکرها، دستکاری و اصلاح طرح بدون از دست دادن سطح ایمنی و مناسب بودن برای کاربردهای موقتی و دائمی، مطالعه سیستم میخ‌کوبی در این تحقیق مد نظر قرار گرفته است.

مفاهیم طراحی یک سازه نگهدارنده میخ‌کوبی شده بر اساس انتقال نیروی کششی تولید شده در مسلح‌کننده می‌باشد. مکانیزم انتقال بار بین میخ‌ها و خاک تا حد ظرفیت از جا درآمدگی نهایی، به پارامترهای بسیار نظیر تکنیک نصب، روش حفاری، شکل مقطع حفاری، نوع

گروت مصرفی، روش تزریق، فشار تزریق، اندازه و شکل مسلح‌کننده، مشخصات هندسی خاک محل (خصوصاً دانسیته نسبی خاک یا نسبت پیش‌تحکیمی)، نفوذپذیری خاک و مشخصه‌های مقاومت برشی خاک بستگی دارد. در این نوع سازه‌ها، تغییر مکان جانبی مشخص برای بسیج اندرکنش خاک میخ و تولید نیروهای کششی در میخ‌ها لازم می‌باشد. بنابراین در مناطق شهری، بایستی فاصله مورد نیاز بین توده میخ‌کوبی شده و سازه مجاور آن حفظ شود تا از ایجاد بارهای اضافی بر سازه مجاور جلوگیری شود [2, 3].

تحلیل‌های عددی انجام گرفته نشان می‌دهد که رفتار شیب میخ‌کوبی شده بیش از این که وابسته به شرایط انتهایی تسلیح‌کننده‌ها باشد به مشخصات سطح تماس تسلیح‌کننده و خاک اطراف بستگی دارد [4, 13]. میخ‌کوبی دیوارهای خاکی برای عملیات حفاری، به خصوص زمانی که برش‌های قائم یا نزدیک قائم خاک نیاز است بسیار مناسب می‌باشد. این تکنیک در عملیات ساخت بزرگراه‌ها، خاکبرداری فونداسیون پل‌ها، نگهداری دیواره‌های گودبرداری شده برای احداث سازه‌های زیرزمینی در محیط‌های شهری، تعمیر، تحکیم و بازسازی سازه‌های نگهدارنده فرسوده، هم‌چنین ورودی تونل‌ها بسیار موفقیت‌آمیز بوده است. به طور کلی از دیوارهای میخ‌کوبی شده در پایدارسازی ترانشه‌ها در احداث بزرگراه‌ها و راه‌آهن، کوه‌بری به هنگام جاده سازی، پایدارسازی جداره تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی، پایدارسازی و حفاظت گود در سازه‌های مناطق شهری، ساختمان‌های مجاور گود، ایستگاه‌های زیرزمینی مترو، تعمیر و بازسازی سیستم‌های نگهدارنده قدیمی، پایدارسازی کوله‌های مجاور پل‌ها در زمین‌های سست و ریزشی به صورت موقت و دائمی بهره جسته می‌شود [6]. تا به حال مطالعات آزمایشگاهی، مقیاس واقعی و نرم‌افزاری زیادی در رابطه با اثرات سربار، فشار تزریق، فشار آب حفره‌ای بر مقاومت کششی میخ‌های گروتی در حالات اشباع و غیراشباع انجام یافته که نتایج قابل توجهی حاصل گردیده است [7-11].

رسوکرینات کلسیم تشکیل شده است. مارن‌ها در نواحی شرقی، شمالی و جنوبی تبریز پروند دارند و در بیشتر نواحی شهر نیز تشکیل دهنده سنگ کف هستند و به عبارت دیگر در زیر رسوبات آبرفتی قرار دارند. این مارن‌ها به رنگ‌های مختلفی از جمله زرد، سبز زیتونی، قهوه‌ای و خاکستری دیده می‌شوند. معمولاً لایه‌های زرد و سبز در قسمت‌های سطحی و مارن‌های خاکستری در اعماق قرار دارند و از نظر مکانیک خاک مارن‌ها در گروه خاک‌های نوع رسی یا سیلتی با خاصیت خمیری بالا طبقه‌بندی می‌شوند. حد روانی و شاخص خمیری مارن‌ها در محدوده نسبتاً گسترده‌ای قرار دارد، که این امر نشان‌دهنده متغیر بودن درصد کرینات کلسیم و نوع کانی رسی تشکیل دهنده مارن‌ها می‌باشد.

مارن‌های تبریز در نقاط مختلف دارای تنوع زیادی می‌باشند. این تنوع هم در ظاهر و هم در خواص مهندسی و ترکیبات کانی‌شناسی آنها وجود دارد. این مارن‌ها در شرایط متفاوت از جمله عمق، میزان سربار، رطوبت طبیعی، درجه اشباع، میزان درصد رس و هم‌چنین وجود رگه‌های ژپس و ذغال، رفتار ژئومکانیکی متفاوتی از خود نشان می‌دهند. باتوجه به اهمیت این مارن‌ها و گسترش آنها در شهر تبریز و نیز عملکرد متفاوت آنها، اقدام به بررسی رفتار گونه‌ای از این نوع مارن‌ها در برابر سیستم میخ‌گذاری، شده است.

تجهیزات انجام آزمون

برای انجام آزمون‌ها، نیاز به دستگاهی که بتواند با دقت بالا مقادیر نیرو، فشار و تغییر مکان‌ها را اندازه‌گیری و ثبت نماید است که بر این اساس اقدام به ساخت جک ویژه کشش نیل گردید که توان اندازه‌گیری نیرو را تا ۵۰ تن و اندازه‌گیری تغییر شکل‌ها با دقت ۰/۱ میلی‌متر دارد و مجهز به دیتالاگر برای ثبت داده‌های حاصل به صورت اتوماتیک از هر ۶ ثانیه می‌باشد. هم‌چنین جک مذکور مجهز به سیستم قفل خزش برای ثابت نگه داشتن مقدار نیرو در طول زمان است و در صورت کاهش مقدار نیرو به هر دلیلی، با اعمال و تنظیم فشار روغن، میزان نیرو را در مقدار ثابت تعریف‌شده به دستگاه

بررسی رفتار میخ‌ها در خاک‌های رسی و مارنی که خاک‌های ریزدانه و با خواص متفاوت از خاک‌های دانه‌ای محسوب می‌شوند، از جمله موضوعاتی است که به آن کمتر پرداخته شده است. خواص خمیری بالا، حالت نیمه‌اشباع داشتن، تغییر رفتار آن در بلندمدت، تزریق‌پذیری بسیار کم آن و سایر موارد مشابه از جمله معضلاتی است که عملکرد میخ در این نوع خاک‌ها را مستلزم مطالعه بیشتر می‌نماید.

در سال‌های اخیر باتوجه به رشد و توسعه شهری و افزایش تراکم جمعیت، تعداد طبقات زیرزمین و عمق گودبرداری افزایش یافته است. باتوجه به قیمت زمین و ارزش آن در مناطق مذکور که عموماً بخش بالانشین شهر را شامل می‌شود، لزوم استفاده بهینه از آن و نیز استفاده از اعماق زمین به عنوان فضاهای مورد استفاده در ساخت و سازهای شهری، امری گریزناپذیر است که در این صورت بحث گودبرداری‌های بزرگ و نحوه مهار آنها معضل اساسی است و خواص خاک محل که عموماً مارنی و هوازده می‌باشد و رفتارهای خاص خود را دارد بر مشکلات حاصل افزوده است. پایداری خاک جداره‌های گودبرداری‌شده و نیز تثبیت دیواره‌های خاکی ایجادشده در احداث راه‌ها و تونل‌ها و شریان‌های اصلی به عنوان مسایل مهم در مهندسی ژئوتکنیک مطرح بوده و می‌باشد. لذا شناسایی و اجرای روش‌هایی که به کمک آنها بتوان این مشکلات را تا حد امکان و با صرف کمترین هزینه در اسرع وقت رفع نمود، لازم و ضروری است. باتوجه به تنوع مارن در سطح (زرد، قهوه‌ای، سبز زیتونی و...) بررسی تک‌تک آنها در زمان کم مقدور نیست و نیاز به صرف وقت و هزینه بیشتری دارد ولی به دلیل کثرت خاک سبز زیتونی که در بیشتر پروژه‌های عمرانی در سطح شهر و در اعماق کمتر زمین قابل مشاهده است در این تحقیق، بررسی رفتار سیستم میخ‌کوبی در این گونه از مارن‌ها مد نظر می‌باشد.

خاک مارن

مارن یک اصطلاح برای نهشته‌هایی است که از ترکیب

کنترل می‌کند.

لودسل فشار، شیر کنترل فشار، شیر تخلیه، اهرم دوطرفه اعمال فشار، درگاه USB ثبت حافظه، سیستم مونیتورینگ (نیرو، فشار و تغییر شکل) و پانل تنظیمات داخلی دستگاه به همراه جک پایه، سیستم اتصال جک به نیل و خط کش اهمی از اجزای اصلی دستگاه مذکور می‌باشند. باتوجه به توصیه استاندارد FHWA و نیز سایر استانداردهای معتبر برای اندازه‌گیری میزان تغییر مکان‌ها با دقت $0.1/0$ میلی‌متر، اقدام به نصب دو عدد گیج با دقت مذکور برای سنجش میزان تغییر مکان نیل و فونداسیون اجرا شده در زیر جک برای قرائت داده‌ها به صورت دقیق در فواصل زمانی تعیین شده مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های مربوط گردید. باتوجه به حساسیت کار در حفر گمانه‌ها و قابلیت تکرارپذیری آزمایش‌ها، سیستم حفاری بایستی از دقت و کیفیت بالایی برخوردار باشد و دارای لرزش‌های کم و در حد قابل قبول باشد که در این راستا اقدام به تهیه تجهیزات حفاری با قابلیت حفاری قائم و افقی با زاویه مشخص، ست تزریق گروت با توان اعمال فشار تا ۱۰ بار، میکسر اختلاط اولیه و ثانویه و نیز پکرها و ویژه برای تزریق در این تحقیق گردید (شکل‌های شماره ۱).



ج) دستگاه ثبت داده و تنظیم فشار



د) رابط اتصال جک به میخ و نصب گیج‌های اندازه‌گیری

جابه‌جایی محوری میخ و نشست پد بتنی

شکل ۱ تصویر هوایی سایت مورد مطالعه به همراه جک کشش نیل و تجهیزات جانبی

طرح مسئله و انجام آزمون‌ها

طرح ژئوتکنیکی که براساس یک فرضیه برای پیش‌بینی رفتار یک سیستم ساخته می‌شود، براساس دقت عکس‌العمل‌های مورد انتظار، می‌تواند با جزئیات کم و زیاد، بسته به نوع کار، مورد استفاده قرار گیرد. با مدل‌سازی فیزیکی کوچک‌مقیاس می‌توان پارامترهای مختلف و تأثیر آنها را با دقت مناسب و تحت شرایط کنترل‌شده بررسی نمود که استفاده از مدل‌هایی با مقیاس واقعی نتایج واقع‌بینانه‌ای را ارائه خواهد نمود [5], [10].

باتوجه به جنس خاک مورد مطالعه که از نوع مارن زیتونی می‌باشد و این‌که تهیه نمونه دست‌نخورده از این خاک باتوجه به ساختار و لایه‌بندی آن بسیار مشکل می‌باشد، لذا در این تحقیق به جای تهیه نمونه دست‌نخورده از خاک مارن و استفاده از آن در آزمایشگاه که دارای خطاهای بزرگ و تأثیرگذار خواهد بود، اقدام به احداث یک سایت مطالعاتی روی



الف) تصویر هوایی سایت مورد مطالعه



ب) سیستم جک و ملحقات آن نصب شده در سایت مورد مطالعه

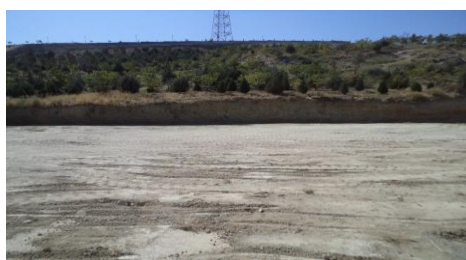
افق با همان مشخصات ذکر شده، برای بررسی اثر تغییر در روش حفاری بر رفتار اصطکاکی و تأثیر آنها بر مقاومت کششی و رفتار خزشی میخ‌ها اجرا شد.

بررسی اثر دو نوع حفاری سه‌پره‌ای و ضربه‌ای که از رایج‌ترین انواع روش‌های حفاری محسوب می‌شوند به‌عنوان یکی از عوامل مؤثر، در تحقیق حاضر مورد بررسی قرار گرفته‌است (جدول شماره ۲).

به‌منظور انجام این تحقیق سائیتی با ابعاد و عمق مشخص آماده خواهد شد و کف و دیواره‌های آن با پوشش مناسب برای جلوگیری از هوازدگی پوشانیده خواهد شد. سپس آزمون‌های فیزیکی، مکانیکی، شیمیایی و کانی‌شناسی لازم بر روی خاک سایت مورد آزمایش انجام خواهد گرفت. در ادامه نسبت به تعیین محل اجرای نیل‌ها اقدام گردید که پس از علامت‌گذاری محل اجرای آنها، پی‌های منفردی به ابعاد 120×120 سانتی‌متر با ضخامت ۳۰ الی ۴۰ سانتی‌متر در آکس آنها اجرا گردید که در قسمت میانی آنها سوراخی به قطر ۵ اینچ برای حفر نیل‌ها و عملیات تزریق کار گذاشته شد. هدف از اجرای پی‌ها، بالا آوردن تراز سطح کار به دلیل حفاظت آنها از آب‌های سطحی، بارندگی‌های محتمل، ایجاد سطحی برای اجرای عملیات قفل بلندمدت نیل‌ها، اجرای سطح صاف و تراز برای استقرار جک کشش نیل و ممانعت از نشست‌های ناهمگون و قابل کنترل بودن مقادیر نشست در هنگام اعمال بار در صورت وجود می‌باشد (اشکال ۲). پی‌های احداثی از بتن با عیار ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مکعب است که مسلح به شبکه آرماتور در قسمت میانی خود است و دارای توان باربری کافی در برابر بارهای وارد می‌باشد.

در ادامه کار، اقدام به استقرار تجهیزات اجرای نیل از قبیل دستگاه حفار، کمپرسور بادی، ژنراتور سه‌فاز برای تأمین برق تجهیزات، ست تزریق اولیه و ثانویه و مصالح مورد نیاز، گردید که در این راستا تعداد ۶ عدد نیل به صورت قائم در کف سایت مطالعاتی از پیش آماده‌شده از وسط پی‌های منفردی که سوراخی به قطر ۱۵ سانتی‌متر در قسمت میانی آنها تعبیه شده بود، حفر گردید. هم‌چنین اقدام به حفر و تزریق ۲ عدد نیل

فیلد مشخص گردیده‌است، به‌طوری‌که ابتدا یک سایت با ابعاد مشخص و به عمق لازم در داخل سایت دانشگاه تبریز احداث گردید و در جهت جلوگیری از هوازدگی خاک، دیواره‌ها و کف آن با مواد مناسب پوشش داده شد و سپس آزمایش‌های فیزیکی، شیمیایی، مکانیکی و کانی‌شناسی لازم روی آن انجام شد و پس از شناخت کافی از خاک محل و درواقع شناسنامه‌دار کردن خاک موجود، نسبت به اجرای میخ‌ها در کف و تعدادی از آنها روی دیواره‌های گود، اقدام شد. باتوجه به تنوع مارن سبز زیتونی، فقط یک نوع مارن که مشخصات آن با آزمایش‌های مربوط به دست آمده‌است مورد مطالعه قرار گرفت (جدول ۱ و شکل ۵). لازم به ذکر است با عنایت به این‌که اثر سربار از موارد مورد بررسی در این تحقیق نمی‌باشد و باتوجه به ساختار خاک مارن که دارای درزه‌هایی با جهات مختلف می‌باشد، جهت سهولت کار و دقت کافی در ایجاد و انجام آزمایش‌های موردنظر و به‌وجود آوردن شرایط یکسان در نمونه‌ها، اقدام به اجرای میخ‌ها به‌صورت قائم در فیلد از پیش تعیین شده گردید و آزمایش‌های لازم بر روی آنها انجام یافت. هم‌چنین تعدادی میخ در حالت افقی روی دیواره موجود در ضلع جنوبی سایت به‌منظور مقایسه و ایجاد رابطه بین برخی مقادیر حاصل، انجام یافت. در ادامه رفتار نیل‌ها در این نوع خاک در برابر پدیده خزش مورد ارزیابی قرار گرفت. یکی از محدودیت‌های موجود، بحث مقیاس می‌باشد، از آن‌جا که انجام آزمایش‌ها در مقیاس آزمایشگاهی باتوجه به جنس خاک مورد مطالعه و عدم امکان تهیه نمونه دست نخورده، ممکن نمی‌باشد لذا اجرای میخ‌ها در مقیاس واقعی در فیلد انجام شده‌است. برای رسیدن به اهداف پیش‌بینی‌شده پروژه اخیر، ۶ عدد میخ با مقیاس واقعی با طول تزریق‌شده ۴۰۰ و طول آزاد ۶۰ سانتی‌متر در فیلد مذکور با مقاطع حفاری متفاوت [سه‌پره‌ای (مقطع ناصاف) و ضربه‌ای (مقطع صاف)] به‌صورت عمودی و ۲ عدد نیل به‌صورت افقی با زاویه ۱۵ درجه نسبت به



الف) تسطیح و آماده‌سازی سایت مطالعاتی



ب) دستگاه حفاری مورد استفاده در پروژه



ج) حفاری و میلگردگذاری و نصب لوله‌های تزریق گروت



د) مت‌ه حفاری سه‌پره‌ای مورد استفاده در طرح



و) مت‌ه حفاری ضربه‌ای مورد استفاده در طرح

به صورت افقی با شیب ۱۵ درجه نسبت به سطح افق در دیواره ضلع جنوبی سایت گردید که پس از اتمام عملیات اجرایی و آماده‌سازی انتهای نیل‌ها، دهانه آنها با بالشتک بتنی مسلح به ابعاد ۱۰۰×۱۰۰ سانتی‌متر بسته شد و صفحه‌ای فلزی به ابعاد ۳۰×۳۰ سانتی‌متر با سوراخی به قطر ۵ سانتی‌متر در وسط آن در قسمت میانی بخش بتنی تعبیه گردید که این امر شرایط لازم برای تکیه دادن دهانه جک کشش نیل و اعمال نیرو بر آن را فراهم می‌نماید و از نشست‌های زاید و پیش‌بینی نشده در حین انجام آزمایش ممانعت می‌کند (شکل‌های ۳ و ۴). لازم به ذکر است که مقادیر نشست قسمت‌های مختلف حین انجام آزمایش تا مرحله اتمام آن توسط چند گیج با دقت مناسب اندازه‌گیری و سنجش شده است. قبل از قرارگیری میلگردها در داخل گمانه‌های حفر شده، انتهای آنها به اندازه ۱۵ الی ۲۰ سانتی‌متر رزوه شد و فضا دهنده‌های لازم، از هر یک متر بر روی آنها تعبیه گردید و سپس اقدام به تزریق گروت مطابق برنامه‌ریزی انجام شده، گردید.



شکل ۲ آماده‌سازی سایت مطالعاتی و نحوه اجرای فونداسیون بتنی مسلح برای اجرای نیل‌ها

مخلوط حاصل برای عملکرد و گیرایی بهتر آن براساس استانداردهای مربوط برابر ۳۰ دقیقه می‌باشد. باتوجه به این‌که زمان شروع آزمون‌های محلی، وابسته به اخذ مقاومت فشاری گروت تزریقی است لذا به‌منظور اطمینان از مقاومت فشاری گروت مورد استفاده در نیل‌ها، از گروت تمامی نیل‌ها در نمونه‌گیرهای مخصوص به قطر ۲ اینچ، نمونه‌برداری شد و پس از گذشت مدت زمان‌های ۳ و ۷ روز، نسبت به شکست و تعیین مقاومت فشاری آنها اقدام و پس از کسب مقاومت لازم توسط گروت، به انجام آزمون‌های واقعی در سایت پرداخته شد. تصویری از نمونه‌های اخذ شده از گروت سیمانی مورد استفاده در طرح، برای تعیین مقاومت فشاری گروت قبل از انجام آزمون کشش نیل، مطابق آیین‌نامه FHWA، در شکل شماره (۳-ه) آورده شده‌است که مقاومت فشاری نمونه‌های ۷ روزه حداقل برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع حاصل شده‌اند که تأمین‌کننده مقادیر آیین‌نامه‌ای برای شروع عملیات آزمون کشش نیل می‌باشد. در ادامه با استفاده از تجهیزات حفاری و اختلاط و تزریق دارای دقت بالا، نسبت به اجرای میخ‌ها در خاک مارن با تغییر در نوع گروت مصرفی، اقدام و آزمون‌های لازم مانند تعیین مقاومت کششی میخ‌ها در حالات مذکور و اثرگذاری خزش در این نوع خاک‌ها بر مقاومت کششی، مورد بررسی قرار گرفت. به‌عنوان نمونه، نتایج مربوط به آزمون‌های شماره (۱ و ۵) در شکل‌های زیر ارائه گردیده‌است.

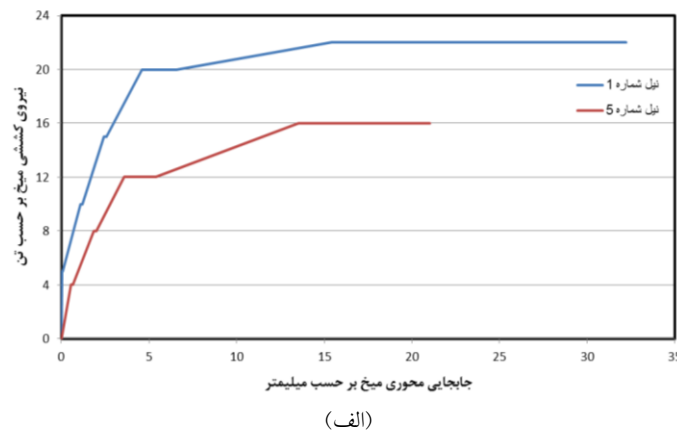


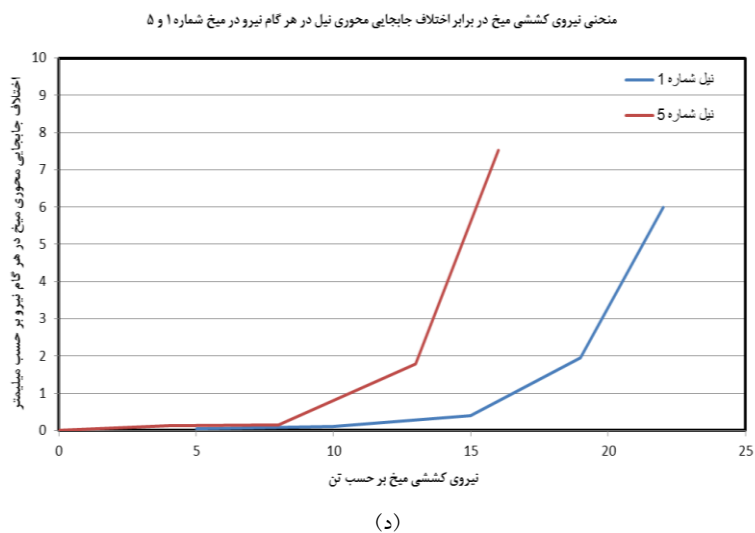
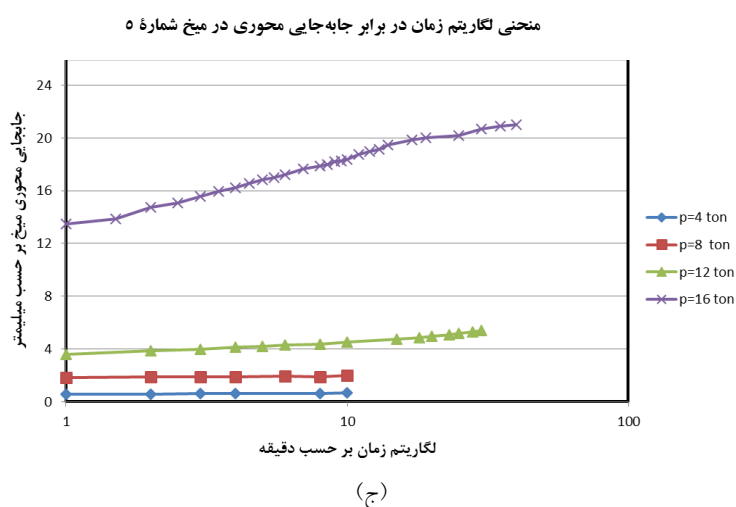
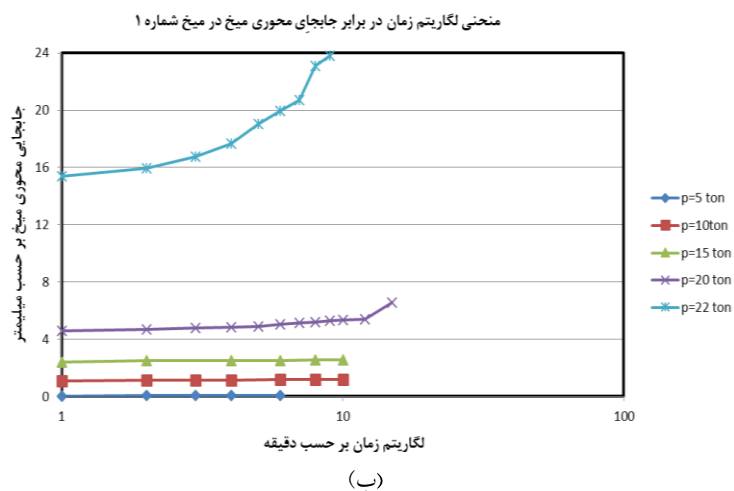
ه) نمونه‌های اخذ شده برای تعیین مقاومت فشاری گروت سیمانی
شکل ۳ آماده‌سازی و اجرای میخ‌های قائم و افقی در سایت توسط دستگاه حفاری با مت‌سه‌پره‌ای و ضربه‌ای

در حفاری نیل‌ها از دو روش مرسوم حفاری بنام‌های سه‌پره‌ای و ضربه‌ای که در کارهای اجرایی بیشتر کاربرد دارند، استفاده به‌عمل آمده‌است به‌نحوی که تعداد ۳ عدد میخ با مت‌سه‌پره‌ای و گروت سیمانی استاندارد به‌صورت قائم و یک مورد به‌صورت افقی با شرایط مشابه و تعداد ۳ عدد میخ با حفاری (ضربه‌ای-چرخشی) و گروت سیمانی استاندارد به‌صورت قائم و یک مورد نیز به حالت افقی در سایت مطالعاتی اجرا شد و مورد آزمایش قرار گرفت. لازم به ذکر است که عمل تخلیه در هر دو حالت به شکل پنوماتیکی می‌باشد.

ابتدا آب و سیمان به نسبت ۱ به ۲ در میکسر اولیه، مخلوط و سپس به میکسر ثانویه انتقال یافت که در این مرحله، گروت سیمانی به مدت ۱۰ دقیقه آرام هم زده شد و پس از هم‌گنی کامل آن، عملیات تزریق انجام گردید. لازم به ذکر است که حداکثر زمان استفاده از

منحنی نیروی کششی نیل در برابر جابجایی محوری میخ شماره ۱ و ۵





شکل ۴ الف) دیاگرام نیروی کششی در برابر جابجایی محوری میخ تا مرحله گسیختگی در میخ‌های شماره ۱ و ۵، ب) دیاگرام جابجایی محوری میخ در برابر لگاریتم زمان تحت بارهای کششی متفاوت در میخ شماره ۱، ج) دیاگرام جابجایی محوری میخ در برابر لگاریتم زمان تحت بارهای کششی متفاوت در میخ شماره ۵، د) دیاگرام نیروی کششی در برابر تغییرات جابجایی در گام‌های مختلف در میخ‌های شماره ۱ و ۵

جدول ۱ مشخصات مارن زیتونی مورد استفاده در طرح و پارامترهای مقاومتی آن

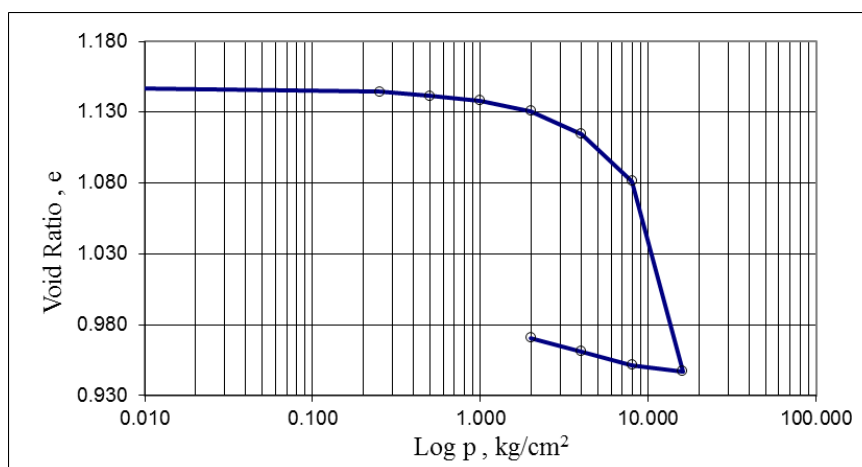
عمق (m)	وزن مخصوص مرطوب (kg/m^3)	رطوبت (%)	حد روانی (%)	حد خمیری (%)	چسبندگی (kg/m^2)	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)
۲	۱۸۶۰	۳۶,۶	۷۵	۵۱	۱,۱	۱۹
۴	۱۹۰۰	۴۱	۷۸	۶۰	۱,۲	۲۰
۶	۱۸۹۰	۴۵	۸۰	۶۰	۱,۳	۲۱

جدول ۲ مشخصات ابعادی نیل‌ها و گروت مصرفی

طول تزریق شده میخ	طول آزاد میخ	قطر نهایی میخ	شماره میلگرد	نوع سیمان گروت	روش حفاری
۴ متر	۰/۶ متر	۰/۱۱ متر	۳۲	سیمان تپ دو صوفیان	سه پره‌ای - ضربه‌ای

جدول ۳ نتایج آزمون‌های واقعی، مشخصات ابعادی و جزئیات اجرایی آنها

شماره میخ	قطر میخ (سانتی متر)	طول تزریق شده (سانتی متر)	طول آزاد (سانتی متر)	حالت اجرا	نوع حفاری	نوع گروت مصرفی	توان کششی در گسیختگی	قبول (تن)	تسریع خزش غیر قابل برای اجرا (تن)	نیروی قابل اعتماد
۱	۱۱	۴۰۰	۶۰	قائم	سه پره‌ای با تخلیه بادی	سیمانی استاندارد با تزریق ثقلی	۲۲	۱۹	۱۶	۱۶
۲	۱۱	۴۰۰	۶۰	قائم	سه پره‌ای با تخلیه بادی	سیمانی استاندارد با تزریق ثقلی	۲۱	۱۷	۱۴	۱۴
۳	۱۱	۴۰۰	۶۰	قائم	سه پره‌ای با تخلیه بادی	سیمانی استاندارد با تزریق ثقلی	۲۲	۱۸	۱۵	۱۵
۴	۱۱	۴۰۰	۶۰	قائم	ضربه‌ای با تخلیه بادی	سیمانی استاندارد با تزریق ثقلی	۱۸	۱۵	۱۲	۱۲
۵	۱۱	۴۰۰	۶۰	قائم	ضربه‌ای با تخلیه بادی	سیمانی استاندارد با تزریق ثقلی	۱۶	۱۲	۱۰	۱۰
۶	۱۱	۴۰۰	۶۰	قائم	ضربه‌ای با تخلیه بادی	سیمانی استاندارد با تزریق ثقلی	۱۷	۱۴	۱۲	۱۲
۷	۱۱	۴۰۰	۶۰	افقی	سه پره‌ای با تخلیه بادی	سیمانی استاندارد با تزریق ثقلی	۱۵	۱۳	۱۱	۱۱
۸	۱۱	۴۰۰	۶۰	افقی	ضربه‌ای با تخلیه بادی	سیمانی استاندارد با تزریق ثقلی	۱۲	۱۰	۹	۹



شکل ۵ منحنی تحکیم خاک مارن مورد بررسی در طرح

نتایج

نتایج آزمون‌های انجام‌یافته با نوع حفاری‌های متفاوت (متنه سه‌پره با تخلیه‌بادی و متنه ضربه‌ای با تخلیه بادی) حاکی از افزایش ۲۰ الی ۲۵ درصدی مقاومت کششی میخ‌های اجراشده با حفاری سه‌پره‌ای و ملاتی سیمانی استاندارد، تزریق‌شده به صورت ثقلی نسبت به حالت حفاری ضربه‌ای با شرایط تزریق مشابه در میخ‌های قائم و افزایش حدود ۱۵ درصدی آن در میخ‌های افقی می‌باشد که این امر می‌تواند ناشی از هم‌سو شدن ذرات خاک مارن در اثر ضربه و صیقلی شدن مقطع حفاری و عدم اتصال و گیرش مناسب گروت با خاک اطراف باشد. باتوجه به صیقلی شدن مقطع حفاری، جداشدگی ملات سیمانی از خاک اطراف در اثر جمع‌شدگی ملات (Shrinkage) در هنگام گیرش آن (مخصوصاً در زون بالا) به راحتی صورت می‌گیرد که این امر در تضعیف اصطکاک بین دو سطح مؤثر است و باعث کاهش مقاومت کششی میخ می‌گردد. بسته‌شدن خلل و فرج موجود در دیواره در اثر فشار ناشی از ضربات وارد در حین حفاری نیز مانع نفوذ کافی ملات سیمانی در داخل آن می‌شود و گیرایی بین دو سطح را کاهش می‌دهد. بهبود رفتار خزشی میخ‌ها در حالت استفاده از حفاری سه‌پره‌ای در هر دو حالت افقی و قائم نسبت به حفاری ضربه‌ای مشاهده می‌گردد که شروع خزش غیرقابل قبول (جابه‌جایی بالای ۲ میلی‌متر در بازه زمانی مشخص) را به تعویق می‌اندازد و رفتار بلندمدت قابل قبول‌تری از خود نشان می‌دهد (جدول شماره ۳). هم‌چنین دلیل تأثیر پایین شکل مقطع حفاری در میخ‌های افقی را می‌توان به ریزش و جداشدگی ملات سیمانی در زون بالای مقطع حفاری نسبت داد.

بحث

خواص خاک مارن و خصوصیات رفتاری منحصربه‌فرد آن مخصوصاً در بلندمدت، باعث گردیده‌است که در طراحی سیستم‌های میخ‌گذاری خاک تمهیدات ویژه‌ای

اندیشیده شود و ضرایب اطمینان بالایی مدنظر محاسب محترم باشد. بررسی‌ها و تجربیات عملی نشان‌دهنده کاهش توان کششی نیل‌های اجراشده در خاک مارن با گذشت زمان می‌باشد که این امر می‌تواند به دلیل رفتار خزشی این نوع خاک و هم‌سو شدن دانه‌های رس، تحت بار وارد باشد. لذا بهبود رفتار میخ‌ها در خاک مارن با روش‌های مختلف و افزایش ظرفیت کششی و بهبود رفتار خزشی آن مخصوصاً در بلندمدت از اهداف این مقاله به‌شمار می‌آید. حفاری سه‌پره‌ای به دلیل ایجاد آشفته‌گی در دیواره و گیرایی بهتر گروت با خاک اطراف می‌تواند شرایط مناسب‌تری را فراهم نماید و رفتار کششی و خزشی نیل را بهبود بخشد. لازم به ذکر است باتوجه به وجود انواع مارن‌ها با قابلیت‌ها و رفتارهای متفاوت، با تغییر نوع مارن، مشخصات فیزیکی و پارامترهای مقاومتی آن، نتایج به‌دست‌آمده قابل تغییر است و نمی‌توان نتایج حاصل را به تمامی مارن‌ها ربط داد. هم‌چنین مطالعات قبلی انجام‌یافته در مورد خاک‌های رسی با پلاستیسیته و رطوبت بالا که تقریباً رفتاری مشابه خاک‌های مارنی دارند بیانگر افزایش حدود ۲۰ الی ۳۰ درصدی مقاومت کششی نیل‌ها بوده‌است.

توصیه‌ها

بررسی رفتار نیل‌های گروتی تحت فشار تزریق متفاوت می‌تواند باعث بهبود رفتار نیل گردد. هم‌چنین بررسی رفتار نیل‌ها تحت بارهای متفاوت وارد با نصب تنش‌سنج‌ها و کرنش‌سنج‌هایی در جدار آن و پایش مقادیر حاصل و بررسی عملکرد نیل می‌تواند در آنالیز رفتاری آن بسیار مفید باشد. تغییر در نوع گروت مصرفی، فشار تزریق گروت، زمان تزریق تحت فشار، اثر سربار وارد و... از جمله موضوعاتی است که در این نوع خاک جای فراوان برای کار دارد. هم‌چنین استفاده از نرم‌افزارهای رایج ژئوتکنیکی و شبیه‌سازی و ارائه مدل واقعی از طرح و نیز مقایسه آن با مقادیر حاصل از مطالعات میدانی و نیز مقادیر پیشنهادی در آیین‌نامه‌های

معتبر مانند FHWA، میتواند در بهینه‌سازی طراحی سیستم‌های نگهداری دیواره منجمله سیستم میخ‌کوبی خاک مفید واقع گردد. لازم به ذکر است با توجه به تنوع مارن‌ها از نظر رنگ و پارامترهای مقاومتی، تحقیق بر روی سایر مارن‌ها نیز حائز اهمیت است و نتایج حاصل از این تحقیق را نمی‌توان به تمامی خاک‌های مارنی تعمیم داد.

مراجع

1. FHWA, "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls", Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Washington, D.C., USA, Report No. FHWA-SA-96-069R, (1998).
2. CLOUTERRE, "French National Research Project Clouterre-Recommendations", English Translation, Federal Highway Administration, FHWA-SA-93-026, Washington D.C., USA, (1991).
3. GEO Guide, "Geoguiding 7-Guide to Soil Nail Design and Construction", Published by Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region. ISBN: 978-962-02-0375-6, GEO REPORT, (2008).
4. Rasekh, M., Yazdani, M., "A Study of Grout Properties in Soil Nails Pullout Tests", 9th International Congress on Civil Engineering, Iran, (2012).
5. Franzen, G., "Soil Nailing – A Laboratory and Field Study of Pullout Capacity", Ph.D. thesis, department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden, (1998).
6. Byrne, R.J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G., "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls", Report FHWA-SA-96-69R, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, D.C., (1998).
7. Cheng-Yu Hong., Jian-Hua Yin., Hua-Fu Pei., Wan-Huan Zhou., "Experimental Study on the Pullout Resistance of Pressure-grouted Soil Nails in the Field", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 50, No. 7: pp. 693-704, (2013).
8. Kim, Yongmin., Lee, Sungjune., Jeong, Sangseom., Kim, Jaehong., "The Effect of Pressure-grouted Soil Nails on the Stability of Weathered Soil Slopes", *Computers and Geotechnics*, 49, 253-263, (2013).
9. Pradhan, B., Tham, L., Yue, Z., Junaideen, S., and Lee, C., "Soil-Nail Pullout Interaction in Loose Fill Materials", *Int. J. Geomech*, No. 6(4), pp. 238-247, (2006).
10. Su, L., Chan, T., Yin, J., Shiu, Y., and Chiu., "Influence of Overburden Pressure on Soil-Nail Pullout Resistance in a Compacted Fill", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, No. 134(9), pp. 1339-1347, (2008).
11. Akhtar Hossain, M., Yin j., "Influence of Grouting Pressure on the Behavior of Unsaturated Soil-

- ment Interface", American Society of Civil Engineers, (2012).
12. Seo, HJ., Jeong, KH., Choi, H., Lee, IM., "Pullout Resistance Increase of Soil Nailing Induced by Pressurized Grouting", *J Geotech Geoenviron Eng*, No. 138(5), pp. 604-13, (2012).
 13. Wan-Huan Zhou., Jian-Hua Yin., and Cheng-Yu Hong., "Finite Element Modelling of Pullout Testing on a Soil Nail in a Pullout Box under Different Overburden and Grouting Pressures", *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 557-567, (2011).

تشخیص خرابی دیوار برشی فولادی با استفاده از الگوریتم موجک*

امیر عباسی^(۱) سید روح الله حسینی واعظ^(۲) غلامرضا قدرتی امیری^(۳)

چکیده یکی از روش های تشخیص خرابی، روش های دینامیکی مبتنی بر پایه سیگنال می باشد که می توان با استفاده از پردازش سیگنال اقدام به شناسایی خرابی در سازه ها نمود. در این مطالعه، به منظور تشخیص محل و میزان آسیب در دیوارهای برشی فولادی از الگوریتم موجک استفاده شده است؛ بدین صورت که شکل مودی حاصل از آنالیز مودال به عنوان سیگنال ورودی توسط تبدیل موجک تجزیه می گردد و در صورت وجود خرابی، می تواند محل و موقعیت دقیق آن تشخیص داده شود. در نتیجه با استفاده از این تبدیل، بدون نیاز به اطلاعات سازه سالم می توان سناریوهای خرابی احتمالی را که در سازه رخ می دهد از طریق اغتشاشاتی که در سیگنال یا همان شکل مودی دیوار برشی فولادی ایجاد می گردند، شناسایی نمود.

واژه های کلیدی تشخیص خرابی، پردازش سیگنال، دیوار برشی فولادی، شکل مودی سازه، الگوریتم موجک.

Damage Detection of Steel Plate Shear Walls by Wavelet Transform

A. Abbasi

S. R. Hoseini Vaez

Gh. Ghodrati Amiri

Abstract One of the methods for damage detection is dynamic methods based on the signal, which can be used to detect damage in the structures through signal processing. In this study, wavelet transform is used in order to determine the location and extent of the damage in steel plate shear walls so that the mode shape of modal analysis is decomposed as the input signal by wavelet transform and in the case of damage, it is possible to identify its accurate location. As a result, by using this transform without information of healthy structure, the possible damage scenarios that occur in the structure can be detected through disturbances which are created in the signal or the mode shapes of steel plate shear walls.

Key Words Damage Detection, Signal Processing, Steel Plate Shear Walls, Mode Shape of Structure, Wavelet Algorithm.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۷/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۹/۲۸ می باشد.

Email: hoseinivaez@gmail.com

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم.

(۳) استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.

مقدمه

پایش سلامت سازه یک روش ارزیابی غیرمخرب است که وضعیت تمامی اجزای تشکیل دهنده سازه را در طول عمر آن بررسی می نماید و میزان سلامت کل سازه را تخمین می زند. آسیب با اثرات نامطلوبی که بر روی سازه می گذارد موجب اختلال در عملکرد کنونی و یا آینده سازه می گردد. بدیهی است که هزینه های تعمیر سازه های آسیب دیده و همین طور هزینه های نگهداری و بازرسی سازه های جدیدتر در حجم بالا بسیار هنگفت خواهد بود. هم چنین تشخیص به موقع آسیب و اقدام در جهت رفع عیوب آن، باعث افزایش عمر مفید سازه می شود. لذا پایش سلامت سازه ها از اهمیت به سزایی برخوردار است و از این رو، در دهه های اخیر تحقیقات فراوانی در این زمینه انجام گرفته است. آسیب های سازه ای از قبیل (ترک، خوردگی، کمانش، تورق و غیره) می توانند به طرق مختلفی ایجاد شوند که همگی منجر به کاهش سختی یا جرم سازه می شوند. بدین منظور، یکی از روش های شناسایی خرابی براساس تغییر در خصوصیات فیزیکی سازه مانند سختی می باشد که موجب تغییر در مشخصات دینامیکی سازه شامل فرکانس های طبیعی و شکل های مودی می گردد. در نتیجه با مقایسه پاسخ مودال سازه بین حالت سالم و آسیب دیده می توان حضور یا عدم حضور خرابی را شناسایی نمود. با این وجود، زمانی که رفتار سازه سالم در دسترس نیست بایستی این کار تنها با استفاده از پاسخ های سازه آسیب دیده انجام پذیرد.

