



نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

فصلنامه (علمی - پژوهشی)

شماره پیاپی ۱۹

- ۱ تأثیر شیب دیواره پایین دست بر ضریب آبگذری
سرریز کنگره‌ای انحداد
میلاذگودری - مسعود قدسیان - مجتبی مهرآیین
- ۱۳ تخمین پارامترهای طراحی ژئوتکنیکی خاک بهسازی‌شده به روش
پیش‌بارگذاری با استفاده از نتایج ابزارگذاری و روش
عددی - مطالعه موردی
خسرو مهرشاهی - حمید علی الهی
- ۳۱ ارزیابی احتمال خرابی صفحات مستطیلی با شرایط گاهی
متفاوت با استفاده یک روش طول گام دینامیکی متناهی
بهروز کشته گر - صادق اعتدالی
- ۴۳ اندرکنش هرم رأس ستون و اتصال ویژه پیش‌ساخته فولادی
در بارگذاری متناوب
مرتضی کاظمی تربقان - محمدرضا سهرابی - حسن حاجی کاظمی
- ۶۳ شناسایی خسارت در سازه‌ها با استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی
تکاملی چندهدفه MOEA/D و MOPSO
میلاذ جهانگیری - بهروز احمدی ندوشن
- ۷۹ اصلاح یک مدل رفتاری الاستو پلاستیک سخت‌شونده - نرم‌شونده
کرنشی برای بتن پلاستیک
مسعود مهماندوست کتلی - علی اخترپور - مرتضی سالاری
- ۹۳ تحلیل عددی اثر خصوصیات مقاومتی فصل مشترک شمع - خاک
بر سختی جانبی منحنی‌های $p-y$ (یادداشت پژوهشی)
حسن شرفی - یزدان شمس‌ملکی
- ۱۱۳ حل بسته اندرکنش سد و مخزن با احتساب لزجت و اثر جذب
کف مخزن (یادداشت پژوهشی)
مریم یاسمی - بهرام نوانی‌تا - جواد واتقی امیری - مهدی علیجانی اردشیر



سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه :

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

مسئول دفتر نشریه : تکتّم هوشمند

ویراستار ادبی : الهام دهقان

ویرایش و صفحه آرایی : سید عاطفه نوعی باغبان-تکتّم هوشمند

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

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

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

چاپ : چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	میلادگودرزی - مسعود قدسیان - مجتبی مهرآئین	تأثیر شیب دیواره پایین دست بر ضریب آبگذری سرریز کنگره ای انحنا دار
۱۳	خسرو مهرشاهی - حمید علی الهی	تخمین پارامترهای طراحی ژئوتکنیکی خاک بهسازی شده به روش پیش بارگذاری با استفاده از نتایج ابزارگذاری و روش عددی - مطالعه موردی
۳۱	بهروز کشته گر - صادق اعتدالی	ارزیابی احتمال خرابی صفحات مستطیلی با شرایط تکیه گاهی متفاوت با استفاده یک روش طول گام دینامیکی متناهی
۴۳	مرتضی کاظمی تربقان - محمدرضا سهرابی حسن حاجی کاظمی	اندرکنش هرم رأس ستون و اتصال ویژه پیش ساخته فولادی در بارگذاری متناوب
۶۳	میلاد جهانگیری - بهروز احمدی ندوشن	شناسایی خسارت در سازه ها با استفاده از الگوریتم های بهینه سازی تکاملی چندهدفه MOEA/D و MOPSO
۷۹	مسعود مهماندوست کتler - علی اخترپور مرتضی سالاری	اصلاح یک مدل رفتاری الاستو پلاستیک سخت شونده - نرم شونده کرنشی برای بتن پلاستیک
۹۳	حسن شرفی - یزدان شمس ملکی	تحلیل عددی اثر خصوصیات مقاومتی فصل مشترک شمع - خاک بر سختی جانبی منحنی های p-y (یادداشت پژوهشی)
۱۱۳	مریم یاسمی - بهرام نوائی نیا - جواد واثقی امیری مهدی علیجانی اردشیر	حل بسته اندرکنش سد و مخزن با احتساب لزجت و اثر جذب کف مخزن (یادداشت پژوهشی)

تأثیر شیب دیواره پایین دست بر ضریب آبگذری سرریز کنگره‌ای انحنا دار*

میلا دگودرزی^(۱) مسعود قدسیان^(۲) مجتبی مهرآئین^(۳)

چکیده سرریزهای کنگره‌ای از سازه‌های هیدرولیکی مهم در جهت تنظیم سطح آب و کنترل جریان در کانال‌ها، رودخانه‌ها و مخازن سدها به‌شمار می‌آید. نظر به اینکه در بعضی از سدها فضای کافی برای تعریض آنها به‌منظور افزایش دبی عبوری وجود ندارد لذا استفاده از سرریز کنگره‌ای یکی از بهترین راه‌حل‌های ممکن است. در صورتی که سیکل‌های سرریز کنگره‌ای خطی در مخازن سدها روی یک انحنا قرار بگیرد طول تاج آن افزایش می‌یابد و شرایط جریان ورودی بهبود می‌یابد و منجر به افزایش ضریب آبگذری می‌شود. پژوهش آزمایشگاهی حاضر، روند تغییرات ضریب آبگذری برای شیب‌های مختلف دیواره پایین دست سرریز را مورد بررسی قرار داده است. بدین منظور دو سرریز کنگره‌ای با زاویه دیواره جانبی ۶ و ۱۱/۲۵ درجه و برای هر کدام چهار شیب دیواره پایین دست مورد آزمایش قرار گرفته است. براساس آزمایش‌ها و نتایج به‌دست آمده مشاهده شد شیب دیواره پایین دست سرریز باعث کاهش ضریب آبگذری می‌شود که دلایل آن در این مقاله به تفصیل آورده شده است. نتایج حاصل به صورت روند تغییرات ضریب آبگذری بر حسب نسبت ارتفاع جریان به ارتفاع سرریز ارائه شده است، همچنین روند تغییرات ضریب آبگذری به شیب‌های مورد بررسی ارائه شده است. به منظور استفاده طراحان این نوع سرریزها، رابطه‌ای برای تخمین ضریب آبگذری برای هر یک از شیب‌های مورد بررسی، ارائه شده است.

واژه‌های کلیدی سرریز کنگره‌ای انحنا دار، ضریب آبگذری، شیب دیواره پایین دست.

The Effect of Downstream Wall Slope of Curved Labyrinth Spillways on Discharge Coefficient

M. Goodarzi

M. Ghodsian

M. Mehraein

Abstract Labyrinth Spillways are one of the hydraulic structures to regulate and control the flow of water in canals, rivers and reservoirs. In some situations, there is no enough space for increasing the length of the weir to increase the discharge. Therefore, labyrinth spillways are one of the solutions for this problem. If the cycle of linear labyrinth spillway is located on the curve, then the crest length increases, and as a result the inlet flow condition is improved and the hydraulic coefficient increases. In this laboratory study, the discharge coefficient for different downstream wall slopes is studied. 2 different spillways with side-wall angle (6° and $11/25^\circ$) and 4 downstream wall slope are studied. The results indicate that downstream wall sloping reduces the hydraulic coefficient. Discharge coefficient variations with downstream slope and flow height on spillway crest were studied. Different equations were presented to estimate the discharge coefficient of the spillway by considering the downstream slope.

Key Words Labyrinth Spillway, Arc Labyrinth Spillway, Hydraulic Coefficient, Downstream Wall Slope.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۷/۲۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۹/۳۰ می‌باشد.

(۱) فارغ التحصیل گروه مهندسی آب، دانشکده عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.

(۲) نویسنده مسئول، استاد پژوهشکده آب دانشگاه تربیت مدرس، تهران.

(۳) استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی، تهران.

مقدمه

سرریزهای کنگره‌ای از دیوارهای متصل به هم با هندسه مثلثی، دوزنقه، مستطیلی و یا قوسی تشکیل شده است و با تناوب در عرض جریان تکرار می‌شود [۱]. براساس بررسی‌های انجام شده در صورتی که در طراحی یک سد، سیل بیشینه بیشتر از سیل طرح اولیه باشد و سرریز آن سد نیز توانایی عبور این مقدار بیشینه دبی را نداشته باشد یک راه حل فنی و اقتصادی برای حل این مشکل استفاده از سرریز کنگره‌ای می‌باشد. سرریز کنگره‌ای در یک عرض معین طول تاج بیشتری نسبت به سرریز متداول خطی دارند [2].