در همین راستا یکی از روش های مورد استفاده، روش های دینامیکی مبتنی بر پایه سیگنال می باشد که می توان با استفاده از پردازش سیگنال اقدام به شناسایی خرابی در سازه ها نمود. در این روش، منظور از سیگنال همان پاسخ سازه آسیب دیده می باشد که به عنوان یک سیگنال ورودی، پردازش می گردد و موقعیت دقیق خرابی به وجود آمده را نشان می دهد. در این زمینه یکی از روش های پر کاربرد که طی دهه اخیر نیز بسیار مورد

توجه قرار گرفته است، تبدیل موجک می باشد که در ادامه به شرح برخی از کارهای انجام گرفته در این زمینه اشاره می گردد.

در مورد تشخیص خرابی در صفحات، بی سا و همکاران [1] با استفاده از تبدیل موجک دوبعدی روشی را ارائه دادند. آنها این روش را بر روی صفحاتی که به صورت المان محدود در نرم افزار مدل شده بود، به کار بردند و موفق شدند تا حدودی موقعیت آسیب را در سازه تشخیص دهند.

اثر مرتبه مودها بر میزان قابلیت تشخیص آسیب سازه ها، توسط روکا [2] مورد بررسی قرار گرفته است. او با استفاده از تبدیل موجک پیوسته و پس از بررسی هشت مود اول یک تیر طره نشان داد که هرچه مرتبه شکل مودی بالاتر باشد، جواب های قابل اطمینان تری به دست می آید.

سولیس و همکاران [3] با استفاده از تبدیل موجک روشی را برای تشخیص خرابی ارائه نمودند که علاوه بر این که موقعیت آسیب را از روی تغییر در شکل های مودی بین سازه سالم و آسیب دیده تشخیص می داد، توانستند روشی مناسب برای فائق آمدن بر مشکلاتی که در شناسایی آسیب های ابتدا و انتهای طول سازه به وجود می آمد ارائه دهند.

قدرتی و همکاران [4]، روشی برای تشخیص خرابی با استفاده از تبدیل موجک گسسته هنگامی که ترک هایی متعدد در یک تیر رخ دهند را پیشنهاد نمودند. علاوه بر این، اصول انتخاب یک تابع موجک مناسب و هم چنین حضور نویزهای تصادفی در سیگنال های ورودی را مورد ارزیابی قرار دادند.

تشخیص خرابی یک ساختمان شش طبقه بتنی با استفاده از تبدیل موجک توسط پاتل و همکاران [5] مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور برای جرم های مختلف، سیگنال های ارتعاش در تراز هر طبقه از ساختمان ثبت گردید. نتایج آنها نشان می دهد که ضرایب موجک ارتباط مستقیمی با تغییر در خصوصیات

فیزیکی سازه از جمله جرم دارند.

تشخیص خرابی یک سازه با استفاده از تبدیل موجک را می توان با قرار دادن سنسور در ترازهای معین از یک سازه بررسی نمود. با این عمل می توان آسیب به وجود آمده در هر قسمت از سازه را شناسایی نمود. بدین صورت که هر سنسور، پاسخ های به دست آمده از سازه را به عنوان سیگنال ورودی برای پردازش سیگنال، به تبدیل موجک وارد می نماید. سپس این تبدیل با تجزیه سیگنال ورودی، می تواند در صورت وجود خرابی، محل دقیق آن را نشان دهد.

در این مطالعه سعی شده است تشخیص خرابی دیوار برشی فولادی با استفاده از الگوریتم موجک و ثبت پاسخ در ترازهای مختلف دیوار، مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور با قرار دادن سنسور در نقاط مشخصی از دیوار، پاسخ های مودال سازه ثبت می گردند و الگوریتم موجک پس از تجزیه سیگنال ورودی، خرابی های احتمالی را نشان خواهد داد.

تعریف تبدیل موجک

تبدیل سیگنال یک ابزار ریاضی رایج است که به طور گسترده در پردازش سیگنال استفاده می شود. هدف از اعمال یک تابع ریاضی بر یک سیگنال، به دست آوردن اطلاعات اضافی است که در سیگنال خام اولیه قابل دسترس نمی باشند. یکی از رایج ترین روش ها در زمینه پردازش سیگنال، تبدیل فوریه می باشد. ضرایب به دست آمده از این تبدیل، شباهت بین سیگنال مورد نظر و توابع سینوسی به کار رفته در تبدیل فوریه را ارائه می دهند. ضرایب فوریه برای تابع سیگنال $f(t)$ به صورت زیر ارائه می شود [6]:

$$f(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (1)$$

که در آن t و ω متغیر زمانی و فرکانسی می باشد.

با این حال، روش تبدیل فوریه به دلیل استفاده از یک سری توابع سینوس و کسینوس، تنها زمانی به کار می آید که خواص آماری یک سیگنال در طول زمان

ثابت باشد و از این رو، برای سیگنال های غیرایستا مانند پاسخ های به دست آمده از یک سازه (که محتوای فرکانسی با زمان تغییر می کند) نمی تواند تقریب مناسبی را ارائه دهد. ضعف دیگری که در تبدیلات فوریه مشاهده می شود، این نکته است که تنها پارامتر مورد بررسی، فرکانس سیگنال می باشد و هیچ اطلاعاتی از موقعیت سیگنال مورد بررسی ارائه نمی دهد.

البته این ضعف در تبدیل فوریه زمان کوتاه تاحدی برطرف گردید، بدین صورت که از یک تابع پنجره متحرک استفاده می شود که در زمان τ قرار می گیرد و برای هر زمان τ خاص، یک تبدیل فوریه زمان کوتاه محاسبه می گردد. به طور متناوب، پنجره در راستای زمان انتقال پیدا می کند و تبدیل فوریه اعمال می شود تا بدین طریق تبدیل فوریه کل سیگنال محاسبه گردد. البته انتخاب اندازه پنجره ها بایستی به نحوی باشد که فرض ایستا بودن برای تمام بخش های جدا شده برقرار باشد. یک تبدیل فوریه زمان کوتاه به صورت رابطه زیر ارائه می گردد [7]:

$$STFT_x^w(\tau, f) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) w(t - \tau) e^{-j2\pi ft} dt \quad (2)$$

با این حال، با این تبدیل نیز نمی توان توصیف دقیقی از یک سیگنال را در اختیار داشت؛ زیرا اطلاعاتی که از یک سیگنال ارائه می دهد تنها مربوط به بازه های تابع پنجره است و نمی توان به طور دقیق اطلاع پیدا کرد که چه مؤلفه های فرکانسی در چه زمان هایی وجود دارند. از این رو، برای فائق آمدن بر این مشکلات و به دست آوردن جزئیات مناسب تر از پردازش یک سیگنال، روش تبدیل موجک جایگزین گردید. پردازش سیگنال های پیچیده، نیازمند استفاده از تابعی است که نسبت به زمان، تغییرات نامنظمی داشته باشد تا بتواند تقریب مناسب تری از یک سیگنال را ارائه دهد. تبدیل موجک، یکی از روش های تبدیل زمانی فرکانسی است که سیگنال مورد نظر را بر حسب مجموعه ای از توابع موجک مقیاس و منتقل شده بیان می کند.

یک تابع موجک $\psi(t)$ به صورت زیر بیان می شود

[7]:

$$\psi_{s,\tau}(t) = \frac{1}{\sqrt{|s|}} \psi\left(\frac{t-\tau}{s}\right) \quad (3)$$

در رابطه فوق s و τ به ترتیب پارامتر مقیاس و انتقال می باشند.

با استفاده از پارامتر مقیاس می توان بازه تابع موجک را منقبض یا منبسط نمود. بدین طریق، در مقیاس های بالا که تابع موجک منبسط می شود، مؤلفه های فرکانس پایین سیگنال و در مقیاس های پایین که تابع موجک منقبض می گردد، مؤلفه های فرکانس بالای سیگنال بررسی می گردند. پارامتر انتقال نیز به منظور قرارگیری تابع موجک در محل موردنظر از سیگنال مورد بررسی به منظور محاسبه یک تبدیل موجک به کار می رود.

باتوجه به حوزه عملکرد محدود یک تابع موجک، دو کران بالا و پایین برای آن در نظر گرفته شده است که خارج از این بازه مقدار تابع موجک صفر می باشد:

$$\forall t \leq LB: \psi(t) = 0, \quad \forall t \geq UB: \psi(t) = 0 \quad (4)$$

در رابطه (۴) LB و UB کران های پایین و بالا می باشند.

در تبدیل موجک همانند تبدیل فوری، ضرایب آن بیانگر میزان شباهت می باشند با این تفاوت که در تبدیل فوری، تابع سیگنال موردنظر در یک تابع سینوسی ضرب می شود و شباهت میان این دو تابع بررسی می گردد ولی در آنالیز موجک، برای تقریب دقیق تر از توابع موجک استفاده می شود و این توابع به طور جداگانه بر روی قطعه های مختلف سیگنال ضرب می شوند. ضرایب موجک به صورت رابطه (۵) محاسبه می گردد.

$$C_{s,\tau} = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) \psi_{s,\tau}(t) dt \quad (5)$$

در رابطه (۵) هر قدر شباهت فرکانسی سیگنال با تابع موجک بیشتر باشد، مقدار ضریب موجک نیز بزرگ تر حاصل خواهد شد.

ناپیوستگی هایی که در یک سیگنال رخ می دهند به دلیل محتوای فرکانسی بالایی که دارند، تنها هنگامی که تابع موجک فرکانس بالاتری (پارامتر مقیاس پایین تر) دارد قابل مشاهده می باشند. به عبارت دیگر، در این حالت تابع موجک حساسیت بیشتری به جزئیات سیگنال یا همان ناپیوستگی ها نشان می دهد.

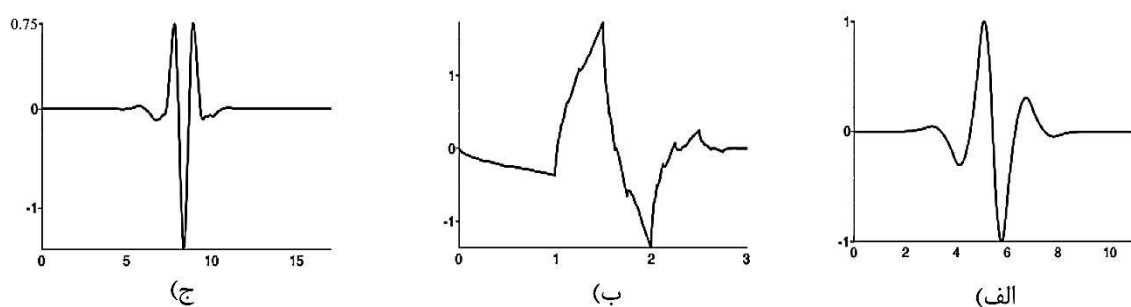
یکی از تبدیلات موجک پر کاربرد در زمینه مشاهده ناپیوستگی و اغتشاشات کوچک در یک سیگنال، تبدیل موجک گسسته می باشد. روند پردازش سیگنال با تبدیل موجک گسسته، تجزیه یک سیگنال در چند مرحله می باشد که توسط دو فیلتر انجام می گیرد. بدین طریق که در ابتدا سیگنال، از یک فیلتر پایین گذر عبور می کند و تمام مؤلفه های فرکانسی که بیشتر از نصف بزرگ ترین فرکانس موجود در سیگنال باشند، حذف می شوند؛ بدین ترتیب مؤلفه های باقی مانده به دلیل ماهیت فرکانسی پایین، شکل تقریبی از سیگنال را ارائه می دهند. این عمل برای یک فیلتر بالاگذر نیز انجام می گیرد و در نتیجه این فیلتر مؤلفه های فرکانس بالای باقی مانده، جزئیات موجود در یک سیگنال از قبیل ناپیوستگی ها و اغتشاشات را ارائه می دهند.

در این تبدیل روند تغییر نرخ نمونه ها بر روی یک شبکه دوتایی انجام می گیرد، بدین منظور ضرایب پیوسته s و τ به صورت زیر گسسته می گردند:

$$s = 2^j, \quad \tau = k2^j \quad (6)$$

که در این حالت j و k متناسب با هر گام تجزیه افزایش می یابند.

توابع موجک بایستی به نحوی انتخاب شوند تا علاوه بر شباهت فرکانسی با سیگنال، دارای محتوای فرکانسی بالایی نیز باشند تا بتوانند ناپیوستگی های بسیار کوچک موجود در سیگنال را به خوبی شناسایی نمایند. در این پژوهش سه تابع موجک برای بررسی این موضوع در نظر گرفته شده است تا تفاوت شکل تابع موجک در پردازش سیگنال بررسی گردد. این سه تابع در شکل (۱) نمایش داده شده است.



شکل ۱ سه تابع موجک به کار رفته در تحقیق حاضر (الف) rbio3.5 ، (ب) db2 ، (ج) coif 3 [7]

جدول ۱ مشخصات مدل دیوار برشی فولادی [8]

نمونه	ابعاد ورق $l \times h \times t$ (mm)*	ابعاد تیرها	ابعاد ستون‌ها	مشخصات نوع فولادها	
				المان‌های مرزی	ورق
SPSW2	$3000 \times 3000 \times 9/3$	$W14 \times 120$	$W14 \times 311$	ASTM A572 Gr.50	LYP100

* l و h به ترتیب طول، ارتفاع و ضخامت ورق می‌باشند

مدل اجزای محدود

مدل‌سازی نمونه با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS6.14 انجام گرفته‌است. به منظور مدل‌سازی المان‌های مرزی و ورق جان، از المان‌های S4R که جزء المان‌های shell محسوب می‌شوند استفاده شده‌است. المان مذکور دارای سختی دورانی است و از این رو امکان تغییر شکل خارج از صفحه را فراهم می‌آورد [9].

برای مدل‌سازی شرایط تکیه‌گاهی، حرکت پای ستون‌ها در تمامی درجات آزادی مقید شده‌است. همچنین اتصالات تیر به ستون نیز به صورت اتصال صلب در نظر گرفته شده‌است. المان‌های سخت‌کننده در چهار گوشه دیوار برشی فولادی قرار گرفته‌اند. مدل اجزای محدود مذکور در نرم‌افزار ABAQUS در شکل (۳) نشان داده شده‌است.

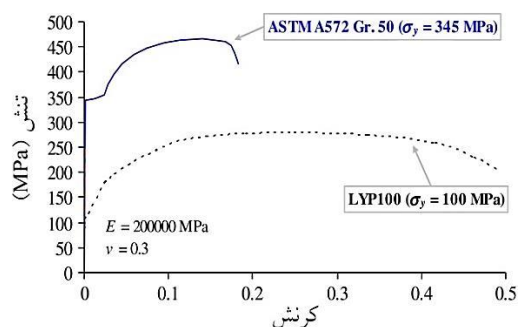
به منظور صحت‌سنجی نمونه مورد نظر، منحنی‌های بار جانبی - تغییر مکان نسبی بررسی شده‌است. در شکل (۴) این منحنی برای دو نمونه تحقیق حاضر و مدل مرجع ارائه شده‌است.

مدل‌سازی دیوار برشی فولادی

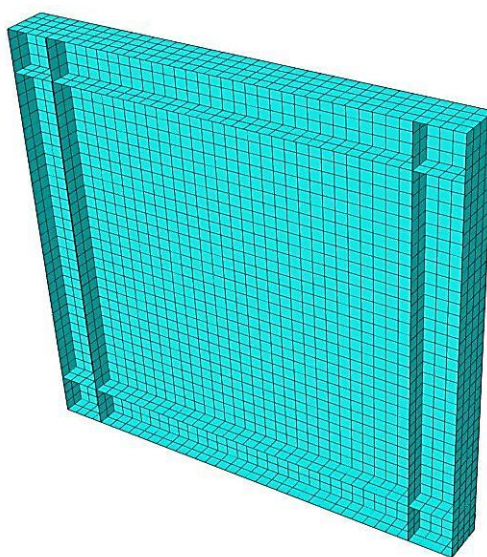
مشخصات نمونه

ابعاد نمونه دیوار برشی فولادی یک طبقه و یک دهانه به کار رفته در این پژوهش در جدول (۱) ارائه شده‌است. نمونه مورد نظر به منظور صحت عملکرد روش ارائه شده براساس مرجع [8] در نظر گرفته شده‌است.

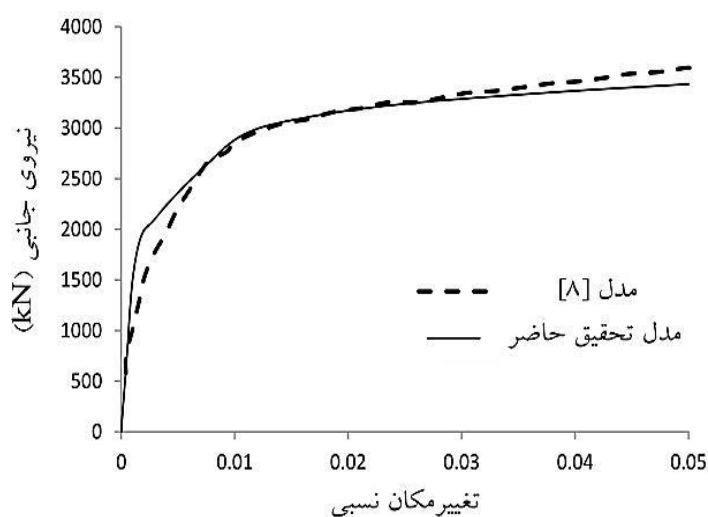
معیار تسلیم فون میسز برای جاری‌شدگی و معیارهای سخت‌شدگی ایزوتروپیک و جنشی در تحلیل‌های غیرخطی مربوطه به کار رفته‌اند. رابطه تنش - کرنش و خصوصیات مکانیکی مصالح فولادی به کار رفته در این مدل‌سازی در شکل (۲) ارائه شده‌است.



شکل ۲ مدل رفتاری نمونه دیوار برشی فولادی [8]



شکل ۳ مدل اجزای محدود تحقیق حاضر



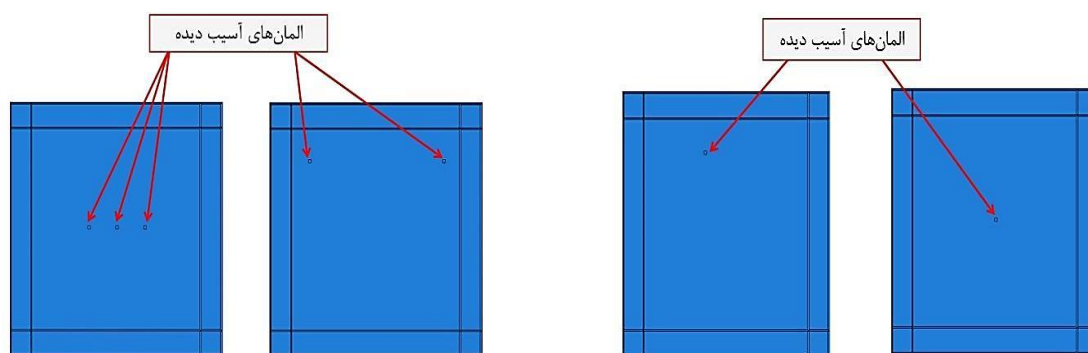
شکل ۴ منحنی بار جانبی - تغییر مکان نسبی [۸]

(۲) ارائه گردیده است و در شکل‌های (۵) و (۶) موقعیت آنها بر روی دیوار برشی فولادی نشان داده شده است. در این پژوهش، آسیب در قسمت‌های مختلف ورق و به وسیله کاهش در مدول الاستیسیته مصالح تعریف شده است تا دقت الگوریتم موجک در زمینه شناسایی خرابی بررسی گردد.

همان‌طور که در شکل فوق مشخص است، مطابقت مناسبی بین نتایج دو مدل برقرار می‌باشد.

سناریوهای خرابی تعریف شده در سازه

به منظور تعریف خرابی در سازه، هشت سناریوی خرابی بر روی ورق دیوار برشی فولادی جدول (۱) در نظر گرفته شده است. سناریوهای خرابی ایجاد شده در جدول



الف) سناریوهای ۵ و ۶ (ب) سناریوهای ۷ و ۸
شکل ۶ سناریوهای خرابی ۵ تا ۸

الف) سناریوهای ۱ و ۲ (ب) سناریوهای ۳ و ۴
شکل ۵ سناریوهای خرابی ۱ تا ۴

جدول ۲ سناریوهای خرابی تعریف شده در مدل دیوار برشی فولادی (مبدأ: گوشه پایین ورق سمت چپ)

سناریوی خرابی	شدت آسیب	موقعیت آسیب
۱	یک المان 5×5 سانتی متر با کاهش مدول الاستیسیته ۲۰ درصد	$X = 1/5 \text{ m}, Y = 1/5 \text{ m}$
۲	یک المان 5×5 سانتی متر با کاهش مدول الاستیسیته ۱۰ درصد	$X = 1/5 \text{ m}, Y = 1/5 \text{ m}$
۳	یک المان 5×5 سانتی متر با کاهش مدول الاستیسیته ۲۰ درصد	$X = 1/1 \text{ m}, Y = 2/5 \text{ m}$
۴	یک المان 5×5 سانتی متر با کاهش مدول الاستیسیته ۱۰ درصد	$X = 1/1 \text{ m}, Y = 2/5 \text{ m}$
۵	دو المان 5×5 سانتی متر با کاهش مدول الاستیسیته ۲۰ درصد	$X_1 = 0/3 \text{ m}, X_2 = 2/7 \text{ m}$ $Y = 2/5 \text{ m}$
۶	دو المان 5×5 سانتی متر با کاهش مدول الاستیسیته ۱۰ درصد	$X_1 = 0/3 \text{ m}, X_2 = 2/7 \text{ m}$ $Y = 2/5 \text{ m}$
۷	سه المان 5×5 سانتی متر با کاهش مدول الاستیسیته ۲۰ درصد	$X_1 = 1 \text{ m}, X_2 = 1/5 \text{ m}, X_3 = 2 \text{ m}$ $Y = 1/5 \text{ m}$
۸	سه المان 5×5 سانتی متر با کاهش مدول الاستیسیته ۱۰ درصد	$X_1 = 1 \text{ m}, X_2 = 1/5 \text{ m}, X_3 = 2 \text{ m}$ $Y = 1/5 \text{ m}$

پاسخ مودال نمونه

همان طور که اشاره شد، پردازش سیگنال بر روی پاسخ های به دست آمده از سازه انجام می گیرد. در این مطالعه، پاسخ های مودال دیوار برشی فولادی در هر تراز به عنوان سیگنال ورودی توسط سنسورهای تعریف شده ثبت می گردند و با استفاده از تبدیل موجک، پردازش

سیگنال بر روی دیوار انجام می گیرد. سپس این تبدیل در صورت مشاهده آسیب در طول سازه، موقعیت دقیق آن را نشان می دهد. با توجه به این که در طراحی دیوار برشی فولادی سخت نشده، ورق وارد مرحله غیرخطی می شود به منظور استفاده از شکل های مودی برای تشخیص خرابی، فرض می شود آسیب در ناحیه خطی

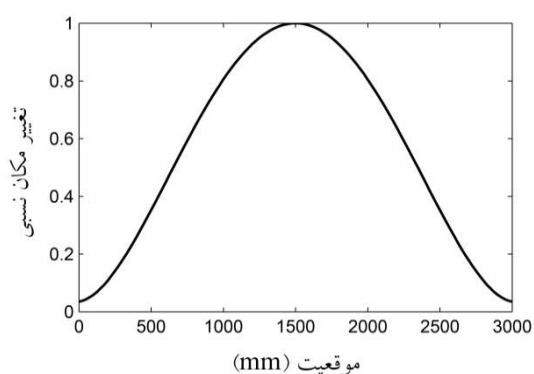
تشخیص خرابی دیوار برشی فولادی

خرابی و آسیب بر روی یک سازه باعث کاهش سختی سازه موردنظر می‌گردد. باتوجه به این‌که سختی یک سازه رابطه مستقیم با فرکانس طبیعی آن دارد، کاهش آن باعث کاهش فرکانس‌های طبیعی در یک آنالیز مودال خواهد شد. لذا با مقایسه فرکانس‌های طبیعی دو سازه سالم و آسیب‌دیده، می‌توان تأثیر خرابی را بر روی کاهش سختی یک سازه مشاهده نمود. این موضوع در جدول (۳) برای دو شکل مودی اول سازه در سناریوی خرابی اول بررسی شده‌است.

جدول ۳ مقایسه فرکانس‌های طبیعی دو نمونه دیوار برشی فولادی سالم و آسیب‌دیده (سناریوی خرابی اول)

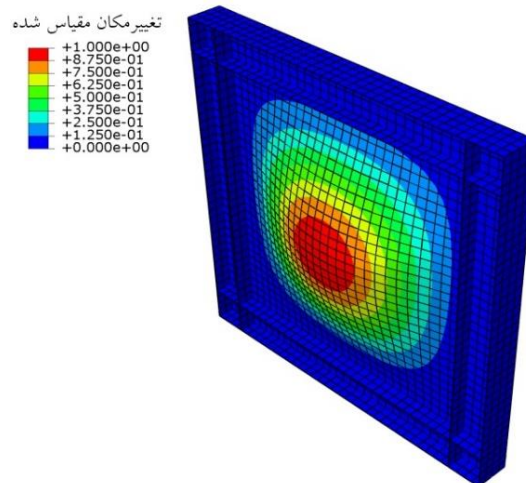
فرکانس طبیعی سازه	فرکانس طبیعی سازه سالم (هرتز)	فرکانس طبیعی سازه آسیب‌دیده (هرتز)	مود
۸/۴۵۷۱	۸/۴۶۰۲	۸/۴۵۷۱	مود اول
۱۱/۴۹۰	۱۱/۵۳۸	۱۱/۴۹۰	مود دوم

در این مطالعه برای سیگنال ورودی الگوریتم موجک از شکل مودی اول و دوم سازه استفاده شده‌است. سیگنال‌های مذکور برای هشت سناریوی خرابی تعریف‌شده در شکل‌های (۹) تا (۱۲) ارائه شده‌است. باتوجه به این‌که سناریوهای خرابی ۱، ۲، ۷ و ۸ در یک تراز و همچنین سناریوهای خرابی ۳ تا ۶ در تراز یکسان دیگری قرار دارند، تغییر مکان شکل‌های مودی آنها مانند هم می‌باشد.

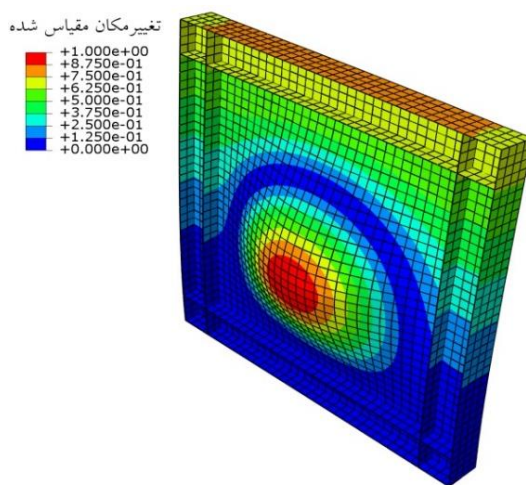


شکل ۹ شکل مودی اول سناریوهای ۱، ۲، ۷ و ۸

از سازه رخ داده‌است. اشکال مودی اول و دوم نمونه، در شکل‌های (۷) و (۸) نشان داده شده‌است. لازم به ذکر است در این پژوهش چگالی فولاد 7850 kg/m^3 لحاظ شده‌است.



شکل ۷ شکل مودی اول دیوار برشی فولادی

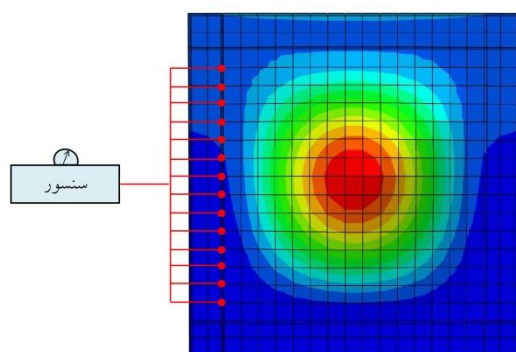


شکل ۸ شکل مودی دوم دیوار برشی فولادی

باتوجه به سختی کم دیوار برشی فولادی در راستای خارج از صفحه، مودهای کمانشی غالب، مودهای خارج از صفحه می‌باشند. همچنین مطابق با عمل همپایه کردن مودها، در وسط ورق که حداکثر تغییر مکان را دارا می‌باشد، تغییر مکان مقیاس‌شده وسط ورق برابر واحد و سایر عناصر متناظر با آن تعیین شده‌است [10].

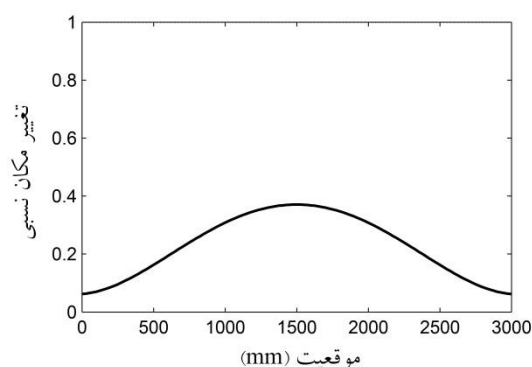
تراز از سازه شبکه‌بندی شده را به الگوریتم موجک وارد می‌نماید، سپس در صورت وجود خرابی، محل و موقعیت دقیق آسیب را نشان می‌دهد. با این حال، در کارهای عملی بایستی تعداد نقاط نمونه‌برداری هر سنسور به گونه‌ای باشد که علاوه بر اقتصادی بودن طرح، تعیین محل دقیق آسیب نیز به راحتی امکان پذیر باشد.

باتوجه به این که سناریوهای خرابی در ورق تعریف شده است، سنسورها در ابتدای هر تراز از ورق شبکه‌بندی شده تعبیه شده‌اند تا بتوان برای هر ردیف به صورت جداگانه پردازش سیگنال را انجام داد. موقعیت قرارگیری سنسورها، در ورق نمونه شبکه‌بندی شده در شکل (۱۳) نشان داده شده است. موقعیت قرارگیری سنسورها، بدین صورت است که برای کل طول دیوار در هر نقطه نمونه‌برداری تعبیه شده است تا بتواند سیگنال‌های حاصل از شکل مودی را برای کل دیوار ثبت نماید. به عبارتی شکل‌های مودی به دست آمده، همان سیگنال‌هایی است که توسط سنسورها ثبت می‌شوند.

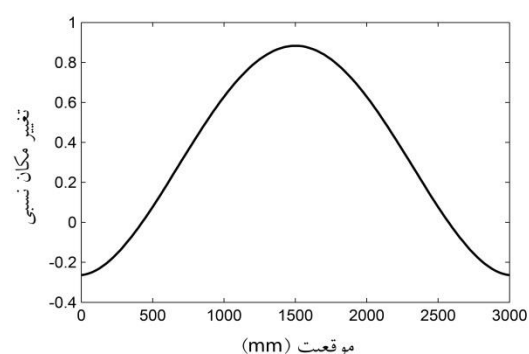


شکل ۱۳ موقعیت قرارگیری سنسورها در ورق

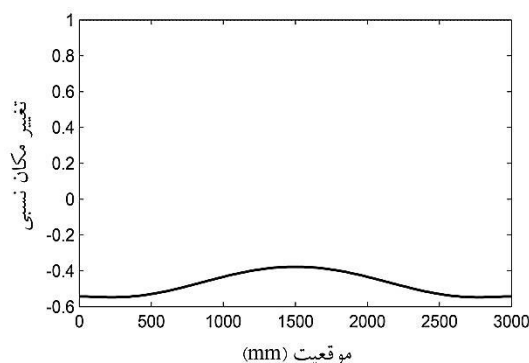
از آنجایی که خرابی‌های تعریف شده مقادیر کوچکی می‌باشند، در پاسخ‌های سازه به صورت یک اغتشاش بسیار کوچک ظاهر می‌گردند. با توجه به این که ضرایب جزئیات الگوریتم موجک گسسته در نرم افزار MATLAB، مؤلفه‌های فرکانس بالا را تجزیه می‌نماید بایستی شناسایی خرابی را در این فیلتر بررسی



شکل ۱۰ شکل مودی اول سناریوهای ۳ تا ۶

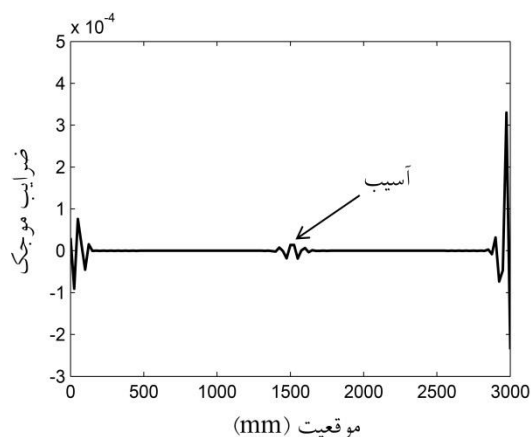


شکل ۱۱ شکل مودی دوم سناریوهای ۱، ۲، ۷ و ۸

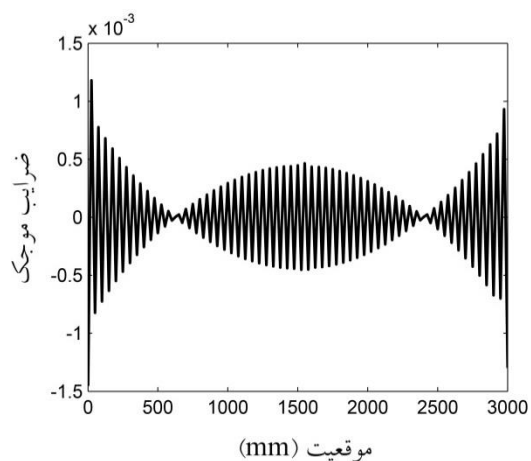


شکل ۱۲ شکل مودی دوم سناریوهای ۳ تا ۶

همان‌طور که در شکل‌های ارائه شده مشخص است، هیچ گونه اثری از آسیب در پاسخ‌ها مشاهده نمی‌شود. با این وجود، الگوریتم موجک قادر به شناسایی محل دقیق آسیب‌های به وجود آمده می‌باشد. این عمل را با نصب سنسور در نقاط مشخصی از سازه انجام می‌دهیم بدین طریق که هر سنسور پاسخ هر

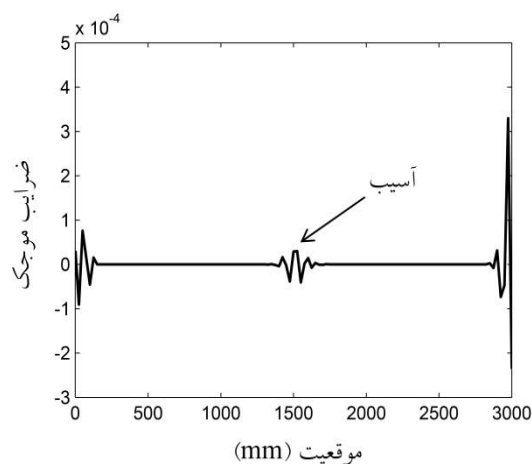


شکل ۱۶ تعیین محل آسیب تراز سناریوی خرابی دوم با تابع موجک rbio3.5

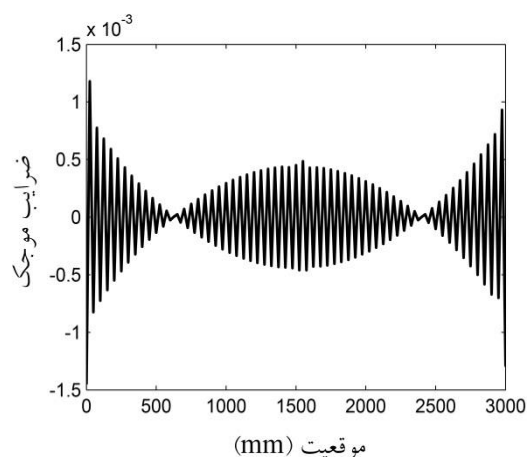


شکل ۱۷ تعیین محل آسیب تراز سناریوی خرابی دوم با تابع موجک db2

نمود. بدین منظور، در این بخش با استفاده از الگوریتم موجک گسسته، تشخیص سناریوهای خرابی تعریف شده در دیوار برشی فولادی مورد بررسی قرار می گیرد. این موضوع با استفاده از توابع موجک تعریف شده در بخش دوم بررسی می شود. نتایج شناسایی آسیب سناریوهای خرابی اول و دوم برای شکل مودی اول سازه در شکل های (۱۴) تا (۱۷) ارائه شده است. برای بررسی تفاوت توابع موجک در پردازش سیگنال، این عمل با استفاده از دو تابع موجک rbio3.5 و db2 انجام شده است.



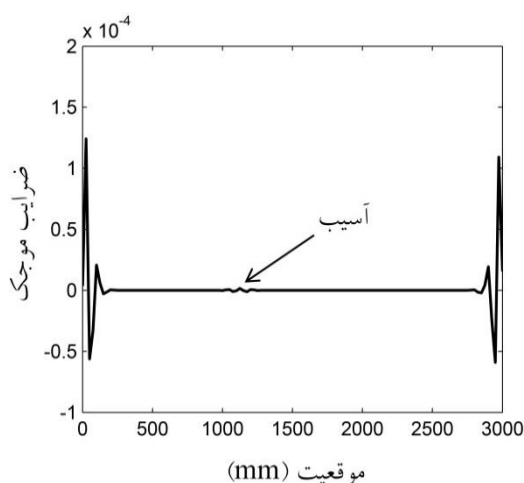
شکل ۱۴ تعیین محل آسیب تراز سناریوی خرابی اول با تابع موجک rbio3.5



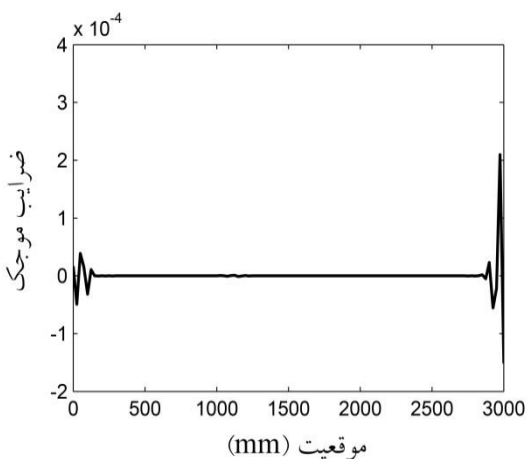
شکل ۱۵ تعیین محل آسیب تراز سناریوی خرابی اول با تابع موجک db2

همان طور که انتظار می رفت به دلیل شباهت بیشتر تابع موجک rbio3.5 با تابع سیگنال، تنها این تابع قادر به شناسایی موقعیت دقیق آسیب بود. شناسایی موقعیت دقیق آسیب حتی برای کاهش آسیب به میزان ۱۰ درصد، نشان دهنده کارایی بسیار مناسب الگوریتم موجک در زمینه تشخیص خرابی می باشد. هم چنین با کاهش میزان آسیب برای سناریوی خرابی دوم نسبت به سناریوی خرابی اول، میزان اغتشاش به وجود آمده در سیگنال خروجی کمتر شده است.

با این که تابع موجک rbio3.5 موقعیت دقیق آسیب را شناسایی نمود با این حال نمی توان به طور دقیق بیان نمود که این تابع موجک با توجه به شباهت بیشتر با تابع



شکل ۲۰ تعیین محل آسیب تراز سناریوی خرابی چهارم با تابع موجک 3 coif

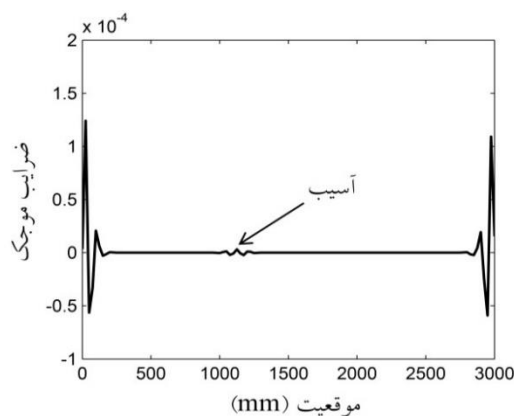


شکل ۲۱ تعیین محل آسیب تراز سناریوی خرابی چهارم با تابع موجک 3.5 rbio

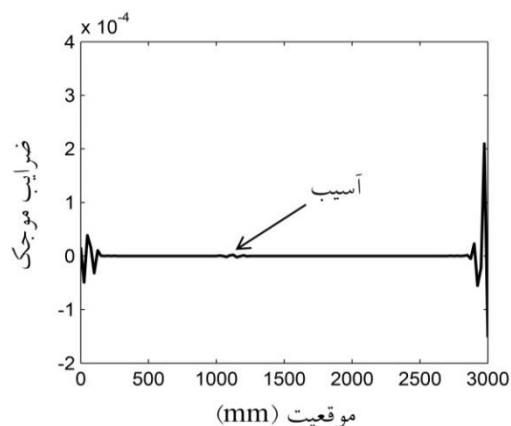
شکل‌های بالا نشان می‌دهد تابع موجک 3 coif به دلیل محتوای فرکانس بالاتر در مقایسه با تابع موجک 3.5 rbio، توانست موقعیت آسیب سناریوی خرابی چهارم را که آسیب کم‌تری در مقایسه با سناریوی خرابی سوم متحمل شده بود بهتر شناسایی نماید. نتایج برای سایر سناریوهای خرابی نیز به همین ترتیب می‌باشد. تشخیص آسیب سناریوهای خرابی باقی‌مانده نیز با استفاده از دو تابع موجک 3 coif و 3.5 rbio در شکل‌های (۲۲) تا (۲۵) ارائه شده‌است.

سیگنال، توانایی شناسایی آسیب برای تمام موقعیت‌های خرابی دیوار را دارا می‌باشد. همان‌طور که اشاره شد یکی دیگر از موارد مهم در به‌کارگیری تابع موجک برای پردازش سیگنال، محتوای فرکانسی بالای تابع موجک می‌باشد. این موضوع به‌خصوص زمانی که اغتشاش به‌وجود آمده در تابع سیگنال کوچک‌تر باشد، بیشتر اهمیت پیدا می‌نماید. زیرا در چنین حالتی ممکن است، توابع موجکی که محتوای فرکانسی پایین‌تری دارند نتوانند مؤلفه فرکانس بالای آسیب به‌وجود آمده را شناسایی نمایند.

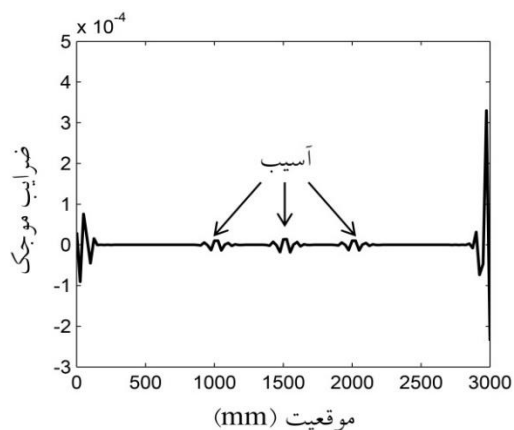
این موضوع برای سناریوهای خرابی سوم و چهارم با استفاده از دو تابع موجک 3 coif و 3.5 rbio برای شکل مودی اول در شکل‌های (۱۸) تا (۲۱) ارائه شده‌است.



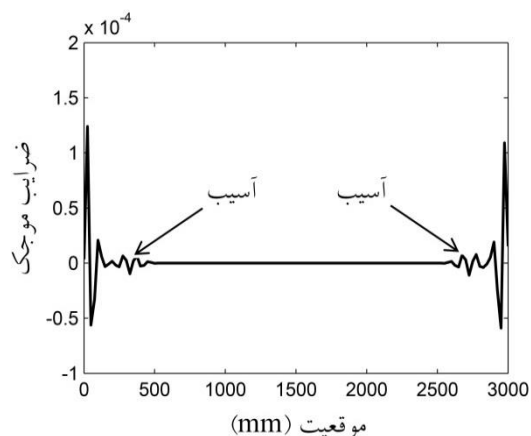
شکل ۱۸ تعیین محل آسیب تراز سناریوی خرابی سوم با تابع موجک 3 coif



شکل ۱۹ تعیین محل آسیب تراز سناریوی خرابی سوم با تابع موجک 3.5 rbio



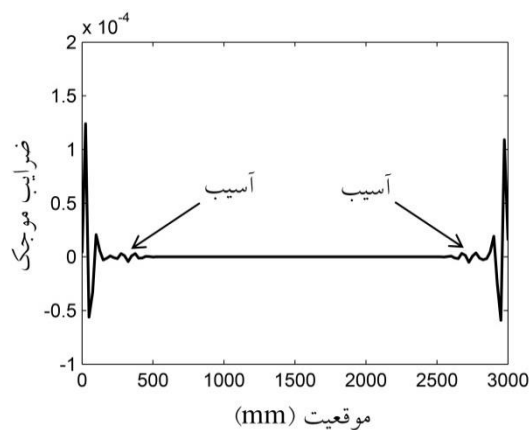
شکل ۲۵ تعیین محل آسیب تراز سناریوی خرابی هشتم با تابع موجک rbio3.5



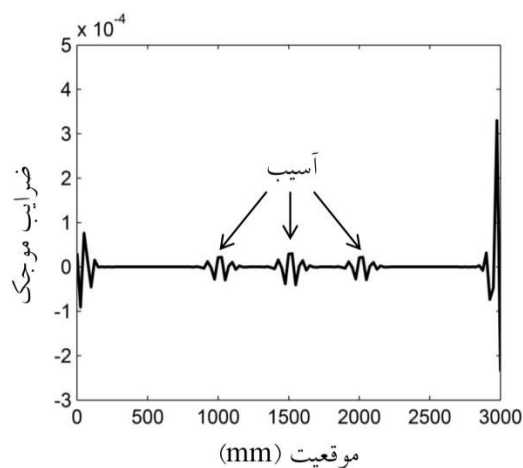
شکل ۲۶ تعیین محل آسیب تراز سناریوی خرابی پنجم با تابع موجک coif 3

همان‌طور که اشاره شد، در این پژوهش شناسایی آسیب در دیوار برشی فولادی با استفاده از الگوریتم موجک، به کمک سنسورهای تعبیه‌شده در سازه انجام گرفته‌است. بدین منظور الگوریتم موجک پاسخ هر تراز از سناریوهای خرابی را از سنسورها می‌گیرد و پس از پردازش سیگنال محل دقیق آسیب را نشان می‌دهد. به منظور صحت عملکرد سنسورها، اگر این عمل بر روی سایر نقاط نمونه‌برداری بررسی شود، مشاهده می‌گردد که اثر آسیب تنها در ترازهای نزدیک به خرابی قابل مشاهده است و با فاصله از تراز مذکور اثر خرابی از بین خواهد رفت. هم‌چنین می‌توان با افزایش تعداد سنسورها، خرابی را تنها در تراز مربوط به خودش شناسایی نمود. تشخیص خرابی در این مطالعه، با ۱۲۰ نقطه نمونه‌برداری در هر تراز از سنسورها انجام گرفته است.

به‌طور مثال برای سناریوی خرابی اول، خرابی المان مرکز ورق بر روی تراز بالاتر از خود نیز تأثیر اندکی گذاشته‌است که الگوریتم موجک قادر به شناسایی این تأثیر جزئی نیز شده‌است، ولی اثر آسیب بر روی دو تراز بالاتر از تراز سناریوی خرابی به‌طور کامل از بین رفته‌است. لازم به ذکر است، این موضوع برای ترازهای پایین‌تر نیز برقرار می‌باشد.

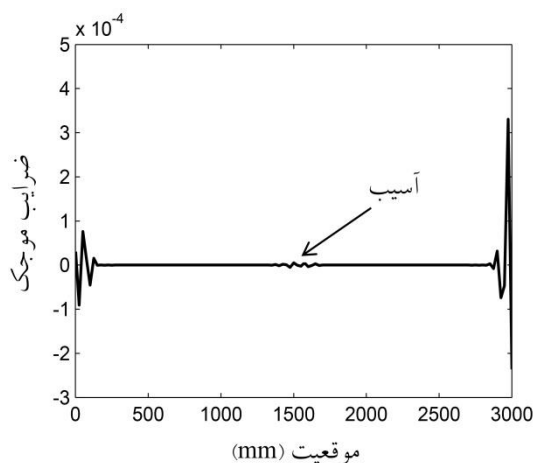


شکل ۲۷ تعیین محل آسیب تراز سناریوی خرابی ششم با تابع موجک coif 3

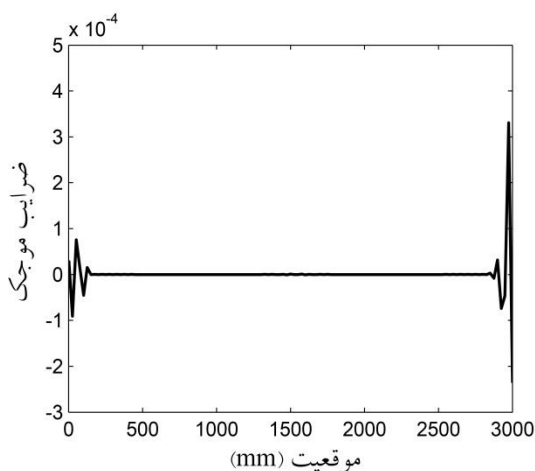


شکل ۲۸ تعیین محل آسیب تراز سناریوی خرابی هفتم با تابع موجک rbio3.5

شکل های (۲۶) و (۲۷) دو تراز فوقانی سناریوی خرابی اول را نشان می دهند که خرابی تنها در تراز بالای سناریوی خرابی اثر اندکی گذاشته است.

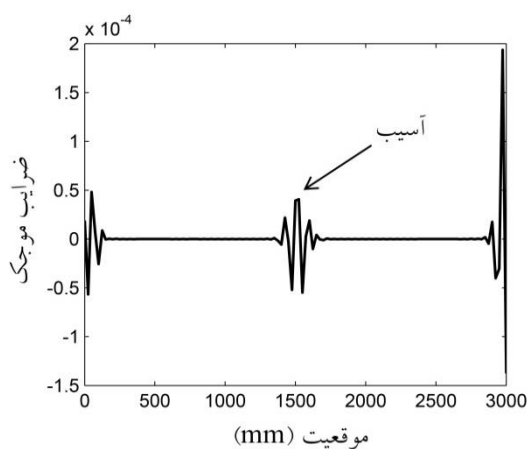


شکل ۲۶ تعیین محل آسیب تراز فوقانی سناریوی خرابی اول با تابع موجک rbio3.5

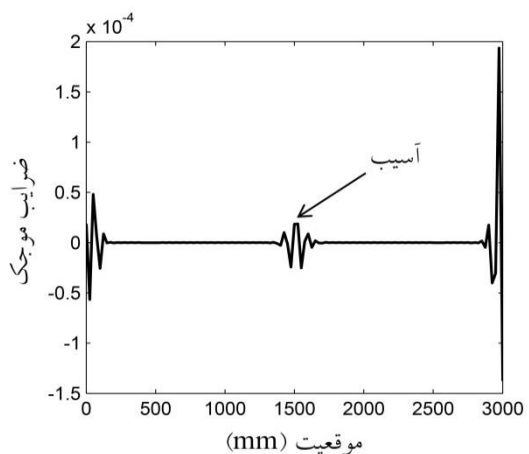


شکل ۲۷ تعیین محل آسیب دو تراز بالاتر از سناریوی خرابی اول با تابع موجک rbio3.5

شکل های (۲۸) و (۲۹) ارائه شده است.



شکل ۲۸ تشخیص خرابی سناریوی اول با rbio3.5



شکل ۲۹ تشخیص خرابی سناریوی دوم با rbio3.5

نتایج فوق نشان می دهند با استفاده از تبدیل موجک می توان آسیب را در هر موقعیت و شدتی برای شکل های مودی مختلف با دقت بالایی شناسایی نمود.

نتیجه گیری

در این مطالعه شرح مختصری از الگوریتم موجک و کاربرد آن در پردازش سیگنال به منظور تشخیص خرابی یک نمونه دیوار برشی فولادی ارائه گردید. بدین منظور پس از تعریف هشت سناریوی خرابی، یک تحلیل مودال بر روی سازه انجام گرفت و سنسورهای

نتایج شناسایی آسیب برای شکل مودی اول سازه در تمامی سناریوهای خرابی تعریف شده با استفاده از الگوریتم موجک بررسی گردید. می توان برای شکل مودی دوم سازه نیز این موضوع را بررسی نمود.

بدین منظور، شناسایی آسیب برای سناریوهای خرابی اول و دوم با استفاده از شکل مودی دوم سازه در

نیازمند انتخاب تابع موجک مناسب می باشد. بدین منظور بایستی تابع موجکی را انتخاب نمود که علاوه بر شباهت فرکانسی با سیگنال موردنظر، محتوای فرکانسی بالایی نیز داشته باشد تا بتواند در صورت وجود اغتشاشات کوچک به وجود آمده در اثر آسیب در پاسخ های سازه، آنها را نیز به خوبی شناسایی نماید. هم چنین با در نظر گیری جنبه های اقتصادی طرح، می توان با افزایش تعداد سنسورها، سناریوی خرابی به وجود آمده را تنها در تراز مربوط به خودش شناسایی نمود.

تعبیه شده در دیوار، وظیفه داشتند پاسخ مودال سازه را در هر تراز ثبت و به عنوان سیگنال ورودی به تبدیل موجک وارد نمایند. این تبدیل نیز با تجزیه سیگنال ورودی در هر تراز متناظر با سناریوی خرابی، محل و موقعیت دقیق آسیب را با دقت بالایی شناسایی نمود. نتایج نشان داد می توان تشخیص خرابی را با استفاده از تبدیل موجک برای شکل های مودی مختلف نیز بررسی کرد. این موضوع برای خرابی های بسیار کوچک در سازه بررسی گردید که بیانگر دقت بالای تبدیل موجک در زمینه شناسایی آسیب در سازه ها می باشد. با این حال، شناسایی آسیب در سازه با استفاده از این الگوریتم

مراجع

1. Bayissa, W., Haritos, N., and Thelandersson, S., "Vibration-based Structural Damage Identification Using Wavelet Transform", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 22, pp. 1194-1215, (2008).
2. Rucka, M., "Damage Detection in Beams Using Wavelet Transform on Higher Vibration Modes," *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, Vol. 49, pp. 399-417, (2011).
3. Solís, M., Algaba, M., and Galvín, P., "Continuous wavelet analysis of mode shapes differences for damage detection", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 40, pp. 645-666, (2013).
4. Amiri, G. G., Jalalinia, M., Hosseinzadeh, A. Z., and Nasrollahi, A., "Multiple Crack Identification in Euler Beams by Means of B-spline Wavelet", *Archive of Applied Mechanics*, Vol. 85, pp. 503-515, (2015).
5. Patel, S., Chourasia, A., Panigrahi, S., Parashar, J., Parvez, N., and Kumar, M., "Damage Identification of RC Structures Using Wavelet Transformation", *Procedia Engineering*, Vol. 144, pp. 336-342, (2016).
6. Mallat, S., *A wavelet tour of signal processing: the sparse way*: Academic press, (2008).
7. Misiti, M., Misiti, Y., Oppenheim, G., and Poggi, J. M., "Wavelet toolbox", The MathWorks Inc., Natick, MA, (1996).
8. Zirakian, T., and Zhang, J., "Structural Performance of Unstiffened Low Yield Point Steel Plate Shear Walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 112, pp. 40-53, (2015).
9. Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, *ABAQUS/standard user's Manual Vol. 1*: Hibbitt, Karlsson & Sorensen, (2001).
10. Chopra, A. K., "Dynamics of structures", Prentice Hall New Jersey, Vol. 3, (1995).

به سازی سازه های بتن آرمه بلند و نامنظم با مهاربند فولادی تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی*

حسین جراحی^(۱)ابوالقاسم کرامتی^(۲)

چکیده یک ساختمان بنا به علل مختلفی هم چون تغییر کاربری ساختمان، تغییرات در استانداردهای طراحی و یا نقص در طراحی و اجرای ساختمان، ممکن است نیاز به مقاوم سازی داشته باشد. یکی از روش هایی که در سال های اخیر برای مقاوم سازی لرزه ای قاب های بتن آرمه کاربرد دارد، تقویت سازه با استفاده از مهاربندهای فولادی است. در این مقاله با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی، ابتدا نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد تأمین شده توسط سازه های بتن آرمه تعیین می شود، سپس این سازه ها با استفاده از مهاربندهای فولادی تقویت شده و سطح عملکرد آنها مجدداً تعیین می شود و با حالت اول مقایسه می گردد. مدل ها از دو پلان مختلف و در دو حالت ۱۰ و ۱۵ طبقه انتخاب شده اند. ضمن این که سازه های مورد بررسی در این مقاله علاوه بر بلند بودن، از نوع نامنظم در پلان انتخاب شده اند تا اثر این نامنظمی نیز در نتایج قابل بررسی باشد. نتایج به دست آمده نشان می دهد کاربرد مهاربند فولادی موجب ارتقای قابل توجه سطح عملکرد و ظرفیت لرزه ای سازه شده است.

واژه های کلیدی سطوح عملکرد، سازه بتن آرمه، مهاربند فولادی، نامنظمی، تحلیل غیر خطی.

Performance Levels of Tall and Irregular RC Structures, before and after Reinforcing by Steel Bracing, under Nonlinear Static and Dynamic Analysis

H. Jarrahi

A. Keramati

Abstract A building may need retrofitting, based on change of occupancy, change in design codes or deficiencies in design or performance. One method used early years for seismic retrofitting of reinforced concrete frame is by using steel bracing. In this article, first, the formation of plastic hinges and performance levels provided by RC structures are determined by nonlinear static and dynamic analysis; then, these structures reinforced by steel bracing and re-evaluate for performance levels and contrast with first condition. Structures are selected of two different plans in 10- and 15-story. Moreover, the structures of this study, in addition to being tall, are selected irregular in plans to evaluate the effects of the irregularity in results, too. Results show that using steel bracing promote performance level and seismic capacity of structures, significantly.

KeyWords Performance Level, RC Structure, Steel Bracing, Irregularity, Nonlinear Analysis.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۷/۲۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۱۰/۲۷ می باشد.

Email: Hossein.Jarrahi@yahoo.com

(۱) نویسنده مسئول: کارشناس ارشد گرایش سازه، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

(۲) استادیار، گروه سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

مقدمه

انسان از آغاز خلقت همواره با موضوع بلایای طبیعی مواجه بوده و پیوسته تلاش کرده است تا این حوادث و سوانح طبیعت را مدیریت و کنترل نماید و زندگی خود را از این خطرات، ایمن و محفوظ دارد. در میان بلایای طبیعی نیز، زلزله از اهمیت خاصی برخوردار است. باتوجه به بررسی زلزله های گذشته و شرایط ناایمن بسیاری از ساختمان های کشور، و نیز قرار گرفتن ایران در یکی از سه ناحیه لرزه خیز جهان (کمر بند آلپ- هیمالیا)، می توان گفت تعداد زیادی از ساختمان های موجود، در اثر زلزله احتمال خرابی خواهند داشت که مطالعات آسیب پذیری نیز این ادعا را تأیید می کند. لذا چون پیشگیری از وقوع زلزله ناممکن است، مباحث مقاوم سازی سازه های آسیب پذیر در برابر زلزله بسیار قابل اهمیت می باشد. همین مسئله، اهمیت انتخاب تکنیک ها و روش های مناسب به منظور بهبود رفتار لرزه ای و مقاوم سازی ساختمان ها را روشن می کند.

به طور کلی، مقاوم سازی لرزه ای عبارت است از اصلاح خردمندانه خواص سازه ای ساختمان موجود به منظور بهبود عملکرد در زلزله های آینده [۱]. هدف از مقاوم سازی لرزه ای را نیز می توان دستیابی به مقاومت بیشتر و شکل پذیری بیشتر به منظور پاسخگویی به ظرفیت لرزه ای مورد نیاز سازه بیان کرد [۲]. یکی از روش هایی که در سال های اخیر برای مقاوم سازی لرزه ای قاب های بتن آرمه کاربرد دارد، استفاده از مهاربندهای فولادی است. این روش علاوه بر اجرای آسان و اقتصادی، مزایای دیگری را از جمله امکان ایجاد بازشو در قاب، اضافه کردن وزن اندکی به سازه و ایجاد مزاحمت کم برای ادامه کاربری ساختمان نیز دارا می باشد. در این روش، با نصب مهاربند بر روی قاب بتنی، تغییر شکل ها کمتر می شود و باربری جانبی قاب افزایش می یابد و در نتیجه عملکرد سازه در برابر زلزله بهبود می یابد.

در گذشته مطالعاتی در مورد مقاوم سازی سازه های بتن آرمه انجام شده است؛ لیکن در این مقاله علاوه بر بررسی سطوح عملکرد این سازه ها در دو حالت اولیه و پس از مقاوم سازی، دو پارامتر بلندمرتبه بودن و نامنظمی در پلان نیز به طور هم زمان مورد توجه قرار گرفته اند. در ادامه نمونه هایی از پژوهش های مشابه انجام شده ذکر می شود.

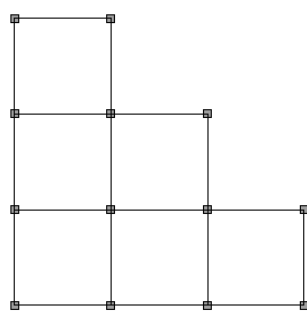
سابقه پژوهش

بوداکس و جیرسا، مقاوم سازی یک سازه نمونه را با استفاده از مهاربند فولادی انجام دادند و رفتار آن را تحت بارگذاری جانبی چرخه ای مورد مطالعه قرار دادند. پس از انجام مطالعات آزمایشگاهی و همچنین آنالیزهای تحلیلی، بهبود قابل ملاحظه ای در رفتار غیرالاستیک قاب مهاربندی شده مشخص بود [۳]. یاماموتو و یومه مورا در مقاله ای تحت عنوان تحلیل قاب های بتن مسلح مقاوم شده با بادبندهای فولادی، نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی قاب های بتن مسلح مقاوم شده با بادبندهای فولادی را مورد بررسی قرار دادند. روش بادبندی در این مقاله، استفاده از قاب های فولادی بادبندی شده در داخل قاب بتنی مسلح است. در این تحقیق بر تأثیر ملات اتصال دهنده بین قاب فولادی و بتنی تأکید شده است. روش مورد بحث در ژاپن به کار رفته است. آزمایش بر روی قاب های یک دهانه، یک طبقه با مقیاس ۱:۳ انجام شده و نهایتاً نتایج آزمایش با نتایج تحلیلی مقایسه شده است [۴]. کانالز و وگار در مقاله ای با عنوان تکنیک های مقاوم سازی استفاده شده در ساختمان های مخابرات مکزیکو، به روش بادبندی فولادی قاب های بتن مسلح اشاره کرده اند. این روش با استفاده از قاب های فلزی بادبندی شده در قاب های بتن مسلح انجام شده است و قاب های فلزی با برش گیرهایی به قاب های بتنی متصل شده اند [۶]. ناطقی الهی و شهبازیان، روش های مقاوم سازی سازه ها در برابر زلزله را بررسی کرده اند و تقویت سازه ها با مهاربند فلزی را یک شیوه بسیار مناسب و اقتصادی دانسته اند. ایشان در ادامه، تعبیه قاب فلزی بادبند در داخل قاب بتنی را

کرد که طی آن به ارزیابی ساختمان‌های با قاب بتن‌آرمه چند طبقه نامنظم در ارتفاع پرداخت. برای این منظور، دو قاب ۱۰ طبقه دویعدی به ترتیب با دو و چهار عقب‌نشینی بزرگ در طبقات فوقانی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد طراحی شدند. تمام قاب‌ها با روش‌های پوش‌آور و تاریخچه زمانی غیرخطی، با صرف‌نظر از اثر $P-\Delta$ و اندرکنش خاک و سازه تحلیل شدند و ارزیابی بر مبنای معیارهای کلی و جزئی انجام شد. نتایج حاصل شده نشان داد که از نظر اقتصادی، رده شکل‌پذیری متوسط و زیاد تفاوت چندانی ندارند و عملکرد لرزه‌ای تمام قاب‌های نامنظم به‌طور یکسان مورد رضایت بود. حتی برای تحریک لرزه‌ای دو برابر قوی‌تر از زلزله طراحی، نسبت به قاب‌های منظم رتبه پایین‌تری نداشتند. همان‌طور که انتظار می‌رفت، قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط نسبت به قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد متناظر، مقاومت بیشتر و شکل‌پذیری کمتری داشتند. مقاومت افزون قاب‌های نامنظم، مشابه قاب‌های منظم بود و قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد، دارای مقاومت افزون بیشتری نسبت به قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط بودند [10]. فلاح‌پونس، علیزاده و واثقی‌امیری، به بررسی سطح عملکرد یک سازه بتن مسلح منظم چهارطبقه، مهاربندی‌شده با بادبند فولادی تحت تحلیل استاتیکی خطی پرداختند و نتیجه گرفتند که نصب مهاربند بر روی سازه باعث افزایش سختی سازه و کاهش زمان تناوب سازه می‌شود. این افزایش سختی و کاهش زمان تناوب باعث افزایش برش پایه می‌شود. ولی به‌علت رفتار سازه‌ای مناسب با استفاده از سیستم دوگانه و شکل‌پذیری خوب سیستم مهاربند، سطح عملکرد کلیه مدل‌ها ارتقا پیدا می‌کند [۱۱].

در ادامه به برخی مطالعات که در زمینه اثر نامنظمی پلان بر رفتار لرزه‌ای سازه انجام شده‌است، اشاره می‌شود. مگلیولو، مادالونی و پترون، در مقاله‌ای با عنوان اثر جهت زلزله بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح نامنظم در پلان، به بررسی یک سازه بتن مسلح چندطبقه با سه پلان نامنظم متفاوت پرداختند. این سازه‌ها تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی قرار

به‌عنوان مشکل این شیوه مقاومت‌سازی برشمرده و راهکارهایی را برای رفع این مشکل ارائه کرده‌اند [۶]. پینچرا و جیرسا در مقاله‌ای با عنوان پاسخ لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌شده با بادبندهای فولادی یا دیوارها، عملکرد لرزه‌ای طرح‌های مختلف مقاومت‌سازی را برای قاب‌های بتن مسلح غیرشکل‌پذیر در سه ساختمان نمونه مورد بررسی قرار دادند. طرح‌های مقاوم‌سازی شامل نصب بادبندهای پس‌کشیده، بادبندهای فولادی و یا دیوارهای پرکننده بتن مسلح بوده‌اند. در این پژوهش، از پنج زمین‌لرزه با ویژگی‌های زمین‌لرزه‌های بزرگ بر روی زمین‌های سخت و نرم برای تحلیل دینامیکی استفاده شده‌است. نتایج نشان می‌دهد که تنها یک راه‌حل وجود ندارد و طرح‌های مختلف مقاومت‌سازی می‌تواند برای رسیدن به عملکرد مناسب مورد استفاده قرار گیرند. به هر حال عملکرد رضایت‌بخش تنها برای طرح‌هایی حاصل شد که جابه‌جایی جانبی را در ترازهایی که در اعضای آن تراز، تحت بارهای ثقلی موجود، خرابی قابل توجهی به‌وجود نیامده‌است، کنترل کند [7]. ناطقی الهی در مقاله‌ای با عنوان مقاومت‌سازی لرزه‌ای ساختمان بتن مسلح هشت‌طبقه، گزارشی از مقاومت‌سازی واقعی را ارائه کرد. در این مقاله، پس از بررسی چند روش مقاوم‌سازی، روش مهاربندی فولادی قاب بتنی به‌عنوان مناسب‌ترین روش معرفی شد و مورد استفاده قرار گرفت. تحلیل ساختمان بادبندی‌شده نتایج خوبی را از کاهش تغییر مکان افقی نشان می‌دهد. جزئیات اتصال بادبندی به قاب استفاده‌شده در این مقاله، مختص ایران است و در مقالات دیگر مشاهده نشده‌است [8]. یوسف، غفارزاده و نه‌دی، دو سازه مشابه، یکی تقویت‌شده با سیستم مهاربندی و دیگری بدون آن را تحت دو چرخه بارگذاری جانبی مشابه قرار دادند. در حالی که سازه تقویت‌نشده نیز براساس آیین‌نامه‌های موجود طراحی و اجرا شده بود، اما باز هم نتایج حاکی از مقاومت بسیار بالاتر و شکل‌پذیری بیشتر سازه مقاوم‌سازی شده بود [9]. اداناسیادو مقاله‌ای با عنوان عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مسطح بتن‌آرمه نامنظم در ارتفاع ارائه



شکل ۲ پلان سازه شماره ۲

ساختمان های مورد مطالعه از نوع قاب خمشی بتن مسلح می باشند. از آن جا که بر طبق آیین نامه ۲۸۰۰ ایران، در ساختمان های بابت بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یاسیستم دوگانه الزامی است و ساختمان های این پژوهش هم در حالت ۱۵ طبقه، ارتفاعی بیش از ۵۰ متر دارند، قاب خمشی بتن مسلح از نوع ویژه انتخاب شده است.

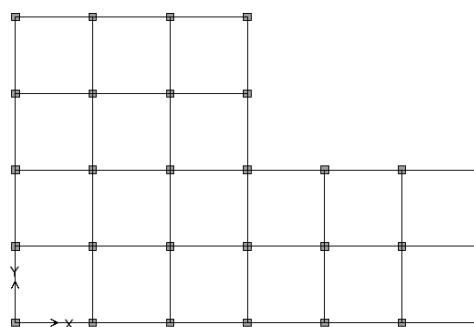
آیین نامه ۲۸۰۰ تصریح کرده است که در مواردی که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه به دست آمده از روش استاتیکی معادل باشد، مقدار برش پایه روش طیفی باید با مقادیر مشخص شده در آیین نامه افزایش داده شود. در سازه های نامنظم، مقادیر بازتاب ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند که این کار در نرم افزار انجام شد. به عنوان نمونه ضرایب هم پایه سازی در جهت x و y برابر $2/23$ و $2/28$ به دست آمدند. حال این ضرایب هم پایه سازی با ضرب شدن در مقدار $0/3434$ فوق، در نرم افزار اعمال می شود و با تحلیل مجدد می توان دید که مقادیر برش حاصل از روش استاتیکی و دینامیکی بسیار به هم نزدیک شده است.

طبق آیین نامه ۲۸۰۰، از آن جا که ساختمان در پلان نامنظم است، در تحلیل های غیرخطی بایستی در هرامتداد 100% نیروها و تغییر مکان ها در جهت مورد

گرفتند. نتایج نشان داد که زاویه لرزه ای (جهت زلزله) به طور قابل ملاحظه ای بر پاسخ سازه تأثیر دارد. به طوری که زاویه لرزه ای بحرانی (زاویه ای که مقادیر پاسخ حداکثر را ایجاد می کند) باعث افزایش بیش از 37% درصدی مقادیر جابه جایی بام و چرخش مفاصل پلاستیک می شود [12]. پرادیپ و اوانویل در مقاله خود به بررسی اثر نامنظمی پلان بر رفتار لرزه ای سازه پرداختند. نتایج نشان داد که رفتار لرزه ای سازه تحت تأثیر شکل، سازه و هندسه کلی پلان می باشد. سازه هایی با اشکال ساده بهترین عملکرد را دارند و سازه هایی با اشکالی از قبیل U ، V و H بیشترین آسیب را متحمل شدند [13].

شرح مدل ها

در این قسمت ابتدا سازه های انتخابی تشریح می شوند و پس از طی روند تحلیل و طراحی سازه، سطح عملکرد سازه های اولیه (تقویت نشده) تعیین می شود. ساختمان شکل (۱) در حالت ۱۰ طبقه، $S1-10$ و در حالت ۱۵ طبقه، $S1-15$ نامیده می شود. هم چنین ساختمان شکل (۲) در حالت ۱۰ طبقه، $S2-10$ و در حالت ۱۵ طبقه، $S2-15$ نامیده می شود. پلان سازه شماره ۱ در شکل (۱) و پلان سازه شماره ۲ در شکل (۲) نشان داده شده است. همه دهانه ها ۵ متری و ارتفاع طبقات $3/2$ متر می باشد.



شکل ۱ پلان سازه شماره ۱

پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش روش‌های غیرخطی برای تیرهای بتن مسلح در جدول (۲) آمده‌است. هرچند برنامه به‌طور پیش‌فرض از میانگین مقادیر ۴ سطر اول این جدول استفاده می‌کند، لیکن مفصل مطابق جدول مذکور توسط برنامه اکسل به‌دقت محاسبه شده‌اند. مفصل پلاستیک ستون‌ها نیز مطابق جدول (۳) انتخاب می‌شود، که از نوع اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی برای اجزای بتنی است.

مدل رفتار غیرخطی لنگر - دوران نیز در این نوع مفصل منظور شده‌است. با توجه به استفاده از ضوابط شکل‌پذیری ویژه، شرایط مربوط به آرما توره‌های عرضی در جدول برآورده می‌شود و ستون‌ها از لحاظ آرما تورگذاری عرضی، واجد شرایط می‌باشند. تمام اعضای قاب به‌دلیل باربری ثقلی و جانبی به‌عنوان اعضای اصلی شناخته می‌شوند.

بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰٪ تغییر مکان ناشی از زلزله درامداد عمود بر آن در نظر گرفته‌شود. در واقع با ضرایب ۱ و ۳/۰ موجود در جدول (۱)، سازه هم‌زمان به ۱۰۰ درصد تغییر مکان هدف در یک جهت و ۳۰ درصد تغییر مکان هدف در جهت دیگر می‌رسد.

تحلیل استاتیکی غیرخطی

کلیات

برای تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها از مدل سه‌بعدی استفاده می‌شود. دیافراگم طبقات و گره اتصال تیر به ستون، به‌صورت صلب و یکپارچه در نظر گرفته می‌شود. رفتار غیرخطی سازه با تعریف مفصل پلاستیک در مدل اعمال می‌شود. مفصل پلاستیک خمشی در تیرها در سه موضع ابتدا، وسط و انتها پیش‌بینی شده‌است. برای ستوها نیز مفصل پلاستیک خمشی - محوری در ابتدا و انتهای آنها معرفی شده‌است.

جدول ۱ معرفی و نام‌گذاری ترکیبات بار برای تحلیل پوش‌آور

			ضرایب بار			
			SPECTRUM X	SPECTRUM Y	UNIFORM X	UNIFORM Y
جهت X	$Q_U = 0.9Q_D + Q_g$	0.9-PUSH 1-X	1	0.3	---	---
		N-0.9-PUSH 1-X	-1	-0.3	---	---
		0.9-PUSH 2-X	---	---	1	0.3
		N-0.9-PUSH 2-X	---	---	-1	-0.3
	$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$	1.1-PUSH 1-X	1	0.3	---	---
		N-1.1-PUSH 1-X	-1	-0.3	---	---
		0.9-PUSH 2-X	---	---	1	0.3
		N-1.1-PUSH 2-X	---	---	-1	-0.3
جهت Y	$Q_U = 0.9Q_D + Q_g$	0.9-PUSH 1-Y	1	0.3	---	---
		N-0.9-PUSH 1-Y	-1	-0.3	---	---
		0.9-PUSH 2-Y	---	---	1	0.3
		N-0.9-PUSH 2-Y	---	---	-1	-0.3
	$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$	1.1-PUSH 1-Y	1	0.3	---	---
		N-1.1-PUSH 1-Y	-1	-0.3	---	---
		0.9-PUSH 2-Y	---	---	1	0.3
		N-1.1-PUSH 2-Y	---	---	-1	-0.3

جدول ۲ پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش روش های غیرخطی، تیرهای بتن مسلح [7]

تیرهایی که با خمش کنترل می شوند			a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	آرماتور عرضی	$\frac{v}{b_w d \sqrt{f_c}} \leq 3.77$						
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005

جدول ۳ پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش روش های غیرخطی، ستون های بتن مسلح [7]

ستون هایی که با خمش کنترل می شوند			a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضی	$\frac{v}{b_w d \sqrt{f_c}} \leq 3.77$						
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002

پیش تحلیل بار افزون با بارهای ثقلی

در سازه هایی که به صورت غیرخطی مدل شده اند، در هر ترکیب و به دلیل عدم صحت اصل جمع آثار قوا، باید تحلیل از ابتدا و جداگانه انجام پذیرد. بدین جهت ابتدا بارهای ثقلی بر سازه اعمال می شود و سپس بارهای جانبی به مرور اعمال می گردد. بارهای ثقلی با کرانه بالا و پایین مطابق ذیل است که در آن Q_D و Q_L نمایانگر بار مرده و بار زنده براساس مبحث ششم می باشند.

$$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$$

$$Q_U = 0.9Q_D + Q$$
(۱)

توزیع بار جانبی

در تحلیل به روش استاتیکی غیرخطی، حداقل دو نوع

توزیع بار جانبی باید استفاده شود. در توزیع نوع اول و با توجه به این که تمامی مدل های پژوهش دارای زمان تناوب بیش از ۱ ثانیه هستند، از توزیع متناسب با نیروی جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی استفاده می شود. در توزیع نوع دوم نیز توزیع یکنواخت بار جانبی انتخاب می شود.

در توزیع نوع اول مطابق جدول (۴)، از تفاضل برش هر دو طبقه متوالی، مقادیر نیروی توزیع شده طبقات به دست می آید. در توزیع نوع دوم که توزیع یکنواخت نام دارد نیز مطابق جدول (۵)، نیروی $V = CW$ به نسبت وزن طبقات بین آنها توزیع می شود. این جداول به عنوان نمونه برای مدل S1-10 آورده شده اند.

جدول ۴ الگوی توزیع بار جانبی نوع اول

طبقه	برش طبقه	نیروی توزیع
Dome roof	13185.23	13185.23
10	80024.43	66839.2
9	1230408	43016.37
8	156894	33853.2
7	184255.4	27361.4
6	209870.6	25615.2
5	232564	22693.4
4	252546.1	19982.1
3	270307.6	17761.5
2	285220.5	14912.9
1	293598.6	8378.1

جدول ۵ الگوی توزیع بار جانبی نوع دوم

طبقه	جرم طبقه	نیروی توزیع
Dome roof	5478.6241	2955.995
10	59981.096	32362.84
9	59554.016	32132.41
8	59554.016	32132.41
7	59875.537	32305.88
6	63832.131	34440.67
5	64137.755	34605.56
4	64554.319	34830.32
3	65463.042	35320.62
2	66600.017	35934.08
1	66883.832	36087.21

تغییر مکان به برش پایه سازه به دست می‌آید. براساس منحنی مذکور رفتار دوطبقی سازه به دست می‌آید. سپس برای تعیین نقطه عملکرد سازه براساس روش ظرفیت، منحنی ظرفیت (پوش‌آور) و منحنی طیف پاسخ الاستیک با میرایی ۵٪ با توجه به یک‌سری روابط به منحنی‌هایی بر اساس مختصات جابه‌جایی طیفی (S_d) و شتاب طیفی (S_a) تبدیل می‌شوند. از تلاقی این دو منحنی طیف پاسخ الاستیک براساس شتاب طیفی - پیرو و منحنی ظرفیت براساس برش پایه تغییر مکان نقطه عملکرد سازه به دست می‌آید. پس از به دست آوردن نقطه عملکرد سازه در پوش‌های مختلف، تغییر مکان هدف سازه به دست می‌آید. منظور از PUSH-1 توزیع بار جانبی نوع اول و منظور از PUSH-2 توزیع بار جانبی نوع دوم می‌باشد. رابطه پیشنهادی آیین‌نامه برای محاسبه تغییر مکان هدف به صورت زیر است:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2)$$

ضمناً به علت عدم تقارن سازه، بایستی نیروهای جانبی به طور جداگانه در دو جهت X و Y اعمال شوند. طبق دستورالعمل به سازی، رابطه بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییر مکان حداقل ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف ثبت شود. همچنین مرکز جرم بام به عنوان نقطه کنترل تغییر مکان سازه انتخاب می‌گردد.

هدف به سازی

هدف به سازی، سطح عملکرد مطلوب و مورد نظر ما در هنگام وقوع یک زلزله شدید است و از مجموعه‌ای از سطوح خطر و سطوح عملکرد تشکیل می‌شود. در این جا با توجه به کاربری سازه و تطبیق با آیین‌نامه ۲۸۰۰، هدف به سازی، به سازی مبنا در نظر گرفته می‌شود که در آن انتظار می‌رود تحت زلزله سطح خطر ۱، ایمنی جانی ساکنین تأمین شود.

تغییر مکان هدف

خلاصه‌ای از تعیین تغییر مکان هدف برای سازه S1-10 در جدول (۶) آورده شده است. پارامترهای C_i به طور مشروح در دستورالعمل به سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تعریف شده‌اند و مقادیر آنها با توجه به ویژگی‌های سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش براساس جداول آیین‌نامه انتخاب شده است. ابتدا با استفاده از روابط ارائه شده در آیین‌نامه به سازی، تغییر مکان هدف برای هر سازه در سطح خطر ۱ در پوش - های مختلف تعیین شده است. پس از اتمام تعریف عناصر و اجزای مدل غیرخطی، تحلیل اولیه غیرخطی با محاسبه تغییر مکان اولیه انجام می‌شود و منحنی

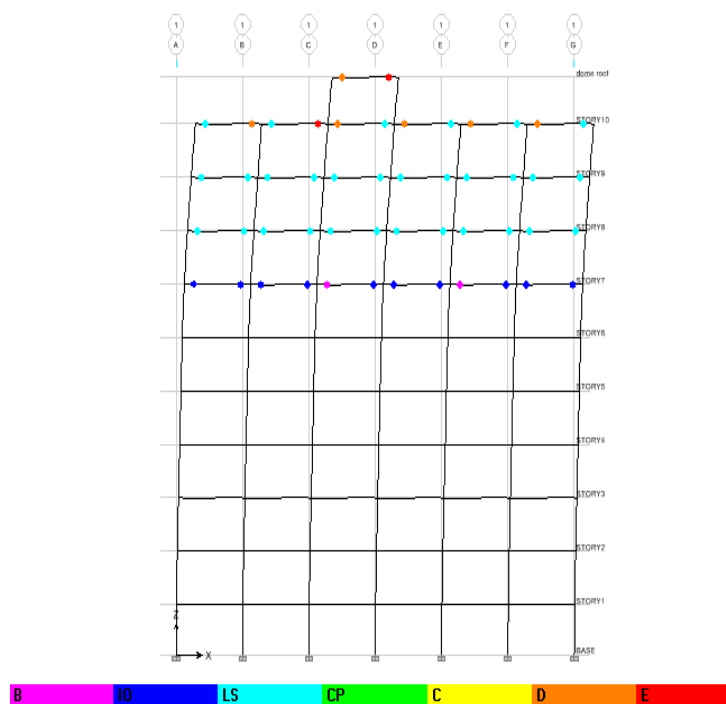
نتایج تحلیل مدل اولیه (مقاوم نشده)

در تحلیل استاتیکی غیرخطی و پس از شروع تحلیل رانشی، اعمال بار جانبی تا جایی ادامه دارد که تغییر مکان بام به مقدار از پیش تعیین شده برسد و یا این که قبل از رسیدن به این تغییر مکان، سازه فرو ریزد. در ادامه نتایج تحلیل برای سازه S1-10 تحت بارگذاری جانبی نوع اولو در جهت X (سطر سوم از جدول (۶) با تغییر مکان هدف ۰/۳۴۹۶۸ در جدول (۷) و شکل (۳) آورده شده است.

در تمامی مدل ها تیرها وارد ناحیه غیرخطی می شوند. اکثر مفاصل ایجاد شده در تیرها در محدوده مربوط به ایمنی جانی (LS) قرار می گیرند؛ لیکن در مواردی نیز این مفاصل در محدوده مربوط به ناپایداری و آستانه فرو ریزش (CP) قرار می گیرند. به جز ستون های طبقه اول که در بعضی موارد وارد ناحیه IO می شوند، در سایر طبقات، ستون ها وارد ناحیه غیرخطی نمی شوند.

جدول ۶ تعیین تغییر مکان های هدف برای تحلیل بار افزون برای سازه S1-10

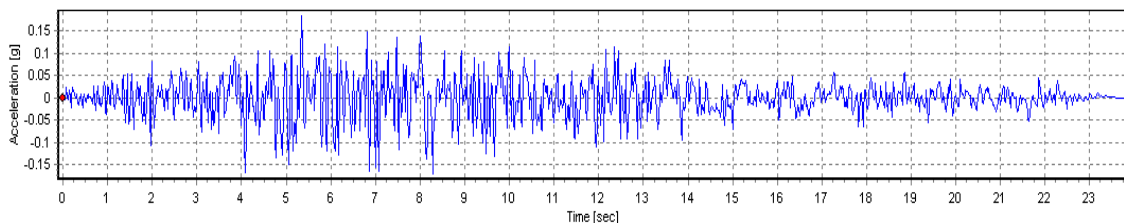
				C_{01}	C_{02}	C_1	C_2	C_3	T_e	B	S_a	δ_T
سازه S1-10	جهت X	$Q_U = 0.9Q_D + Q_L$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	2.897	0.775	0.128	0.347045
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	2.438	0.869	0.164	0.290688
		$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	2.931	0.769	0.126	0.349688
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	2.464	0.863	0.162	0.2933
	جهت Y	$Q_U = 0.9Q_D + Q_g$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	1.764	1.078	0.154	0.154809
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	1.595	1.153	0.23	0.174488
		$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	1.633	1.135	0.154	0.13267
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	1.536	1.183	0.226	0.159004



شکل ۳ الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک

جدول ۷ وضعیت تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-7.893E-04	0.0000	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
1	0.0517	78815.9297	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
2	0.1042	157631.9219	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
3	0.1567	236447.9688	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
4	0.2092	315264.0938	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
5	0.2617	394080.2500	1502	14	0	0	0	0	0	0	1516
6	0.3128	470718.2188	1387	129	0	0	0	0	0	0	1516
7	0.3415	499900.7813	1353	46	117	8	0	0	0	0	1516
8	0.4055	530860.5625	1320	42	6	148	0	0	0	0	1516
9	0.4967	558129.8750	1320	28	20	146	0	2	0	0	1516
10	0.5054	560535.8125	1320	28	20	135	0	0	10	3	1516
11	0.3520	324990.3125	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516



شکل ۴ شتاب‌نگاشت زلزله طبس در جهت x

ساختگاه، ویژگی‌های زمین‌شناسی و تکتونیکی و لایه‌های آبرفت باشد و سازگاری آنها برحسب مورد با طیف طرح یا طیف زلزله حداکثر نیز تأمین شود. چون سازه‌های مورد بررسی در این مقاله نامنظم هستند، لازم است تحلیل به صورت ارتجاعی سه بعدی انجام شود.