دبی جریان عبوری از سرریز کنگره‌ای را می‌توان با رابطه (۱) به دست آورد

$$Q = \frac{2}{3} c_d L_c H_0^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g} \quad (1)$$

در رابطه (۱) L_c طول مؤثر تاج، c_d ضریب آبگذری، Q دبی عبوری از روی سرریز، g شتاب ثقل زمین و H_0 عمق هیدروستاتیکی کل است. باتوجه به محدود بودن عرض کانال یا مخزنی که سرریز در آن نصب شده است، به منظور افزایش ظرفیت تخلیه سرریز، افزایش L_c به وسیله کنگره‌ای کردن و ایجاد یک سرریز غیرخطی، یکی از مناسب‌ترین راه‌ها است [3].

سرریز کنگره‌ای انحنادار (Arc Labyrinth Spillway) بیشترین میزان کارایی خود را در مخازن سدها نشان می‌دهد، زیرا استفاده از این نوع سرریزها، علاوه بر افزایش طول، افزایش ضریب آبگذری را در پی خواهد داشت. کارایی این نوع سرریز در بارهای هیدرولیکی کم قابل توجه است، چرا که افزایش ضخامت تیغه آب بر روی سرریز، تداخل جریان و کاهش ضریب آبگذری را در پی خواهد داشت و در نتیجه باعث می‌شود که انحنادار کردن سرریز کنگره‌ای تأثیر قابل توجهی بر ظرفیت آبگذری نداشته و دبی عبوری از روی این نوع سرریز با سرریز مستقیم تفاوت قابل ملاحظه‌ای نداشته باشند [4].

تحقیقات نشان داده است که ظرفیت آبگذری

سرریز کنگره‌ای انحنادار به علت بهبود جهت‌گیری جریان از سرریز کنگره‌ای بیشتر است [5,6]. با توجه به آزمایش‌ها و تحقیقات انجام شده با افزایش ارتفاع تیغه عبوری جریان روی سرریز برخورد و تداخل لایه‌های جریان بیشتر می‌شود و در ابتدا افزایش اندکی در آبگذری به وجود می‌آید و به دنبال افزایش نسبت $\frac{H}{P}$ (P) ارتفاع سرریز می‌باشد) کاهش ضریب آبگذری بیشتر خواهد بود. ضریب آبگذری سرریز معمولی با تاج نیم‌دایره ۲۰ درصد نسبت به سرریز با تاج لبه تیز بیشتر می‌باشد [7]. دبی تخلیه سرریز کنگره‌ای انحنادار در یک شرایط مطلوب از نظر جهت‌گیری و حرکت جریان می‌تواند بیشتر از سرریز کنگره‌ای کلاسیک باشد [8]. تحقیقات پیشین منجر به ارائه روشی برای طراحی سرریزهای کنگره‌ای مثلثی و دوزنقه‌ای بر مبنای تحلیل ابعادی شد [9]. ارتفاع کل جریان، طول مؤثر تاج و ضریب آبگذری پارامترهای مؤثر بر دبی سرریز کنگره‌ای دوزنقه‌ای و مثلثی می‌باشند و ضریب آبگذری نیز تحت تأثیر زاویه دیوارهای سرریز (α)، نوع تاج، ضخامت دیوار سرریز، ارتفاع سرریز و ارتفاع کل جریان می‌باشد [10]. بررسی هوادهی سرریزهای کنگره‌ای مثلثی و مستطیلی نشان داد که سرریز کنگره‌ای مستطیلی در مقایسه با شکل مثلثی و شکل مثلثی آن نیز در مقایسه با خطی از کارایی بالاتری برای هوادهی جریان برخوردار است [11]. آزمایش‌های انجام شده روی سرریز کنگره‌ای دوزنقه شکل نشان داد که با افزایش زاویه سرریز کنگره‌ای با راستای اصلی جریان (α) دبی کاهش می‌یابد و سرریزهای کنگره‌ای در مقایسه با سرریزهای مستقیم کمتر مستغرق می‌شوند [12]. با انجام مطالعه آزمایشگاهی جریان بر روی سرریزهای کنگره‌ای دوزنقه‌ای شکل، برای زاویه دیوار جانبی سرریز از 8° تا 30° ، دسته‌ای دیگر از منحنی‌های ضریب آبگذری در مقابل $\frac{H_0}{P}$ نیز ارائه شده است [13]. مطالعات نشان داد که در یک α ثابت در مقادیر کوچک $\frac{H_0}{P}$ ایجاد انحنا باعث افزایش C_d می‌شود و در مقادیر بزرگ‌تر

مورد مطالعات تکمیلی انجام شود. در تحقیق حاضر به بررسی تأثیر شیب دیواره پایین دست بر ضریب آبگذری این نوع سرریزها با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی می پردازیم.

تحلیل ابعادی

دبی عبوری از یک سرریز کنگره ای انحنادار تابعی از عوامل ارائه شده در رابطه (۲) می باشد.

$$Q_{\text{cycle}} = f(A, w, P, t_w, H_0, \alpha, \theta, l, g, S) \quad (2)$$

H_0 ارتفاع کل جریان در بالادست، g شتاب ثقل، P ارتفاع سرریز، S شیب دیواره های پایین دست، $l = 2l_c + 4A$ (طول یک سیکل از سرریز)، θ زاویه انحنای سیکل، α زاویه دیواره های پایین دست، t_w ضخامت سرریز، A نصف سیکل، Q_{cycle} دبی عبوری از هر سیکل و w طول انحنای یک سیکل می باشد که این پارامترها در شکل (۱) نشان داده شده است. با استفاده از آنالیز ابعادی رابطه (۲) را می توان به صورت ذیل نوشت.

$$\frac{Q_{\text{cycle}}}{IH_0\sqrt{gH_0}} = f\left(\frac{A}{w}, \frac{w}{P}, \frac{l}{w}, \theta, \frac{t_w}{P}, \frac{H_0}{P}, S\right) \quad (3)$$

حال با توجه به رابطه عمومی سرریزها:

$$Q_{\text{cycle}} = \frac{2}{3} c_d IH_0^{1.5} \sqrt{2g} \quad (4)$$

با مقایسه رابطه (۳) و (۴) ضریب آبگذری تابعی از پارامترهای ارائه شده در رابطه (۵) خواهد شد.

$$c_d = f\left(\frac{A}{w}, \frac{w}{P}, \alpha, \theta, \frac{t_w}{P}, \frac{l}{w}, \frac{H_0}{P}, S\right) \quad (5)$$

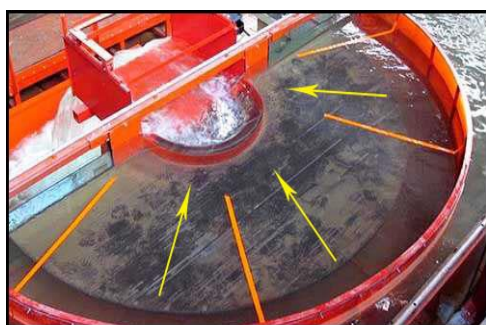
با توجه به اینکه پارامترهای A, w, P, t_w در این آزمایش ها ثابت است، α و $\frac{l}{w}$ نیز دارای مفاهیم یکسان اند و مستقل از هم نیستند بنابراین روند تغییرات ضریب آبگذری با تغییر S, α و $\frac{H_0}{P}$ بررسی می شود.

تجهیزات آزمایشگاهی

آزمایش ها در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه تربیت مدرس انجام شد. سرریز کنگره ای ساخته شده در کانالی به عرض ۲ متر، طول ۱۰ متر، عمق ۹۰ سانتی متر و بر

زاویه داخلی سرریز θ (شکل ۱)، نتایج مطلوب تری به دست می آید. تحقیق انجام شده، نشان داد از یک مقدار خاص $\frac{H_0}{P}$ انحنادار کردن سرریز مطلوب نیست و ضریب آبگذری کمتر از حالت خطی خواهد شد [14]. بررسی تأثیر تعداد سیکل ها بر روی ضریب آبگذری نشان داد که تغییر تعداد سیکل ها تأثیر کمی روی ضریب آبگذری دارد و دلیل آن شرایط هواگیری تیغه آب و درصدی از طول سرریز است که هواگیری می شود [15]. بیات و همکاران تأثیر شیب کف پایین دست آستانه های کنگره ای بر روی عملکرد هیدرولیکی را بررسی نمودند. نتایج به دست آمده بر روی مدل سرریز کنگره ای با پلان مثلثی نشان داد که برای بلندای کم و متوسط جریان، ضریب دبی با افزایش شیب پایین دست کاهش می یابد، ولی در بلندای زیاد برعکس خواهد بود. در مدل سرریز کنگره ای با پلان دوزنقه باتوجه به آزمایش های صورت گرفته ایشان می توان نتیجه گرفت که ضریب دبی مستقل از شیب پایین دست آستانه است، و یا به علت پیچیدگی های هیدرولیکی جریان بر روی این آستانه در مقایسه با آستانه های با پلان مثلثی رابطه ساده ای بین شیب پایین دست آستانه و در مقابل ضریب دبی وجود ندارد [۱۶]. اژدری مقدم و همکاران با بررسی شیب دیواره پایین دست بر روی سرریز کنگره ای به این نتیجه رسیدند که کاهش شیب مقطع باعث کاهش هد کل جریان برای دبی ثابت می شود و در نتیجه افزایش ضریب آبگذری را در پی خواهد داشت [۱۷]. تأثیر شیب بالادست سرریز کنگره ای انحنادار نیز در مرجع [۱۸] بررسی شده است.