در این پژوهش شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده مربوط به زلزله‌های طبس، Landers, Northridge, Kobe, Kocaeli و Loma prieta است که به طور مثال شتاب‌نگاشت طبس در جهت X در شکل (۴) مشاهده می‌شود. بزرگای زمین‌لرزه‌های انتخاب شده به ترتیب برابر با $۷/۴$ ، $۶/۷$ ، $۷/۳$ ، $۶/۸$ ، $۷/۴$ و $۶/۹$ می‌باشد.

شتاب‌نگاشت‌ها توسط نرم‌افزار SeismoSignal آماده و ورود به نرم‌افزار ETABS می‌شوند. مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران، هر زوج شتاب‌نگاشت باید به طور هم‌زمان در دو جهت عمود بر یکدیگر به سازه اعمال شوند.

هم‌چنین باید در مرحله بعدی راستای اعمال هر شتاب‌نگاشت تغییر کند و از میان این دو حالت تحلیل،

با بررسی نتایج جداول فوق و با توجه به این‌که قبل از این‌که سازه به تغییر مکان هدف برسد، مفاصل پلاستیک در سطح عملکرد ایمنی جانی در سازه ایجاد شده‌اند، هم‌چنین با توجه به حفظ مقاومت ستون‌ها، ایجاد مفاصل پلاستیک در تیرها در قسمت وسیعی از سازه‌ها و محدودی تغییر شکل‌های ماندگار در سازه‌ها، می‌توان گفت سازه‌های مورد بررسی در سطح خطر زلزله طرح مورد نظر استاندارد ۲۸۰۰، هدف مطلوب را که حفظ ایمنی جانی است محقق نمی‌سازند. لذا برای رسیدن به عملکردی بالاتر، اعمال برنامه مقاوم‌سازی قابل بررسی است.

تحلیل دینامیکی غیرخطی

مقدمات و تحلیل

در این روش، سازه تحت تعدادی شتاب‌نگاشت ثبت شده یا شبیه‌سازی شده تحلیل می‌شود. شتاب‌نگاشت‌ها باید هم‌سنگ با سازوکار گسیختگی چشمه لرزه‌ها، بزرگای نظیر زلزله، فاصله کانون زلزله تا

$$THTABAS1 = TABAS1 + 0.3TABAS2$$

$$THTABAS2 = TABAS2 + 0.3TABAS1 \quad (1)$$

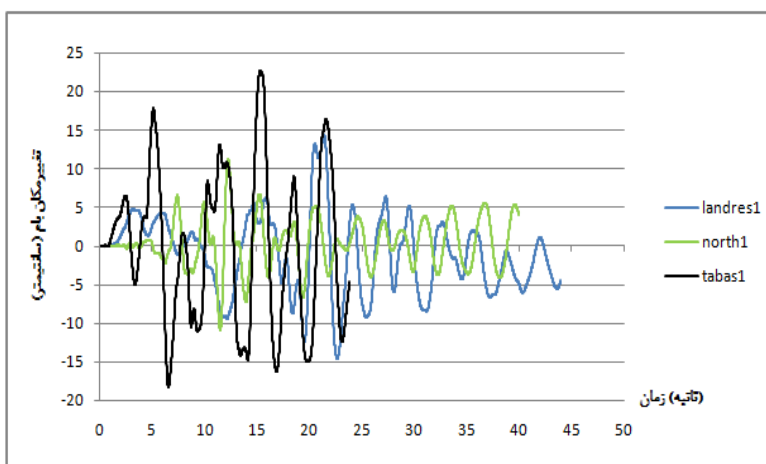
ارزیابی سازه در روش دینامیکی غیرخطی

در یک تحلیل غیرخطی از مدل سه بعدی حجم بسیار زیادی از نتایج در هر گام زمانی حاصل می شود. با توجه به حجم زیاد و تعدد داده ها، تنظیم صحیح معیارهای پذیرش نرم افزار در جهت افزایش دقت در جواب ها، حائز اهمیت ویژه ای است. در شکل های (۵)، (۶)، (۷) و (۸) پاسخ تغییر شکل سازه S1-10 تحت زلزله های ذکر شده مشاهده می شود.

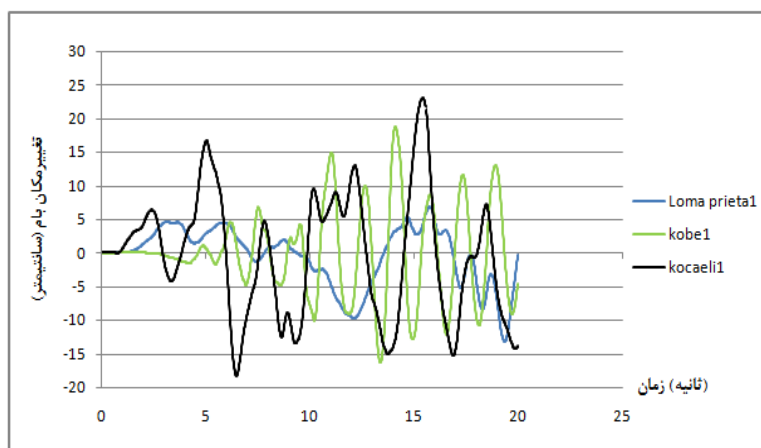
بحرانی ترین حالت انتخاب شود.

مثلاً برای زلزله طبس دو حالت تحلیل در نظر گرفته می شود و با نام های TABAS1 و TABAS2 به نرم افزار معرفی می شود.

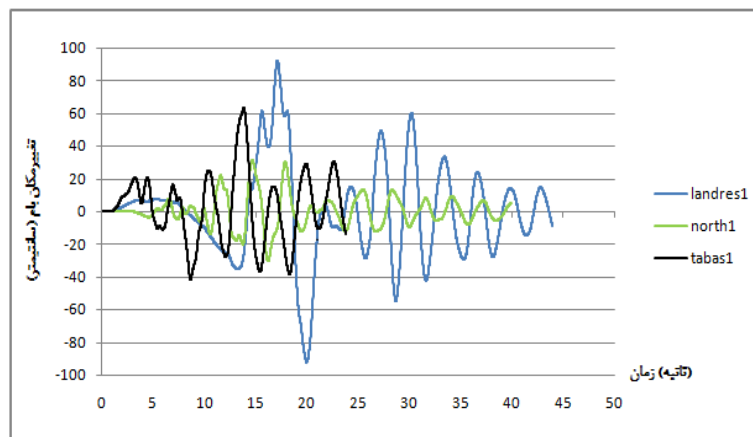
با توجه به نامنظم بودن سازه، مطابق آیین نامه، امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می کند، انتخاب شود. برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله می توان ۱۰۰ درصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب نمود. به عنوان مثال برای زلزله طبس، دو ترکیب بار زیر به نرم افزار معرفی می شود:



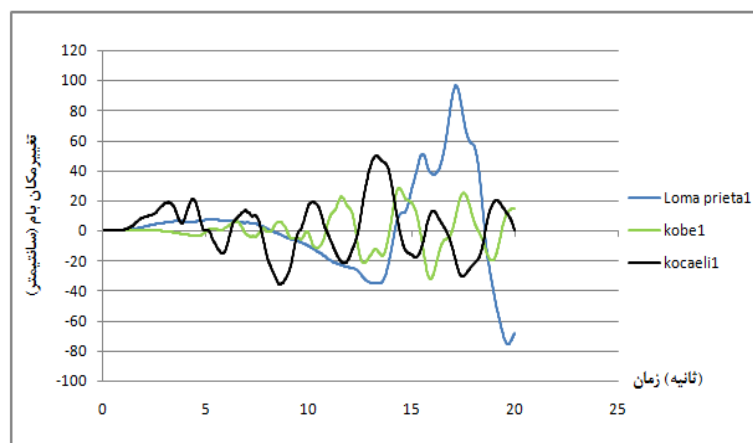
شکل ۵ پاسخ تغییر شکل سازه در جهت x تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب نگاشت اول



شکل ۶ پاسخ تغییر شکل سازه در جهت x تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب نگاشت دوم



شکل ۷ پاسخ تغییر شکل سازه در جهت y تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت اول



شکل ۸ پاسخ تغییر شکل سازه در جهت y تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت دوم

تعیین سطح عملکرد کلی سازه با تحلیل دینامیکی غیرخطی

علی‌رغم تطابق نسبی نتایج تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی با استاتیکی، به دلیل این‌که در روش غیرخطی دینامیکی، ماکزیمم نتایج ملاک می‌باشد، به‌طور کلی نتایج این روش اعم از تغییر مکان و دوران، بیشتر از روش استاتیکی غیرخطی می‌باشد. در مقایسه شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده، در اکثر موارد زلزله نورتریج پاسخ‌های کمتر و رفتار غیرخطی کمتری در سازه ایجاد کرده است. اما در زلزله طبس و لندرس به علت محتوای فرکانسی شدیدتر و انرژی بیشتر، رفتار غیرخطی سازه بیشتر می‌شود و مفاصل پلاستیک به-

صورت گسترده در تیرها ایجاد می‌شود. در سازه‌ها نمونه‌ای از شکست ترد و عدم کفایت مقطع در تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو مشاهده نشد. در مدل‌ها تقدم تشکیل مفاصل در تیرها به ستون‌ها مشاهده می‌گردد که مؤید ایجاد مکانیسم تیر ضعیف-ستون قوی می‌باشد که مکانیسم لازم برای جلوگیری از فروریزش سازه است. بنابراین باتوجه به ورود تیرها به مرحله فروریزش، انتخاب محدوده عملکرد پایین‌تر از آن برای کل سازه مناسب به نظر می‌رسد. بنا بر تعریف، در محدوده آستانه فروریزش، اعضای مهم سیستم قادر می‌باشند تا مقاومت ثقیلی لازم را تأمین کنند، اما سازه در آستانه وقوع فروریزش کلی می‌باشد. هم‌چنین

تغییر مکان های بزرگ و دائمی در این محدوده پیش بینی شده اند که در مدل های مختلف این پژوهش نیز مشاهده شده است.

بنابراین همانند روش استاتیکی غیرخطی، سطح عملکرد انتخابی آستانه فروریزش می باشد.

نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای مدل مقاوم شده

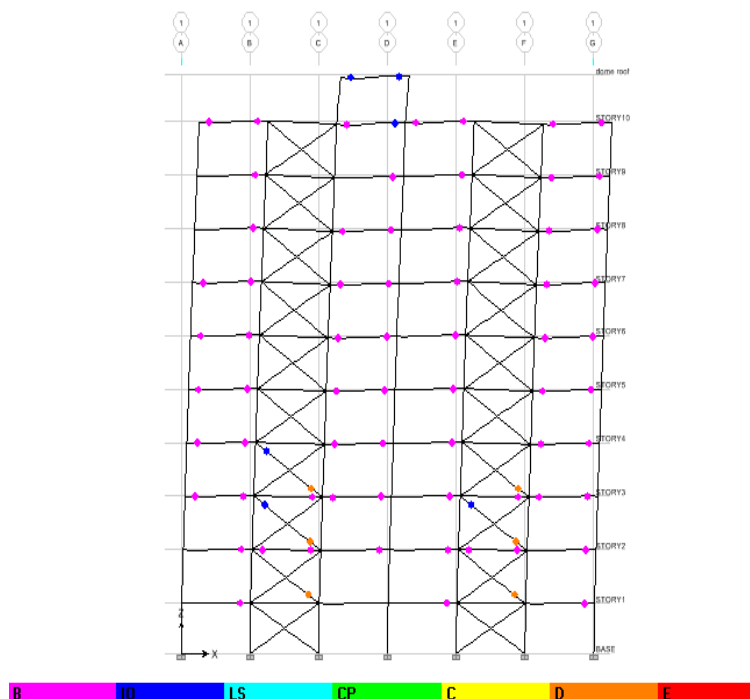
برای سازه های مقاوم شده نیز مراحل ابتدایی همانند سازه های تقویت نشده انجام می شود. ضرایب هم پایه سازی و توزیع بار جانبی نوع اول و دوم مجدداً به دست می آید. همچنین با توجه به تغییر مشخصات مودی و پیوندهای اصلی سازه به وسیله مهاربندهای فولادی، می بایست تغییر مکان هدف هر سازه مجدداً تعیین گردد (جدول ۸).

در ادامه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای سازه مقاوم شده S1-10 تحت بارگذاری جانبی نوع اول و در جهت X (سطر سوم از جدول ۸) با تغییر مکان هدف

۰/۱۶۶) در جدول (۹) و شکل (۹) آورده شده است. با توجه به بررسی های انجام شده، همه مدل ها پس از مقاوم سازی با مهاربند فولادی ارتقای سطح عملکرد می یابند و سطح عملکرد ایمنی جانی را تأمین می نمایند. در جدول (۹) نیز مشاهده می شود که در محدوده مربوط به ایمنی جانی، مفاصل پلاستیک تشکیل نشده اند.

نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی برای مدل مقاوم شده

با استفاده از شتاب نگاشت های زلزله های ذکر شده، سازه های مقاوم شده مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار می گیرند. ماکزیمم مقادیر حاصل در این مرحله، کاهش چشم گیری را نسبت به پاسخ های حالت اولیه (مقاوم نشده) نشان می دهد. در شکل های (۱۰)، (۱۱)، (۱۲) و (۱۳) پاسخ تغییر شکل سازه S1-10 مقاوم شده تحت زلزله های طمس، نورتریج، لندرس، کوبه، کوکائلی و لوما پریتا مشاهده می شود.



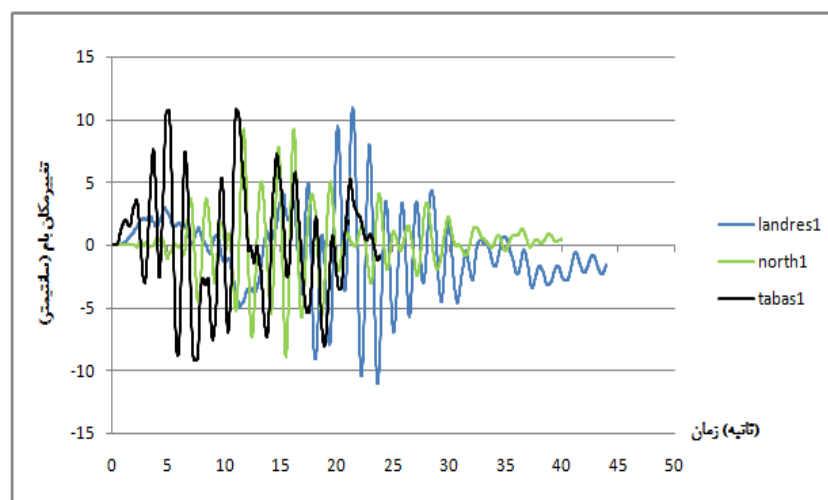
شکل ۹ الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک سازه مقاوم شده

جدول ۸ تعیین تغییر مکان‌های هدف برای تحلیل بار افزون برای سازه مقاوم شده

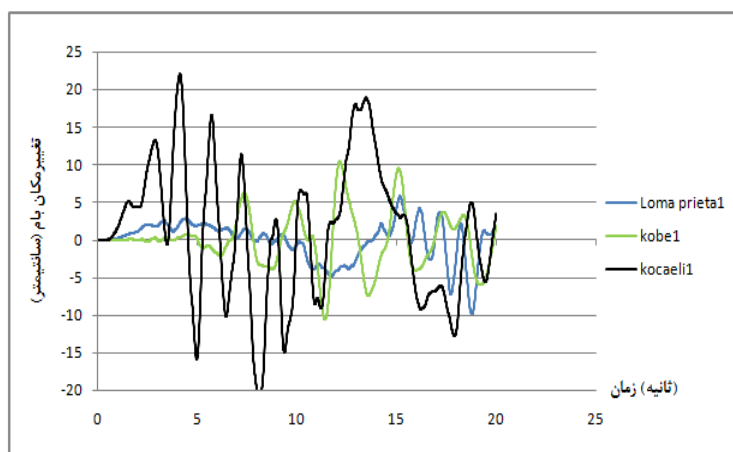
				C_{01}	C_{02}	C_1	C_2	C_3	T_e	B	S_a	δ_T
سازه S1-10 مقاوم شده	جهت X	$Q_U = 0.9Q_D + Q_L$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	1.407	1.254	0.258	0.165
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	1.182	1.408	0.313	0.130
		$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	1.41	1.252	0.259	0.166
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	1.185	1.406	0.314	0.131
	جهت Y	$Q_U = 0.9Q_D + Q_g$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	1.818	1.057	0.22	0.235
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	1.516	1.193	0.259	0.178
		$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	1.792	1.067	0.223	0.231
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	1.526	1.188	0.26	0.181

جدول ۹ وضعیت تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد سازه مقاوم شده

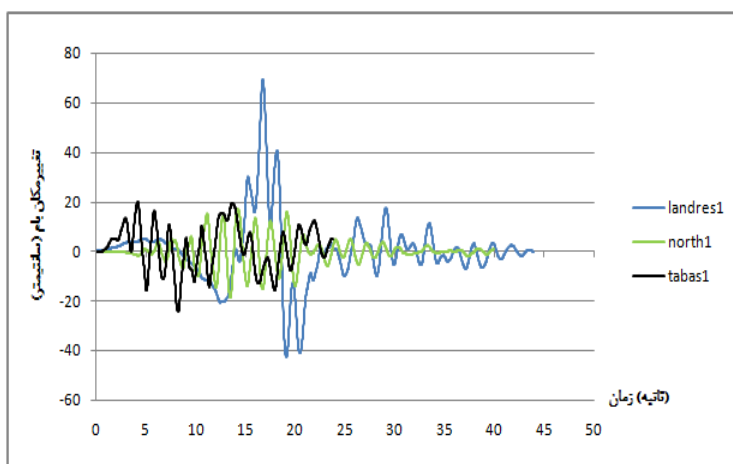
	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-1.124E-04	0.0000	1876	0	0	0	0	0	0	0	1876
1	0.0248	169605.4063	1876	0	0	0	0	0	0	0	1876
2	0.0497	339211.3438	1873	3	0	0	0	0	0	0	1876
3	0.0691	471716.4063	1819	57	0	0	0	0	0	0	1876
4	0.0946	641244.3750	1789	83	2	0	0	2	0	0	1876
5	0.1001	675291.7500	1787	83	3	0	0	0	3	0	1876
6	0.1001	666171.1875	1782	86	4	0	0	1	3	0	1876
7	0.1023	680433.3125	1780	86	5	0	0	0	5	0	1876
8	0.1023	673366.9375	1726	135	8	0	0	2	5	0	1876
9	0.1120	730070.7500	1710	146	10	0	0	0	10	0	1876
10	0.1120	712565.0625	1662	191	12	0	0	1	10	0	1876
11	0.1193	754438.7500	1646	203	14	0	0	0	13	0	1876
12	0.1193	743630.0000	1645	204	13	0	0	1	13	0	1876
13	0.1198	746609.0000	1643	204	14	0	0	1	14	0	1876



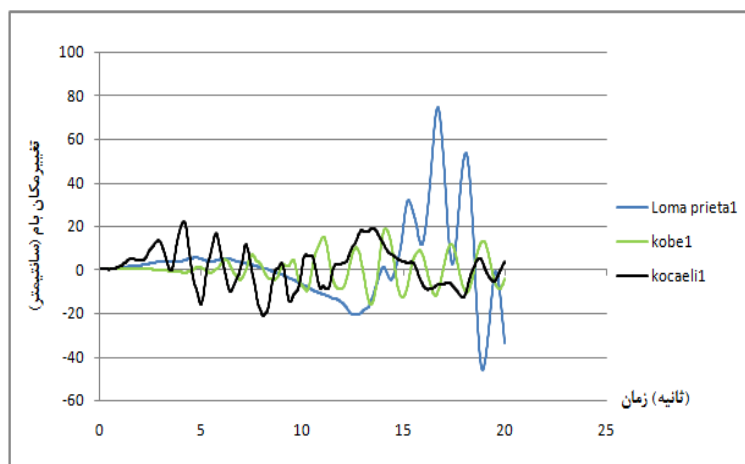
شکل ۱۰ پاسخ تغییر شکل سازه مقاوم شده در جهت x تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت اول



شکل ۱۱ پاسخ تغییر شکل سازه مقاوم شده در جهت x تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب نگاشت دوم



شکل ۱۲ پاسخ تغییر شکل سازه مقاوم شده در جهت y تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب نگاشت اول



شکل ۱۳ پاسخ تغییر شکل سازه در جهت y تحت حالت تحلیل نوع ۲، تحت سه شتاب نگاشت دوم

مقایسه اثر زلزله‌های حوزه نزدیک و دور

رکوردهای ثبت شده از زمین لرزه‌های اخیر نشان می‌دهد که زلزله‌های حوزه نزدیک دارای ویژگی‌های متفاوتی نسبت به زلزله‌های حوزه دور می‌باشند. شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده در این تحقیق از هر دو نوع دور و نزدیک انتخاب شده‌اند تا نتایج آنها قابل مقایسه باشد. شتاب‌نگاشت‌های مربوط به زلزله‌های طیس، نورتریج، لندرس و کوبه از نوع حوزه نزدیک و شتاب‌نگاشت‌های کوکائلی (ایستگاه بوسا تفاس) و لوما پریتا (ایستگاه 58224 CDMG) مربوط به حوزه دور می‌باشند. همان‌طور که قبلاً گفته شد، سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش با دو پلان مختلف و در دو حالت ۱۰ و ۱۵ طبقه مدل شده‌اند. با مقایسه مقادیر تغییر مکان‌ها و برش پایه این چهار سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های ذکر شده، نتایج زیر به دست آمد:

۱. تحت زلزله‌های نزدیک گسل، سازه‌های ۱۵ طبقه نسبت به سازه ۱۰ طبقه نظیر خود، تغییر مکان‌های بزرگ‌تری داشتند. با توجه به این که زلزله‌های حوزه نزدیک دارای پیرو بیشتری نسبت به پیود شتاب زلزله‌های دور می‌باشند و سازه‌های ۱۵ طبقه نیز پیود بلندتری نسبت به سازه ۱۰ طبقه نظیر خود دارند، این نتیجه متصور بود. ضمناً لازم است که برای طراحی سازه‌های با پیود بالا که در نزدیکی گسل ساخته می‌شوند، ملاحظات ویژه‌ای لحاظ گردد.

۲. جابه‌جایی‌های هر سازه در اثر زلزله‌های حوزه نزدیک در مواردی حدود ۲۵ درصد بیشتر و جابه‌جایی‌های ناشی از زلزله‌های حوزه دور در مواردی حدود ۱۵ درصد کمتر از زلزله طرح است. البته با توجه به تعداد محدود سازه‌های تحلیل شده نمی‌توان ادعا کرد که در صورت استفاده از آیین‌نامه 2800، ایمنی سازه‌ها در حوزه نزدیک به دلیل بروز جابه‌جایی‌های بیشتر به خطر می‌افتد، اما انجام بررسی‌ها و مطالعات بیشتر بی‌فایده نخواهد بود.

۳. برای هر سازه، مقدار برش پایه تحت زلزله‌های

حوزه نزدیک بیشتر از مقدار آن در اثر زلزله‌های حوزه دور بود. ضمناً در سازه‌های ۱۰ طبقه که پیود کمتری نسبت به سازه‌های ۱۵ طبقه متناظر خود دارند، مقدار اختلاف در مقادیر برش پایه هر سازه در اثر زلزله‌های نزدیک گسل و دور از گسل، عدد بزرگ‌تری بود.

مقایسه و نتیجه‌گیری

۱. نصب مهاربند بر روی سازه باعث افزایش سختی و کاهش زمان تناوب سازه می‌شود. این افزایش سختی و کاهش زمان تناوب باعث افزایش برش پایه در سازه می‌شود. ولی به علت رفتار سازه‌ای مناسب با استفاده از سیستم دوگانه، سطح عملکرد کلیه مدل‌ها ارتقا پیدا می‌کند.

۲. افزودن مهاربندهای فولادی به قاب‌های بتنی، بارهای خمشی وارد بر ستون‌ها را محوری می‌کند، لذا نسبت تنش‌ها را در آنها به کمتر از یک تقلیل می‌دهد. محوری شدن بارهای لرزه‌ای علاوه بر کاهش نسبت تنش‌ها در ستون‌ها به تنش مجاز، سبب انتقال مفاصل پلاستیک از ستون‌ها به تیرها شده است. لذا بیش از ۸۰٪ ستون‌ها در این شیوه مقاوم‌سازی از خسارت مصون ماندند.

۳. با مقایسه عملکرد تیرها و ستون‌های سازه‌ها مشاهده می‌شود که در سازه مقاوم‌سازی شده توسط مهاربند فولادی، مفاصل پلاستیک کمتری در تیرها و ستون‌ها تشکیل شده‌اند و سازه وضعیت بهتری خواهد داشت.

۴. با مقایسه منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مشاهده می‌شود که سازه‌های بتنی با بادبند ظرفیت برشی بیشتری را از سازه‌های بتنی بدون بادبند ارائه می‌دهند و ظرفیت سازه را بالا می‌برند. به عنوان نمونه برای سازه 2-10 S2 نمودار برش پایه بر حسب جابه‌جایی، تحت یکی از بارهای وارد در جدول (۱)، قبل و بعد از مقاوم‌سازی در شکل (۱۴) رسم شده است.

۵. در سازه‌های مهاربندی شده، تغییر مکان هدف سازه نسبت به سازه بتنی بدون مهاربند کاهش می‌یابد و به

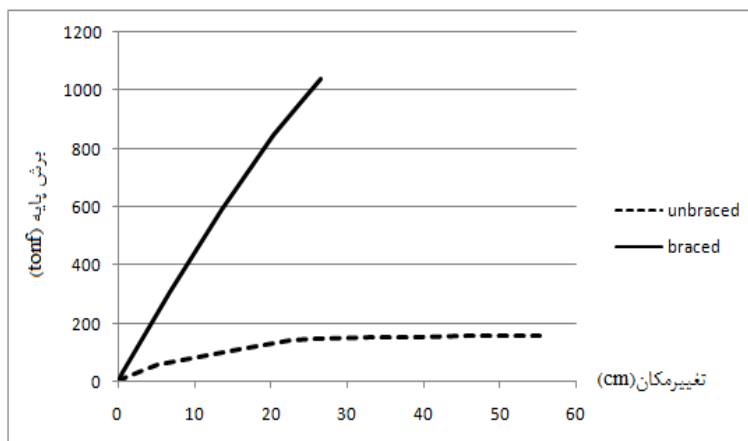
کاهش قابل توجه عملکرد سازه نمی شود، لیکن چاره اندیشی برای حذف آن، بهبود نتایج را دربر خواهد داشت.

۸. مقادیر تغییر شکل های نسبی طبقات، به خصوص در سازه های ۱۰ طبقه کاهش چشمگیری داشته و بسیار منظم تر شده است. سازه یکپارچه تر عمل می کند و تغییر شکل های ناگهانی مشاهده نمی شود. در سازه های ۱۵ طبقه، تحت برخی ترکیب بارها، تغییر شکل ها در طبقات میانی در سازه مهاربندی شده بیش از سازه اولیه شده است. به عنوان نمونه تغییر مکان طبقات سازه S2-15 تحت یکی از بارهای وارد در جدول (۱) در شکل (۱۵) آمده است.

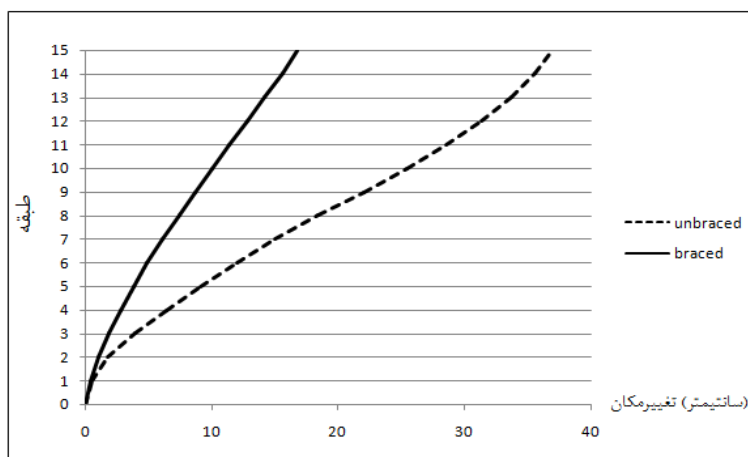
خوبی مزیت استفاده از سیستم دوگانه و اندرکنش قاب خمشی و مهاربندی قابل ملاحظه است.

۶. با مقایسه منحنی های نیرو- تغییر مکان برای مدل های مختلف مشاهده می شود که در تمامی آنها توزیع نوع دوم بار جانبی (متناسب با وزن هر طبقه) نسبت به توزیع نوع اول بار جانبی (متناسب با نیروی جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی)، برش های پایه بالاتری را ایجاد کرده است.

۷. روند تشکیل مفاصل در سازه های تقویت شده نشان داد استفاده از بادبند فولادی موجب اعمال نیروی اضافی به قاب در طبقات فوقانی و ایجاد مفاصل خمیری در تیرها می شود. هر چند این عامل موجب



شکل ۱۴ مقایسه منحنی پوش آور S2-10 تحت بار 1.1-PUSH 2-Y، قبل و بعد از مقاوم سازی



شکل ۱۵ تغییر مکان طبقات S2-15 تحت بار 0.9-PUSH 1-X

مراجع

۱. تسنیمی، عباسعلی، «مقاوم سازی قاب های بتن مسلح به کمک بادندهای فولادی»، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، (۱۳۷۹).
2. Sugano, S., "Study of the Seismic Behavior for Retrofitted Reinforced Concrete Building", Proceeding ASCE, 89 structures Congr. Sanfrancisco, CA, U.S.A, (1989).
3. Badoux, M; Jirsa, J., "Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting", *Journal of Structrual Engineering*, ASCE, pp. 55-74, (1990).
4. Yamamoto, Y., Umemura, H., "Analysis of Reinforced Concrete Frames Retrofitted with Steel Bracing", *Proceeding of the Tenth World Confrence on Earthquake Engineering*, Vol. 9, Madrid, Spain, pp. 5187- 5192, (1992).
5. Canales, N.D., Briseno de la Vega, R., "Retrofitting Techniques Used in Telephone Buildings in Mexico", *Proceeding of the Tenth World Confrence on Earthquake Engineering*, Vol. 9, Madrid, Spain, pp. 5143- 5147, (1992).
۶. یاسائی، حسین، ناطقی الهی، فریرز، «مقاوم سازی لرزه ای سازه های بتن مسلح (مطالعه موردی بیمارستان امام خمینی تبریز)»، پایان نامه کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، (۱۳۷۱).
7. Pincheira, J.A., Jirsa, J.O., "Seismic Response of RC Frames Retrofitted with Steel Braces or Walls", *Journal of Structrual Engineering*, ASCE, 121(8), pp. 1255-1235, (1995).
8. Nateghi, F., "Seismic Strengthening of 8-Story Reinforced Concrte Building", *Proceeding of Tenth European Confrence on Earthquake Engineering*, Vol. 3, Vienna, Austria, pp. 2235- 2240, (1994).
9. Youssef, M.A., Ghaffarzadeh, H., Nehdi, M., "Seismic Performance of RC Frames with Concentric Internal Steel Bracing", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 1561-1568, (2007).
10. Athanassiadou, C.J., "Seismic Performance of RC Plane Frames Irregular in Elevation", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 1250-1261, (2007).
۱۱. فلاح یونس آبکوه، وحید، علیزاده تقی آباد، سعید، واثقی امیری، جواد، «بررسی سطح عملکرد در سازه های بتن آرمه ای مقاوم شده با مهاربند»، سومین همایش ملی مقاوم سازی و مدیریت شهری، (۱۳۸۹).
12. Magliulo, G., Maddaloni, G., Petrone, C., "Influence of Earthquake Direction on the Seismic Response of Irregular Plan RC Frame Buildings", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 13, pp. 243-256, (2014).
13. Pradeep, S., Elavenil, S., "Seismic Analysis of Plan Irregular Multi-Storied Building using STAAD pro", School of Mechanical and Building Science, VIT University, Chnnai, Tamilnadu, India, (2013).
۱۴. دستورالعمل به سازی لرزه ای ساختمان های موجود، نشریه شماره ۳۶۰، تهران، ایران، ۱۳۸۵.

ارزیابی تأثیر اجزای اتصال بر عملکرد پای ستون در ساختمان‌های فولادی*

«یادداشت پژوهشی»

جواد رزاقی^(۱)آرش خوش‌بخت^(۲)

چکیده اتصال پای ستون یکی از مهم‌ترین اجزای ساختمان‌های فولادی می‌باشد که میزان گیرداری آن تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر رفتار واقعی سازه تحت بارهای ثقلی و جانبی و نتایج تحلیل سازه دارد. عوامل زیادی، از جمله ضخامت کف ستون، تعداد، قطر و آرایش میل مهارها و نیز ابعاد سخت‌کننده‌ها، بر گیرداری اتصال پای ستون مؤثر می‌باشند. در تحقیق حاضر با انجام تحلیل‌های غیرخطی به روش اجزای محدود، به بررسی میزان تأثیر هر یک از پارامترهای یادشده بر عملکرد اتصال پای ستون پرداخته شده است. نتایج تحلیل‌های اجزای محدود شامل رفتار لنگر-دوران پای ستون، محل تشکیل مفصل پلاستیک و نیز نحوه گسترش و توسعه تنش‌ها و تغییر شکل‌ها نشان می‌دهند که تغییر در مشخصات هر کدام از اجزای مختلف اتصال سبب تغییر در عملکرد و میزان گیرداری اتصال پای ستون، الگوی تسلیم کف ستون و میل-مهارها، تمرکز تنش موضعی در اجزای اتصال و نیز نحوه توزیع تنش روی سطح بتن می‌شود. این آثار باتوجه به پارامترهای مؤثر در اتصال پای ستون، دسته‌بندی و ارائه گردیده‌اند.

واژه‌های کلیدی گیرداری، اجزای محدود، اتصال پای ستون، سخت‌کننده، میل مهار.

Effects of Connection Details on the Behavior of Column Base Connection

J. Razzaghi

A. Khoshbakht

Abstract Fixity of column base connection plays a major role in overall behavior of steel structures. Several parameters influence the real behavior of the column base connections, among them base plate thickness, anchor bolts and stiffeners details can be mentioned. A nonlinear three dimensional finite element method has been utilized for numerical studying of the behavior of the column base connection. Thickness of the base plate and stiffeners and also sizes and numbers of the anchor bolts were changed in a number of models to determine their effects on the nonlinear behavior of the regular column base connection. It was observed that column base connection characteristics such as its moment-rotation behavior, yielding pattern of base plate and anchor bolts and local stress concentration of the connection elements can be significantly affected by changing any detail of the connecting elements. The effects of each parameter on the behavior of column base connection were categorized and presented in this paper.

Key Words Fixity, Finite Element, Column Base Connection, Stiffener, Anchor Bolt.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۴/۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱۱/۱ می‌باشد.

Email: javadr@guilan.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: استادیار گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه گیلان.

(۲) کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه گیلان.

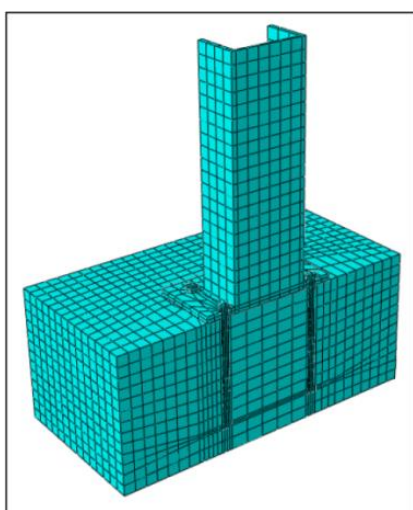
مقدمه

اتصال پای ستون عملکرد نسبتاً پیچیده‌ای تحت بارهای وارد دارد. مطالعات انجام شده در زلزله‌های اخیر، بیانگر این مطلب بودند که بخشی از خرابی‌ها، ناشی از عملکرد نامطلوب اتصال پای ستون می‌باشد. به‌عنوان نمونه، گزارشهایی که از زلزله نورتریج توسط شورای فنی شریان‌های حیاتی مهندسی زلزله و نیز تیم شناسایی نورتریج ارائه شد [1]، بیانگر این بود که بسیاری از اتصالات پای ستونی طراحی شده براساس رهنمودهای موجود عملکرد رضایت‌بخشی نداشتند.

جاسپارت و وندگانز [2]، رفتار میل‌مهارهای با مهار انتهایی را در اتصال پای ستون مورد بررسی قرار دادند و مشاهده کردند که چسبندگی بین میل‌مهار و بتن پی به‌آسانی به‌ویژه در تغییرشکل‌های بزرگ اتصال و یا در تحریکات زلزله، از بین می‌رود به‌گونه‌ای که می‌توان میل‌مهار را از ابتدای بارگذاری فاقد چسبندگی با بتن فرض کرد. هاسل‌واندر و همکارانش [3] با ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی، نتیجه گرفتند که الگوهای خرابی ممکن میل‌مهار شامل تسلیم میل‌مهار به‌ویژه در بخش رزوه شده، متلاشی شدن پوشش بتن روی بخش مهاری میل‌مهار و تشکیل مخروط خرابی بتن می‌باشند. پیکارد و بیولی [4] و کانتولین و همکارانش [5] با انجام تحقیقات آزمایشگاهی، تأثیر بار محوری ستون بر صلبیت اتصال پای ستون را مورد بررسی قرار دادند. هان و ملچرز [6] تأثیر ابعاد ستون و ضخامت کف ستون در افزایش سختی اتصال مفصلی پای ستون را مورد مطالعه قرار دادند. ارموپولوس و استاتوپولوس [7] با در نظر گرفتن پارامترهایی از قبیل اندازه و ضخامت صفحه کف ستون، طول و مکان میل‌مهارها و نیز بزرگی بار محوری، یک مدل ریاضی برای توصیف عملکرد اتصال پای ستون ارائه کردند. آستانه و همکارانش [8] نیز، با بررسی آزمایشگاهی اتصال پای ستون تحت بارگذاری چرخه‌ای، توانایی اتصال پای ستون در اتلاف انرژی را مورد ارزیابی قرار دادند.

مدل‌سازی اجزای محدود

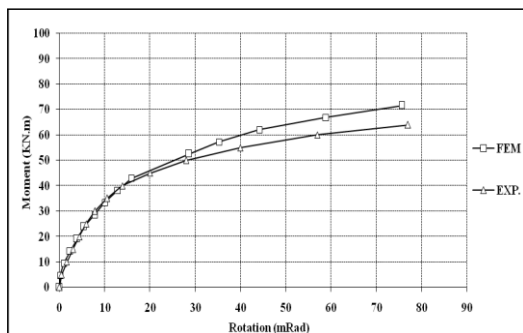
در مطالعه حاضر، اتصال پای ستون با جزئیات رایج شامل ستون، کف ستون، میل‌مهارها و بتن پی با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS مدل‌سازی شد و مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی مادی و هندسی قرار گرفت. قیود تماسی مناسب برای توصیف برهم‌کنش بین اجزا اعمال شدند. ضریب اصطکاک بین کف ستون و بتن پی، براساس آیین‌نامه AISC [10]، ۰/۵۵ در نظر گرفته شد. براساس مطالعات انجام‌شده توسط جاسپارت و وندگانز [2]، که پیش‌تر بدان اشاره شد، فرض شده‌است هیچ‌گونه چسبندگی بین میل‌مهار و بتن پی وجود نداشته باشد. تمام اجزای اتصال با المان حجمی C3D8R، موجود در مجموعه المان‌های نرم‌افزار ABAQUS [9] شبکه‌بندی شدند (شکل ۱).



شکل ۱ مدل اجزای محدود شبکه‌بندی شده

تمام درجات آزادی در سطح زیرین بلوک بتنی مقید و وجوه کناری بلوک بتنی آزاد می‌باشند. با استفاده از تقارن صرفاً نیمی از سازه مدل شد (شکل ۲). به‌منظور اعمال لنگر خمشی، یک بار جانبی یکنواخت به سطح فوقانی ستون و با گام‌هایی با طول معین وارد گردید. طبق مطالعات سالمون و همکارانش [11]، تأثیر نیروی برشی ایجادشده در پای ستون بر

بارگذاری به صورت اعمال یک بار قائم به اندازه ۱۰۰ کیلونیوتن و سپس اعمال بار جانبی به بالای ستون تا مرحله خرابی می‌باشد. شکل (۴) منحنی لنگر-دوران حاصل از آزمایش تجربی و مدل‌سازی اجزای محدود را نشان می‌دهد. علی‌رغم عدم دست‌رسی به پاره‌ای از مشخصات، نمودارها بیانگر انطباق مناسب نتایج مدل‌سازی اجزای محدود و مدل آزمایشگاهی می‌باشد. هم‌چنین، مکانیزم خرابی در این آزمایش، خرابی کف ستون بیان شده‌بود که نتایج مدل‌سازی اجزای محدود نیز مؤید این مطلب می‌باشد.

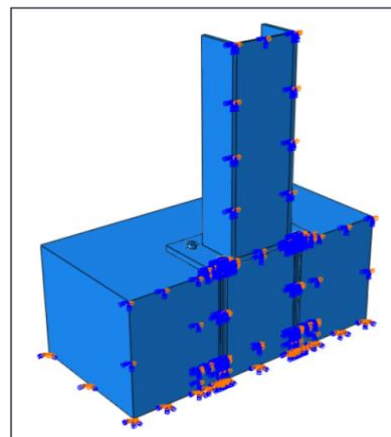


شکل ۴ منحنی لنگر-دوران مدل تجربی و اجزای محدود

بررسی مدل‌های اجزای محدود

در مجموع ۱۶ مدل سه‌بعدی اجزای محدود در این تحقیق مورد مطالعه قرار گرفت. متغیرهای این مدل‌سازی‌ها ضخامت کف ستون، تعداد و قطر میل‌مهارها و نیز ابعاد سخت‌کننده‌ها می‌باشند که بسته به مورد، تغییرات مورد نظر بر روی مدل مبنا (Ref.) اعمال شد. مدل مبنا، شامل یک اتصال پای ستون با ورق کف ستون مربعی به ابعاد ۶۰ و ضخامت ۳ سانتی‌متر می‌باشد. میل‌مهارها ۶ عدد به قطر ۲/۸ و به طول ۵۰ سانتی‌متر و از نوع میل‌مهار با مهره انتهایی است. ستون متصل به کف ستون، تیر ورق‌ی با ابعاد بال و جان به ترتیب ۴۰x۲ و ۳۰x۲ سانتی‌متر و با ارتفاع ۱۰۰ سانتی‌متر در نظر گرفته‌شد. این مجموعه بر روی یک پی بتنی مربعی به ابعاد ۱۴۰ سانتی‌متر و عمق ۶۰ سانتی‌متر قرار گرفته‌است (شکل ۵).

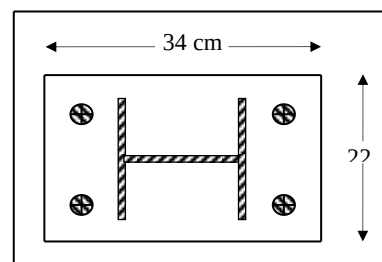
دوران و لنگر مقاوم نهایی اتصال ناچیز می‌باشد. تسلیم و نهایی ورق، به ترتیب ۲۴۰۰ و ۳۸۰۰ برای میل‌مهار، به ترتیب ۳۰۰۰ و ۵۰۰۰ و مدول الاستیسیته فولاد 210×10^6 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته‌شد. رفتار بتن تا تنش حد نسبی الاستیک بود و تنش حد نسبی مطابق آیین‌نامه ACI 318-08، معادل $f_c' / 1.65$ لحاظ شد [12]. مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری مشخصه بتن، به ترتیب 210×10^5 و ۲۱۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و کرنش نهایی و ضریب پواسون بتن به ترتیب ۰/۰۰۲۲ و ۰/۱۵ در نظر گرفته‌شد.



شکل ۲ شرایط مرزی مدل

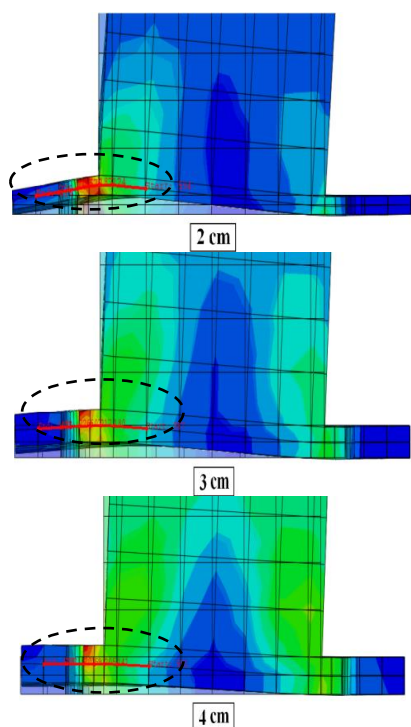
صحت‌سنجی مدل‌های عددی

به منظور اطمینان از صحت تحلیل‌ها، مدل آزمایشگاهی اتصال پای ستون که توسط جاسپارت و وندگاز ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته‌بود [2]، با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود مدل‌سازی شد. شکل (۳) اتصال پای ستون مورد نظر را نشان می‌دهد.



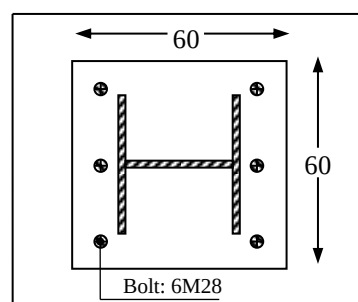
شکل ۳ پیکربندی اتصال پای ستون [2]

نیرو در ضخامت‌های بالاتر ورق مشاهده نمی‌گردد. لذا، باافزایش ضخامت کف ستون به ۲/۵ سانتی‌متر، افزایش چشم‌گیر سختی و ظرفیت خمشی اتصال در نمودارها دیده می‌شود.



شکل ۷ نحوه تغییر شکل کف ستون در ضخامت‌های مختلف کف ستون (تحت لنگر خمشی ۱۰۰ kN.m)

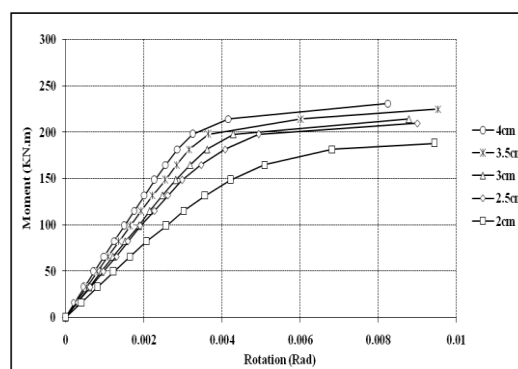
شکل (۸) نمودار تنش ایجادشده در کف ستون را در امتدادی معین در ناحیه مشخص‌شده با خط‌چین در شکل (۷) نشان می‌دهد. در کف ستون با ضخامت ۲ سانتی‌متر تمرکز تنش شدیدی در محل اتصال ستون ایجاد می‌شود. باافزایش ضخامت ورق، تنش این ناحیه به میزان قابل‌توجهی کاهش می‌یابد به‌نحوی که باافزایش ضخامت به ۳ سانتی‌متر، تنش مذکور به نصف تقلیل می‌یابد. علاوه بر این، بررسی نتایج تحلیل‌ها بیانگر این نکته بود که تغییر شکل صفحات کم‌ضخامت، سبب تغییر شکل موضعی میل‌مهار در زیر مهره فوقانی آن و در نتیجه، ایجاد تنش موضعی در این ناحیه می‌شود.



شکل ۵ پیکربندی اتصال پای ستون مبنا (Ref.)

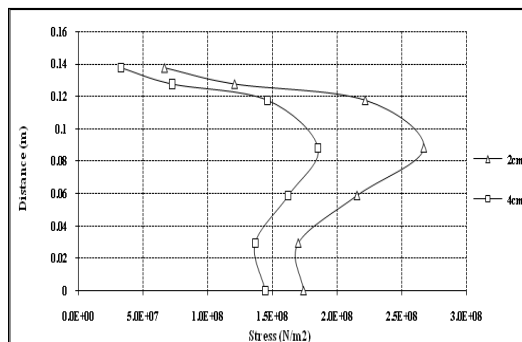
ضخامت کف ستون

برای بررسی تأثیر ضخامت کف ستون بر پاره‌ای از ویژگی‌های اتصال در مجموع ۵ ضخامت مختلف کف ستون، که عبارتند از ۲، ۲/۵، ۳، ۳/۵ و ۴ سانتی‌متر در نظر گرفته‌شد. سایر مشخصات مانند مدل مبنا می‌باشد. در شکل (۶)، نمودار لنگر-دوران مربوط به حالات مختلف ارائه شده‌است. همان‌طور که مشاهده می‌شود افزایش ضخامت کف ستون، سبب افزایش محسوس در سختی و ظرفیت خمشی اتصال می‌گردد.

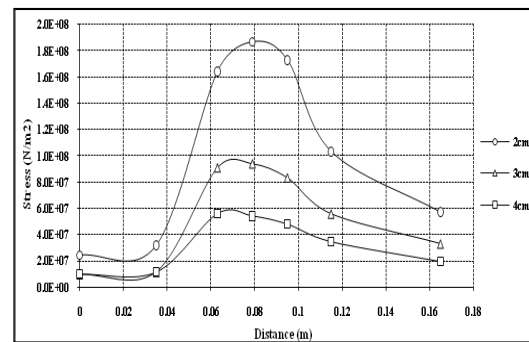


شکل ۶ نمودار لنگر-دوران ضخامت‌های مختلف کف ستون

ملاحظه می‌شود که در حالت ضخامت ۲ سانتی‌متر، به دلیل تسلیم زودهنگام نواحی‌ای از کف ستون در سمت کششی اتصال، انتهای سمت چپ کف ستون در تماس با بتن قرار می‌گیرد که سبب ایجاد نیروی اهرمی می‌شود (شکل ۷). نیروی اهرمی سبب تشدید تنش و تسریع فرآیند تسلیم ورق می‌شود. این



شکل ۱۰ نمودار تنش در ناحیه مشخص شده میل مهار برای ضخامت‌های مختلف کف ستون



شکل ۸ نمودار تنش در ناحیه مشخص شده برای ضخامت‌های مختلف کف ستون

در جدول (۱)، ویژگی‌های اصلی اتصال شامل سختی اولیه و ظرفیت خمشی به‌طور خلاصه ذکر شده‌است.

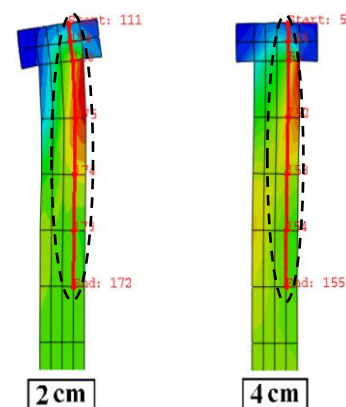
جدول ۱ تأثیر ضخامت کف ستون بر سختی و ظرفیت خمشی

ویژگی اتصال	2 cm	2.5 cm	3 cm	3.5 cm	4 cm
سختی اولیه (kN.m/rad)	38275	50640	53267	58662	64897
ظرفیت خمشی (kN.m)	190	210	215	225	230

با افزایش ضخامت کف ستون، از میزان تغییر شکل این صفحات کاسته می‌شود و عملکرد آنها صلب‌تر می‌شوند. متعاقباً، تمرکز تنش فشاری روی سطح بتن، به تدریج از ناحیه‌ای نزدیک زیر بال ستون به سمت ناحیه‌ای در اطراف لبه کف ستون منتقل می‌شود. (شکل ۱۱).

در شکل (۱۲) نمودار تنش ایجاد شده روی سطح بتن در ناحیه مشخص شده در شکل (۱۱) نمایش داده شده‌است. با افزایش ضخامت کف ستون، محل برآیند تنش فشاری ایجاد شده روی سطح بتن، به سمت لبه کف ستون متمایل می‌شود و با افزایش بازوی لنگر زیر کف ستون، مقدار تنش فشاری روی سطح بتن و نیز، نیروی کششی ایجاد شده در میل مهارها، برای تحمل یک لنگر خمشی مشخص، کاهش می‌یابد.

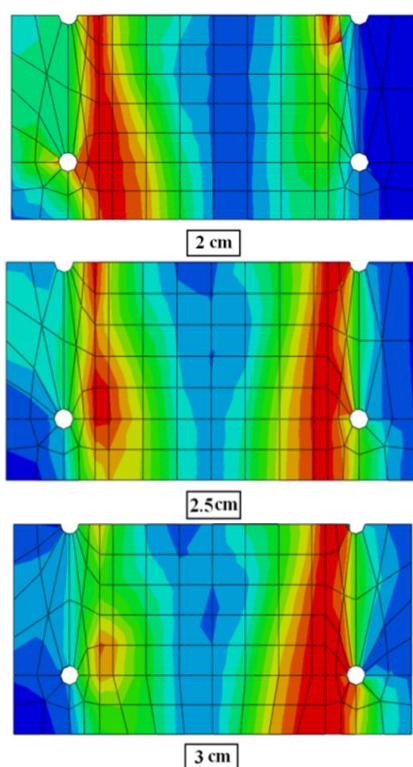
در شکل (۹) وضعیت میل مهار تحت لنگر وارد نشان داده شده‌است. ملاحظه می‌شود که با افزایش ضخامت ورق از میزان تنش موضعی در این ناحیه کاسته می‌شود.



شکل ۹ تغییر تمرکز تنش زیر مهره میل مهار در ضخامت‌های مختلف کف ستون (تحت لنگر خمشی ۱۰۰ kN.m)

شکل (۱۰) نمودار تنش ایجاد شده را در امتداد مشخص شده در شکل (۹) تحت لنگر خمشی مذکور، نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در حالت کف ستون با ضخامت ۲ سانتی‌متر، تمرکز تنش شدیدی در ناحیه زیر مهره فوقانی میل مهار ایجاد می‌شود که با افزایش ضخامت کف ستون، از میزان آن به‌طور محسوسی کاسته می‌شود.

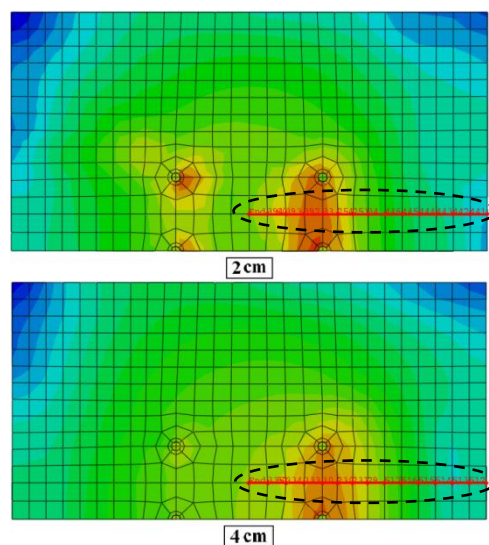
با افزایش ضخامت کف ستون، شروع خرابی‌ها به تدریج از ناحیه کششی کف ستون به ناحیه فشاری آن منتقل می‌شود به گونه‌ای که مطابق شکل (۱۳) در حالت کف ستون با ضخامت ۲ سانتی‌متر، ابتدا سمت کششی کف ستون تسلیم می‌شود. این امر در ضخامت ۲/۵ سانتی‌متر، تقریباً به‌طور هم‌زمان در دو سمت اتصال و در ضخامت‌های بالاتر، صرفاً در سمت فشاری کف ستون رخ می‌دهد.



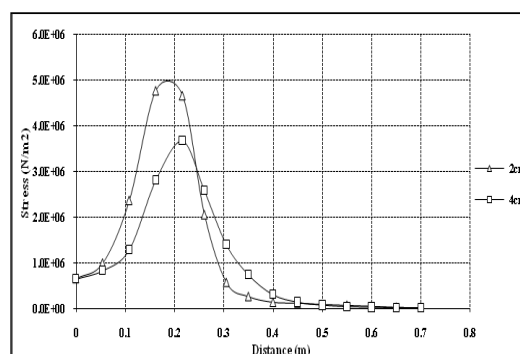
شکل ۱۳ الگوی تسلیم کف ستون در ضخامت‌های مختلف

تعداد و قطر میل‌مهار

در مجموع ۵ سری مدل‌سازی به‌منظور بررسی تأثیر تعداد میل‌مهارها بر عملکرد اتصال پای ستون صورت گرفت. در این مدل‌ها به‌ترتیب ۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۴ میل‌مهار با قطر ۲/۸ سانتی‌متر در اتصال پای ستون تعبیه شده‌است. در شکل (۱۴) نمودار لنگر-دوران اتصال در هر مورد نمایش داده شده‌است.



شکل ۱۱ تغییر توزیع تنش روی سطح بتن با افزایش ضخامت کف ستون (تحت لنگر خمشی ۱۰۰ kN.m)



شکل ۱۲ نمودار تنش در امتداد ناحیه مشخص‌شده روی بتن برای ضخامت‌های مختلف کف ستون

نیروی کششی ایجادشده در میل‌مهارها تحت لنگر خمشی مذکور، در جدول (۲) ارائه شده‌است.

جدول ۲ تأثیر ضخامت کف ستون بر نیروی کششی در میل‌مهارها (برای لنگر خمشی معادل ۱۰۰ kN.m)

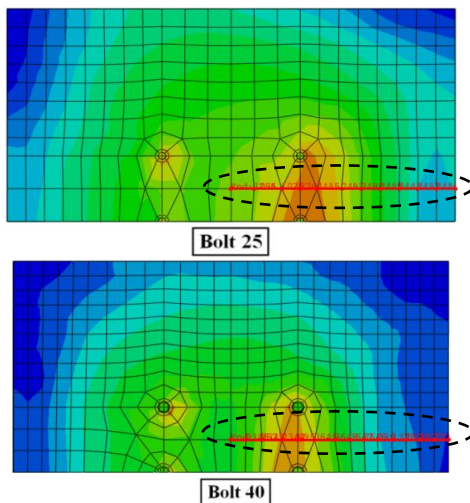
ضخامت کف ستون	2 cm	2.5 cm	3 cm	3.5 cm	4 cm
نیروی میل‌مهارها (kN)	274.6	262.0	260.4	258.7	255.3

با افزایش ضخامت کف ستون، تا حدودی از نیروی ایجادشده در میل‌مهارها کاسته می‌شود. همچنین

جدول ۴ تأثیر قطر میل‌مهار بر سختی و ظرفیت خمشی

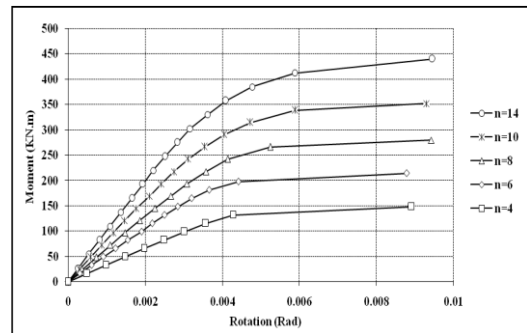
ویژگی اتصال	Bolt25	Bolt28	Bolt32	Bolt40
سختی اولیه (kN.m/rad)	49338	53267	64973	80427
ظرفیت خمشی (kN.m)	175	215	275	390

بررسی توزیع تنش روی سطح بتن، بیانگر این نکته بود که در صورت استفاده از میل‌مهاری با قطر و یا تعداد کمتر، به دلیل تغییر طول بیشتر میل‌مهار در سمت کششی، کف ستون مانند ورق صلب دوران می‌کند. این امر سبب می‌شود ناحیه اتکایی بین کف ستون و بتن در سمت فشاری به لبه کف ستون نزدیک‌تر شود. در این شرایط انتظار می‌رود با افزایش بازوی لنگر، برای تحمل یک لنگر خمشی ثابت، میزان نیروی کششی میل‌مهار و نیز نیروی فشاری زیر کف ستون کاهش یابد. شکل (۱۶) نمونه‌ای از توزیع تنش روی سطح بتن، برای دو قطر مختلف میل‌مهار را نشان می‌دهد.



شکل ۱۶ توزیع تنش روی سطح بتن با افزایش قطر میل‌مهار

شکل (۱۷) نمودار تنش ایجاد شده روی سطح بتن را در امتداد ناحیه مشخص شده در شکل (۱۶) نمایش می‌دهد. هم‌چنین در جدول (۵)، مقایسه‌ای بین نیروی کششی ایجاد شده در میل‌مهاری، متناظر با افزایش قطر آنها انجام شده است.



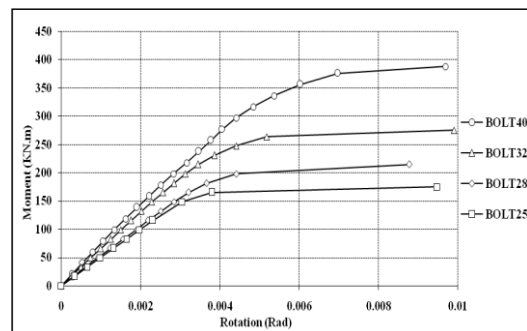
شکل ۱۴ نمودار لنگر-دوران برای تعداد مختلف میل‌مهار

تأثیر تعداد میل‌مهار بر سختی و ظرفیت خمشی اتصال در جدول (۳) ارائه شده است.

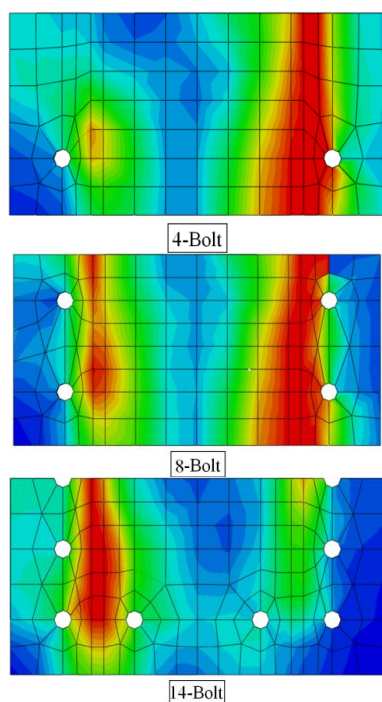
جدول ۳ تأثیر تعداد میل‌مهار بر سختی و ظرفیت خمشی

ویژگی اتصال	4-Bolt	6-Bolt	8-Bolt	10-Bolt	14-Bolt
سختی اولیه (kN.m/rad)	32835	53267	64448	80427	97956
ظرفیت خمشی (kN.m)	150	215	280	355	440

به منظور بررسی تأثیر قطر میل‌مهاری بر عملکرد اتصال پای ستون، میل‌مهاری با قطر ۲/۵، ۲/۸، ۳/۲ و ۴ سانتی‌متر مدل‌سازی شدند. در شکل (۱۵) نمودار لنگر-دوران مربوط به هر مورد آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود افزایش قطر میل‌مهار، به شدت بر روی سختی و ظرفیت خمشی اتصال مؤثر می‌باشد. جدول (۴) تأثیر افزایش قطر میل‌مهار بر سختی اولیه و ظرفیت خمشی اتصال را نشان می‌دهد.



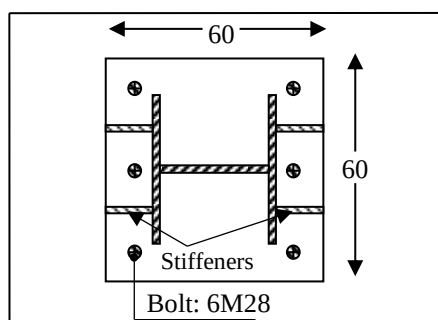
شکل ۱۵ نمودار لنگر-دوران برای ابعاد مختلف میل‌مهار



شکل ۱۸ تغییر الگوی تسلیم کف ستون در تعداد میل‌مهاری مختلف

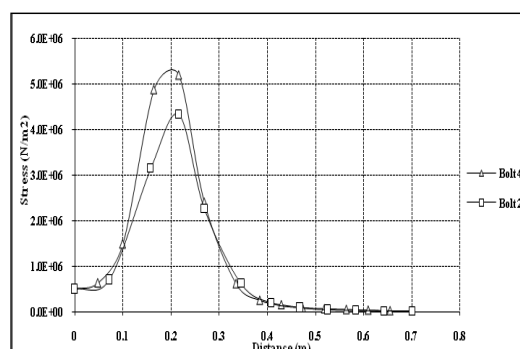
ابعاد سخت‌کننده

به‌منظور بررسی تأثیر سخت‌کننده‌ها، ۴ سخت‌کننده با ضخامت و ارتفاع‌های مختلف در اتصال مبنا تعبیه شد. این سخت‌کننده‌ها به ضخامت‌های ۱ و ۲ و ارتفاع‌های ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شدند (شکل ۱۹).



شکل ۱۹ آرایش سخت‌کننده‌ها در اتصال پای ستون

نتایج نشان می‌دهد که استفاده از سخت‌کننده سبب افزایش سختی و ظرفیت خمشی اتصال می‌شود، با



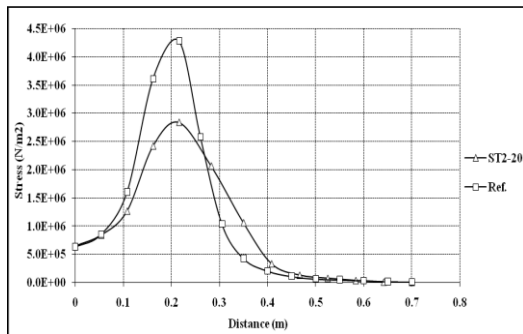
شکل ۱۷ نمودار تنش در امتداد ناحیه مشخص شده روی بتن برای قطرهای مختلف میل‌مهاری

جدول ۵ تأثیر قطر میل‌مهاری بر نیروی کششی در میل‌مهاری (برای لنگر خمشی معادل ۱۰۰ kN.m)

قطر میل‌مهاری (mm)	Bolt25	Bolt28	Bolt32	Bolt40
نیروی میل‌مهاری (kN)	248.5	260.4	271.4	279.2

بررسی روند تسلیم کف ستون با افزایش تعداد میل‌مهاری، نشان می‌دهد که با افزایش آنها، شروع خرابی کف ستون به تدریج از سمت فشاری به سمت کششی منتقل می‌شود. مطابق شکل (۱۸) در حالت استفاده از ۴ میل‌مهاری، افزایش طول زیاد میل‌مهاری سبب تغییر شکل بزرگ ورق در سمت فشاری آن و در نتیجه، وقوع تسلیم در این ناحیه می‌گردد. با افزایش تعداد میل‌مهاری به ۸ عدد، خرابی‌هایی در سمت کششی نیز رخ می‌دهد و در نهایت در حالت استفاده از ۱۴ عدد میل‌مهاری، خرابی ورق از سمت کششی آن آغاز می‌گردد.

همچنین مشاهده شد در اتصالات با قطر و یا تعداد میل‌مهاری زیاد نیز، تمرکز تنش مطابق آنچه در شکل (۹) مشاهده می‌شود، به وجود می‌آید. لذا می‌باید توجه ویژه‌ای در هنگام انتخاب ضخامت کف ستون و تعداد و قطر میل‌مهاری، به این مسئله معطوف شود تا از خرابی موضعی میل‌مهاری در این ناحیه جلوگیری شود.



شکل ۲۱ نمودار تنش در امتداد ناحیه مشخص شده روی بتن برای حالات با و بدون سخت‌کننده

در جدول (۷) مقایسه‌ای بین نیروی کششی میل‌ها را ارائه شده است که بیانگر کاهش نه چندان قابل توجه نیروی میل‌ها در صورت استفاده از سخت‌کننده می‌باشد.

جدول ۷ تأثیر سخت‌کننده بر نیروی کششی در میل‌ها (برای لنگر خمشی معادل ۱۰۰ kN.m)

نوع سخت‌کننده	Ref.	ST1-10	ST2-10	ST1-20	ST2-20
نیروی میل‌ها (kN)	260.4	253.9	252.5	244.1	243.2

نتیجه‌گیری

نتایج مطالعات پارامتریک صورت گرفته بر روی اتصال پای ستون به شرح زیر خلاصه می‌شود:

۱. مطالعات صورت گرفته بر روی تأثیر ضخامت کف ستون و نیز تعداد و قطر میل‌ها را، بیانگر تأثیر چشم‌گیر آنها بر عملکرد اتصال پای ستون می‌باشد به گونه‌ای که افزایش پارامترهای مذکور، سبب افزایش محسوس سختی و ظرفیت خمشی اتصال می‌گردد.

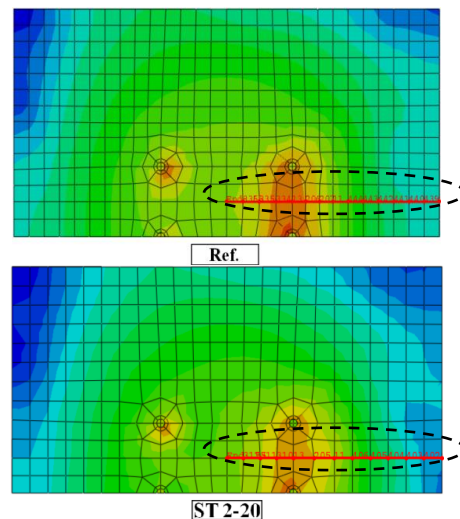
۲. در ورق به ضخامت ۲ سانتی‌متر، تمرکز تنش شدیدی در محل اتصال ستون به وجود آمده است که سبب تغییر شکل موضعی کف ستون و ایجاد نیروی اهرمی می‌شود. این نیرو، در ضخامت‌های بالاتر کف

افزایش ارتفاع سخت‌کننده‌ها، مقادیر پارامترهای فوق افزایش نسبتاً محسوسی می‌یابند ولی افزایش ضخامت، تفاوت چندانی به وجود نمی‌آورد (جدول ۶).

جدول ۶ تأثیر سخت‌کننده بر سختی و ظرفیت خمشی

ویژگی اتصال	Ref.	ST1-10	ST2-10	ST1-20	ST2-20
سختی اولیه (kN.m/rad)	53267	59370	60022	62962	64752
ظرفیت لنگر (kN.m)	215	220	222	230	233

بررسی توزیع تنش روی سطح بتن، حاکی از این مطلب بود که در صورت استفاده از سخت‌کننده، محل برآیند تنش ایجاد شده روی بتن، به سمت لبه کف ستون متمایل می‌شود و در عین حال از مقدار آن نیز کاسته می‌شود. با این وجود، میزان تنش در امتداد لبه کف ستون افزایش می‌یابد. این امر، احتمال متلاشی شدن بتن در این ناحیه را افزایش می‌دهد. لذا لازم است در هنگام طراحی، این امر مدنظر قرار گیرد. در اشکال (۲۰) و (۲۱) به ترتیب، توزیع تنش روی سطح بتن و نمودار تنش مربوطه ارائه شده است.



شکل ۲۰ تغییر توزیع تنش روی سطح بتن در صورت استفاده از سخت‌کننده (تحت لنگر خمشی ۱۰۰ kN.m)

- ستون مشاهده نمی‌شود. با افزایش ضخامت ورق، سختی و ظرفیت خمشی اتصال شدیداً افزایش می‌یابد.
۳. با تغییر ضخامت ورق، تعداد و قطر میل‌مهارها و همچنین استفاده از سخت‌کننده، محل برآیند نیروی فشاری زیر کف ستون تغییر می‌کند. با افزایش تعداد یا قطر میل‌مهارها و یا کاهش ضخامت کف ستون، به علت کاهش بازوی لنگر، مقدار نیروی فشاری زیر کف ستون و نیز نیروی کششی میل‌مهارها افزایش می‌یابد.
۴. نتایج نشان می‌دهد که افزایش مساحت میل‌مهارها و یا کاهش ضخامت کف ستون، سبب تمرکز تنش موضعی در زیر مهره فوقانی میل‌مهار می‌شود. لذا در هنگام انتخاب ضخامت ورق و مساحت میل‌مهارها، توجه به این موضوع برای جلوگیری از بروز خرابی موضعی در این ناحیه لازم است.
۵. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از سخت‌کننده سبب افزایش سختی و ظرفیت خمشی اتصال می‌شود تأثیر افزایش ارتفاع سخت‌کننده‌ها بر پارامترهای فوق، بیشتر از تأثیر افزایش ضخامت می‌باشد.
۶. افزایش صلبیت کف ستون، سبب کاهش حداکثر تنش فشاری زیر کف ستون ولی افزایش تنش فشاری در امتداد لبه ورق می‌شود. این امر، احتمال متلاشی شدن بتن در این ناحیه را افزایش می‌شود و لازم است که توجه ویژه‌ای به این امر معطوف شود.

مراجع

1. Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Northridge Earthquake–Lifeline Performance and Post-Earthquake Response, Monograph No. 8, ASCE, New York, New York, (1995).
2. Jaspart, J. P. and Vandegans, D., "Application of Component Method to Column Bases", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 48, pp. 89-106, (1998).
3. Hasselwander, G. B., Jirsa, J.O., Breen, J.E., and Lo, K., "Strength and Behavior of Anchor Bolts Embedded Near Edges of Concrete Piers", Research Report 29-2F, Center for Highway Research, University of Texas at Austin, (1977).
4. Picard, A. and Beaulieu, D., "Behavior of a Simple Column Base Connection", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 12, pp. 126-136, (1985).
5. Kontoleon, M.J., Mistakidis, E.S., Baniotopoulos, C.C., and Panagiotopoulos, P.D., "Parametric Analysis of the Structural Response of Steel Base Connections", *Computers and Structures*, Vol. 71, pp. 87-103, (1999).
6. Hon, K.K. and Melchers, R.E., "Experimental Behavior of Steel Column Bases", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 9, Paper No. 143, pp. 35-50, (1988).
7. Ermopoulos, J. and Stamatopoulos, G., "Mathematical Modeling of Column Base Plate Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 36, No. 2, pp. 79-100, (1996a).
8. Astaneh, A., Bergsma, G., and Shen J. H., "Behavior and Design of Base Plates for Gravity, Wind and Seismic Loads", *Proceedings of the National Steel Construction Conference*, Las Vegas, Nevada, AISC, Chicago, Illinois, (1992).

9. ABAQUS user's manual, Version 6.9.1 USA, (2009).
10. American Institute of Steel Construction, 13th Ed., Manual of Steel Construction, Chicago, IL, (2006).
11. Salmon, C. G., Shaker, L., and Johnston, B. G., "Moment-Rotation Characteristics of Column Anchorages", *Transactions*, ASCE, Vol. 122, pp. 132-154, (1957).
12. American Concrete Institute (ACI), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, ACI, Farmington Hills, Michigan, (2008).

تأثیر طول و رشته‌رشته شدن الیاف پلی‌پروپیلن بر خصوصیات مکانیکی بتن*

«یادداشت پژوهشی»

مهرداد حجازی^(۱)سید محسن علوی لنگرودی^(۲)

چکیده در این تحقیق تأثیر استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن تک‌رشته‌ای نازک با سه طول مختلف و با پنج مقدار متفاوت استفاده از الیاف و به دو صورت غیررشته‌رشته و رشته‌رشته بر روی مقاومت فشاری و خمشی بتن مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته‌است، تا بهترین طول و مقدار استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن جهت دست یابی به بتنی با خصوصیات مکانیکی (مقاومت فشاری و خمشی) مناسب تعیین گردد. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد که در هر دو حالت استفاده به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته، استفاده از $1/8 \text{ kg/m}^3$ الیاف پلی‌پروپیلن به طول 12 mm تأثیر قابل توجهی در افزایش مقاومت فشاری داشته است و الیاف پلی‌پروپیلن به طول 24 mm و به مقدار $2/4 \text{ kg/m}^3$ مقاومت خمشی بتن را به طرز چشم‌گیری افزایش داده است. همچنین استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به صورت رشته‌رشته در مقایسه با استفاده به صورت غیر رشته‌رشته باعث افزایش مقاومت فشاری و خمشی بتن شده است.

واژه‌های کلیدی بتن، الیاف پلی‌پروپیلن، طول، غیررشته‌رشته و رشته‌رشته، مقاومت فشاری، مقاومت خمشی.

Effect of Length and Shredding of Polypropylene Fibres on the Mechanical Properties of Concrete

M. Hejazi

M. Alavi

Abstract In this research, the effect of micro monofilament polypropylene fibres with three different lengths and five different amounts of fibre in two cases of non-shred and shred fibres on compressive and flexural strengths of concrete has been investigated and compared. The objective has been to obtain the most favourable length and amount of polypropylene fibres for suitable concrete mechanical properties (compressive and flexural strengths). Obtained results show that for both cases of non-shred and shred fibres, the use of 1.8 kg/m^3 of polypropylene fibres with a length of 12 mm has a considerable effect on increasing compressive strength. Use of 2.4 kg/m^3 of polypropylene fibres of 24 mm long significantly increases flexural strength. Furthermore use of shred fibres causes the increase of compressive and flexural strengths of concrete compared to non-shred fibres.

Key Words Concrete, Polypropylene Fibres, Length, Shred and Non-Shred, Compressive Strength, Flexural Strength.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۵/۱۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۱/۲۶ می‌باشد.

Email: m.hejazi@eng.ui.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اصفهان.

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

مقدمه

به‌منظور ایجاد شرایط ایزوتروپی و کاهش ضعف شکنندگی و تردی بتن، استفاده از الیاف نازک و نسبتاً طویل که در تمام حجم بتن به‌صورت همگن و درهم پراکنده گردد متداول شده‌است [1,2]. یکی از انواع الیاف مصنوعی الیاف پلی‌پروپیلن است که اولین بار در سال ۱۹۶۵ به‌عنوان افزودنی بتن برای ساختمان‌های ضد انفجار پیشنهاد شد [3]. الیاف پلی‌پروپیلن با دو هندسهٔ مختلف تکرشته‌ای (منفرد) و ریشه‌ای به‌منظور مصرف در بتن ساخته می‌شوند [4].

استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن تکرشته‌ای نازک به‌دلیل داشتن مدول الاستیسیتهٔ کم تأثیر چندانی در افزایش مقاومت فشاری بتن ندارد ولی کرنش گسیختگی بالای این الیاف موجب افزایش مقاومت‌های خمشی و کششی بتن می‌گردد [5-8].

الیاف مصرفی

الیاف مصرفی در این تحقیق از نوع الیاف پلی‌پروپیلن تکرشته‌ای نازک تولید شرکت اصفهان سوپلای می‌باشد. مشخصات الیاف پلی‌پروپیلن مذکور در جدول (۱) ارائه شده‌است.

جدول ۱ مشخصات الیاف مصرفی

مقدار	خصوصیات الیاف پلی‌پروپیلن
۰/۹۱	وزن مخصوص (g/cm^3)
۱۸	قطر (μm)
۶	مدول الاستیک (GPa)
۵۰۰	استحکام کششی (MPa)
۷	کرنش نهایی (%)
۲۰	ازدیاد طول تا حد پارگی (%)
۶ و ۱۲ و ۲۴	طول الیاف (mm)
۱۶۰	نقطهٔ ذوب ($^{\circ}\text{C}$)

در استفادهٔ غیررشته‌رشته، الیاف بدون این که

رشته‌رشته شوند در زمان اختلاط بتن به‌همراه دیگر مصالح به‌صورت خشک به ترکیب اضافه می‌گردند. در استفادهٔ رشته‌رشته، الیاف در آب اختلاط قبل از اضافه کردن به مخلوط ریخته می‌شوند و توسط یک کاردرک پلاستیکی به‌اندازه‌ای هم زده می‌شوند که الیاف از یکدیگر کاملاً جدا شوند و در انتها فوق روان‌کننده به مخلوط حاصل اضافه می‌گردد.

دست‌یابی به طرح اختلاط بهینهٔ بتن

در این تحقیق از سیمان پرتلند تیپ II ساخت کارخانهٔ سیمان اردستان استفاده شده‌است. چگالی سیمان مذکور برابر $3/15 \text{ g/cm}^3$ می‌باشد. آب مورد استفاده آب لوله‌کشی شهری می‌باشد. برای تأمین کارایی مورد نیاز برای ساخت بتن مسلح به الیاف پلی‌پروپیلن از فراروان‌کنندهٔ GLENIUM-110 P بر پایهٔ پلی‌کربکسیلات اتر تولید شرکت شیمیایی ساختمان ب. آ. اس. اف ایرانیان استفاده شده‌است. بااستفاده از طرح اختلاط بتن معمولی و درنظر گرفتن توصیه‌ها و تحقیقات انجام‌شده توسط محققان مختلف مرتبط با ساخت بتن الیافی، طرح اختلاط‌های متفاوتی برای بتن با عیار 400 kg/m^3 و نسبت $W/C = 0/45$ مورد بررسی قرار گرفت. سپس بهترین طرح اختلاط که هم از نظر کارایی و هم از جهت مقاومت مناسب بود به‌عنوان طرح اختلاط نهایی انتخاب گردید (جدول ۲).

جدول ۲ طرح اختلاط نهایی برای 1 m^3 بتن

۰/۴۳	نسبت آب به سیمان (W/C)
۱۷۲	آب (kg/m^3)
۴۰۰	سیمان تیپ ۲ اردستان (kg/m^3)
۶۷۵	شن با اندازهٔ $5-9/5 \text{ mm}$ (kg/m^3)
۶۶۵	ماسه با اندازهٔ $0-2 \text{ mm}$ (kg/m^3)
۴۴۵	ماسه با اندازهٔ $2-5 \text{ mm}$ (kg/m^3)
۰	الیاف پلی‌پروپیلن (kg/m^3)
۴/۲	فوق روان‌کننده (kg/m^3)

تهیه نمونه‌های آزمایشگاهی

در این تحقیق برای بررسی مقاومت فشاری و خمشی بتن از ۳۱ نوع طرح اختلاط استفاده شده است. قابل ذکر است که در این طرح اختلاط‌ها جز طرح اختلاط مربوط به نمونه فاقد الیاف (شاهد)، که در جدول (۲) ارائه گردید، سه پارامتر طول (۶، ۱۲ و ۲۴ mm)، نحوه استفاده (به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته) و مقادیر استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن (۰/۶، ۱/۲، ۱/۸، ۲/۴ و ۳ kg/m³) تغییر می‌کنند. جدول (۳) طرح‌های اختلاط را براساس ۳ پارامتر طول، نحوه استفاده و مقادیر استفاده شده الیاف پلی‌پروپیلن نشان می‌دهد.

جدول ۳ طرح‌های اختلاط براساس طول، نحوه استفاده و مقادیر الیاف

طول الیاف (mm)	نحوه استفاده	میزان استفاده (kg/m ³)
۶	رشته‌رشته و غیر رشته‌رشته	۰/۶
		۱/۲
		۱/۸
		۲/۴
		۳
۱۲	رشته‌رشته و غیر رشته‌رشته	۰/۶
		۱/۲
		۱/۸
		۲/۴
		۳
۲۴	رشته‌رشته و غیر رشته‌رشته	۰/۶
		۱/۲
		۱/۸
		۲/۴
		۳

عمل‌آوری نمونه‌ها

قالب‌ها پس از گذشت ۲۴ ساعت باز می‌شوند و نمونه‌های بتنی برای انجام گیرش و عمل‌آوری در

حوضچه آب تا زمان انجام آزمایش مربوطه نگهداری می‌شوند. دمای حوضچه آب همواره ثابت نگه داشته می‌شود. در زمان انجام آزمایش، نمونه‌ها از حوضچه آب خارج می‌شوند و مدت کوتاهی در محیط عادی آزمایشگاه قرار داده می‌شوند تا سطح نمونه‌ها خشک شود، آنگاه آزمایش مربوط بر روی آنها صورت می‌گیرد.

استانداردهای مورد استفاده برای انجام آزمایش‌های مربوط

برای اندازه‌گیری مقاومت فشاری از استاندارد BS 1881-108 [9] استفاده شده است. به طوری که برای هر طرح اختلاط دو نمونه مکعبی به ابعاد ۱۰×۱۰×۱۰ cm³ ساخته شده و میانگین آن در نتایج لحاظ گردیده است. برای اندازه‌گیری مقاومت خمشی بتن (مقاومت کششی بتن تحت کشش ناشی از خمش یا مدول گسیختگی)، از استاندارد ASTM-C78 [10] استفاده شده است. به طوری که برای هر طرح اختلاط دو نمونه تیر منشوری به ابعاد ۱۰×۱۰×۵۰ cm³ ساخته شده و میانگین آن در نتایج لحاظ گردیده است.

نتایج حاصل از مقاومت فشاری

نتایج به دست آمده برای مقاومت فشاری در جدول (۴) و اشکال (۱) تا (۱۲) نشان داده شده است. با بررسی جدول (۴) و شکل (۱) می‌توان نتیجه گرفت که مقاومت فشاری ۷، ۲۸ و ۶۰ روز بتن حاوی ۰/۶ kg/m³ و ۱/۲ kg/m³ الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۶ mm و استفاده به صورت غیر رشته‌رشته از نمونه شاهد کمتر است، به طوری که گرچه با افزودن الیاف به مقدار ۱/۸ kg/m³ مقاومت فشاری ۷، ۲۸ و ۶۰ روز بتن به ترتیب ۴۴/۴٪، ۶۴/۱٪ و ۳۳/۱٪ نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته است، لیکن با افزودن الیاف به میزان بیشتر از این مقدار (یعنی ۲/۴ kg/m³ و ۳ kg/m³) روند تغییرات مقاومت فشاری کاهشی می‌باشد.