با توجه به مطالعاتی که تاکنون در مورد سرریزهای کنگره ای انحنادار انجام شده است می توان نتیجه گرفت که تحقیقات در این مورد در مراحل ابتدایی است. از سویی دیگر تا به حال تحقیقی در مورد تأثیر شیب دیواره های پایین دست بر ضریب آبگذری این نوع سرریزها انجام نشده است و لازم است در این



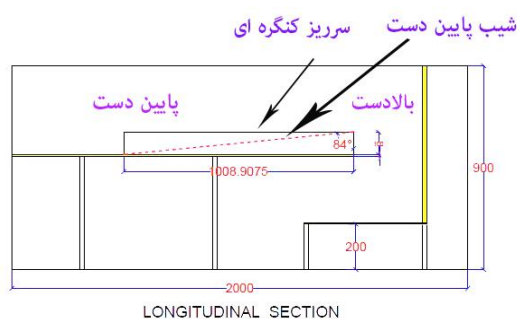
شکل ۲ جهت گیری جریان در شبیه ساز مخزن



شکل ۳ تجهیزات آزمایشگاهی برای شبیه سازی مخزن



(الف)

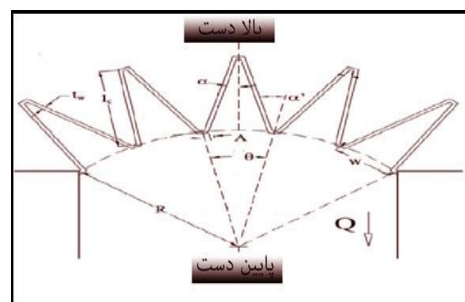


(ب)

شکل ۴ نمایشی از سرریز و جهت جریان: (الف) پلان و (ب) مقطع طولی

روی یک میز قرار گرفته است. همان طور که در شکل (۲) توسط ریان های رنگی نشان داده شده است، در تنظیمات آزمایشگاهی به کار رفته، جهت گیری جریان مشابه جهت گیری جریان در مخزن است. جریان آب همان طور که در شکل (۳) مشاهده می شود از دو جهت توسط دو پمپ به کانال تزریق می شود، هنگامی که سطح آب در کانال بالا آمد جریان ابتدا از روی سکوی نیم دایره ای تعبیه شده بر روی کانال عبور می کند. زمانی که ارتفاع آب به اندازه ارتفاع میزی که سیکل های سرریزهای کنگره ای روی آن قرار دارند (شکل ۴-الف و ب) رسید جریان آب از روی میز عبور می کند و به داخل سیکل ها می ریزد. در ادامه جریان آب پس از عبور از سرریز به داخل مخزن زیر زمینی می ریزد و دوباره توسط پمپ به کانال منتقل می شود (شکل ۵).

دبی توسط دو پمپ تأمین شد. هر پمپ حداکثر تا ۱۲۰ لیتر بر ثانیه ظرفیت دارد. اندازه گیری دبی به وسیله دبی سنج دیجیتالی انجام شد. اندازه گیری ارتفاع آب روی سرریزها به وسیله عمق سنج دیجیتالی با دقت ۰/۱ میلی متر انجام شد. سرریزها از جنس پلگسی گلاس، در ۵ سیکل ($N=5$)، که در اینجا N تعداد سیکل ها است، با ارتفاع ۱۰ سانتی متر ساخته شده اند و تاج سرریز کنگره ای به صورت نیم دایره ای بود. در مجموع ۲۰۰ آزمایش برای ۱۰ شکل متفاوت سرریز، با ۴ شیب پایین دست در شرایطی که $\alpha = 6^\circ$ ، $\theta = 27.4^\circ$ و ۴ شیب پایین دست دیگر نیز برای $\alpha = 11.25^\circ$ ، $\theta = 27.4^\circ$ انجام شد. پلان سرریز کنگره ای انحنادار و پارامترهای مربوط به آن در شکل (۱) نشان داده شده است. جزئیات سرریزها در جدول (۱) ارائه شده است.



شکل ۱ پروفیل سرریز کنگره ای انحنادار

برای حذف اثر کشش سطحی در این شرایط از رابطه (۶) استفاده شد [20].

$$C_d = C_l - \frac{1}{H_t} \quad (6)$$

که در این رابطه C_l ضریب آبگذری از رابطه (۱) محاسبه می‌شود و H_t ارتفاع کل جریان در بالادست سرریز و برحسب میلی‌متر می‌باشد.

محدوده دبی جریان برای بررسی شیب دیواره پایین دست ۲۹ تا ۱۷۹ لیتر بر ثانیه بوده است. مشاهدات

قابل ذکر در بررسی اثر شیب پایین دست عبارتند از:

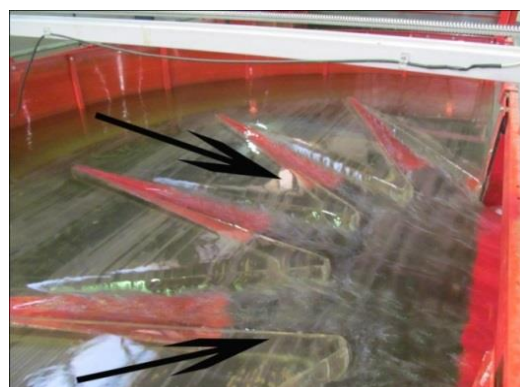
۱. در مقادیر کم $\frac{H_0}{p}$ برای سرریز کنگره‌ای با شیب دیواره پایین دستی که از تاج تا انتهای سیکل کشیده شده است در رأس (اپکس) پایین دست سرریز گردابه‌هایی به وجود می‌آید، این گردابه‌ها باعث کاهش ضریب آبگذری جریان می‌شود و از یک بلندای جریان به بعد محو می‌شوند. گردابه‌ها با دایره در شکل (۶) نشان داده شده است.

۲. در مقادیر کم $\frac{H_0}{p}$ برای سرریز کنگره‌ای با شیب دیواره پایین دستی که از تاج تا سه چهارم سیکل کشیده شده است، در رأس (اپکس) پایین دست سرریز گردابه‌هایی به وجود می‌آید. این گردابه‌ها باعث کاهش ضریب آبگذری جریان می‌شود و با افزایش بلندای جریان به تدریج محو می‌شوند.

۳. در سرریز با $\alpha = 6^\circ$ هواگیری جریان دیده نمی‌شود.
۴. شیب دار کردن دیواره پایین دست همان طور که در شکل (۷) دیده می‌شود باعث افزایش طول ناحیه تداخل جریان عبوری از سیکل‌ها نسبت به حالت بدون شیب می‌شود (طول ناحیه تداخل طولی است که جریان‌های عبوری از روی تاج سرریز به هم برخورد می‌کند).

۵. در سرریز با $\alpha = 11/25^\circ$ در محدوده‌ای که شیب دیواره پایین دست امتداد دارد مانع از هواگیری می‌شود.

۶. با افزایش شیب پایین دست هواگیری در بلندای جریان کمتری اتفاق می‌افتد.



شکل ۵. نمایی دیگر از سرریز، شیب پایین دست و شکل‌گیری جریان بر روی سرریز (بستر شیب‌دار با رنگ قرمز مشخص شده است)

جدول ۱. خصوصیات کامل سرریزهای مورد استفاده در آزمایش‌ها

شیب پایین دست	N (-)	W (m)	L (m)	θ ($^\circ$)	α ($^\circ$)	انواع سرریز
-	۵	۱	۱۰/۳۹	۲۷/۴	۶	۱
۸۴	۵	۱	۱۰/۳۹	۲۷/۴	۶	۲
۸۲	۵	۱	۱۰/۳۹	۲۷/۴	۶	۳
۷۹	۵	۱	۱۰/۳۹	۲۷/۴	۶	۴
۶۸	۵	۱	۱۰/۳۹	۲۷/۴	۶	۵
-	۵	۱	۵/۷	۲۷/۴	۱۱/۲۵	۶
۸۰	۵	۱	۵/۷	۲۷/۴	۱۱/۲۵	۷
۷۶	۵	۱	۵/۷	۲۷/۴	۱۱/۲۵	۸
۷۰	۵	۱	۵/۷	۲۷/۴	۱۱/۲۵	۹
۵۳	۵	۱	۵/۷	۲۷/۴	۱۱/۲۵	۱۰

مشاهدات و نتایج

به منظور بررسی اثر شیب پایین دست سرریز کنگره‌ای استاندارد در مخزن، مجموعاً ۸ شیب مورد آزمایش و بررسی قرار گرفته است. در تعدادی از آزمایش‌ها تعدادی از H_0 های مورد بررسی کمتر از ۲/۵ سانتی‌متر بوده است بنابراین با توجه به مطالعات پیشین در محدوده کشش سطحی قرار گرفتند و باید ضریب آبگذری مربوط به آنها اصلاح شود [19]. بدین منظور

پایین دست با حالت بدون شیب، مربوط به مقادیر $\frac{H_0}{P}$ کم است. با افزایش $\frac{H_0}{P}$ اثر شیب‌ها کم می‌شود تا آنجا که شیب‌ها اثری روی ضریب آبگذری نخواهند گذاشت.

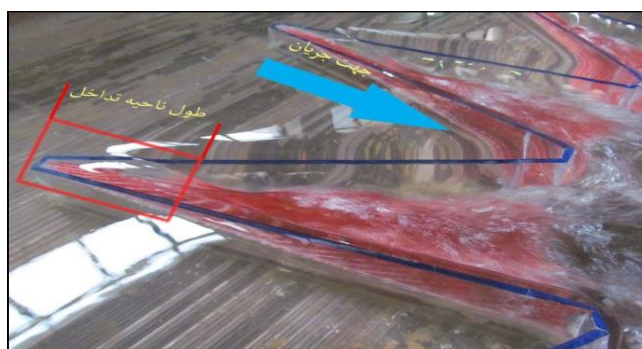
برای هر یک از شیب‌های مورد بررسی بیشترین درصد کاهش در دبی، در اثر شیب پایین دست نسبت به حالت بدون شیب در جدول (۲) آورده شده است.



شکل ۶ گردابه‌های به وجود آمده در اثر شیب دیواره پایین دست

$$Q = 40 \frac{\text{lit}}{\text{s}}$$

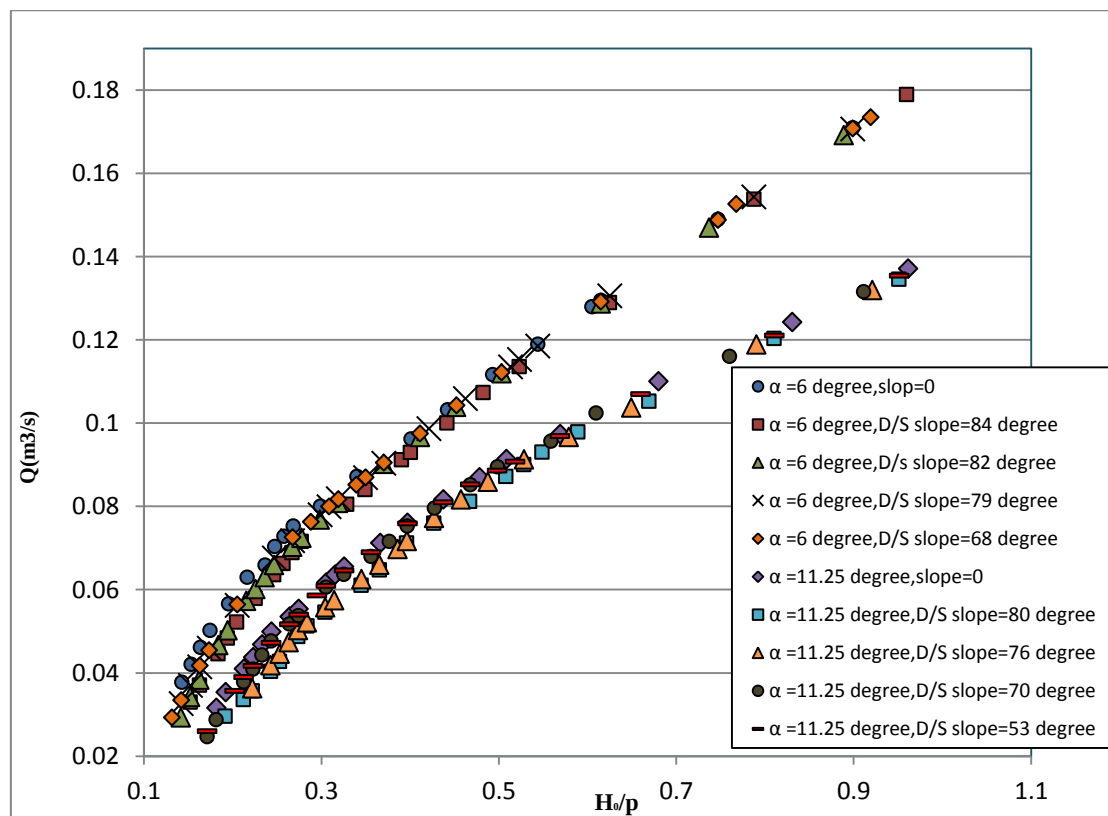
تغییرات دبی عبوری و ضریب آبگذری نسبت به بلندای جریان برای سرریز کنگره‌ای با دیواره پایین دست شیب‌دار به ترتیب در شکل (۹) و (۱۰) نشان داده شده است. مطابق شکل (۹) و (۱۰) سرریز با شیب پایین دست، دارای دبی و ضریب آبگذری کمتری نسبت به شرایط بدون شیب است زیرا شیب‌های پایین دست مانند یک مانع در مقابل جریان عمل می‌کند، در نتیجه باعث افزایش اختلاط جریان می‌شود و کاهش ضریب آبگذری را در پی خواهد داشت. در صورتی که شیب، تاج سرریز را به سه چهارم از طول سیکل و یا بیشتر از آن وصل کند گردابه همان‌طور که در شکل (۶) نشان داده شده است نیز در رئوس پایین دست ایجاد می‌گردد و باعث کاهش ضریب آبگذری می‌شود، در ضمن در سرریز با $\alpha = 11.25^\circ$ شیب‌دار کردن دیواره پایین دست مانع از هواگیری جریان می‌شود و کاهش ضریب آبگذری را در پی خواهد داشت. بیشترین تفاوت بین دبی و ضریب آبگذری برای سرریز با شیب



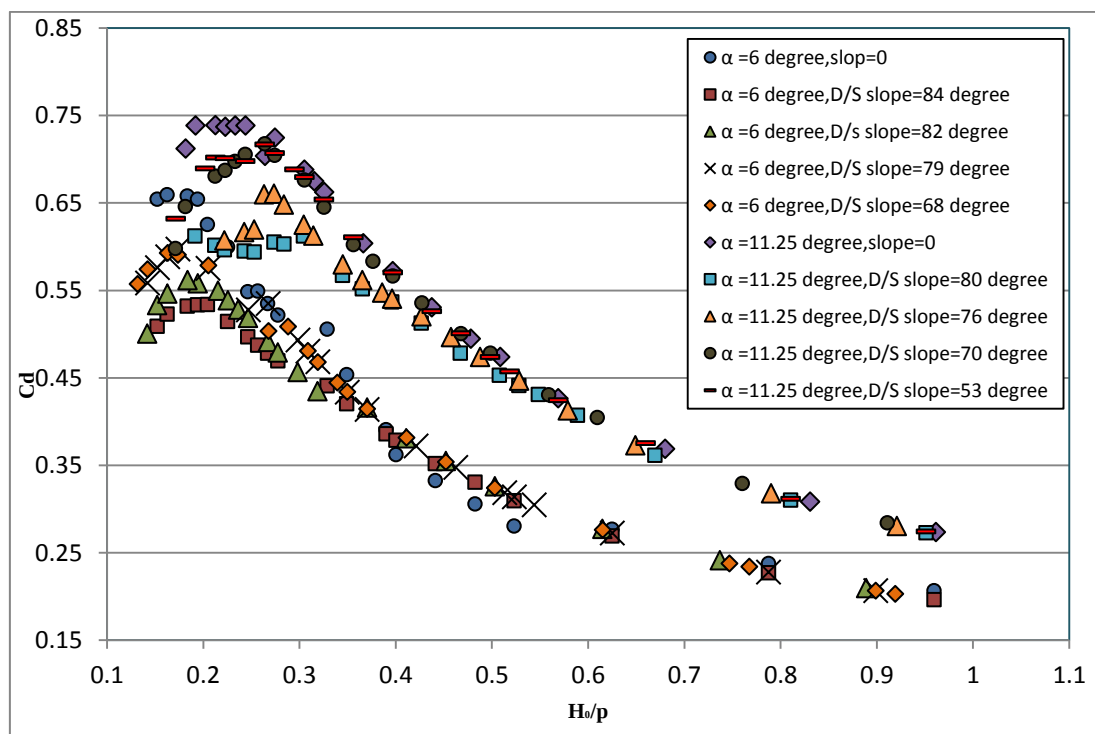
شکل ۷ تأثیر شیب‌دار کردن بر جریان عبوری از سرریز کنگره‌ای انحنادار $Q = 62 \frac{\text{lit}}{\text{s}}$