جدول ۴ مقاومت فشاری در سنین مختلف نمونه ها

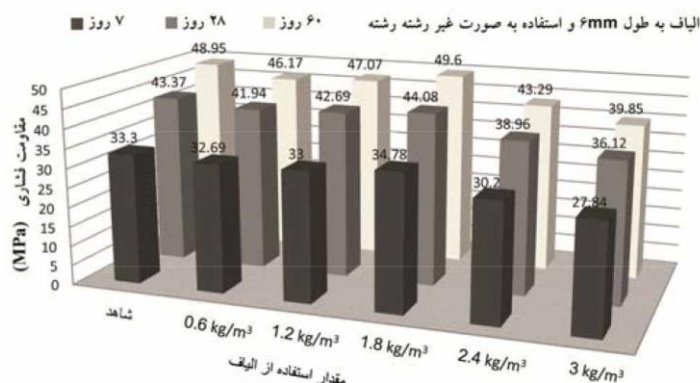
مقدار الیاف (kg/m ³)	مقاومت فشاری (MPa)		
	۷ روز	۲۸ روز	۶۰ روز
الیاف به طول ۶ mm و استفاده به صورت غیر رشته‌رشته	۳۲/۶۹	۴۱/۹۴	۴۶/۱۷
	۳۳/۰۰	۴۲/۶۹	۴۷/۰۷
	۳۴/۷۸	۴۴/۰۸	۴۹/۶
	۳۰/۲	۳۸/۹۶	۴۳/۲۹
	۲۷/۸۴	۳۶/۱۲	۳۹/۸۵
الیاف به طول ۶ mm و استفاده به صورت رشته‌رشته	۳۳/۴۸	۴۳/۱۴	۴۷/۲۸
	۳۴/۱۲	۴۴/۵۸	۴۹/۰۰
	۳۶/۵۱	۴۵/۹۸	۵۱/۰۵
	۳۲/۹۲	۴۲/۵۶	۴۶/۸۴
	۳۱/۱۹	۴۰/۵	۴۴/۱۴
الیاف به طول ۱۲ mm و استفاده به صورت غیر رشته‌رشته	۳۴/۳۸	۴۳/۶۶	۴۹/۱
	۳۵/۷۷	۴۵/۲۲	۵۰/۹۷
	۳۷/۰۹	۴۷/۰۵	۵۲/۷۸
	۳۳/۸۴	۴۳/۶۳	۴۸/۵
	۳۱/۰۶	۳۹/۶۲	۴۴/۰۰
الیاف به طول ۱۲ mm و استفاده به صورت رشته‌رشته	۳۴/۷۹	۴۴/۲۵	۴۹/۰۲
	۳۶/۷۴	۴۶/۶۸	۵۲/۱۷
	۳۸/۴۵	۴۸/۸۵	۵۴/۶
	۳۵/۸۱	۴۶/۳۵	۵۰/۹۱
	۳۳/۷	۴۳/۴۶	۴۸/۱۶
الیاف به طول ۲۴ mm و استفاده به صورت غیر رشته‌رشته	۳۲/۵۶	۴۱/۰۲	۴۶/۹۸
	۳۰/۷	۳۸/۶۸	۴۴/۲۱
	۲۸/۶۲	۳۵/۸۷	۴۰/۳۵
	۲۵/۹۵	۳۳/۲۷	۳۷/۶۳
	۲۲/۳۴	۲۹/۰۰	۳۲/۲۵
الیاف به طول ۱۲ mm و استفاده به صورت رشته‌رشته	۳۲/۸۵	۴۱/۸۷	۴۶/۵
	۳۱/۴۲	۳۹/۹	۴۵/۴
	۲۹/۷۳	۳۸/۱۵	۴۲/۲۲
	۲۷/۴	۳۵/۰۷	۳۹/۶۱
	۲۴/۳۶	۳۱/۴۶	۳۵/۵۵

شکل (۲) حاکی از آن است که روند تغییرات مقاومت فشاری بتن حاوی الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۶ mm و استفاده به صورت رشته‌رشته با افزودن الیاف از $0/6 \text{ kg/m}^3$ به $1/8 \text{ kg/m}^3$ به صورت افزایشی می‌باشد. البته قابل ذکر است که نمونه‌های حاوی $0/6 \text{ kg/m}^3$ الیاف در سنین ۲۸ و ۶۰ روز مقاومت فشاری به ترتیب $0/53\%$ و $3/41\%$ کمتر از نمونه شاهد کسب نموده‌اند، به طوری که استفاده از الیاف به مقدار $1/8 \text{ kg/m}^3$ بیشترین تأثیر را در افزایش مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد نشان می‌دهد (حدود $9/64\%$ ، $6/02\%$ و $4/29\%$ به ترتیب در نمونه‌های ۷، ۲۸ و ۶۰ روز)، حال آن که با افزودن الیاف به میزان بیشتر از این مقدار (یعنی $2/4 \text{ kg/m}^3$ و 3 kg/m^3) روند تغییرات مقاومت فشاری کاهشی می‌باشد. هم‌چنین با افزایش سن عمل‌آوری نمونه‌ها از ۷ به ۶۰ روز، روند تأثیر استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۶ mm و استفاده به صورت رشته‌رشته نیز مشابه تأثیر استفاده از این الیاف به صورت غیر رشته‌رشته بر مقاومت فشاری بتن و به صورت کاهشی می‌باشد.

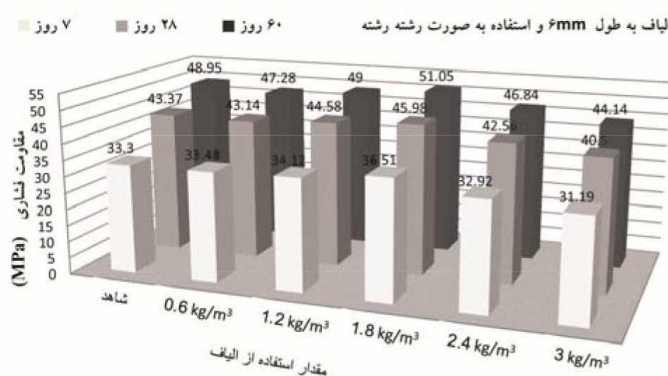
با بررسی شکل (۳) می‌توان نتیجه گرفت که روند تغییرات مقاومت فشاری بتن حاوی الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۱۲ mm و استفاده به صورت غیر رشته‌رشته با افزودن الیاف از $0/6 \text{ kg/m}^3$ به $1/8 \text{ kg/m}^3$ به صورت افزایشی می‌باشد. به طوری که استفاده از الیاف به مقدار $1/8 \text{ kg/m}^3$ بیشترین تأثیر را در افزایش مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد نشان می‌دهد (حدود $11/38\%$ ، $8/48\%$ و $7/82\%$ به ترتیب در نمونه‌های ۷، ۲۸ و ۶۰ روز). حال آن که با افزودن الیاف به میزان بیشتر از این مقدار (یعنی $2/4 \text{ kg/m}^3$ و 3 kg/m^3) روند تغییرات مقاومت فشاری کاهشی می‌باشد.

بررسی شکل (۴) نشان می‌دهد که روند تغییرات مقاومت فشاری بتن حاوی الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۱۲ mm و استفاده به صورت رشته‌رشته با افزودن الیاف از $0/6 \text{ kg/m}^3$ به $1/8 \text{ kg/m}^3$ به صورت افزایشی می‌باشد. به طوری که استفاده از الیاف به مقدار

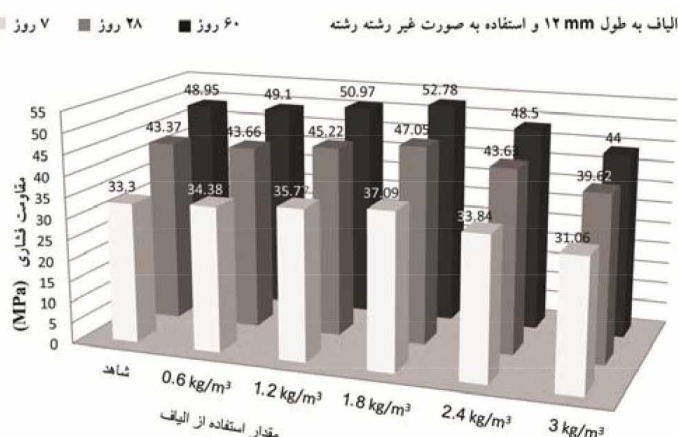
بیشترین تأثیر را در افزایش مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد نشان می‌دهد (حدود $1/8 \text{ kg/m}^3$). حال آن‌که با افزودن الیاف به میزان بیشتر از این مقدار (یعنی $2/4$ و 3 kg/m^3) روند تغییرات مقاومت فشاری کاهشی می‌باشد.



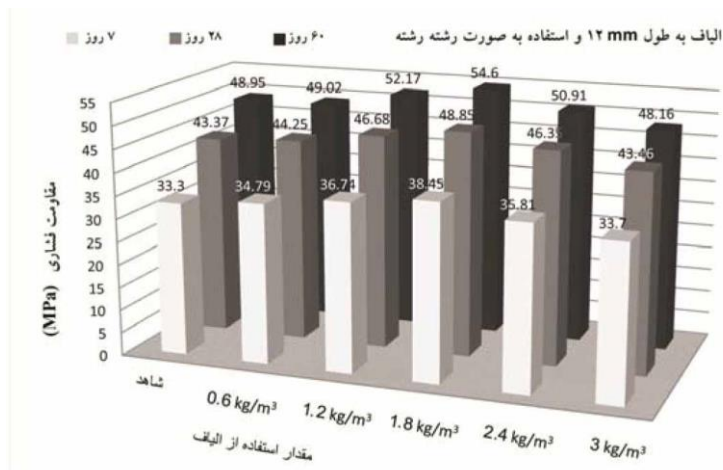
شکل ۱ نمودار مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی الیاف به طول 6 mm و استفاده به صورت غیر رشته‌رشته در سنین مختلف



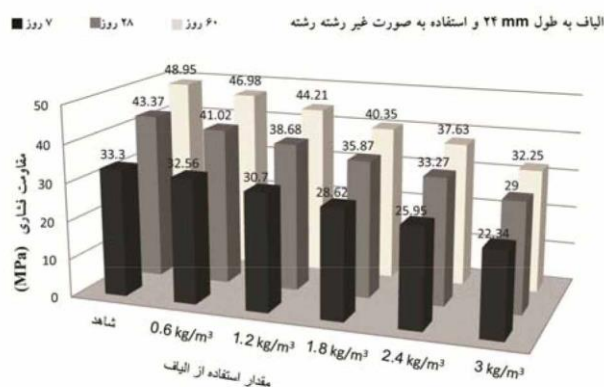
شکل ۲ نمودار مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی الیاف به طول 6 mm و استفاده به صورت رشته‌رشته در سنین مختلف



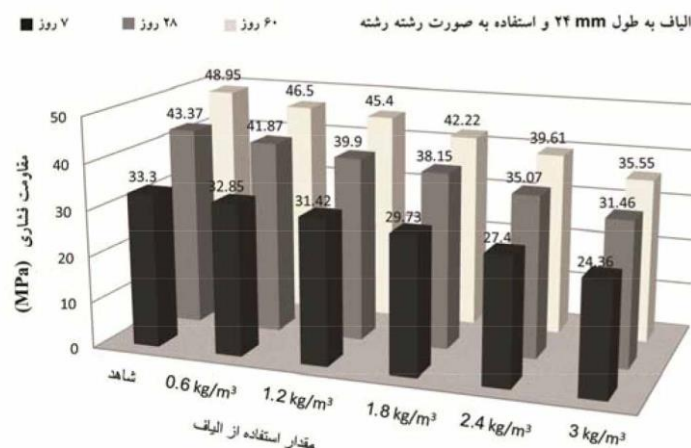
شکل ۳ نمودار مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی الیاف به طول 12 mm و استفاده به صورت غیر رشته‌رشته در سنین مختلف



شکل ۴ نمودار مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی الیاف به طول ۱۲ mm و استفاده به صورت رشته‌رشته در سنین مختلف



شکل ۵ نمودار مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی الیاف به طول ۲۴ mm و استفاده به صورت غیر رشته‌رشته در سنین مختلف



شکل ۶ نمودار مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی الیاف به طول ۲۴ mm و استفاده به صورت رشته‌رشته در سنین مختلف

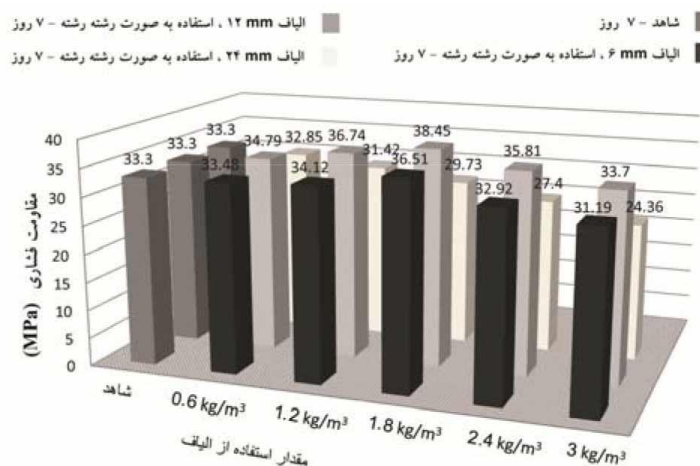
پلی‌پروپیلن به طول ۲۴ mm در هر دو حالت استفاده به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته با افزودن الیاف از

با مقایسه اشکال (۵) و (۶) می‌توان نتیجه گرفت که روند تغییرات مقاومت فشاری بتن حاوی الیاف

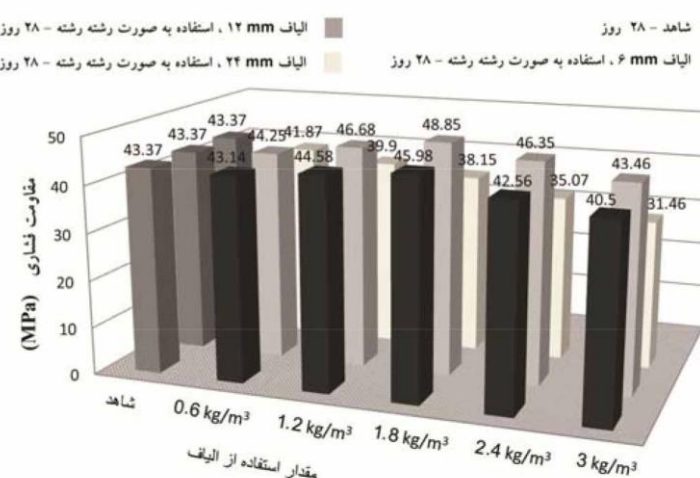
از الیاف پلی پروپیلن به طول ۱۲ mm بیشترین اثر در افزایش مقاومت فشاری را نسبت به استفاده از سایر الیاف به طول های ۶ mm و ۲۴ mm دارد. به طور مثال در صورت استفاده از 3 kg/m^3 الیاف پلی پروپیلن به صورت رشته رشته مقاومت فشاری ۷، ۲۸ و ۶۰ روز به ترتیب $31/19 \text{ MPa}$ ، $33/7 \text{ MPa}$ و $24/36 \text{ MPa}$ برای طول ۶ mm، $40/5 \text{ MPa}$ ، $43/46 \text{ MPa}$ و $31/46 \text{ MPa}$ برای طول ۱۲ mm، و $44/14 \text{ MPa}$ ، $48/16 \text{ MPa}$ و $35/55 \text{ MPa}$ برای طول ۲۴ mm می باشد.

$0/6 \text{ kg/m}^3$ به 3 kg/m^3 به صورت کاهشی می باشد. همچنین قابل ذکر است که تمامی نمونه های حاوی مقادیر مختلف استفاده از این الیاف در سنین ۷، ۲۸ و ۶۰ روز، مقاومت فشاری کمتر از مقاومت فشاری نمونه شاهد کسب نموده اند.

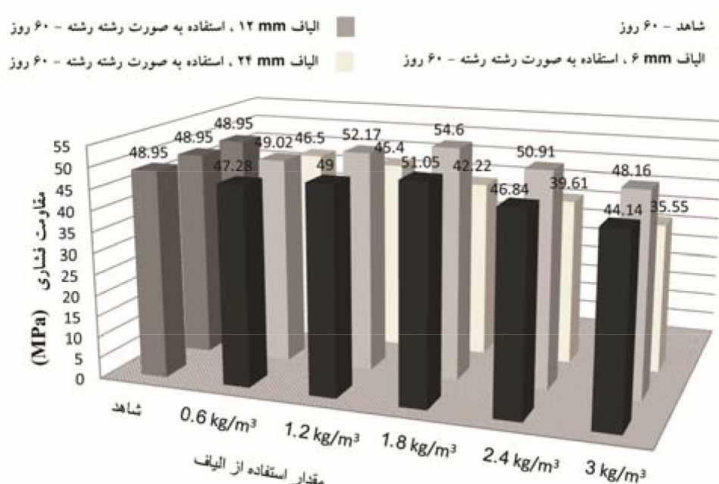
اشکال (۷) تا (۹) اثر طول های مختلف الیاف پلی پروپیلن را در حالت استفاده به صورت رشته رشته و با مقادیر مختلف استفاده از الیاف بر روی مقاومت فشاری بتن در سنین مختلف عمل آوری نشان می دهند. استفاده



شکل ۷ اثر استفاده از الیاف به طول های ۶ mm، ۱۲ mm و ۲۴ mm به صورت رشته رشته بر مقاومت فشاری بتن در سن ۷ روز



شکل ۸ اثر استفاده از الیاف به طول های ۶ mm، ۱۲ mm و ۲۴ mm به صورت رشته رشته بر مقاومت فشاری بتن در سن ۲۸ روز



شکل ۹ اثر استفاده از الیاف به طول‌های ۶ mm و ۱۲ mm و ۲۴ mm به صورت رشته‌رشته بر مقاومت فشاری بتن در سن ۶۰ روز

نتایج حاصل از مقاومت خمشی

نتایج به دست آمده برای مقاومت خمشی در جدول (۵) و اشکال (۱۹) تا (۳۲) نشان داده شده است.

با بررسی جدول (۵) و مقایسه اشکال (۱۰) تا (۱۴) می‌توان نتیجه گرفت که روند تغییرات مقاومت خمشی بتن حاوی الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۶ mm در هر دو حالت استفاده به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته با افزودن الیاف از 0.6 kg/m^3 به 3 kg/m^3 به صورت افزایشی می‌باشد. به طوری که استفاده از این الیاف به مقدار 2.4 kg/m^3 بیشترین تأثیر را در افزایش مقاومت خمشی نسبت به نمونه فاقد الیاف (شاهد) داشته است (حدود 8.69% و 12.37% به ترتیب در حالت استفاده به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته). حال آن‌که با افزودن الیاف به میزان بیشتر از این مقدار (یعنی 3 kg/m^3) مقاومت خمشی به شدت کاهش یافته است. ولی با این حال هنوز مقاومت خمشی حاصل، در حالت استفاده به صورت رشته‌رشته از مقاومت خمشی نمونه شاهد بیشتر است.

با بررسی شکل (۱۱) می‌توان نتیجه گرفت که روند تغییرات مقاومت خمشی بتن حاوی الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۱۲ mm در هر دو حالت استفاده به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته با افزودن الیاف از

0.6 kg/m^3 به 3 kg/m^3 به صورت افزایشی می‌باشد. به طوری که استفاده از این الیاف به مقدار 2.4 kg/m^3 بیشترین تأثیر در افزایش مقاومت خمشی را نسبت به نمونه فاقد الیاف (شاهد) داشته است (حدود 15.22% و 18.9% به ترتیب در حالت استفاده به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته). حال آن‌که با افزودن الیاف به میزان بیشتر از این مقدار (یعنی 3 kg/m^3) مقاومت خمشی به شدت کاهش یافته است ولی با این حال هنوز مقاومت خمشی حاصل، از مقاومت خمشی نمونه شاهد بیشتر است.

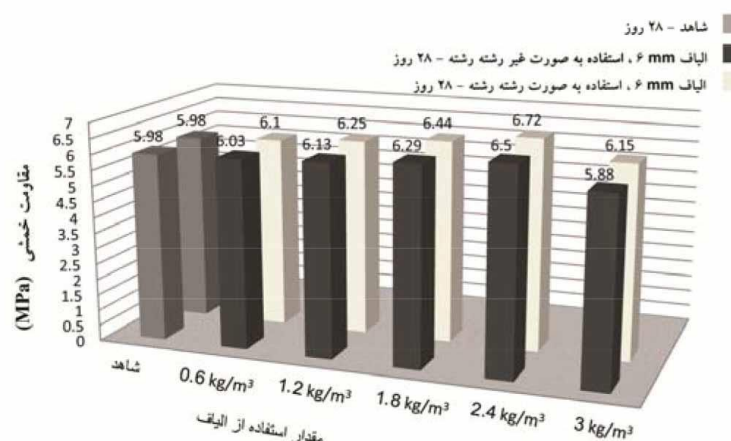
با بررسی شکل (۱۲) می‌توان نتیجه گرفت که روند تغییرات مقاومت خمشی بتن حاوی الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۲۴ mm در هر دو حالت استفاده به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته با افزودن الیاف از 0.6 kg/m^3 به 3 kg/m^3 به صورت افزایشی می‌باشد. به طوری که استفاده از این الیاف به مقدار 2.4 kg/m^3 بیشترین تأثیر در افزایش مقاومت خمشی را نسبت به نمونه فاقد الیاف (شاهد) داشته است (حدود 17.56% و 20.45% به ترتیب در حالت استفاده به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته). حال آن‌که با افزودن الیاف به میزان بیشتر از این مقدار (یعنی 3 kg/m^3) مقاومت خمشی به شدت کاهش یافته است ولی با این حال هنوز

جدول ۵ مقاومت خمشی در سن ۲۸ روز نمونه‌ها

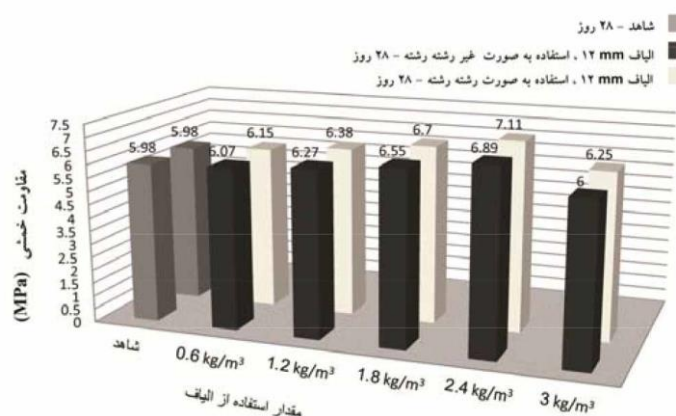
مقدار الیاف (kg/m ³)		مقاومت خمشی در سن ۲۸ روز (MPa)
الیاف به طول ۶ mm		
غیر رشته‌رشته	رشته‌رشته	
۰/۶	۶/۰۳	۶/۱
۱/۲	۶/۱۳	۶/۲۵
۱/۸	۶/۲۹	۶/۴۴
۲/۴	۶/۵	۶/۷۲
۳	۵/۸۸	۶/۱۵
الیاف به طول ۱۲ mm		
غیر رشته‌رشته	غیر رشته‌رشته	
۰/۶	۶/۰۷	۶/۱۵
۱/۲	۶/۲۷	۶/۳۸
۱/۸	۶/۵۵	۶/۷
۲/۴	۶/۸۹	۷/۱۱
۳	۶/۰۰	۶/۲۵
الیاف به طول ۲۴ mm		
غیر رشته‌رشته	غیر رشته‌رشته	
۰/۶	۶/۱۵	۶/۲۴
۱/۲	۶/۳۵	۶/۴۷
۱/۸	۶/۶۵	۶/۷۸
۲/۴	۷/۰۳	۷/۲
۳	۶/۲	۶/۴۷

مقاومت خمشی حاصل، از مقاومت خمشی نمونه شاهد بیشتر است.

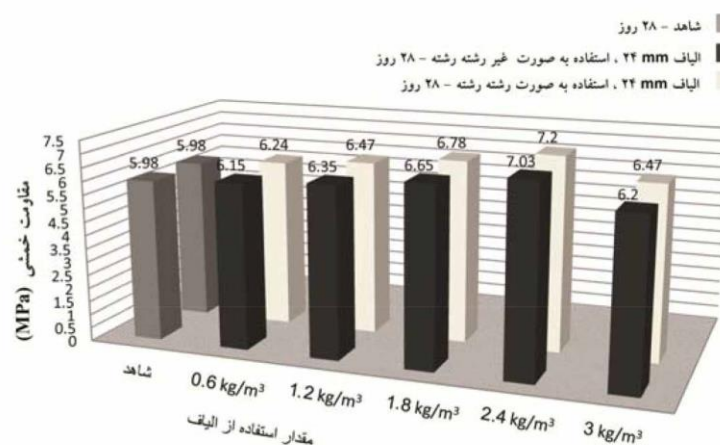
اشکال (۱۳) و (۱۴) نشان می‌دهند که مقاومت خمشی بتن حاوی الیاف پلی‌پروپیلن در استفاده هم به صورت غیر رشته‌رشته و هم به صورت رشته‌رشته با افزایش طول الیاف، افزایش می‌یابد. به طور کلی می‌توان گفت که استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۲۴ mm و به صورت رشته‌رشته بیشترین اثر را در افزایش مقاومت خمشی نسبت به سایر الیاف پلی پروپیلن مورد استفاده به طول‌های ۶ mm و ۱۲ mm داشته‌است. به طور مثال در صورت استفاده از ۳ kg/m³ الیاف پلی‌پروپیلن به صورت رشته‌رشته و با طول‌های ۶ mm، ۱۲ mm و ۲۴ mm مقاومت خمشی ۶/۱۵ MPa، ۶/۲۵ MPa و ۶/۴۷ MPa می‌باشد. استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۲۴ mm و به صورت رشته‌رشته نه تنها باعث افزایش مقاومت خمشی در مقایسه با سایر الیاف پلی‌پروپیلن مورد استفاده به طول ۶ mm و ۱۲ mm شده‌است، بلکه سبب گردیده‌است که تمامی نمونه‌های حاوی مقادیر مختلف این الیاف مقاومت خمشی به مراتب بیشتر از مقاومت خمشی نمونه شاهد کسب نمایند.



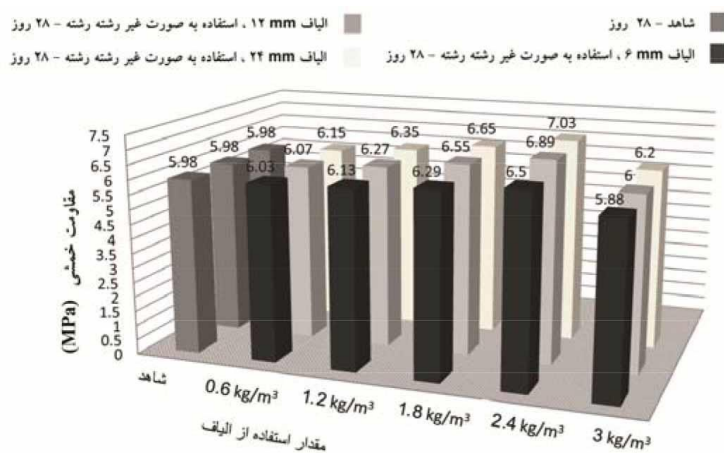
شکل ۱۰ اثر استفاده از الیاف به طول ۶ mm و به صورت رشته‌رشته در مقایسه با استفاده نمودن آن به صورت غیر رشته‌رشته بر مقاومت خمشی بتن در سن ۲۸ روز



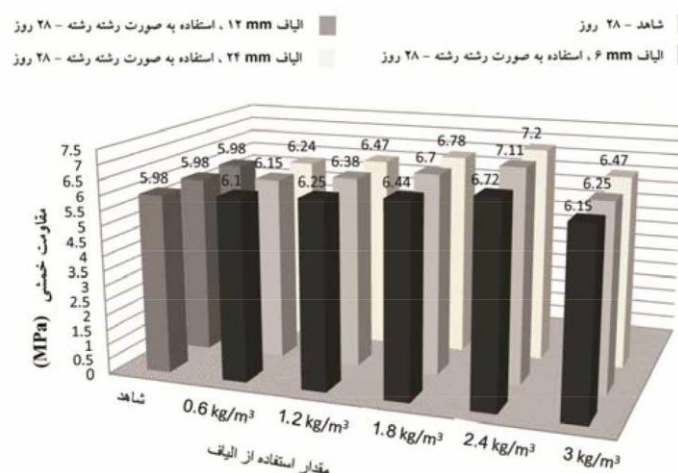
شکل ۱۱ اثر استفاده از الیاف به طول ۱۲ mm و به صورت رشته‌رشته درمقایسه با استفاده نمودن آن به صورت غیر رشته‌رشته بر مقاومت خمشی بتن در سن ۲۸ روز



شکل ۱۲ اثر استفاده از الیاف به طول ۲۴ mm و به صورت رشته‌رشته درمقایسه با استفاده نمودن آن به صورت غیر رشته‌رشته بر مقاومت خمشی بتن در سن ۲۸ روز



شکل ۱۳ اثر استفاده از الیاف به طول‌های ۶ mm، ۱۲ mm و ۲۴ mm به صورت غیر رشته‌رشته بر مقاومت خمشی بتن در سن ۲۸ روز



شکل ۱۴ اثر استفاده از الیاف به طول‌های ۶ mm، ۱۲ mm و ۲۴ mm به صورت رشته‌رشته بر مقاومت خمشی بتن در سن ۲۸ روز

الیاف به طول ۱۲ mm به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته به ترتیب ۴۹/۱۳٪ و ۴۹/۳۷٪ و برای الیاف به طول ۲۴ mm به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته به ترتیب ۷۴٪ و ۷۳/۹۱٪ می‌باشد. یکی از دلایل این اختلاف این است که الیاف باعث کاهش تردی و شکنندگی بتن و منجر به افزایش مقاومت خمشی و مقاومت در برابر ترک‌خوردگی می‌گردد.

نتیجه‌گیری

۱. افزودن الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۶ mm و به صورت غیر رشته‌رشته اثر چندانی بر افزایش مقاومت فشاری بتن ندارد. همچنین روند اثر استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۶ mm و به صورت غیر رشته‌رشته بر مقاومت فشاری، با افزایش سن عمل‌آوری از ۷ به ۶۰ روز، کاهش یافته‌است.

۲. افزودن الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۱۲ mm و به صورت غیر رشته‌رشته از ۰/۶ kg/m³ به ۱/۸ kg/m³ با افزایش مقاومت فشاری نسبت به نمونه فاقد الیاف (شاهد) همراه بوده‌است. همچنین روند اثر استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۱۲ mm و به صورت غیر رشته‌رشته بر مقاومت فشاری، با افزایش سن عمل‌آوری از ۷ به ۶۰ روز، کاهش

بررسی رابطه مقاومت خمشی با مقاومت فشاری بتن

آیین‌نامه ACI-318 [11] رابطه تجربی (۱) را برای تعیین مقاومت خمشی بتن (مدول گسیختگی) براساس مقاومت فشاری بتن، پیشنهاد نموده‌است. در این بخش به بررسی و مقایسه رابطه مذکور برای نمونه‌های بتنی فاقد الیاف و مسلح به الیاف پلی‌پروپیلن تک‌رشته‌ای نازک در سن ۲۸ روز پرداخته شده‌است تا مشخص گردد که آیا از رابطه مذکور می‌توان در مورد بتن مسلح به الیاف پلی‌پروپیلن نیز استفاده نمود؟

$$f_r = 0.7 \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

در رابطه (۱) f_r و f'_c به ترتیب مدول گسیختگی و مقاومت فشاری بتن در سن ۲۸ روز و برحسب MPa می‌باشند.

نتایج نشان می‌دهد که استفاده از رابطه مذکور منجر به ارائه مقادیر مقاومت خمشی می‌گردد که همواره کوچک‌تر از مقادیر آزمایشگاهی است و در جهت اطمینان می‌باشد. اختلاف مربوط به نمونه‌های حاوی مقادیر مختلف استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۶ mm و به صورت رشته‌رشته و غیر رشته‌رشته به ترتیب ۴۷/۰۴٪ و ۴۸/۷۴٪ می‌باشد. این اختلاف برای

۶. افزودن الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۶ mm، ۱۲ mm و ۲۴ mm و به صورت غیر رشته‌رشته از $0/6 \text{ kg/m}^3$ به $2/4 \text{ kg/m}^3$ باعث افزایش قابل توجه مقاومت خمشی نسبت به نمونه فاقد الیاف (شاهد) شده است. به طوری که مقاومت خمشی ۲۸ روز برای $2/4 \text{ kg/m}^3$ الیاف به ترتیب $1/5/22$ ، $1/8/69$ و $1/7/56$ نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته است. با افزودن الیاف به مقدار 3 kg/m^3 مقاومت خمشی به شدت کاهش یافته است ولی با این حال هنوز مقاومت خمشی حاصل (در صورت استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۱۲ mm و ۲۴ mm)، از مقاومت خمشی نمونه شاهد بیشتر است.
۷. مقاومت خمشی بتن مسلح به الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۲۴ mm از مقاومت خمشی نمونه‌های حاوی الیاف پلی‌پروپیلن به طول‌های ۶ mm و ۱۲ mm بیشتر است (در هر دو حالت استفاده به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته).
۸. استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به صورت رشته‌رشته در مقایسه با استفاده نمودن از آن به صورت غیر رشته‌رشته، باعث افزایش مقاومت خمشی بتن می‌گردد و اثر رشته‌رشته نمودن الیاف بر مقاومت خمشی با افزایش مقدار الیاف، افزایش می‌یابد.
۹. استفاده از رابطه تجربی پیشنهادی توسط آیین‌نامه ACI-318 منجر به مقاومت‌های خمشی می‌گردد که همواره کوچک‌تر از مقادیر آزمایشگاهی است و در جهت اطمینان است.
- یافته است (مشابه استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۶ mm و به صورت غیر رشته‌رشته).
۳. افزودن الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۲۴ mm و به صورت غیر رشته‌رشته از $0/6 \text{ kg/m}^3$ به 3 kg/m^3 با کاهش چشم‌گیر مقاومت فشاری نسبت به نمونه فاقد الیاف (شاهد) همراه بوده است. هم‌چنین روند اثر استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۲۴ mm و به صورت غیر رشته‌رشته بر مقاومت فشاری، با افزایش سن عمل‌آوری از ۷ به ۶۰ روز، روند منظمی را نشان نمی‌دهد.
۴. مقاومت فشاری بتن مسلح به الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۱۲ mm از مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی الیاف پلی‌پروپیلن به طول‌های ۶ mm و ۲۴ mm بیشتر است (در هر دو حالت استفاده به صورت غیر رشته‌رشته و رشته‌رشته). لیکن با افزودن این الیاف به مقدار بیشتر از $2/4 \text{ kg/m}^3$ مقاومت فشاری حاصل، از مقاومت فشاری نمونه شاهد کمتر شده است. کمترین مقدار مقاومت فشاری مربوط به نمونه‌های حاوی الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۲۴ mm است.
۵. استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به صورت رشته‌رشته در مقایسه با استفاده نمودن از آن به صورت غیر رشته‌رشته، باعث افزایش مقاومت فشاری بتن می‌گردد. البته در بیشتر نمونه‌های حاوی مقادیر مختلف استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به طول ۶ mm و ۲۴ mm مقاومت فشاری حاصل، هنوز از مقاومت فشاری نمونه شاهد کمتر است.

مراجع

1. Payrow, P., "Fiber Reinforced Concrete, Surface Treatment of Polymeric Fibers", VDM Verlag Dr. Müller, (2009).
2. Di Prisco, M., Plizzari, G. and Vandewalle, L., "Fibre Reinforced Concrete: New Design Perspectives", *Materials and Structures*, Vol. 42, No. 9, pp. 1261-1281, (2009).
3. Yu, R., Speisz, P. and Brouwers, H.J.H., "Mix Design and Properties Assessment of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC)", *Cement and Concrete Research*, Vol. 56, pp.

- 29-39, (2014).
4. Kakooei, S., Akil, H., Jamshidi, M. and Rouhi, J., "The Effects of Polypropylene Fibers on the Properties of Reinforced Concrete Structures", *Construction and Building Materials*, Vol. 27, No. 1, pp. 73-77, (2012).
 5. Wong, C.M., "Use of Short Fibres in Structural Concrete to Enhance Mechanical Properties", BSc Dissertation, Faculty of Engineering and Surveying, University of Southern Queensland, (2004).
 6. Bagherzadeh, R., Sadeghi, A.H. and Latifi, M., "Utilizing Polypropylene Fibers to Improve Physical and Mechanical Properties of Concrete", *Textile Research Journal*, 0040517511420767, (2011).
 7. Mukhopadhyay, S. and Khatana, S., "A Review on the Use of Fibers in Reinforced Cementitious Concrete", *Journal of Industrial Textiles*, 1528083714529806, (2014).
 8. Shan, L. and Zhang, L., "Experimental Study on Mechanical Properties of Steel and Polypropylene Fiber-reinforced Concrete", *Applied Mechanics and Materials*, Vol. 584, pp. 1355-1361, (2014).
 9. BS 1881-108, "Testing Concrete. Method for Making Test Cubes from Fresh Concrete", British Standards Institution, London, (1983).
 10. ASTM C78-02, "Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, (2002).
 11. ACI 318-08, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, (2008).

طراحی لرزه‌ای ترکیبی بر مبنای نیرو و تغییر مکان برای قاب‌های فولادی با مهاربند واگرا*

(یادداشت پژوهشی)

امین صادقی زاده^(۱)جلال اکبری^(۲)

چکیده در این مقاله یک روش طراحی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد با عنوان روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی به کار گرفته شده است که ترکیبی از نقاط قوت روش‌های طراحی بر مبنای نیرو و طراحی بر مبنای تغییر مکان است. این روش با تبدیل حداکثر جابه‌جایی نسبی درون طبقه و شکل‌پذیری به تغییر مکان بام آغاز می‌شود و در نهایت برای ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار عباراتی را پیشنهاد می‌دهد. در این تحقیق روش طراحی ترکیبی برای قاب‌های فولادی مهاربندی واگرا مورد بررسی قرار گرفته است و به همین منظور، ۶۰ مدل قاب مهاربندی فولادی واگرای مختلف که دارای تنوع در تعداد طبقه، تعداد دهانه، عرض دهانه، نوع مهاربندها و دیگر پارامترها هستند، مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند و در نهایت توسط تحلیل رگرسیون غیرخطی چندمتغیره، یک فرمولاسیون برای ضرایب رفتار و شکل‌پذیری ارائه شده است. فرمولاسیون‌های به دست آمده تأثیر پارامترهای سازه‌ای مانند نوع سیستم مهار جانبی، ضریب زلزله، لاغری مهاربندها، نوع مهاربندها، شدت لرزه‌خیزی، تعداد طبقات، تعداد و عرض دهانه‌ها و عوامل دیگر را در برآورد ضریب رفتار و شکل‌پذیری در نظر می‌گیرند. نتایج به دست آمده از روش ترکیبی در مقایسه با روش‌های دیگر، نشان از دقت این روش در تخمین حداکثر جابه‌جایی بام و برش پایه سازه دارد و نیز منجر به اقتصادی‌تر شدن سازه می‌شود.

واژه‌های کلیدی روش طراحی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد، قاب‌های فولادی واگرا، شکل‌پذیری، ضریب رفتار.

Hybrid Force-Displacement based Seismic Design Method for Eccentrically Braced Steel Frames

A. Sadeghizadeh

J. Akbari

Abstract In this paper, performance-based seismic design method for eccentrically braced frames is implemented. This method combines the advantages of the force based, and the displacement based design methods "so called" hybrid force-displacement design method (HFD). The applied method transforms the maximum inter-story drift and local ductility into target roof displacement and then for ductility and strength reduction factor, proposes several formulas. For this purpose, sixty eccentrically braced steel frames with different number of: stories, bay widths, number of spans, various bracing dimensions, etc.. were analyzed using nonlinear static analysis method (Push Over Analysis). Then, nonlinear multiple-parameter regression model was utilized for proposing the formulas for the strength reduction factor and ductility. Lateral loading system type, earthquake level, slenderness of braces, intensity of earthquake, number of roofs and bays were influenced the obtained formulas. The obtained results in compare with force based, and direct displacement based methods show that the seismic responses such as roof displacement and base shear have reliable accuracies. Furthermore, the results indicate that in compare with force-based and displacement based design methods, the members of designed frames using the hybrid method are economical

Key Words Performance-Based Design, Steel Frames, Ductility, Hybrid, Eccentrically Braced Frame.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۷/۲۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۷/۱۴ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموخته کارشناس ارشد سازه، دانشگاه ملایر.

(۲) نویسنده مسئول: استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر.

مقدمه

طراحی براساس عملکرد، بین ویژگی‌های یک سازه که تأثیر مهمی در عملکرد سازه دارند، ارتباط برقرار می‌کند. این ویژگی‌ها شامل تعداد طبقات، سیستم مقاوم جانبی (قاب خمشی، قاب مهاربندی یا قاب کمانش‌ناپذیر)، وجود نامنظمی و غیره است. یک هدف عملکرد، مشخص‌کننده سطح عملکرد مطلوب ساختمان در هر سطحی از زلزله طراحی است که انتظار می‌رود سازه تحت زلزله با شدت مشخص به این سطوح برسد یا حداقل از آن تجاوز نکند. ضریب اهمیت در آئین‌نامه‌های کنونی تنها یک معیار کیفی برای اهداف عملکردی است و هیچ‌گونه برآورد کمی از سطوح عملکرد سازه را نشان نمی‌دهد [1]. با توجه به نقایص موجود در روش‌های قدیمی، ضرورت طرح روشی که تا حد ممکن این عیوب را برطرف نماید، وجود دارد. طراحی ترکیبی بر مبنای نیرو و تغییر مکان (Hybrid force Displacement Based Design (HFD)) به نوعی ترکیبی از محاسن روش طراحی لرزه‌ای بر مبنای نیرو (Force Based Design (FBD)) و طراحی بر مبنای جابه‌جایی (Direct Displacement Based Design (DDBD)) است. روش HFD تاکنون توسط محققان برای قاب‌های خمشی فولادی، قاب مهاربندی هم‌گرای شورون و قاب مهاربندی X مورد مطالعه قرار گرفته است و به نتایج مطلوبی رسیده است [2]. در این مقاله به بررسی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی فولادی و اگرچه پرداخته شده است و توسط روش HFD یک فرمولاسیون کلی برای شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب‌های فولادی و اگر با در نظر گرفتن عوامل سازه‌ای مؤثر بر این ضرایب، ارائه شده است که تا حدی عیوب روش‌های قبل را برطرف می‌نماید.

روش طراحی بر مبنای نیرو (FBD)

روش قدیمی طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها، روش طراحی بر مبنای نیروست. در آیین‌نامه EC8 به صورت

واضح در این روش سطح عملکرد یا وضعیت حدی یا شدت زلزله مشخص نشده است [3]. در واقع روش FBD یک روش تقریبی است که تنها از دو تراز عملکرد که وضعیت حد نهایی (Ultimate Limit State) و وضعیت حد خرابی (Damage Limit State) و برای دو شدت زلزله، یکی دوره ۴۷۵ ساله و دیگری ۹۵ ساله است، استفاده می‌کند. نیروی زلزله الاستیک وارد بر سازه ابتدا از طریق طیف‌های طراحی شتاب محاسبه می‌شوند و در آخر کار این نیروها بر ضریب رفتار تقسیم می‌شوند تا به طور تقریبی ظرفیت شکل‌پذیری سازه را نشان دهند. سپس نیروهای کاهش یافته در ارتفاع سازه توزیع می‌شوند و تحلیل الاستیک انجام می‌گیرد تا پاسخ سازه به دست آید [4]. براساس تحقیقات کاراواسیلیس و همکاران [5-6]، روش FBD معمولاً جابه‌جایی‌های غیرالاستیک را بیشتر از مقدار واقعی تخمین می‌زند. هم‌چنین این روش پروفیل حداکثر جابه‌جایی و جابه‌جایی نسبی درون طبقه‌ای را ثابت در نظر می‌گیرد که در واقعیت نادرست است.