شکل ۸ هواگیری جریان تا ابتدای شیب‌ها در $Q = 42 \frac{\text{lit}}{\text{s}}$



شکل ۹ تغییرات دبی با $\frac{H_0}{p}$ برای سرریزها با $\alpha = 11.25^\circ$ و $\alpha = 6^\circ$ و مقادیر مختلف شیب پایین دست



شکل ۱۰ ضریب آبگذری در مقابل $\frac{H_0}{p}$ برای سرریزها با $\alpha = 11.25^\circ$ و $\alpha = 6^\circ$ در شیب های پایین دست متفاوت

جدول ۲ بیشترین درصد کاهش دبی بر اثر شیب‌دار کردن دیواره پایین دست

	شیب‌ها (درجه)	بیشترین درصد کاهش
	$\alpha = 6^\circ$	
	۸۴	۴۵/۴
	۸۲	۴۰/۹
	۷۹	۱۹
	۶۸	۱۶/۷
	۸۰	۲۴/۴
	۷۶	۱۶/۸
	۷۰	۱۴/۳
	۵۳	۷/۴

در بلندای مختلف جریان نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل (۱۱) دیده می‌شود در بلندای کم جریان، شیب منحنی نزولی است که نشان‌دهنده این است که شیب پایین دست باعث کاهش ضریب آبگذری می‌شود. با افزایش بلندای جریان شیب منحنی تقریباً صفر می‌شود که نشان‌دهنده عدم تأثیر شیب روی ضریب آبگذری است.

معادله کلی ضریب آبگذری برای سرریزهای مورد بررسی با شیب دیواره پایین دست برای محدوده $0/13 \leq \frac{H_0}{P} \leq 0/96$ به صورت زیر است.

$$c_d = a\left(\frac{H_0}{P}\right)^3 + b\left(\frac{H_0}{P}\right)^2 + c\left(\frac{H_0}{P}\right) + d \quad (7)$$

ضرایب a ، b ، c و d بر اساس زاویه α و شیب مورد نظر از جدول (۳) به دست می‌آیند. به منظور رسم این منحنی‌ها و استخراج معادلات و ضرایب مربوط از نرم‌افزار Excel2010 استفاده شد. بر این اساس پس از وارد کردن داده‌های مورد نظر این برنامه منحنی‌های مختلفی از مجموعه نقاط داده شده عبور داده و معادله و ضریب همبستگی آن با روش مجموع حداقل مربعات ارائه می‌شود. مقادیر بالای ضریب همبستگی (R^2) بین مقادیر اندازه‌گیری شده و محاسباتی نشان می‌دهد که شکل معادله و ضرایب و توان‌های به دست آمده به درستی و با دقت بالایی انتخاب شده است.

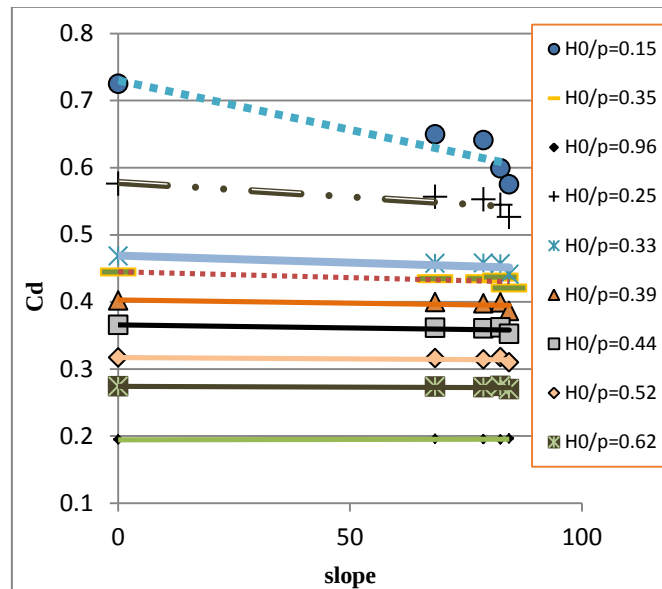
در انتهای این مقاله مقایسه‌ای بین سرریز و شیب‌های بررسی شده در این تحقیق با سرریز خطی بررسی شده در مخزن توسط تولیس و کرکستون ۲۰۱۲ انجام می‌شود. ضریب آبگذری سرریز کنگره‌ای انحنادار در یک شرایط مطلوب از نظر جهت‌گیری و حرکت جریان می‌تواند بهتر از سرریز کنگره‌ای خطی باشند [3,4,8]. بر اساس شکل (۱۲) و (۱۳) و مطابق تحقیقات پیشین مشاهده می‌شود که ضریب آبگذری در سرریز کنگره‌ای انحنادار در بلندای کم جریان دارای تفاوت نسبتاً زیادی با سرریز کنگره‌ای خطی می‌باشد ولی با افزایش بلندای جریان این تفاوت کاهش می‌یابد [4].

همان‌طور که در شکل (۹) و جدول (۲) نیز مشاهده می‌شود شیب دیواره پایین دستی که تاج را به ابتدای سیکل متصل می‌کند در شیب ۸۴ درجه دارای درصد کاهش بیشتری در دبی نسبت به بقیه شیب‌ها است زیرا طول تداخل همان‌طور که در شکل (۷) نشان داده شده است، در این شیب نسبت به شیب‌های دیگر بیشتر است، در ضمن در بلندای کم جریان در این شیب در رئوس پایین دست گردابه دیده می‌شود. در شیبی که تاج را به وسط سیکل وصل می‌کند به افزایش شیب و طول کمتر، گردابه‌ای دیده نمی‌شود بنابراین بیشترین درصد کاهش آن نسبت به شیب‌های دیگر کمتر است.

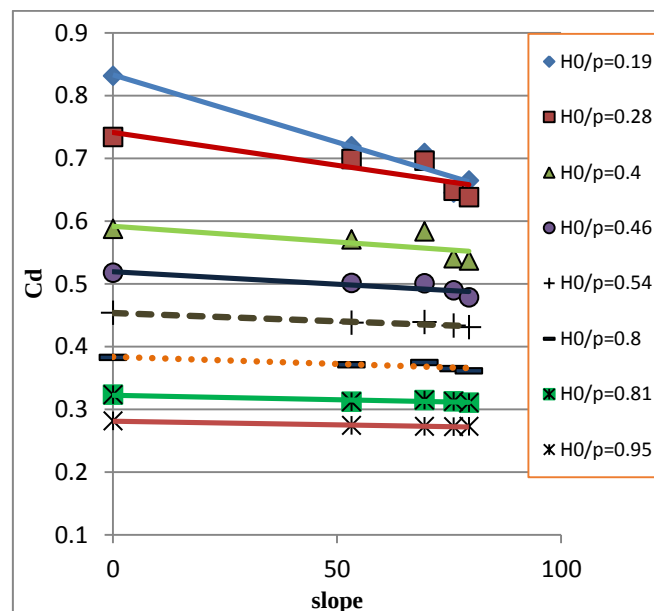
با مقایسه مقادیر درصد کاهش به دست آمده در جدول (۲) و شکل (۱۰) مشاهده می‌شود که بیشترین درصد کاهش در $\alpha = 6^\circ$ (۴۵/۳۷ درصد) خیلی بیشتر از بیشترین درصد کاهش در $\alpha = 11.25^\circ$ (۲۴/۳۶ درصد) است، زیرا این زاویه دارای طول ناحیه تداخل بیشتری است، در ضمن گردابه‌های ایجاد شده در آن نیز بزرگ‌تر هستند.

شکل (۱۱) ضریب آبگذری را در مقابل شیب‌های پایین دست مورد بررسی برای $\alpha = 6^\circ$ و $\alpha = 11.25^\circ$

دلیل آن این است که با افزایش بلندای جریان میزان اختلاط در سرریز کنگره‌ای انحنادار در یک دبی ثابت بیشتر از میزان اختلاط در سرریز کنگره‌ای خطی می‌شود و همچنین با افزایش بلندای جریان شکل تاج تأثیر کمتری بر جریان عبوری از سرریز خواهد داشت.

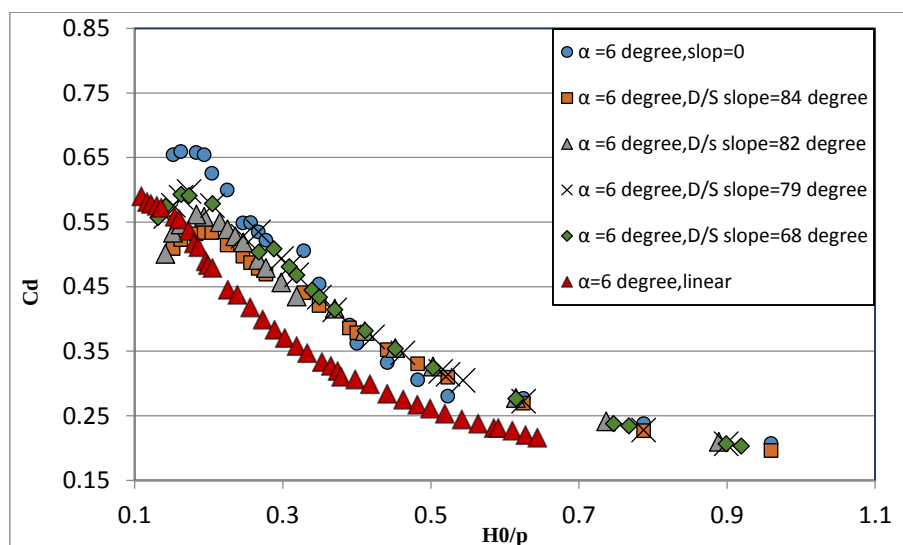


(الف)

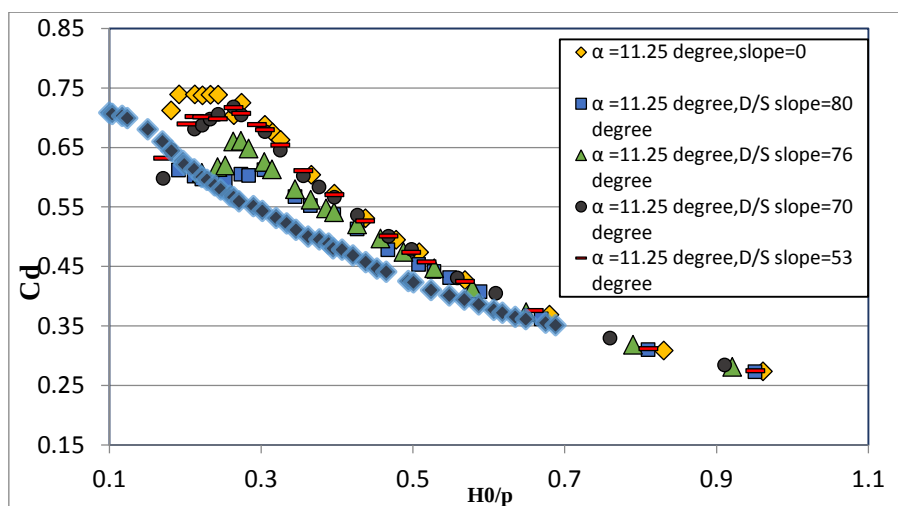


(ب)

شکل ۱۱ نمودار تغییرات ضریب آبگذری در مقابل شیب‌های مورد بررسی در بلندای جریان مختلف



شکل ۱۲ مقایسه ضریب آبگذری برای سرریز و شیب‌های بررسی شده با مقادیر به دست آمده برای سرریز خطی در حالت $\alpha=6$ درجه [4]



شکل ۱۳ مقایسه ضریب آبگذری برای سرریز و شیب‌های بررسی شده با مقادیر به دست آمده برای سرریز خطی در حالت $\alpha=12$ درجه [4]

جدول ۳ ضرایب مربوط به ضریب آبگذری برای شیب‌های دیواره پایین دست

	slope	a	b	c	d	R ²
$\alpha = 6^\circ$	۸۴	۰/۶۷	-۰/۶۵	-۰/۴۲	۰/۶۲	۰/۹۸
	۸۲	۱/۴	-۱/۷۲	۰/۰۱	۰/۵۸	۰/۹۶
	۷۹	۱/۱۳	-۱/۱۵	-۰/۳۷	۰/۶۷	۰/۹۸
	۶۸	۰/۷۴	-۰/۶۴	-۰/۵۴	۰/۶۸	۰/۹۸
$\alpha = 11.25^\circ$	۸۰	۱/۶۳	-۲/۶۱	۰/۷۱	۰/۵۶	۰/۹۹
	۷۶	۱/۶۸	-۲/۴۹	۰/۸۴	۰/۶۴	۰/۹۷
	۷۰	۳/۷۱	-۵/۸	۲	۰/۴۷	۰/۹۴
	۵۳	۲/۷۸	-۴/۲۸	۱/۲۴	۰/۵۹	۰/۹۶

نتایج

۱. شیب پایین دست سرریز کنگره‌ای انحنادار باعث کاهش سودمندی سرریزهای کنگره‌ای می‌شود زیرا شیب مانند یک مانع در برابر جریان عمل می‌کند و مانع از ریزش جریان می‌گردد و افزایش اختلاط جریان نتیجه آن خواهد بود.
۲. در صورتی که شیب پایین دست تا انتهای سیکل کشیده شود علاوه بر اینکه باعث افزایش اختلاط جریان می‌شود، در رئوس پایین دست سرریز گردابه‌هایی ایجاد می‌شود که باعث کاهش دبی جریان عبوری از سرریز در شرایط یکسان می‌شود. بنابراین ایجاد این نوع شیب در پایین دست سرریز نسبت به شیب‌های دیگر که در طول‌های کمتر اجرا شده‌اند توصیه نمی‌شود.
۳. با افزایش شیب پایین دست از شیبی که تاج سرریز را به وسط طول سیکل پایین دست متصل می‌کند، گردابه در رئوس پایین دست دیده نمی‌شود.
۴. شیب پایین دست سرریز کنگره‌ای انحنادار در بدترین حالت مربوط به حالتی است که سرریز دارای $\alpha = 6^\circ$ بوده و شیب از روی تاج تا انتهای سیکل کشیده شده باشد. در بدترین حالت دبی حدود $45/4$ درصد کاهش خواهد داشت.
۵. شیب پایین دست باعث افزایش ارتفاع جریان روی سرریز در یک دبی ثابت نسبت به حالت بدون شیب می‌شود.
۶. با افزایش بلندای جریان رفته‌رفته اثر شیب‌دار کردن بر ضرایب آبگذری کاهش می‌یابد.
۷. رابطه‌ای جدید برای محاسبه ضریب آبگذری سرریز کنگره‌ای برای شیب‌های مختلف دیوار سرریز ارائه شده است که با توجه به محدودیت‌های ارائه شده در این تحقیق که مربوط به پارامترهای بدون بعد می‌باشند قابل استفاده است.

مراجع

۱. یاسی، مهدی و محمدی، محمد، «بررسی سرریزهای زیگزاکی با پلان قوسی»، علوم و فنون کشاورزی و منابع طبیعی، شماره ۴۱، (۱۳۸۶).
2. Tacail, F.G., Evans, B. and Babb, A., "Case Study of a labyrinth Weir Spillway", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 17, pp. 1-7, (1990).
3. Falvey, H.T., "Hydraulic Design of Labyrinth Weirs", ASCE Press (American Society of Civil Engineers), (2003).
4. Crookston, B. and Tullis, B.P., "Arced Labyrinth Weirs", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 138, pp. 555-562, (2012).
5. Copeland, R. R. and Fletcher, B.P., "Model Study of Prado Spillway", US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, (2000).
6. Yildiz, D. and Uzupek, E., "Modelling the Performance of Labyrinth Spillways", *International Journal on Hydropower & Dams*, Vol. 3, pp. 71-76, (1996).
7. Hay, N. and Taylor, G., "Performance and Design of Labyrinth Weirs", *Journal of the Hydraulic Division*, vol. 96, pp. 38-42, (1970).
8. Houston, K.L., "Hydraulic Model Study of Ute Dam Labyrinth Spillway," Report GR-82-7, Bureau of Reclamation, (1982).