روش طراحی بر مبنای جابه‌جایی (DDBD)

روش طراحی لرزه‌ای بر مبنای جابه‌جایی، جابه‌جایی را به عنوان پارامتر اصلی مسئله در نظر می‌گیرد و بدین وسیله طراح قادر است خرابی لرزه‌ای را بهتر کنترل کند [7]. از اوایل دهه ۹۰ این روش برای رسیدن به سطح خسارت قابل قبولی از زلزله طرح شد و مورد استفاده قرار گرفت [8]. در این روش یک سطح عملکردی انتخاب می‌شود و سازه به گونه‌ای طراحی می‌گردد که شرایط این سطح عملکرد را ارضا کند. سطح عملکرد به جابه‌جایی‌های متناظر در سازه تبدیل می‌شود و نیروهای طراحی متناسب با این جابه‌جایی‌ها به دست می‌آیند. سپس با انتخاب روش تحلیل مناسب، نیروهای طراحی اعضا به دست می‌آیند؛ بنابراین، این روش با تحلیل شروع و به طراحی ختم می‌شود [8]. در دو دهه گذشته محققان زیادی روش‌هایی برای طراحی

جابه‌جایی نسبی داخل طبقه (Inter storey Drift Ratio) (IDR) و شکل‌پذیری به جابه‌جایی بام تبدیل می‌شوند و سپس ضریب رفتار متناظر با جابه‌جایی بام محاسبه می‌شود و در نهایت با ضریب رفتار جدید، سازه بازطراحی می‌شود [2].

گام‌های روش HFD

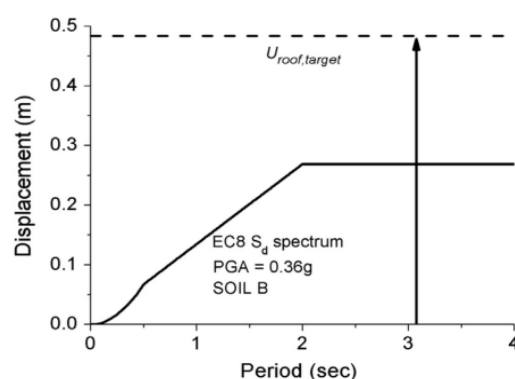
گام‌های اساسی روش HFD به‌صورت زیر است:

۱. معرفی خصوصیات اولیه سازه شامل: نوع قاب، تعداد طبقه (n_s)، تعداد دهانه (n_b)، عرض دهانه و ارتفاع طبقات.
۲. معرفی سطح عملکرد: به‌عنوان مثال استفاده بی‌وقفه (IO) تحت وقوع زلزله مکرر (FOE)، ایمنی جانبی (LS) تحت زلزله طرح (DBE) و یا جلوگیری از فروریزش (CP) تحت حداکثر زلزله محتمل (MCE).
۳. تعریف پارامترهای ورودی (سطوح عملکرد): معیار عملکرد شامل تعریف مقدار مجاز حداکثر جابه‌جایی نسبی داخل طبقه (IDR_{max}) و حداکثر شکل‌پذیری محلی.
۴. تخمین متغیرهای ورودی (جابه‌جایی تسلیم بام و مشخصات مکانیکی): پیرو اصلی ارتعاش (T)، لاغری مهاربند (λ) و ضریب a (سهم ستون‌ها نسبت به اعضای قطری در سختی طبقه) به‌صورت رابطه (۱) محاسبه می‌شوند:

$$\begin{cases} \lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \\ a = \frac{n_c \cdot I_c \cdot L_d}{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2 \theta} \end{cases} \quad (1)$$

در رابطه (۱)، l طول کمانش (برحسب cm)، r شعاع ژیراسیون (برحسب cm)، n_c ، n_d تعداد ستون‌ها و اعضای قطری در طبقه، A_d سطح مقطع مهاربند (برحسب cm^2) و L_d طول مهاربند (برحسب cm)، I_d ممان اینرسی ستون (برحسب cm^4)، h ارتفاع طبقه (برحسب cm)، θ زاویه بین مهاربند و تیر است و نیز

برمبنای تغییر مکان ارائه داده‌اند که از مهم‌ترین آنها روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان است که توسط پریستلی معرفی و توسعه داده شده است [9]. ایراد اصلی روش DDBD این است که سازه واقعی با یک سیستم یک درجه آزادی جایگزین شده است که نشانگر کاهش دقت این روش است. هم‌چنین در برخی از حالات، طیف جابه‌جایی برای ارزیابی پیرو مؤثر سیستم یک درجه آزادی سازگار نیست. به‌عنوان مثال در شکل (۱) که مربوط به طیف جابه‌جایی برای یک قاب خمشی فولادی دوبعدی که دارای ۶ طبقه و ۳ دهانه است، پیرو مؤثر برای جابه‌جایی حداکثر بام حاصل نمی‌شود، بنابراین روش DDBD قادر به طراحی این قاب نیست [9].



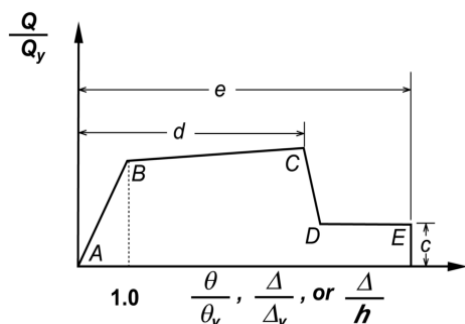
شکل ۱ نمودار جابه‌جایی در برابر زمان تناوب برای قاب ۶ طبقه [9]

روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی برمبنای نیرو و تغییر مکان (HFD)

در این مقاله روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی برمبنای نیرو و تغییر مکان برای قاب‌های فلزی با مهاربندی واگرا ارائه شده است. روش ترکیبی (HFD) در واقع براساس محاسن روش‌های طراحی برمبنای نیرو و تغییر مکان ارائه شده است. فایده اصلی این روش این است که عملکرد هدف موردنظر برای بیشتر از یک زمین‌لرزه به‌دست می‌آید. در گام اول روش HFD، ضریب

از رابطه (۷) محاسبه می‌شود.

$$R = 1 + 0.86(\mu_d - 1)^{0.62} \cdot n_s^{0.34} \cdot \lambda^{0.7} \cdot \alpha^{-0.1} \cdot (T)^{0.24} \quad (۷)$$



شکل ۲ شکل پذیری محلی [10]

با ضریب رفتار جدید قاب بازطراحی می‌شود و پارامترهای سازه‌ای مجدداً محاسبه می‌شوند. این سعی و خطا تا جایی ادامه می‌یابد که دیگر مقاطع تحت ضریب رفتار جدید تغییری نکنند. کاراواسیلیس و همکاران [2] با تحلیل روی داده‌های مختلف با در نظر گرفتن اثر پارامترهای سازه‌ای روی قاب، رابطه‌ای بین ضریب رفتار (R) و شکل پذیری (μ) و ضریب β که نسبت بین حداکثر جابه‌جایی طبقه و حداکثر جابه‌جایی نسبی درون طبقه‌ای است، برای قاب‌های مختلف فولادی از جمله قاب خمشی فولادی، قاب مهاربندی ضربدری و قاب مهاربندی شورون ارائه داده‌اند. این روابط براساس تحلیل رگرسیون غیرخطی ارائه شده‌است. نتایج حاصل از مطالعات کاراواسیلیس و همکاران برای قاب مهاربندی ضربدری به صورت رابطه (۸) است [5-6]:

$$\begin{cases} R = 1 + 0.86(\mu - 1)^{0.62} \cdot n_s^{0.34} \cdot \lambda^{0.4} \cdot a^{-0.1} \cdot T^{0.24} \\ \beta = 1 - 0.12(n_s - 1)^{0.31} \cdot \lambda^{-0.11} \cdot a^{-0.21} \cdot T^{0.14} \\ \mu = 1 + 1.51(\mu_{cb} - 1)^{0.73} \cdot n_s^{-0.18} \cdot \lambda^{0.9} \cdot T^{0.28} \end{cases} \quad (۸)$$

کاراواسیلیس و همکاران [4] سه روش طراحی FBD، DDBD و HFD را مورد مقایسه قرار داده‌است. در این مطالعه سه نوع قاب خمشی در نظر گرفته شده‌است،

ضریب سختی تیر نسبت به ستون به صورت $\rho = \frac{\sum (I_y)_{Beam}}{\sum (I_y)_{Column}}$ است.

۵. در گام بعدی معیارهای عملکردی IDR و μ به تغییر مکان بام هدف تبدیل می‌شود. این تبدیل از طریق رابطه (۲) صورت می‌پذیرد.

$$u_{rmax}(IDR) = \beta \cdot IDR_{max} \cdot H \quad (۲)$$

در رابطه (۲)، H ارتفاع کل سازه بر حسب متر و β ضریبی وابسته به خصوصیات سازه است و برای قاب‌های مهاربندی همگرا به صورت رابطه (۳) محاسبه می‌شود.

$$\beta = 1 - 0.12(n_s - 1)^{0.31} \cdot \lambda^{-0.11} \cdot \alpha^{-0.21} \cdot (T)^{0.14} \quad (۳)$$

تبدیل ضریب شکل پذیری به جابه‌جایی هدف بام به صورت $u_{rmax}(\mu) = \mu \cdot u_{ry}$ است. در این رابطه، μ شکل پذیری بام است که متناظر است با شکل پذیری محلی و برای قاب مهاربند همگرا [5] از رابطه (۴) به دست می‌آید.

$$\mu = 1 + 1.51(\mu_{cb} - 1)^{0.73} \cdot n_s^{-0.18} \cdot \lambda^{0.9} \cdot (T)^{0.28} \quad (۴)$$

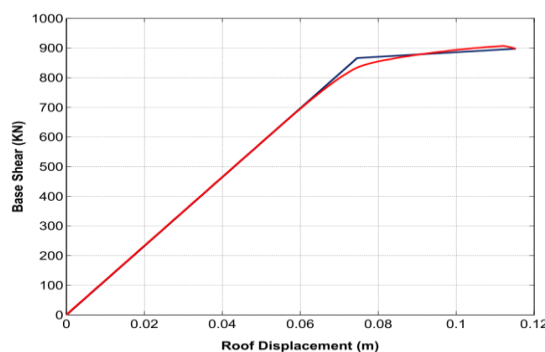
شکل پذیری μ_{cb} همان‌طور که در شکل (۲) نشان داده شده‌است، در واقع نسبت شکل پذیری تیر پیوند در ناحیه پلاستیک (BC) به ناحیه الاستیک (AB) است. براساس FEMA356 [10] برای تیرهای پیوند خمشی مقدار شکل پذیری محلی مانند تیر قاب‌های خمشی برابر با ۹ (برای سطح عملکرد CP) در نظر گرفته می‌شود؛ بنابراین برای تمامی قاب‌ها در این پژوهش مقدار شکل پذیری محلی مقدار ثابت ۹ در نظر گرفته شده‌است. طبق رابطه (۵) تغییر مکان هدف بام ($u_{rmax}(d)$) نیز کمترین مقدار بین $u_{rmax}(IDR)$ و $u_{rmax}(\mu)$ است.

$$u_{rmax}(d) = \min[u_{rmax}(IDR), u_{rmax}(\mu)] \quad (۵)$$

در گام بعد نوبت به محاسبه ضریب رفتار می‌رسد، به همین منظور مقدار شکل پذیری طراحی براساس رابطه (۶) محاسبه می‌شود.

$$\mu_d = \frac{u_{rmax}(d)}{u_{ry}} \quad (۶)$$

سپس ضریب رفتار مورد نیاز برای سیستم همگرا



شکل ۳ منحنی دوطبقی ظرفیت برای مدل ۶ طبقه

نتایج تحلیل بار افزون

توسط نمودارهای دوطبقی، حداکثر جابه‌جایی بام و جابه‌جایی تسلیم به صورت جدول (۱) برای برخی از مدل‌ها ارائه شده است. در جدول (۱)، V_u و V_y به ترتیب برش نهایی و برش تسلیم می‌باشند و u_{rmax} جابه‌جایی‌های متناظر با این نیروها می‌باشند. همچنین، در نام‌گذاری مدل‌ها عدد جلوی F تعداد طبقه، عدد جلوی S تعداد دهانه، عدد جلوی W عرض دهانه و حروف D و I به ترتیب نشان‌دهندهٔ دوپل بودن و تک بودن مهاربندهای واگرا است.

جدول ۱ نتایج حاصل از نرم‌افزار MATLAB

مدل‌ها	V_u (KN)	V_y (KN)	u_{rmax} (m)	u_{ry} (m)
F6S3W4D	۷۰۰	۶۲۰	۰/۲۳	۰/۱۳
F9S3W4D	۷۹۰	۶۵۵	۰/۲۸	۰/۱۶
F8S5W4D	۹۵۰	۸۴۰	۰/۲۷	۰/۱۵
F12S5W4D	۱۱۲۰	۱۰۹۰	۰/۵۶	۰/۳۰
F4S4W4I	۶۰۰	۴۳۰	۰/۰۸	۰/۰۴
F9S4W4I	۹۸۰	۹۲۵	۰/۴۰	۰/۱۸
F6S7W4I	۱۴۵۵	۱۳۰۰	۰/۱۶	۰/۱
F12S7W4I	۲۰۴۰	۱۹۸۰	۰/۵۵	۰/۳
F6S3W6D	۹۳۰	۸۶۵	۰/۱۱	۰/۰۷
F9S3W6D	۱۳۱۰	۱۲۸۵	۰/۲۷	۰/۱۴
F8S5W6D	۱۷۶۵	۱۶۶۰	۰/۲۸	۰/۱۳
F12S5W6D	۲۲۵۶	۲۰۱۰	۰/۵۰	۰/۲۰

قاب I دارای ۳ طبقه و ۲ دهانه، قاب II دارای ۶ طبقه و ۳ دهانه و قاب III هم دارای ۹ طبقه و ۴ دهانه است. با مقایسه نتایج به دست آمده، بازس این گونه نتیجه‌گیری کرد که روش HFD در تخمین u_{rmax} و IDR_{max} دقت بیشتری دارد و نسبت به روش‌های دیگر اقتصادی‌تر است.

روش HFD برای قاب‌های فولادی واگرا

به منظور توسعهٔ فرمولاسیون ذکر شده، برای قاب‌های مهاربندی واگرا، مجموعه‌ای از ۶۰ مدل قاب دوبعدی واگرا مورد تحلیل و طراحی قرار گرفته است. در این مدل‌ها سعی شده است با تنوع دادن در ضریب زلزله، تعداد طبقات، تعداد دهانه‌ها، عرض دهانه‌ها، نوع مهاربند و محل قرارگیری مهاربندها، اکثر عوامل مؤثر در ضریب رفتار در نظر گرفته شود. این قاب‌ها در ۴، ۶، ۸، ۹ و ۱۲ طبقه در محیط نرم‌افزار [11] ETABS ایجاد شده‌اند. عرض دهانه‌ها ۴ و ۶ متر است و تعداد دهانه‌ها ۳، ۴، ۵ و ۷ است. مهاربندهای واگرا از دو نوع دوپل و تک می‌باشند. خاک محل ساختمان از نوع II، خطر زلزله از نوع شدید، ساختمان شامل گروه ساختمان‌های با اهمیت متوسط و با ضریب رفتار ۷ است. به منظور تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی نرم‌افزار المان محدود [12] SEISMOSTRUCT مورد استفاده قرار گرفته است. با تحلیل بار افزون مدل‌ها، منحنی ظرفیت که نشان‌دهندهٔ برش پایه برحسب تغییر مکان است، حاصل می‌شود. به کمک برنامه نوشته شده در محیط MATLAB [13]، منحنی ظرفیت دوطبقی برای هر مدل به طور مجزا به دست آمده است. شکل (۳) نمودار دوطبقی مدل ۶ طبقه با ۳ دهانه و عرض دهانه ۶ متر است. برای مدل شکل (۳)، زمان تناوب برابر با ۰/۵۷ ثانیه، ضریب شکل پذیری ۱/۴۷ و ضریب رفتار ۷/۶ است.

$$b = [X^t \cdot X]^{-1} \cdot [X^t \cdot Y] \quad (۱۲)$$

رابطه (۱۲) یک رابطه شناخته شده برای به دست آوردن ضرایب مدل رگرسیون غیرخطی چندمتغیره است.

محاسبه ضرایب مورد نیاز برای رگرسیون

پیش از به دست آوردن ضرایب رفتار و ضریب شکل پذیری، ضرایب اصلی در روش HFD بایستی محاسبه شوند. این ضرایب اصلی و شرح آنها در جدول (۲) نشان داده شده است.

برای تمامی ۶۰ مدل بیش از ۲۰ پارامتر سازه‌ای (از جمله پارامترهای جدول ۲) در نرم افزار EXCEL به صورت بانک اطلاعاتی محاسبه و گردآوری شده است. به صورت نمونه مقادیر پارامترهای اصلی برای چند مدل انتخابی در جدول (۳) آورده شده است. با انجام محاسبات مورد نیاز مربوط به روش حداقل مربعات، این بانک اطلاعاتی به نرم افزار MATLAB برای تحلیل رگرسیون غیرخطی چندمتغیره معرفی شده است. فرم غیرخطی روابط رگرسیون نشان از دقیق تر بودن آنها برای تخمین ضرایب است. هم چنین این روابط غیرخطی با مثال‌های دیگری مورد کنترل قرار گرفته است که نتایج قابل قبولی را به دنبال داشته است.

جدول ۲ پارامترهای اصلی روش HFD

$a = n_c \cdot I_c \cdot I_d / n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2 \theta$	نسبت سختی ستون‌ها به مهاربندها در طبقه میانی
$\rho = \frac{\sum \left(\frac{1}{L} \right)_{Beam}}{\sum \left(\frac{1}{L} \right)_{Column}}$	نسبت ممان اینرسی به طول تیرها نسبت به ستون‌ها
$\beta = u_{rmax} / H \cdot IDR_{max}$	نسبت حداکثر جابه‌جایی بام به حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقه
$\lambda = \frac{1}{\pi r} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	ضریب لاغری مهاربندها در طبقه میانی
$\mu_{cb} = 0.75(2.4 + 8.3\lambda)$	ضریب شکل پذیری محلی

رگرسیون غیرخطی چندمتغیره

فرم کلی رابطه هدف برای ضریب رفتار و ضریب شکل پذیری به صورت رابطه (۹) در نظر گرفته شده است:

$$Y = X_1^\alpha \cdot X_2^\beta \cdot X_3^\gamma \cdot X_4^\lambda \cdot \dots \cdot X_n^\lambda \quad (۹)$$

به منظور حل رگرسیون چندمتغیره غیرخطی، از روابط جبری [14] استفاده می‌شود. در روش جبری برای هر متغیر رگرسیون X_i ، n دستگاه معادلات باید تشکیل شود. شکل کلی مدل رگرسیون ماتریسی به صورت روابط (۱۰) و (۱۱) است:

$$Y = X \cdot b + \varepsilon \quad (۱۰)$$

$$\begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ Y_3 \\ \vdots \\ Y_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_{11} & X_{21} & \dots & X_{m1} \\ X_{12} & X_{22} & \dots & X_{m2} \\ X_{13} & X_{23} & \dots & X_{m3} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ X_{1n} & X_{2n} & \dots & X_{mn} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \\ \vdots \\ b_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{bmatrix} \quad (۱۱)$$

Y یک بردار به بزرگی $(n \times 1)$ است. X یک ماتریس $(m \times n)$ است که در آن X_{ij} ، i امین متغیر رگرسیون در j امین دستگاه معادلات است. بردار b با اندازه $(m \times 1)$ شامل ضرایب ماتریس است که جزء مجهولات است. ε نیز برداری به اندازه $(n \times 1)$ است که خطای باقی مانده است. بردار مجهول معادله رگرسیون در نهایت بر اساس روش حداقل مربعات به صورت رابطه (۱۲) به دست می‌آید.

جدول ۳ مقادیر پارامترهای سازه‌ای برای مدل‌های نمونه

مدل‌ها	a	ρ	μ	μ_{cb}	β	R
F6S3W4D	۰/۰۰۲	۰/۶۴	۱/۷۳	۹/۴۳	۰/۹۴	۵/۳
F9S3W4D	۰/۰۰۲	۰/۲۵	۱/۸	۸/۶۳	۰/۸۵	۶/۴
F8S5W4D	۰/۰۰۳	۰/۲۲	۱/۷۴	۸/۶۳	۰/۸۶	۵/۴
F12S5W4D	۰/۰۰۶	۰/۱۲	۱/۸۳	۸/۲	۰/۷۴	۶/۲
F4S4W4I	۰/۰۰۱	۰/۱۱	۱/۷۵	۹/۶۵	۱/۰۴	۶/۱
F9S4W4I	۰/۰۱۹	۰/۰۷	۲/۲۲	۹/۷۳	۰/۸	۷/۵
F6S7W4I	۰/۰۰۲	۰/۰۹	۱/۶۳	۹/۷۳	۰/۸۵	۵/۵
F12S7W4I	۰/۰۴۱	۰/۰۳	۱/۸۳	۱۰/۱۲	۰/۷۳	۶/۶
F6S3W6D	۰/۰۰۲	۰/۳۶	۱/۴۷	۹/۴۴	۱/۱۸	۷/۶
F9S3W6D	۰/۰۰۳	۰/۲	۱/۹۳	۹/۶۴	۰/۹۸	۹/۴
F8S5W6D	۰/۰۰۲	۰/۳۲	۲/۱۲	۹/۸۵	۰/۸۹	۷/۵
F12S5W6D	۰/۰۰۳	۰/۱۲	۲/۵	۹/۱۵	۰/۸۴	۸/۴
F4S4W6I	۰/۰۱۲	۰/۱۳	۱/۷۵	۹/۰۵	۱/۲۲	۶/۰

جدول ۴ مقادیر ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری در روش HFD

مدل‌ها	n_F	n_S	μ	T(s)	μ_{HFD}	R_{HFD}
F6S3W4D	۶	۳	۱/۷	۰/۳۱	۱/۸	۴/۸
F9S3W4D	۹	۳	۱/۸	۰/۹۶	۱/۹	۵/۹
F8S5W4D	۸	۵	۱/۷	۰/۹۶	۱/۸	۵/۸
F12S5W4D	۱۲	۵	۱/۸	۱/۳	۲	۶/۴
F4S4W4I	۴	۴	۱/۸	۰/۴۵	۱/۸	۶/۵
F9S4W4I	۹	۴	۲/۲	۰/۹۳	۲/۱	۷/۰
F6S7W4I	۶	۷	۱/۶	۰/۶	۱/۷	۷/۹
F12S7W4I	۱۲	۷	۱/۸	۱/۲۶	۱/۸	۹/۱
F6S3W6D	۶	۳	۱/۵	۰/۵۷	۱/۵	۶/۲
F9S3W6D	۹	۳	۱/۹	۰/۸	۱/۹	۷/۰
F8S5W6D	۸	۵	۲/۱	۰/۷۶	۲	۷/۱
F12S5W6D	۱۲	۵	۲/۵	۱/۱۶	۲/۴	۷/۴
F4S4W6I	۴	۴	۱/۷	۰/۴۷	۱/۸	۴/۸

نتایج تحلیل رگرسیون مدل‌ها به صورت رابطه

(۱۳) است.

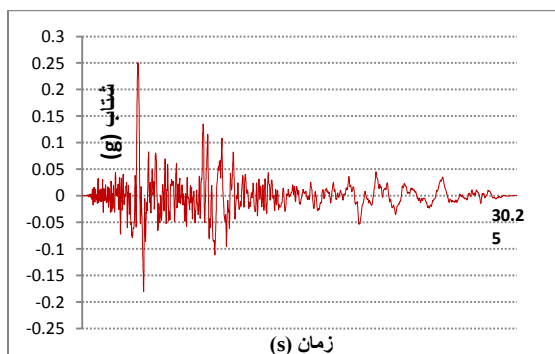
$$\mu = 1 + (\mu_{cb} - 1)^{-0.045} \cdot n_s^{-0.120} \cdot \lambda^{1.881} \cdot a^{-0.084} \cdot \rho^{-0.190} \cdot T^{0.370}$$

$$R = 1 + (\mu_d - 1)^{0.055} \cdot n_s^{-0.005} \cdot \lambda^{1.630} \cdot a^{-0.183} \cdot \rho^{-0.250} \cdot T^{0.020} \quad (۱۳)$$

$$\beta = 1.5 - (n_s - 1)^{0.040} \cdot \lambda^{3.480} \cdot a^{0.040} \cdot \rho^{0.390} \cdot T^{1.820}$$

محاسبه ضرایب رفتار و شکل‌پذیری

باتوجه به رابطه (۱۳) که از تحلیل رگرسیون غیرخطی حاصل شده است و با انجام گام به گام محاسبات روش HFD، محاسبه ضرایب شکل‌پذیری و رفتار میسر می‌شود. در جدول (۴) برای چند مدل، این ضرایب محاسبه شده است. در جدول (۴) μ_{HFD} و R_{HFD} نشان‌دهنده شکل‌پذیری و ضریب رفتار روش HFD می‌باشند.

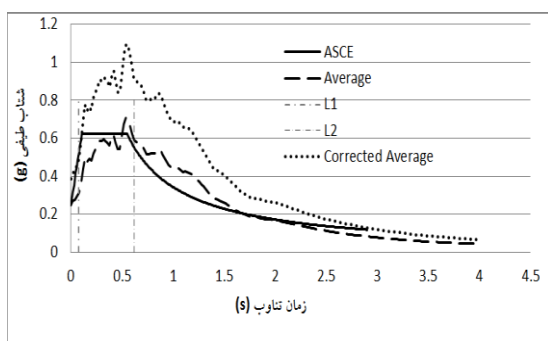


شکل ۵ شتاب‌نگاشت زلزله نورث ریج ایستگاه Sunvalley

به منظور ترسیم طیف شتاب هر یک از هفت رکورد زلزله از نرم افزار ساینز موسیگنال [16] استفاده شده است. در شکل (۶) میانگین طیف شتاب مقیاس نشده و مقیاس شده به همراه طیف طرح ASCE-7 آمده است. لازم به ذکر است که بازه مقیاس کردن طیف‌ها در شکل (۶) با خط چین مشخص شده است.

نتایج تحلیل قاب‌ها

برای ستون‌ها و مهاربندها از مقطع قوطی و برای تیرها از مقطع IPE استفاده شده است. خاک محل ساختمان از نوع II، خطر زلزله از نوع شدید و ساختمان شامل گروه ۸ طبقه و ۳ دهانه و با عرض دهانه ۶ متر است.



شکل ۶ طیف طراحی ASCE به همراه طیف میانگین اصلاح شده و اصلاح نشده

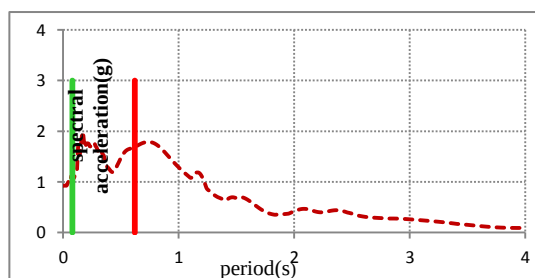
تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

برای مقایسه روش FBD و HFD، دو مدل ۸ طبقه و ۴ طبقه با هر دو روش طراحی شده است. به منظور کنترل نتایج حاصل از دو روش مذکور، از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی استفاده شده است. به منظور انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی از هفت رکورد زلزله که مربوط به رخداد های کالیفرنیا است، همان گونه که در جدول (۵) آمده است، استفاده شده است.

جدول ۵ رکوردهای زلزله به همراه ضرایب مقیاس

عنوان رکوردها	PGA	ضریب مقیاس
Lomapieta-bran	۰/۴۵	۱/۴۲
Lomapieta-hall	۰/۲۰	۳
Lomapieta-gillroy	۰/۲۱	۲/۹۰
Northridge-hollywood	۰/۲۵	۳
Northridge-sunvalley	۰/۴۵	۲/۱۰
Northridge-new hall	۰/۵۶	۱/۳۶
Northridge-ladam	۰/۵	۱/۹۵

به منظور کنترل نتایج، از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی استفاده شده است. بر اساس روش مقیاس کردن آیین نامه ASCE-7 [15] میانگین طیف شتاب‌ها با میرایی ۵٪ در بازه ۰/۲T تا ۱/۵T نباید کمتر از طیف طراحی منطقه باشد. پارامتر T زمان تناوب طبیعی سازه می باشد. در اشکال ۴ و ۵ طیف شتاب زلزله نورث ریج و تاریخچه زمانی شتاب‌نگاشت آن نشان داده شده است.



شکل ۴ طیف شتاب زلزله نورث ریج برای میرایی ۵٪

بسیار نزدیک به پارامترهای اولیه است بنابراین مقاطع تغییری نمی کنند و طراحی پایان می یابد. در جدول (۸) نتایج حاصل از روش HFD آورده شده است.

جدول ۸ نتایج روش HFD برای قاب ۸ طبقه

نتایج	u_{rmax}	IDR_{max}	V_b
HFD	۲۱ cm	۰/۹ %	۲۲۱ KN

برای مقایسه، مقادیر به دست آمده از هر دو روش FBD و HFD برای قاب ۸ طبقه در جدول (۹) ارائه شده است.

جدول ۹ مقایسه دو روش HFD و FBD برای قاب ۸ طبقه

پارامترها	u_{rmax}	IDR_{max}	$V_b(kN)$
روش FBD	۲۵ cm	۰/۸%	۲۳۰
روش HFD	۲۱ cm	۰/۸%	۲۲۱
تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی	۱۹ cm	۰/۸%	۲۲۳

نتایج جدول (۹) نشان می دهد که روش FBD جابه جایی بام را به صورت بالادستی تخمین می زند و باتوجه به نزدیک بودن نتایج روش HFD به تحلیل غیرخطی، این روش مقاطع و برش پایه را با دقت بهتری تخمین می زند. مدل دوم مربوط به قاب ۴ طبقه و ۴ دهانه و با عرض دهانه ۴ متر است. نتایج حاصل از روش FBD به صورت جدول (۱۰) است.

جدول ۱۰ نتایج روش FBD برای قاب ۴ طبقه

نتایج	u_{rmax}	IDR_{max}	V_b
FBD	۱۰ cm	۰/۶%	۸۲ kN

به منظور طراحی قاب ۴ طبقه به روش HFD، مطابق جدول (۱۱) پارامترهای اولیه و ضرایب μ و β محاسبه می شوند.

نتایج حاصل از روش FBD برای قاب ۸ طبقه و ۳ دهانه به صورت جدول (۶) است.

جدول ۶ نتایج روش FBD برای قاب ۸ طبقه

نتایج	u_{rmax}	IDR_{max}	V_b
FBD	۲۵ cm	۰/۹%	۲۳۰ KN

به منظور طراحی قاب به روش HFD ابتدا مطابق جدول (۷) پارامترهای اولیه و ضرایب β و μ طبق رابطه (۱۳) محاسبه می شوند.

مقدار حداکثر جابه جایی بام با قرار دادن IDR_{max} برابر با ۰/۹٪ به صورت رابطه (۱۴) محاسبه می شود.

جدول ۷ پارامترهای اولیه روش HFD برای قاب ۸ طبقه

λ	a	ρ	T	μ_{cb}	β	μ
۱/۲۴	۰/۰۰۱۹	۰/۲۱	۰/۷۳	۹/۵۵	۰/۹۷	۲/۰۳

$$u_{rmax}(IDR) = \beta \cdot IDR_{max} \cdot H = ۲۱ \text{ cm} \quad (۱۴)$$

جابه جایی تسلیم بام برابر $u_{ry} = ۱۱ \text{ cm}$ و مقدار جابه جایی شکل پذیری به صورت رابطه (۱۵) محاسبه می شود.

$$u_{rmax}(\mu) = \mu \cdot u_{ry} = ۲۲ \text{ cm} \quad (۱۵)$$

بنابراین مقدار حداکثر جابه جایی طراحی نیز به صورت رابطه (۱۶) به دست می آید.

$$u_{rmax}(d) = \min[u_{rmax}(IDR), u_{rmax}(\mu)] = ۲۱ \text{ cm} \quad (۱۶)$$

در نهایت نوبت به محاسبه شکل پذیری تسلیم می رسد که برابر با $\mu_d = \frac{u_{rmax}(d)}{u_{ry}} = ۱/۹۱$ می آید. با استفاده از رابطه (۱۳) مقدار ضریب رفتار برابر با ۷/۴ به دست می آید. با این ضریب رفتار جدید قاب باز طراحی می شود و مجدداً پارامترهای سازه ای مانند جدول (۷) محاسبه می شوند. مقادیر پارامترهای جدید

جدول ۱۱ پارامترهای اولیه روش HFD برای قاب ۴ طبقه

λ	a	ρ	T	μ_{cb}	β	μ
۱/۲۳	۰/۰۰۱۱	۰/۸۵	۰/۴۱	۹	۱/۲۰	۱/۶۸

طبق جدول (۱۳) برای مدل ۴ طبقه، مقاطع حاصل از روش HFD بزرگ‌تر از روش FBD به دست می‌آید لیکن مانند مثال قبل روش FBD جابه‌جایی حداکثر بام را به صورت دست بالا تخمین می‌زند و باتوجه به نتایج تحلیل غیرخطی، نتایج روش HFD به واقعیت نزدیک‌تر است.

نتیجه‌گیری

متغیر بودن ضرایب رفتار و شکل‌پذیری به دست آمده از روش HFD نشان می‌دهد که این ضرایب نمی‌توانند برای یک سیستم مقاوم جانبی، ثابت در نظر گرفته شوند و قطعاً پارامترهای بسیاری در تخمین آن مؤثر هستند. روش HFD تأثیر پارامترهای سازه‌ای مانند نوع سیستم مقاوم جانبی، تعداد طبقه، تعداد و عرض دهانه، منطقه لرزه‌خیزی، نوع خاک، لاغری مهاربندها، ممان اینرسی ستون‌ها و غیره را در برآورد ضرایب رفتار و شکل‌پذیری در نظر می‌گیرد که باعث می‌شود نتایج به واقعیت نزدیک‌تر باشند؛ بنابراین مقادیر حاصل از این تحقیق نسبت به روش‌های قبل منطقی‌تر و دارای پایه محاسباتی است و منجر به نتایج بهتری می‌شود. معیارهای جابه‌جایی نسبی و شکل‌پذیری محلی متناظر با هر سه تراز عملکرد اصلی یعنی LS، IO و CP می‌باشند و روش HFD برای همه این عملکردها طراحی را انجام می‌دهد، لیکن روش FBD تنها برای تراز عملکرد LS طراحی را انجام می‌دهد. نهایتاً این روش نسبت به روش‌های قبلی در تخمین جابه‌جایی نسبی درون طبقه و حداکثر جابه‌جایی بام، دقت بالاتری دارد.

با طی روندی مشابه مثال قبل، مقدار حداکثر جابه‌جایی هدف بام برابر با ۹cm به دست می‌آید و با قرار دادن جابه‌جایی تسلیم بام برابر با مقدار $u_{ry} = 4\text{cm}$ مقدار جابه‌جایی شکل‌پذیری $u_{rmax}(\mu) = 7\text{cm}$ حاصل می‌شود. بنابراین، مقدار حداکثر جابه‌جایی طراحی برابر ۷cm و در نهایت شکل‌پذیری تسلیم برابر با $\mu_d = 1/68$ به دست می‌آید. با استفاده از رابطه ۱۳ مقدار ضریب رفتار برابر با ۵/۶ به دست می‌آید. با این ضریب رفتار جدید قاب بازطراحی می‌شود و چون مقادیر پارامترهای جدید بسیار نزدیک به پارامترهای اولیه است، طراحی پایان می‌یابد. نتایج حاصل از روش HFD در جدول (۱۲) آورده شده است.

جدول ۱۲ نتایج روش HFD برای قاب ۴ طبقه

نتایج	u_{rmax}	IDR_{max}	V_b
HFD	۹cm	۰/۶%	۹۰kN

برای مقایسه، مقادیر به دست آمده از هر دو روش FBD و HFD برای قاب ۴ طبقه در جدول (۱۳) ارائه شده است.

جدول ۱۳ مقایسه دو روش HFD و FBD برای قاب ۴ طبقه

پارامترها	$u_{rmax}(\text{cm})$	$IDR_{max}(\%)$	$V_b(\text{kN})$
روش FBD	۱۰	۰/۶	۸۲
روش HFD	۹	۰/۶	۹۰
تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی	۸/۵	۰/۶	۸۷

مراجع

1. R. Tremblay, "Influence of Brace Slenderness on the Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames". Behavior of Steel Structures in Seismic Area, *Proceedings of The STESSA 2000*

- Conference*, Mazzolani F, Tremblay R (eds). Montreal, Canada, Rotterdam, Balkema, 527–534, (2000).
2. A.S. Tzimas, T.L. Karavasilis, N. Bazeos, D.E. Beskos., "A Hybrid Force/Displacement Seismic Design Method for Steel Building Frames", *Engineering Structures* 56, pp. 1452–1463, (2013).
 3. Eurocode 8 (EC8), Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. Stage 51 draft, EN 1998- 1, European Committee of Standardization, Brussels, (2004).
 4. TL. Karavasilis, N .Bazeos, DE. Beskos, "Estimation of Seismic Drift and Ductility Demands in Plane Regular X-Braced Steel Frames". *Earthq Eng Struct Dynam*, 36(15):2273–89, (2007).
 5. T. L. Karavasilis, N. Bazeos, D. Beskos, "Drift and Ductility Estimates in Regular Steel MRF Subjected to Ordinary Ground Motions", *A Design-Oriented Approach*, pp. 431-451, (2007).
 6. N. Bazeos, "Comparison of Three Seismic Design Methods for Plane Steel Frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 29, pp. 553–562, (2009).
 7. T. Sullivan, "The Current Limitation of Displacement Based Design". Master Thesis, The European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk. (ROSE School), (2002).
 8. S. Leoding, M. J. Kowalsky, M. J. N. Priestley, "Displacement-Based Design Methodology Applied to R.C Building Frames". Structural Systems Research Report SSRP-980/06, Structures Division, University of California, San Diego, (1998).
 9. M.J.N.Priestley, D.N. Grant and C.A.Blandon, "Direct Displacement-Based Seismic Design", European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, (Rose School) Pavia, Italy, NZSEE Conference, (2005).
 10. FEMA-356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington, D.C, Federal Emergency Management Agency, (2000).
 11. ETABS, Nonlinear version 9.7.3., "Integrated Building Design Software", Computer and Structures, (2011).
 12. SeismoStruct-v6.5, Seismo-Soft, S. Antoniou, Editor, Seismo-Soft Ltd, "A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures" (available online), (2013).
 13. MATLAB, "The Language of Technical Computing", Version 7.6.0. The Math-works Inc.: Natick, MA, (2008).
 14. J. Kiusalaas, "Numerical Methods in Engineering with MATLAB", Published in the United States of America by Cambridge University Press, New York, pp. 27-137, (2010).
 15. ASCE, American Society of Civil Engineers Minimum Design Loads for Buildings and Other

Structures. Published by American Society of Civil Engineers 1801 Alexander Bell Drive Reston, Virginia, (2010).

16. SeismoSignal-v6.3.0, SeismoSoft, S. Antoniou, Editor, SeismoSoft Ltd. "Strong-motion data processor", (2011).

Table 1. Plastic hinges and performance level formation.

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-7.893E-04	0.0000	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
1	0.0517	78815.9297	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
2	0.1042	157631.9219	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
3	0.1567	236447.9688	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
4	0.2092	315264.0938	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
5	0.2617	394080.2500	1502	14	0	0	0	0	0	0	1516
6	0.3128	470718.2188	1387	129	0	0	0	0	0	0	1516
7	0.3415	499900.7813	1353	46	117	8	0	0	0	0	1516
8	0.4055	530860.5625	1320	42	6	148	0	0	0	0	1516
9	0.4967	558129.8750	1320	28	20	146	0	2	0	0	1516
10	0.5054	560535.8125	1320	28	20	135	0	0	10	3	1516
11	0.3520	324990.3125	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516

Table 2. Plastic Hinges formation and retrofitted structure performance.

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-1.124E-04	0.0000	1876	0	0	0	0	0	0	0	1876
1	0.0248	169605.4063	1876	0	0	0	0	0	0	0	1876
2	0.0497	339211.3438	1873	3	0	0	0	0	0	0	1876
3	0.0691	471716.4063	1819	57	0	0	0	0	0	0	1876
4	0.0946	641244.3750	1789	83	2	0	0	2	0	0	1876
5	0.1001	675291.7500	1787	83	3	0	0	0	3	0	1876
6	0.1001	666171.1875	1782	86	4	0	0	1	3	0	1876
7	0.1023	680433.3125	1780	86	5	0	0	0	5	0	1876
8	0.1023	673366.9375	1726	135	8	0	0	2	5	0	1876
9	0.1120	730070.7500	1710	146	10	0	0	0	10	0	1876
10	0.1120	712565.0625	1662	191	12	0	0	1	10	0	1876
11	0.1193	754438.7500	1646	203	14	0	0	0	13	0	1876
12	0.1193	743630.0000	1645	204	13	0	0	1	13	0	1876
13	0.1198	746609.0000	1643	204	14	0	0	1	14	0	1876

4. Conclusion

1. Brace installation on structure increases structure's stiffness and decreases structure's period which leads to increase of base bear in the structure. However, the performance level of all the models is upgraded due to proper structural behavior by using dual system.
2. Appending steel bracing to concrete frames makes moment loads on the columns axialsuch that the stress ratio decreases to less than one. Axial seismic load, decreases the stress ratio proportion to admissible stress levels in columns and also transfers plastic hinges from columns to beams. This is while more than 80% of columns in this retrofitting method are secured from damage.
3. By comparison of performance of structures' beams and columns, it is found that in structures retrofitted by steel bracing, less plastic hinges are created in beams and columns and the structure would be in a better condition.
4. By comparison of force-displacement curves, it can be noted that braced concrete structures present more shear capacity than primary concrete structures. Thus, they increase the capacity of structures.
5. In reinforced structures, target displacement of the structure in comparison to primary concrete structures is decreased and the benefit of using dual system and interaction of moment frame and bracing is highly obvious.
6. By comparison of force-displacement curves for different models, it is s found that in all of them, the second type of lateral load distribution (proportional to each story weight) compared to the first type of lateral load (proportional to

lateral force created from spectral dynamic analysis) would create higher base shear.

7. Hinge formation process in braced structures shows that using steel bracing leads to more force appliance to the frame in upper stories and creation of plastic hinges in beams. Although this factor does not lead to significant decrease of performance of structures finding a way to remove that, leads to improving the results.

Performance Levels of Tall and Irregular RC Structures, before and After Reinforcing by Steel Bracing, under Nonlinear Static and Dynamic Analysis

H. Jarrahi Feriz^{1*}

A. Keramati²

1. Introduction

A building may need retrofitting based on change of occupancy, change in design codes or deficiencies in design or performance. One method used in the early years for seismic retrofitting of reinforced concrete frames is using steel bracing. In this article, first the formation of plastic hinges and performance levels provided by RC structures are determined by nonlinear static and dynamic analysis. Then, these structures are reinforced by steel bracing and re-evaluated for performance levels and are compared with their initial conditions. Structures are selected of two different plans in 10- and 15-story buildings. Moreover, the structures of this study are tall, and have been selected in an irregular fashion in plans to evaluate the effects of irregularity in the results.

2. Results of analysis of the primary model (non-reinforced)

In nonlinear static analysis, application of lateral load continues until roof displacement reaches the predetermined value or the structure collapses before this displacement. In the following, analysis of the results for S1-10 structure under lateral loading type 1 and in the x direction (with target displacement equals to 0.34968) are reported in Table 1.

According to the results shown in Table 1 it can be said that the studied structures do not fulfill the desirable target that is life safety. This is mainly due to the fact that plastic hinges have been created in life safety performance level before the structures reach the target displacement and due to columns resistance preservation, plastic hinges creation in beams and in extensive parts of the structure and to some extent, permanent deformation in structures. Therefore, application of retrofitting program is investigated in order to achieve a higher performance.

Then the structures are evaluated dynamically. The results show that function range lower than that is suitable for the whole structure based on login of beams to the stage of collapse. Based on definition, the important organs of the system can provide necessary gravity resistance on the threshold of collapse. However, the structure is on the verge of overall collapse.