9. Lux, F. and Hinchliff., "Design and Construction of Labyrinth Spillways", 15th congress ICOLD, Vol. 4, pp. 249-274, (1985).
10. Tullis, J. P., Amanian, N. and Waldron, D., "Design of Labyrinth Spillways", *Journal of hydraulic engineering*, Vol. 121, pp. 247-255, (1995).
11. Wormleaton, P. R. and Soufiani, E., "Aeration Performance of Triangular Planform Labyrinth Weirs", *Journal of Environmental Engineering*, Vol. 124, pp. 709-719, (1998).
12. Tullis, B. P., Young .J. and Chandler, M., "Head-discharge Relationships for Submerged Labyrinth Weirs", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 133, pp. 248-254, (2007).
13. Khode, B., Tembhurkar, A., Porey, P. and Ingle. R., "Experimental Studies on Flow Over Labyrinth Weir", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 138, pp. 548-552, (2011).
14. Crookston, B. and Tullis, B. P., "Arced Labyrinth Weirs", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 138, pp. 555-562, (2012).
15. Christensen, N. A., "Flow Characteristics of Arced Labyrinth Weirs", (2012).
۱۶. ملت، محمد حسین و بیات، حبیب اله، «تأثیر شیب کف پایین دست آستانه‌های کنگره‌ای بر روی عملکرد هیدرولیکی آن»، کنفرانس بین‌المللی دریای آزاد هیدرولیکی، (۱۳۸۰).
۱۷. اژدری مقدم، مهدی و امانیان، نصرت اله و جعفری ندوشن، احسان، «بررسی اثر شیب بالادست و پایین دست مقطع بر ضریب آبگذری جریان و سرریز کنگره‌ای مثلثی به روش cfd»، نهمین کنفرانس هیدرولیک، (۱۳۸۹).
۱۸. قدسیان، مسعود و مهرآئین، مجتبی و گودرزی، میلاد، «تأثیر شیب دیواره بالادست بر ضریب آبگذری سرریز کنگره‌ای انحنادار»، پذیرفته شده برای انتشار نشریه عمران مدرس، (۱۳۹۲).
19. Ettema, R., "Hydraulic Modeling: Concepts and Practice", ASCE Publications, (2000).
20. Mehraein, M. and Ghodsian, M., "Discussion of Experimental Studies on Flow over Labyrinth Weir", by BV Khode, AR Tembhurkar, PD Porey, and RN Ingle, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 139, pp. 1056-1056, (2013).

تخمین پارامترهای طراحی ژئوتکنیکی خاک بهسازی شده به روش پیش بارگذاری با استفاده از نتایج ابزارگذاری و روش عددی - مطالعه موردی*

خسرو مهرشاهی^(۱)حمید علی الهی^(۲)

چکیده در این مقاله با استفاده از آنالیز برگشتی حاصل از نتایج ابزار دقیق و به کمک روش عددی، به برآورد پارامترهای تأثیرگذار در روند طراحی عملیات پیش بارگذاری با خاکریز به همراه زهکش های قائم (PVDs) پرداخته شده است. به عنوان مطالعه موردی، پروژه انبار نفت ماهشهر واقع در بندر ماهشهر در نظر گرفته شده است. برای کنترل نتایج محاسبات و عملکرد مناسب خاکریزها از ابزارهایی دقیق نظیر نشست سنج ها و پیرومترها که در تمامی نقاط خاکریز نصب شده اند، بهره گرفته شده است. نتایج نشان می دهد که پارامترهای آزمایشگاهی در نظر گرفته شده برای محاسبات اولیه نشست تحکیمی خاک کمتر از مقادیر واقعی اندازه گیری شده در نظر گرفته شده است. در نهایت مقادیر نشست تخمینی مخزن نفت مربوط در قبل و پس از بهسازی خاک مورد مقایسه قرار گرفته است که نتیجه حاصل حاکی از عملکرد مناسب عملیات پیش بارگذاری خاک در پروژه حاضر می باشد.

واژه های کلیدی پیش بارگذاری، زهکش های شعاعی، نشست تحکیمی، زمان تحکیم، روش عددی.

Estimating the Geotechnical Design Parameters of Improved Soil by Preloading Method Using Instrumentation Results and Numerical Approach- a Case Study

Kh. Mehrshahi

H. Alielahi

Abstract In his paper, back-analysis using results from instrumentation by finite element software for design of preloading method by embankment with prefabricated vertical drains (PVDs) was used, and the results were compared with each other. Hence, the basic geotechnical parameters obtained by laboratory and field experiments have been modified using this method. In this regard, the Mahshahr oil storage project has been used as a case study. All of the methods that are used for improving soil must ultimately result in increased soil resistance parameters, reduced compressibility, and reduced soil permeability. The soil improvement technique using preloading was used in Mahshahr where there are soft soil layers beneath higher than sub-surface water. control performance of the embankments, some instruments such as Settlement Plates and Piezometers have been used. The results obtained from the analysis shows that settlement parameters obtained from the instruments data by back-analysis were less than primary consolidation settlement parameters based on laboratory tests. Finally, soil settlement estimation of the oil tank was compared before and after preloading, and it was found that using this method for soil improvement can be very efficient in the current project.

Key Words Preloading Method, Radial Drains, Consolidation Settlement, Numerical Approach.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۹/۲۱ تاریخ پذیرش آن ۹۵/۹/۹ می باشد.

(۱) کارشناس ارشد ژئوتکنیک، گروه مهندسی عمران، واحد زنجان، دانشگاه آزاد اسلامی، زنجان، ایران.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد زنجان، دانشگاه آزاد اسلامی، زنجان، ایران. Email: h.alielahi@iauz.ac.ir

مقدمه

در پروژه‌های مهندسی پیش از احداث سازه‌ها بر روی خاک‌های نرم و تحکیم‌پذیر به منظور جلوگیری از نشست‌های بزرگ و غیریکنواخت سازه موردنظر، اصلاح و بهبود این خاک‌ها اجتناب‌ناپذیر می‌باشد. تمامی روش‌های اصلاح خاک در انتها باید منجر به افزایش پارامترهای مقاومتی، کاهش تراکم‌پذیری و کاهش تراوایی خاک شوند. در این راستا، امروزه پیش‌بارگذاری به عنوان یکی از روش‌های سستی و متداول به منظور بهسازی خاک‌های نرم نشست‌پذیر باتوجه به سهولت در اجرا و نیز اقتصادی بودن آن، مورد استفاده فراوانی دارد [۱]. اصول اساسی این روش مبتنی بر کاهش تخلخل خاک‌ها در اثر تحکیم و محو اضافه فشار آب در خاک‌های ریزدانه در اثر اعمال بار در سطح زمین در یک بازه زمانی مشخص و سپس باربرداری آن و ساخت سازه دائمی است. از جمله مزایای این روش سادگی در اجرا، کنترل و اندازه‌گیری میزان نشست زمین و در بعضی موارد میزان فشارهای آب منفذی با استفاده از ابزارگذاری و بررسی رفتار و عملکرد این روش در حین اجرا می‌باشد. همچنین این روش با استفاده از زهکش شعاعی به منظور افزایش سرعت نشست تحکیمی به دو شکل استفاده از خاکریز و یا مکش و همچنین ترکیب آنها با یکدیگر قابل انجام است [۲].

به طور کلی خاک‌های رسی نرم به علت تراوایی کم به زمان زیادی برای نشست تحکیمی نیاز دارند. برای افزایش سرعت تحکیم در این خاک‌ها زهکش‌های شعاعی پیش‌ساخته (Prefabricated Vertical Drains) در خاک نصب می‌شوند. زهکش‌های شعاعی با کوتاه کردن مسیر زهکشی موجب افزایش سرعت فرآیند تحکیم می‌شوند که این عمل به نوبه خود سبب افزایش مقاومت خاک رس به صورت سریع می‌گردد و توانایی

پذیرش بار جدید خاک را افزایش می‌دهند [۲ و ۱]. امروزه مطالعات متعددی بر روی این روش به منظور بهسازی خاک نرم انجام پذیرفته است که از نمونه‌های موفق پیش‌بارگذاری با استفاده از زهکش‌های شعاعی پیش‌ساخته در پروژه‌های بهسازی خاک می‌توان به مطالعات بوشان و همکاران [۳] اشاره کرد. پروژه موردنظر انبار ذخیره مایعات در کشور اندونزی به مساحت ۲۵۳۰۰ مترمربع بر روی لایه‌ای به ضخامت ۳ الی ۸ متر رس نرم تراکم‌پذیر واقع شده است که با خاکریزی معادل ۱۰ الی ۱۳ متر ارتفاع و با به کارگیری زهکش‌های نواری نشست معادل ۶۰ الی ۱۷۰ سانتی متر به وقوع پیوسته است. ایندرا راتنا و ردانا [۴] بیان نمودند که عملیات پیش‌بارگذاری با نصب زهکش‌های نواری، اثر ناحیه به هم‌خورده (Smear Zone) اطراف زهکش‌های شعاعی در مدت زمان کم (چند ده روز) قابل توجه است ولی در مدت زمان زیاد (۴۰۰ روز) اثری نداشته است. همچنین ایندرا راتنا و همکاران [۵] مطالعات تحلیلی و عددی بر روی تحکیم خاک رس نرم انجام دادند و متوجه شدند که کاهش درجه اشباع خاک اطراف مندرل (Mandrel) یا هادی زهکش شعاعی در موقع نصب می‌تواند در مرحله اولیه تحکیم موجب کاهش سرعت محو اضافه فشار آب حفره‌ای شود.