^{1*}Corresponding Author, Student of Master's degree, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran. Email: hossein.jarrahi@yahoo.com

² Assistant Professor, Member of Civil Engineering Faculty, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran.

In addition, major and permanent place shift in this range is predicted that is obvious in different models of this research. So, as the non-linear static method, the performance level of choice is to collapse the threshold. Deformation response of structure s1-10 is shown in Figure 1.

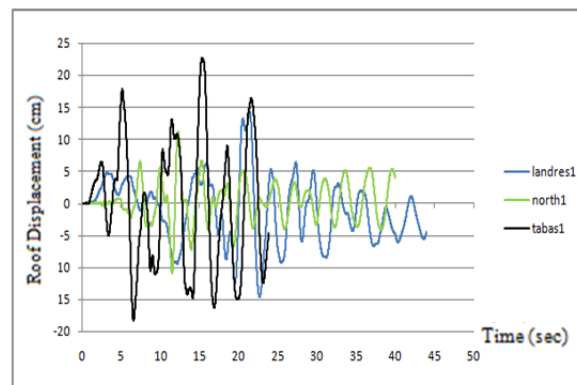


Figure 1. Structure deformation reply in the direction of x under analysis state of type 1, under three acceleration -first mapping.

3. Results of analysis of reinforced model

Primary steps for retrofitted structures are the same as primary structures. In the following the results of nonlinear static analysis for braced S1-10 structure, under type 1 lateral loading and x direction (with target displacement of 0.166) is mentioned in Table 2.

According to the investigations, all of the models upgrade performance and provide life safety performance after retrofitting with steel bracing. It is obvious in Table 2 that the plastic hinges are not created in the life safety range.

By usage of the mentioned earthquake mapping acceleration, resistant structures are under non-linear dynamic analysis. The maximum measures obtained from this stage, show significant decrease compared to primary manner responses (non-resistant). S1-10 structure deformation response is shown in Figure 2. The results show that using steel bracing significantly promotes the level of performance and seismic capacity of structures.

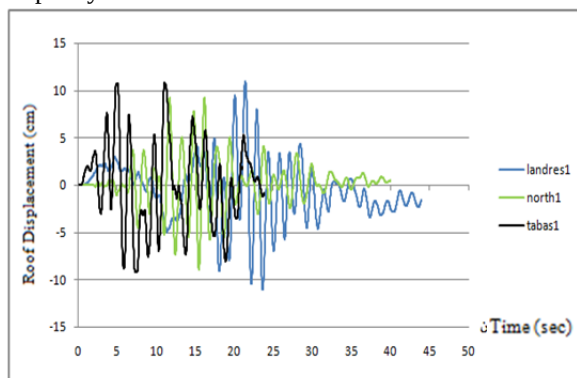


Figure1. Reinforced structure deformation response in the direction of x under analysis state of type 1, under three acceleration - first mapping.

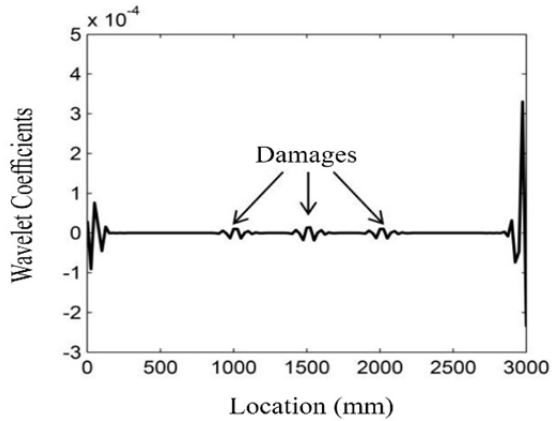


Fig. 2 Determining damage location of the second damage scenario for the first mode shape of the structure with wavelet function rbio3.5

Also, damage detection of damage scenario for the second mode shape of the structure has been presented in Fig. 3.

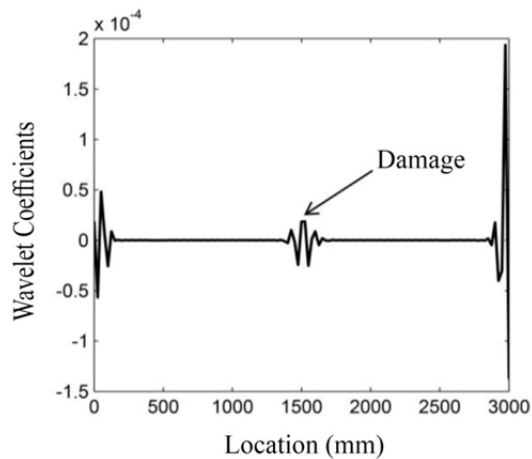


Fig. 3 Determining damage location of the first damage scenario for the second mode shape of structure with wavelet function rbio3.5.

4- Conclusion

The results of this study are summarized as follows:

1. The wavelet function has the most effect on accurate determination of damage location.
2. With economic aspects of the study, damage scenarios are detected in related self balance through increasing the number of sensors.
3. By using higher mode shapes, accurate location of damage can be detected even for a little damage.
4. If there are few discontinuities (for damage), wavelet function must have had not only frequency analog to the signal but also high frequency concept to determine their accurate location well.

Damage Detection of Steel Plate Shear Walls by Wavelet Transform

A. Abbasi¹ S.R. Hoseini Vaez^{2*}
Gh. Ghodrati Amiri³

1-Introduction

Structural damages such as shear, corrosion, buckling, lamination, etc. can be produced by different methods, causing decrease of structural hardness and density. One of the methods for damage detection is change of physical qualities such as hardness which alters dynamic qualities of structures including natural frequencies and mode shapes. Development of damage or lack of damage can be detected with comparison of modal response of the structure between healthy condition and damaged condition. When there is no healthy structural behavior, damage is detected through using damaged structural responses.

One of the used methods is a dynamic one based on signals that can be used to detect damage in structures by using signal processing. In this method, the signal is the damaged structure's response which is processed as an input signal and shows the accurate location of damage. Wavelet transform is the most practical approach that has been used in recent decades.

Damage detection of a structure can be investigated by using wavelet transform by placing a sensor in certain balance of the structure. This can determine the damage done to each part of the structure. Each sensor adds responses from the structure as an input signal to process signal into wavelet transform. Then, the transform with input signal analysis can detect damage if it has occurred.

2-Modeling of Steel Plate Shear Walls (SPSW)

To introduce damage in the structure, eight damage scenarios have been imagined on steel plate shear walls. Here, three damage scenarios have been investigated in Table.1. In the study, damage has been described in different parts of the plate and damage detection is examined through a decrease of elasticity module of the material and the accuracy of the wavelet algorithm is investigated.

As said here, the signal is processed on the responses obtained from the structure. In this study,

the modal responses of steel shear wall in each balance is registered as an input signal by defined sensors and the signal is processed on the wall by using wavelet transform. If the algorithm observes damage along the structure it can determine its accurate location. The mode shape of the first and second structure has been used for input signals of the wavelet algorithm.

Table 1. Damage scenarios defined in SPSW model (origin: down corner of the left plate)

Damage scenario	Severity of damage	Location of damage
1	1 element 5*5 cm by decreasing elasticity module 10%	X=1.5m, Y=1.5 m
2	3 elements 5*5 cm by decreasing elasticity module 10%	X ₁ =1.5m, X ₂ =1.5m, X ₃ =2m, Y=1.5m

3- Damage Detection of Steel Plate Shear Walls

With damage scenario defined in the plate, scenarios have been introduced in the head of networking plate balance for signal processing of each rank separately. In the location of scenarios, sampling has been designed for each point on the length of the wall, registering signals from the mode shape for the whole wall. The results of damage detection of the first and second damage scenarios have been presented in Fig. 1 and Fig. 2 for the first mode shape of the.

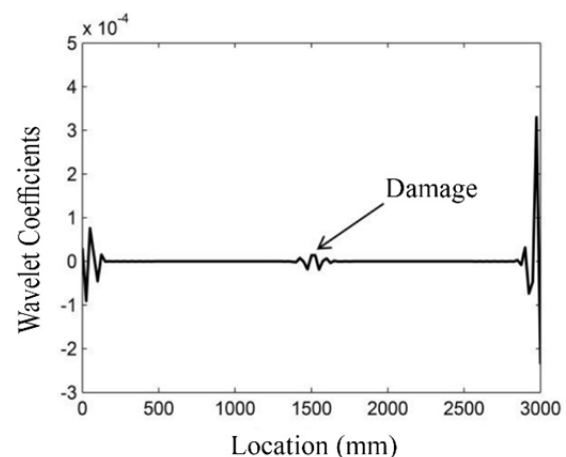


Fig. 1 Determining damage location of the first damage scenario for the first mode shape of the structure with wavelet function rbio3.5.

¹ MSc. Student, Department of Civil Engineering, University of Qom.

^{2*}Corresponding Author, Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Qom.
Email: hoseinivaez@qom.ac.ir

³ Professor, College of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology.

high precision and quality and low and acceptable vibration. For this reason, drilling equipment were prepared which can do vertical and horizontal drilling with defined angle and 360 degree circulation, grout set with pressure exertion by 10 times, mixer of primary and secondary mixing and also special packer for grouting (Fig. 1).



Fig. 1 Images of Nail tension Jack with accessories

Table. 1 Properties of olive marl used in plan and its strength parameters

Angle of Internal Friction (Degree)	Cohesive (kg/cm ²)	Plastic Limit PL (%)	Liquid Limit LL (%)	Humidity (w %)	Wet Density (kg/m ³)	Depth (m)
20	1.2	50	74	38	1850	2
21	1.3	59	76	40	1900	5

Table. 2 Dimensional properties of nails and used grout

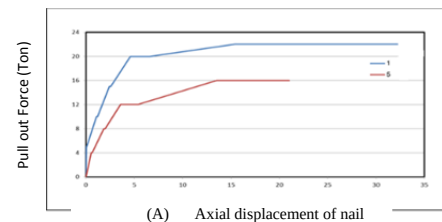
Additives	Cement Grout	Bar Size (mm)	final diameter of the Nail (cm)	Free length of the Nail (m)	Injection Along the Nail (m)
Cebex 100	II2	32	11	0.6	4

Table 3. Results of real tests, dimensional properties

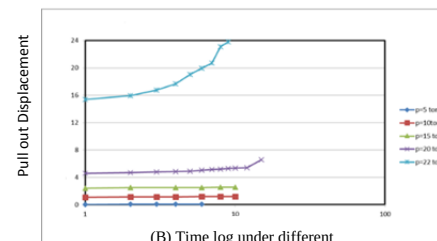
Reliable force to performance	Start uncrackable creep (ms)	Maximum Pullout Resistance(ton)	Grout Type	Drilling Type	Run mode	Free length of the Nail (m)	Injection Along the Nail (m)	Nail Diameter (cm)	Nail number
15	19	22	Cement (Type II)+ Gravity injection	Rotary (non-smooth wall)	Vertical	60	400	11	1
16	17	21	Cement (Type II)+ Gravity injection	Rotary (non-smooth wall)	Vertical	60	400	11	2
15	18	22	Cement (Type II)+ Gravity injection	Rotary (non-smooth wall)	Vertical	60	400	11	3
12	15	18	Cement (Type II)+ Gravity injection	Rotary (smooth wall)	Vertical	60	400	11	4
10	12	16	Cement (Type II)+ Gravity injection	Rotary (smooth wall)	Vertical	60	400	11	5
12	14	17	Cement (Type II)+ Gravity injection	Rotary (smooth wall)	Vertical	60	400	11	6
11	13	15	Cement (Type II)+ Gravity injection	Rotary (non-smooth wall)	Horizontal	60	400	11	7
9	10	12	Cement (Type II)+ Gravity injection	Rotary (smooth wall)	Horizontal	60	400	11	8

A site was prepared for carrying out this research study with definite dimensions and depth and its floor and walls were coated with a proper coating to prevent weathering. Then the required physical, mechanical, chemical and mineralogical tests were performed on the soil site. In continuing, the place for nail implantation were determined. After marking their implementing place, the single foundations in 120×120 cm dimensions with 30 to 40-cm thickness were implemented in their structure. A hole with 5-inch diameter was exerted for drilling nails and grouting operations in their middle part. The foundation implementation aims at raising the level of work due to their protection from surface waters, improved for probable rainfall and creating surface for implementing long-term locking operations of nails, implementing smooth surface and balance for lodgment of nail anchoring jack and preventing heterogeneous subsidence and controllable subsidence value while exerting loan. The contracted foundation were 300 kg/cm³ grade concrete which were armed with reinforcement network in the middle part with enough loading capacity against the loads. In addition, 6 nails were implemented in real scale with an injected length of 400 cm and free length of

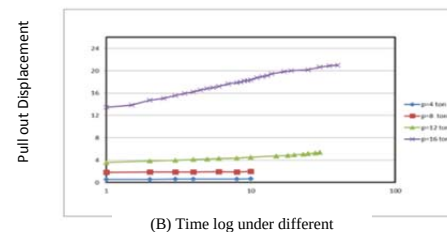
60cm in the mentioned field with different Drilling Type vertically and 2 horizontal nails with 15 degree angle to horizontal with the same details were implemented for studying the effect of drilling type on friction behavior and their effects on tensile strength and creeping behavior of nails (Table 2). The eight series of test results that are shown in Table 3 represent the influence of drilling type on tensile strength and creep behavior of nails in the horizontal and vertical modes. Graphs of tests 1 and 5 are shown in Fig. 2 for better understanding of the tests.



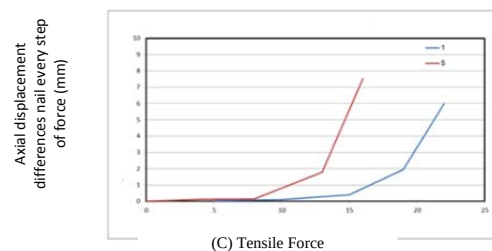
(A) Axial displacement of nail



(B) Time log under different



(B) Time log under different



(C) Tensile Force

Fig. 2. A) Diagram of tensile force against axial displacement of nails by failure in nails No. 1 and 5, B) Diagram of axial displacement of nails against time log under different tensile loads in nails No. 1 and 5, C) Diagram of tensile force against displacement changes in different stages in nails No. 1 and 5.

3. Conclusions

The results indicate 20 to 25% increase in tensile strength of nails in vertical mode and 15% increase in a horizontal mode implemented with non-smooth drill compared to smooth drill wall. Meanwhile, improving creep behavior of nails is observed via using the non-smooth walls in both horizontal and vertical states. This delays the onset of unacceptable creeping (above 2-mm) and shows more acceptable long-term behavior (see Table 3).

Field Study of the Effect of Drilling Type on Tensile Strength and Creep Behavior of Soil Nails in Tabriz Green Marl

G. Moradi¹ S. Zadkarim² H. Katebi³

1. Introduction

One of the most important problems in civil engineering is constructing structures, protecting excavation and the building in their surrounding and stabilizing embankments. Non-observing proper methods for protecting deep and also constructing slopes will lead to irreparable damage and the risks resulting from probable subsidence and reducing the bearing capacity and lateral displacements will cause cracks in neighbouring structures. Using the Soil Nailing due to its numerous advantages, the traditional approach is to stabilize the excavation walls fitted. Due to the different behavior of marl soils in short and long-term and fundamental role of friction between soil cement grout around the walls were nailed. In this study, tensile strength and creep behavior of soil nails to maintain green marl are discussed. Studying the nails behavior in marl and clay soils which are considered as fine-grained soils with different properties compared to grained soils are the subjects which have been less attended to. High plastic properties, semi-saturation state, changing its behavior in long-term, very low grouting and other similar cases are among the problems which necessitate studying the nail function in these types of soils. Regarding the diversity of marl in surface (yellow, green, olive green) it is not possible to study all of them in a short time and it needs more time and more cost. However, this research studies the behavior of nailing systems in these types of marls due to multiplicity of olive green soil which is observable in most civil projects in the city and in lower depth of lands (see Table 1).

2. Methodology (Material and Equipment and Test Program)

Marl is a term for depositions which are formed by combination of Rousseau sodium carbonate. Marls are exposed in eastern, northern and southern districts of Tabriz and in most city areas. They form bedrock, in other words, they are under alluvial deposits. These marls are seen in different colors such as yellow, olive green, brown and gray. The yellow and green layers are usually put on the surface and gray marls are placed down deep and the marl soils are mechanically classified in the group of clays or silty with high plasticity. The marls' smoothness and plasticity index are in an extended area which shows

the variability of carbonate calcium percent and type of clay composing marls.

Tabriz marls have a wide diversity in different areas. Such diversity is observed in their appearance and in their engineering properties and compositions. These marls show different geo-mechanical behavior in different conditions such as depth, amount of overhead, natural humidity, saturation, clay percent and also gypsum and coal lines. Considering the importance of these marls and their expansion in Tabriz and their different function, this study is done on the behavior of this type of marls against nailing system. The nails implemented in marl soil show different behavior compared to other soils due to humidity, smoothness and high plasticity which causes change in behavior of implemented structures in this kind of soil. Studying and scientific experiences show a reduction of tensile power of nails in marl soil as time passes by which can be due to creeping behavior of this type of soil and aligning the clay grains under load. Improving the nail behavior in marl soil with different methods and increasing the tensile capacity and improving its creeping behavior especially in the long-term is considered as the main aims of this paper. Using non-smooth drilling type can provide more proper conditions due to establishing proper involvement of grout with soil of the nail wall and probability of establishing displacement in the wall and section of nails and the tensile and creeping behavior of the nail will improve. It is noteworthy that regarding the types of marls with different capabilities and behaviors, the results are changeable upon changing the type of marl.

For doing tests, a device that can measure and register the force, pressure values and displacements with high precision is needed. In this case; a nail anchoring was made which can measure the force by 50 tons and measure the deformations in 0.1-mm precision equipped with a data logger for registering the data automatically once each 6 seconds. The mentioned device is equipped with a creep lock system for fixing the force value in time and if the force is reduced for any reason, it controls the value of the force at the defined fixed value set by the device via exerting oil pressure. Pressure load cell, pressure valve, drain valve, two-way leverage for exerting pressure, USB gate for memory record, monitoring systems (force, pressure and deformation) and panel of internal settings of device with base jack, system of connecting jack to nail, and ohm marking are the main parts of the mentioned device. Considering the recommendations of FHWA standard and other valid standards for measuring the displacement with 0.01-mm precision, two gauge with the mentioned precisions were installed for measuring the nail and foundation displacements under the jack for reading data precisely in defined intervals according to the related criteria. Considering the low sensitivity in borehole drilling and repeatability of tests, the drilling systems shall have a

¹ Associate Professor, Faculty of Technical & Engineering, Tabriz University, Iran.

² Corresponding Author: Ph.D. Candidate in Civil (Soil and Foundation), University of Tabriz, Iran.
E-mail: s_zadkarim@yahoo.com.

³ Associate Professor, Faculty of Technical & Engineering, Tabriz University, Iran.

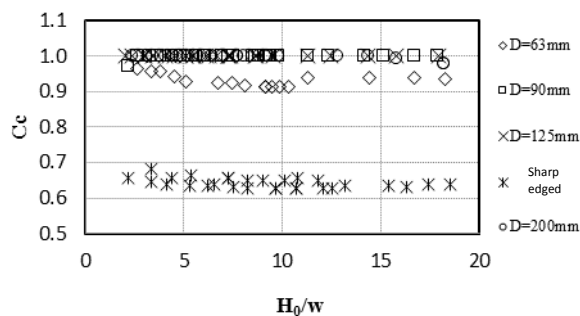


Fig.3- Contraction coefficient variation in the semi-cylindrical edged gates compared to the sharp edged gate

Figure 4 demonstrates the contraction coefficient variation for the cylindrical-edged gates versus cylinder diameter to upstream depth ratio. Experimental data from 63, 90, 125 and 200 mm cylinder diameter sluice gates for different amounts of upstream depth has been shown in this Figure. As can be seen, for cylinder diameter to upstream depth of up to 0.4, the contraction coefficient varies significantly and remains nearly equal to one thereafter. On the other hand, with a D/H_0 of 0.4, the contraction was not observed after the gate and the discharge capacity reached its maximum in the free flow condition. In other words, to reach a contraction coefficient equal to one, the cylinder's diameter should be at least equal to $0.4H_0$.

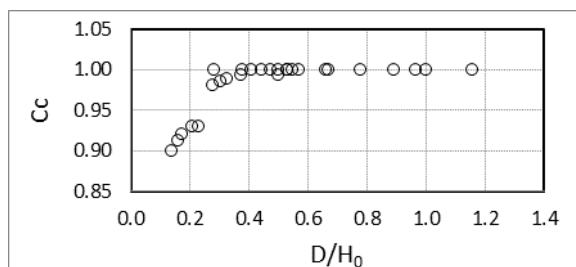


Fig.4 Contraction coefficient variations against the ratio of cylinder diameter to upstream depth for cylindrical edged gates

4- Conclusion

In this research, the contraction coefficient and distinguishing curves for cylindrical and semi-cylindrical edged sluice gates were studied. The results showed that by changing the shape of the gate edge, the contraction coefficient would change that results in the distinguishing flow curve. For gates with 90 mm cylinder diameter and more, the contraction coefficient is unity. This means that these gates can undergo more tail water depth while the free flow has been established. Such a condition is an important advantage for these kinds of gates since by preventing the submergence flow; it prevents an increase in the upstream depth and decreases the

possibility of overflowing in the upstream part of the gate.

Experimental Study of Flow Characteristics Beneath Sluice Gates with Cylindrical and Semi-Cylindrical Edges

M. Nourollahi¹ A. N. Ziaei^{2*} A. A. Beheshti³

1- Introduction

Sluice gates are widely used for flow control and measurement in irrigation networks. Sharp edged sluice gates and radial gates have special characteristics that can be combined to make a new gate with satisfactory performance.

In the present research study, sluice gates with cylindrical and semi-cylindrical edges are introduced which enhances the contraction ratio and discharge coefficient of sluice gates. The gate operates just like sharp-edged sluice gates while a cylinder or semi-cylinder is attached to the edge of the gate (Fig. 1). In this paper, the flow characteristics of this cylindrical edged sluice gate including contraction coefficient, and curves for distinguishing free and submergence regimes are investigated. The best cylinder diameter is also determined for different flow conditions.

2- Methodology

Dimensional analysis is a useful tool in a better understanding of a phenomenon affected by some physical parameters. It is often used in deduction of equations and forming logical hypotheses about a complex physical issue.

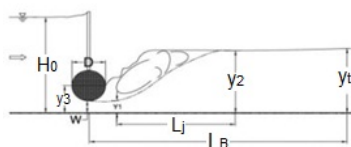


Fig. 1. Demonstration of the related parameters in cylindrical edged sluice gates in free and submergence conditions

The effective parameters can be categorized as fluid characteristics parameters, i.e., water density (ρ), dynamic viscosity (μ); flow parameters including water downstream of the gate (H_0), depth of the contracted supercritical flow downstream of the gate (y_1), conjugated hydraulic jump (y_2), tailwater depth (y_t), depth of submerged flow condition downstream of the gate (y_3), flow velocity in contracted section (V_1) or the flow rate (Q), gravity acceleration (g); and

parameters related to channel geometry including cylinder diameter (D), the channel width (b), sluice gate opening (w) and channel cross-section geometry (C.G.). Therefore,

$$F(\rho, \nu, y_1, y_3, y_t, y_2, D, H_0, g, V_1, b, L_B, w, C.G.) = 0 \quad (1)$$

Considering the fact that the channel's width (b) and channel cross-section geometry (C.G.) are constant in all the experiments, the effect of these parameters can be ignored and Eq. (1) becomes:

$$F(\rho, \nu, y_1, y_3, y_t, y_2, g, V_1, L_B, w, D, H_0) = 0 \quad (2)$$

Thus, the following dimensionless parameters are obtained.

$$\begin{aligned} \pi_1 &= \frac{y_t}{w}, \pi_2 = \frac{y_3}{w}, \pi_3 = \frac{D}{w}, \pi_4 = \frac{y_2}{w}, \\ \pi_5 &= \frac{L_B}{w}, \pi_6 = \frac{y_1}{w}, \pi_7 = \frac{H_0}{w}, \pi_8 = Re_1, \pi_9 = Fr_1 \end{aligned} \quad (3)$$

These dimensionless parameters are combined together and new dimensionless parameters are formed.

3- Results

Figures 2 and 3 demonstrate the flow distinguishing curve and the contraction coefficient for the semi-cylindrical edged gates in comparison to the sharp-edged gate. The cylinder and semi-cylinder gates showed similar results regarding submerging depth. The distinguishing curve for the gates with 63, 90 and 125 mm semi-cylinder diameter edges shows marginal differences that can be because of insignificant differences in these three gates contraction coefficients. As shown in Figure 3, for H_0/w ranging from 4 to 18, the $Y_{t(max)}/W$ value for 63 mm diameter semi-cylindrical edged gate increased by 16% and for 90, 125 and 200 mm increased by 22% compared with the sharp-edge gate. It shows that the contraction coefficient has been increased for cylindrical edged gate considerably.

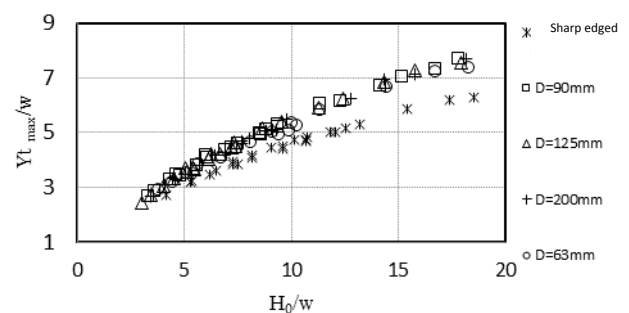


Fig. 2 Flow distinguishing curve for the semi-cylindrical edged compared with the sharp edged gate

¹ M.Sc. Student, Ferdowsi University of Mashhad, Department of Water Science and Engineering.

^{2*} Corresponding Author, Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad, Department of Water Science and Engineering.
Email: an-ziaei@um.ac.ir

³ Assistant Professor, Ferdowsi University of Mashhad, Department of Water Science and Engineering

$$\mathbf{Z}_i = (x_1, y_1, x_2, y_2, \dots, x_n, y_n) \quad (3)$$

4. Finding the best location for the first node on the slope boundary.

The new coordinates of the slip surface are as follows:

$$\mathbf{Z}_i^* = (x_1^*, y_1^*, x_2, y_2, \dots, x_n, y_n) \quad (4)$$

5. Finding the best location for the next node of the slip surface while also keeping the other nodes fixed results in a lower factor of safety. The best location for each internal node is obtained by its moving in the negative direction of the local gradient vector. The relation for the negative direction of the local gradient vector is as follows:

$$\mathbf{S}_k = -\mathbf{G}_k = -\left\{ \frac{\partial FS}{\partial x_k}, \frac{\partial FS}{\partial y_k} \right\}^T \quad (5)$$

For example, node 2 moves from its initial coordinates (x_2, y_2) , to its new coordinates (x_2^*, y_2^*) , where it yields a lower safety factor. Thus, the new coordinates of the slip surface are as follows:

$$\mathbf{Z}_i^* = (x_1^*, y_1^*, x_2^*, y_2^*, x_3, y_3, \dots, x_n, y_n) \quad (6)$$

6. Finding the best location for the subsequent internal node while other nodes remain fixed. This process is iterated for the rest of the internal nodes. The new coordinates of the slip surface are as follows:

$$\mathbf{Z}_i^* = (x_1^*, y_1^*, x_2^*, y_2^*, \dots, x_k^*, y_k^*, \dots, x_n, y_n) \quad (7)$$

7. Find the best location for the last node on the slope boundary. In this step the first optimization cycle is terminated. The new coordinates of the slip surface are as follows:

$$\mathbf{Z}_{i+1}^* = (x_1^*, y_1^*, x_2^*, y_2^*, \dots, x_{n-1}^*, y_{n-1}^*, x_n^*, y_n^*) \quad (8)$$

8. Set $i=i+1$
9. Steps 4 to 7 are repeated for several cycles until the difference between the safety factors of the last two cycles is less than $\varepsilon=1 \times 10^{-5}$. Or

$$|FS(\mathbf{Z}_{i+1}^*) - FS(\mathbf{Z}_i^*)| < \varepsilon \quad (9)$$

$FS(\mathbf{Z}_{i+1}^*)$ = the factor of safety for the last optimization cycle,

$FS(\mathbf{Z}_i^*)$ = the factor of safety for the penultimate optimization cycle.

The slip surface associated with the last factor of safety is taken as the most critical slip surface.

5- Conclusion

The Alternating Variable Local Gradient method is able to obtain the minimum factor of safety and critical line-segment slip surface. The factor of safety is lower than those obtained using critical circular slip surface. It should be noted that the line-segments slip surface is more consistent with the actual slip surface in nature and it is more reliable and flexible than the others. DOSS program is written by the authors whose results are in good agreement with the results obtained from other methods.

Determination of Critical Slip Surface in earth Slopes using Alternating Variable Local Gradient

M., Hajiazizi^{1*} F., Heydari²

1- Introduction

Stability analysis of soil slopes is one of the major issues in the science of soil mechanics. The limit method is widely used in slope's stability analysis. This method is divided into the limit equilibrium and the limit analysis methods. The limit equilibrium method is widely used for slope stability analysis to obtain the factor of safety. In slope stability analysis the minimum factor of safety that is critical slip surface is obtained. The shape of critical slip surface is usually considered to be a circular shape for simplicity. The concept of optimization-based methods have been used extensively in the analysis of earth slopes for determining the critical slip surface due to their higher efficiency and accuracy compared with other methods. The slope stability analysis is used for determining the critical slip surface using an optimization method which has been addressed as new work in this paper. The shape of the slip surface in this paper is line-segments shape. In this method, at first the circular critical slip surface is determined. Then, the appropriate number of nodes on the critical circular slip surface is selected and by connecting them to each other, line-segments slip surface is obtained. The line-segments slip surface is optimized using the Alternating Variable Local Gradient (AVLG) method to obtain critical line-segments slip surface. The DOSS program is written by the authors in FORTRAN to obtain the critical line-segments slip surface. This program may be used for non-homogeneous, saturated and unsaturated soils.

2- Determination of Critical Line-Segments Slip Surface

The methods based on optimization methods have more efficiency and accuracy compared with other methods to determine the critical slip surface. This optimization is difficult and complex. One of the problems in optimization of slip surface is local minimums. Local minimums are places where the factor of safety is not minimum.

In this paper, the Alternating Variable Local Gradient method is used to obtain the critical slip surface in earth slope. The Alternating Variable Local Gradient

method is a non-linear programming approach in optimization. This method can simply escape from many local minimums.

3- Local Gradient Method and 2D-AVLG Method

The local gradient method is based on the Univariate method. In this method, one variable is moved in order to be optimized while the other variables remain fixed. Then, another variable is selected for optimization while the other variables again remain fixed. This process continues until all the variables are optimized by the end of the first cycle. Then, the optimization process of the second cycle is initiated. This process is also iterated until the movement of variables in the new cycle has no effect on the optimization of the objective function (safety factor).

The Univariate method is summarized as follows:

1. Choose an arbitrary starting point $\mathbf{X}_i$ and set $i = 1$
2. Find the search direction $\mathbf{S}_i$

$$\mathbf{S}_i^T = \begin{cases} (1,0,0,\dots,0) & \text{for } i=1,n+1,2n+1,\dots \\ (0,1,0,\dots,0) & \text{for } i=2,n+2,2n+2,\dots \\ (0,0,1,\dots,0) & \text{for } i=3,n+3,2n+3,\dots \\ \vdots & \vdots \\ (0,0,0,\dots,1) & \text{for } i=n,2n,3n,\dots \end{cases} \quad (1)$$

3. Find the optimal step length λ_i^* such that

$$f(\mathbf{X}_i \pm \lambda_i^* \mathbf{S}_i) = \min(\mathbf{X}_i \pm \lambda_i \mathbf{S}_i) \quad (2)$$

where + or - sign has to be used depending upon whether $+\mathbf{S}_i$ or $-\mathbf{S}_i$ is the direction for decreasing the function value.

4. Set $\mathbf{X}_{i+1} = \mathbf{X}_i \pm \lambda_i^* \mathbf{S}_i$, depending on the direction for decreasing the function value, and $f_{i+1} = f(\mathbf{X}_{i+1})$
5. Set the new value of $i = i + 1$ and repeat from step 2.

Continue this procedure until no significant change is achieved in the value of the objective function.

In summary, the AVLG method for finding the most critical line segments slip surface can be expressed as follows:

1. Set $i=1$
2. Finding the circular critical slip surface by using the Grid Search method, or any other method, and taking it as the initial slip surface.
3. Selecting proper nodes on the circular critical slip surface and connecting them to each other (the number of the selected nodes plays a significant role in the optimization process. It is recommended to select more nodes on the weak layers in non-homogeneous soils). $\mathbf{Z}_i$ denotes the coordinates of the initial selected nodes.

^{1*} Corresponding Author:: Assistant Professor, Faculty of Engineering, School of Civil Engineering, Razi University.
Email: mhazizi@razi.ac.ir.

² M.Sc. Student, Faculty of Engineering, School of Civil Engineering, Razi University

is less than other situations (due to soil weight drop in active area) and it causes more footing bearing capacity when it is above the slope. In addition, the footing's bearing capacity on the slope is less than in the other situations versus sloped ground.

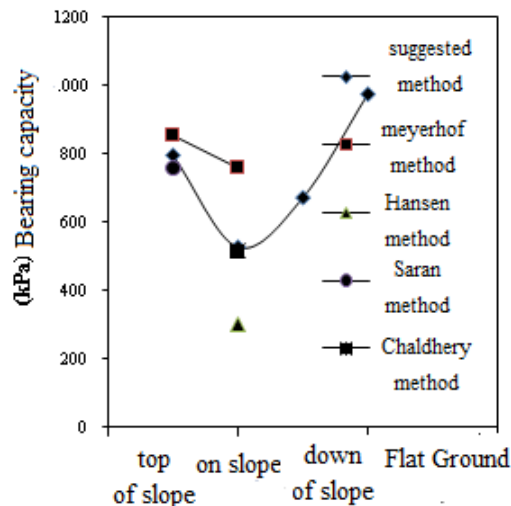


Fig. 2. Comparing of the presented method with the results of other methods in various positions of footing with respect to sloped ground

Fig. 3 shows the effect of footing's width and depth on the footing's bearing capacity in various situations regarding steep ground. The value of q/q_{wos} reveals the ratio of footing bearing capacity in various situations for steep ground to footing bearing capacity on flat ground.

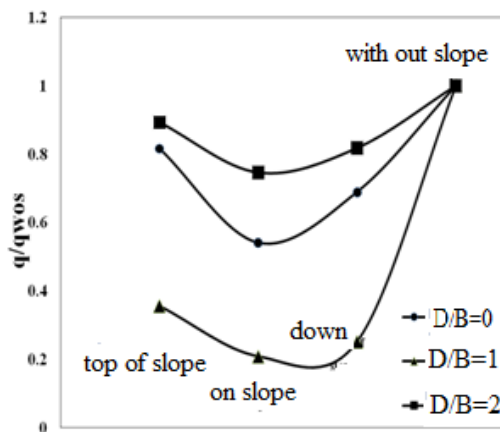


Fig. 3. The effect of depth and width of footing on bearing capacity in various positions with respect to slope

3- Conclusion

The figure retaining wall analytical method is used to determine footing bearing capacity in various situations for sloped ground, and the effect of footing features (width and depth) as well as the distance of the footing from slope crown on footing bearing capacity is studied in the present study. Finally, the results from this method were compared with those obtained from previous methods which led to acceptable results. The following results were obtained from the present research study:

- 1- The effective distance of the slope crown is about 4.5 times as much as footing width. The more the distance is the less the effect of the slope on footing bearing capacity becomes. By increasing the ratio of the footing distance from the slope's crown to the footing width up to 2, footing, the bearing capacity from the suggested method becomes almost 2 times more.
- 2- In different situations of the footing's width and depth, the footing's bearing capacity on flat ground, above the slope, beneath the slope, and on the slope gets higher respectively. According to the present method, the footing situation versus sloped ground affects the active passive force on the virtual retaining wall and then the footing bearing capacity.
- 3- Any increase of the footing's depth versus its width causes footing bearing capacity in various situations of sloped ground to become close to the footing's bearing capacity on flat ground. This effect is highlighted particularly when the footing is on the top and down of the slope.

Bearing Capacity of Strip Footings in various Locations with Respect to Sloped Ground

M. Haghbin¹

1-Introduction

Structures are mostly built near a slope due to the limited area of land or architectural purposes. In this case, the slope impact on final loading capacity of the footing is taken into consideration and the foundation is so designed that the structure load is transferred to the soil beneath the footing without causing any instability in the slope. To make sure of the structure's safety, engineers should determine the situation and the depth of the built footing near the slopes. Therefore, the ground footing is designed in a more complicated manner by digital methods in order to ensure safety and economy. On the other hand, a few studies have been done regarding analytical formulations to determine the footing bearing capacity in various conditions of sloped land. Generally, the analytical formulations presented by Meyerhof, Hansen, Vesic and Saran are applied to determine the footing bearing capacity in various conditions of sloped land. Since these equations are experimental, the coefficients are highly approximate and the project's economy is affected. Even there is no margin supplied for the design. Therefore, an analytical equation is required that presents the impact of slope, the footing's various conditions versus the slope and reinforcement in a variety of soil without applying experimental coefficients. A simple analytical method is applied in the present research study in order to determine the footing bearing capacity around disarmed soil in various conditions versus sloped land. In addition, the impact of footing's various conditions versus ground slope, the distance of footing versus sloped land and the footing's depth and width versus its bearing capacity are studied.

2- Research Method

Here, the analytical method is presented to determine the footing's bearing capacity in various conditions versus sloped land. The presented equations are based on stability of the soil beneath the footing, i.e the slope is assumed to be stable and no trembling exists. The applied analytical method is the figure retaining wall. As shown in Figure1, a given retaining wall is assumed on the edge of the footing and near the slope's crown. The wall tolerates the active pressure P_a from the footing load and the soil

beneath the footing. The peripheral soil on the left of the wall (i.e the sloped ground) is passive and imposes the resultant load P_p on the wall. The active and passive loads on the figure wall are calculated through Coloumb's method. Finally, the footing bearing capacity in various conditions versus sloped ground is determined by making the active and passive loads on the wall equal. In the present research study, the MATLAB software is used to analyze the various conditions of the footing bearing capacity versus sloped ground and to study the effect of various parameters on the bearing capacity (equation 1).

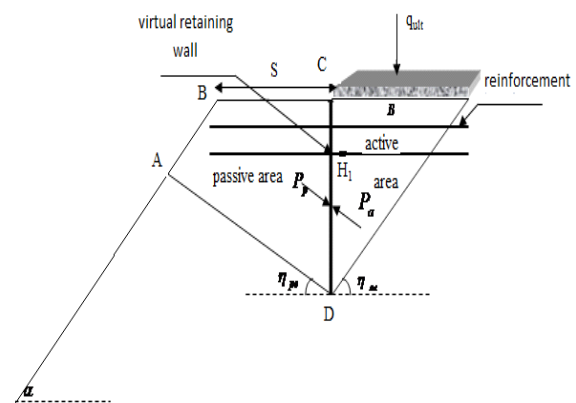


Fig. 1. Soil failure mechanism beneath the footing on sloped ground with virtual retaining wall method

$$q_{ult} = (P_{pweight} + c(K_{pc}H_1 + K_{ac}H_1) + \gamma(1-k)(K_p D \frac{S}{l} H_1 - \frac{1}{2} K_a H_1^2) + (c + \gamma(1-k)H_1 \tan(\frac{2}{3}\phi))(l_{activerain} + l_{passiverain}))(\frac{1}{K_a H_1}) \quad (1)$$

In fact, one of the innovations in this research study is presentation of a general equation to determine the bearing capacity by which the effect of footing distance from the slope's crown, the footing situation versus the slope, the slope angle, existence of reinforcement in the slope and beneath the footing, and seismic coefficients are studied. The said equation is also acceptable for both cohesive and cohesion less types of soil. In this part, the footing bearing capacity found by previously presented methods is compared with the one found by the present method in cohesion less soil (Fig. 2). It is assumed that soil friction angle equals 35°. Based on the results, when the footing is located above the slope, the footing bearing exceeds the situations in this method when the footing is above and beneath the slope. This is due to the fact that when the footing is above the slope, the active force on the virtual wall

¹ Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Islamshahr Branch, Islamic Azad University, Islamshahr, Iran
Email address: haghbin@iaiau.ac.ir

CONTENTS

Bearing Capacity of Strip Footings in various Locations with Respect to Sloping Ground	M. Haghbin	1
Determination of Critical Slip Surface in Earth Slopes Using Alternating Variable Local Gradient	M. Hajiazizi - F. Heydari	13
Experimental Study of Flow Characteristics in Sluice Gates with Cylindrical Edges and Half-Cylindrical Edges	M. Nourollahi - A.N. Ziaei - A.A. Beheshti	31
Field Study of The effect of Drilling Type on tensile strength and creep behavior of soil nails in Tabriz Green marl	Gh. Moradi - S. Zadkarim - H. Katebi	47
Damage Detection of Steel Plate Shear Walls by Wavelet Transform	A. Abbasi - S. R. Hoseini Vaez Gh. Ghodrati Amiri	59
Performance Levels of Tall and Irregular RC Structures, before and after Reinforcing by Steel Bracing, under Nonlinear Static and Dynamic Analysis	H. Jarrahi - A. Keramati	73
Effects of Connection Details on the Behavior of Column Base Connection	J. Razzaghi - A. Khoshbakht	91
Effect of Length and Shredding of Polypropylene Fibres on the Mechanical Properties of Concrete	M. Hejazi - M. Alavi	103
Hybrid Force-Displacement based Seismic Design Method for Eccentrically Braced Steel Frames	J. Akbari - A. Sadeghizadeh	117



JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

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

Editorial Board:

M. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
S. M. Hosseini	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. Kheirodin	Professor	Semnan University
A. Soroush	Associate Professor	AmirKabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
R. Attarnejad	Professor	University of Tehran
M. Ghafoori	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Faghfour Maghrebi	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. R. Ghodrati Amiri	Professor	Iran University of Science & Technology
D. Mostofinejad	Professor	Isfahan University of Technology

Text Editor: A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

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

Tel: +98 51 38806024; Fax: +98 51 38807384; Email: ejour@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

ISSN 2008-7454



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Serial No. 18

Bearing Capacity of Strip Footings in various Locations with Respect to Sloping Ground M. Haghbini	1
Determination of Critical Slip Surface in Earth Slopes Using Alternating Variable Local Gradient M. Hajiazizi - F. Heydari	13
Experimental Study of Flow Characteristics in Sluice Gates with Cylindrical Edges and Half-Cylindrical Edges M. Nourollahi - A.N. Ziaei - A.A. Beheshti	31
Field Study of The effect of Drilling Type on Tensile Strength and Creep Behavior of Soil Nails in Tabriz Green marl Gh. Moradi - S. Zadkarim - H. Katebi	47
Damage Detection of Steel Plate Shear Walls by Wavelet Transform A. Abbasi - S. R. Hoseini Vaez - Gh. Ghodrati Amiri	59
Performance Levels of Tall and Irregular RC Structures, before and after Reinforcing by Steel Bracing, under Nonlinear Static and Dynamic Analysis H. Jarrahi - A. Keramati	73
Effects of Connection Details on the Behavior of Column Base Connection J. Razzaghi - A. Khoshbakht	91
Effect of Length and Shredding of Polypropylene Fibres on the Mechanical Properties of Concrete M. Hejazi - M. Alavi	103
Hybrid Force-Displacement based Seismic Design Method for Eccentrically Braced Steel Frames J. Akbari - A. Sadeghizadeh	117

**Vol. 29, No. 2
Summer, 2017**