ساتانانتان و ایندرا راتنا [۶]، ویژگی منطقه دست‌خورده اطراف زهکش ایجاد شده توسط مندرل زهکش‌های شعاعی پیش‌ساخته را مورد بررسی قرار دادند و دریافتند که وسعت ناحیه دست‌خورده اطراف زهکش در خاک‌های رسی مرویا (Moruya) حدوداً ۲/۵ برابر شعاع معادل زهکش می‌باشد. به هر حال وسعت ناحیه دست‌خورده به علت شکل زهکش، سرعت نصب زهکش و همچنین سختی خاک می‌تواند قابل تغییر باشد.

زهکش‌های شعاعی پیش‌ساخته درمقایسه با حالت بدون زهکش دو برابر افزایش یافته است. همچنین ایشان متوجه شدند که میزان نشست در اعماق سطحی خاک بسیار بیشتر از میزان نشست در اعماق زیاد خاک می‌باشد.

برگادو و همکاران [11] زهکش‌های پیش‌ساخته معمولی را با زهکش‌های پیش‌ساخته مکش‌شونده مورد مقایسه قرار دادند و دریافتند که زهکش‌های پیش‌ساخته مکش‌شونده در حدود $1/7$ الی $1/8$ برابر زهکش‌های معمولی سرعت نشست را افزایش می‌دهد. همچنین با استفاده از این زهکش‌ها می‌توان دست‌خوردگی کمتری در خاک اطراف زهکش ایجاد نمود. از جمله آخرین مطالعات انجام‌شده در سال ۲۰۱۵، جیا لام [12] به بررسی عملکرد پروژه بهسازی خاک در رس بانکوک (Bangkok) با استفاده از ترکیب دو روش پیش‌بارگذاری با خاکریز و مکش به همراه زهکش‌های پیش‌ساخته (PVD) پرداختند. در این تحقیق با استفاده از دو روش تحلیلی و عددی پارامترهای دخیل در مسئله درمقایسه با نتایج اندازه‌گیری شده ابزار دقیق را برآورد نمودند.

با مرور ادبیات فنی مشاهده می‌شود که تمرکز اکثر مطالعات انجام‌شده بر عملکرد و کارایی زهکش‌ها در پروژه‌های پیش‌بارگذاری با خاکریز می‌باشد. از این رو استخراج پارامترهای اصلاح‌شده با مدل‌سازی‌های عددی با استفاده از آنالیز معکوس به کمک ابزار دقیق به ندرت مورد تحقیق قرار گرفته است. همچنین در زمینه پیش‌بینی مقادیر نشست مخازن نفت پس از اتمام عملیات پیش‌بارگذاری مبتنی بر پارامترهای اصلاح‌شده که می‌تواند در ادامه روند طراحی و اجرایی پروژه کمک شایانی داشته باشد، مطالعات محدودی انجام شده است؛ لذا در این مقاله به بررسی عملکرد بهسازی خاک با استفاده از روش پیش‌بارگذاری با خاکریز به همراه زهکش‌های شعاعی پیش‌ساخته (PVD) در پروژه انبار نفت ماهشهر به عنوان مطالعه موردی پرداخته شده است.

سائو و پاکپیون و ایندرا راتنا [7] تأثیر پیش‌بارگذاری به روش ایجاد مکش در تسریع عمل تحکیم رس نرم بانکوک با استفاده از PVD درمقایسه با نتایج متناظر این آزمایش بدون پیش‌بارگذاری مکش را ارائه نمودند. از پروژه‌های موفق دیگر می‌توان به تحقیقات روجیکیاتکامجرن و همکاران [8] اشاره نمود. ایشان با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس (ABAQUS) و با استفاده از مدل رفتاری کم-کلی اصلاح‌شده (Modified Cam-Clay) به مدل‌سازی انبار ذخیره مایعات در بندر تیانجین (Tianjin) در کشور چین پرداختند. ویژگی ژئوتکنیکی خاک این منطقه تا عمق ۱۵ متری از خاک بسیار نرم تحکیم‌پذیر تشکیل یافته و برای بهسازی خاک با روش پیش‌بارگذاری به سرباری معادل ۱۴۰ کیلو پاسکال نیاز بوده است. ایشان با ترکیب پیش‌بارگذاری از نوع خاکریز و مکش، مشکل ارتفاع زیاد خاکریز را حل نمودند و با مقایسه نتایج ابزار دقیق و پیش‌بینی‌های انجام‌شده به این نتیجه رسیدند که استفاده از ترکیب خاکریز و مکش به طور هم‌زمان می‌تواند تأثیر بسزایی در کوتاه نمودن زمان پیش‌بارگذاری و همچنین کاهش ارتفاع خاکریز و جابه‌جایی جانبی خاک داشته باشد.

دار و همکاران [9]، روند پیش‌بارگذاری بندر چیتاگونگ (Chittagong Sea Port) در کشور بنگلادش را مورد مطالعه قرار دادند. آنها دریافتند که نسبت ضریب تحکیم شعاعی به قائم (C_H/C_V) عددی معادل $1/53$ و همچنین نسبت ضریب افقی به قائم تراوایی خاک (K_H/K_V)، $2/07$ خواهد بود. تداکوسوما [10] با استفاده از سیستم پیش‌بارگذاری و زهکش‌های شعاعی به بررسی خاک‌های نرم و رسی منطقه سورابایا (Surabaya) در کشور اندونزی پرداختند. ایشان در این تحقیق به این نتیجه رسیدند که استفاده از پیش‌بارگذاری در بهسازی خاک این منطقه بسیار مؤثر بوده است و در مدت زمانی حدود ۲۸۰ روز میزان نشست با استفاده از

قرار گرفته است.



شکل ۱ نقشه جانمایی مخازن پروژه انبار نفت ماهشهر



شکل ۲ نمایی از خاکریز EM-2B

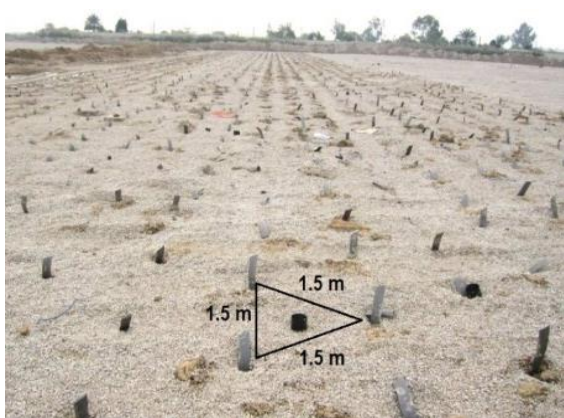
به منظور بهسازی خاک مخزن مذکور از خاکریز EM-2B به مساحتی معادل ۹۵۵۰ مترمربع مطابق شکل (۲) استفاده شده است. فاصله زهکش‌های شعاعی ۱/۵ متر و طول هر زهکش ۲۵ متر در نظر گرفته شده است. زهکش‌های شعاعی (PVD) از نوع نواری (Colbondrain CX1000) [2] به ابعاد ۱۰ در ۰/۳۶ سانتی متر بوده است که این زهکش‌ها مطابق شکل (۳) به صورت آرایش مثلی در محل نصب شده‌اند.

از این رو، با استفاده از آنالیز برگشتی نتایج حاصل از ابزار دقیق و به کمک نرم افزار اجزای محدود Plaxis 3D پارامترهای ژئوتکنیکی واقعی برآورد شده است و پارامترهای اولیه پیش‌بینی شده تأثیرگذار حاصل از آزمایش‌های آزمایشگاهی و صحرایی با استفاده از این روش تصحیح گردیده و برای ادامه روند طراحی و عملیات اجرایی پیشنهاد شده است. در انتها نیز کارایی روش پیش‌بارگذاری با مقایسه نشست‌های پیش‌بینی شده خاک نرم و نشست‌های ناچیز قابل اغماض بعد از عملیات پیش‌بارگذاری در اثر احداث مخازن نفت، مورد ارزیابی قرار گرفته است.

پروژه انبار نفت ماهشهر

معرفی پروژه

پروژه بندر ماهشهر در استان خوزستان و شهرستان ماهشهر با طول جغرافیایی ۴۹ درجه و ۱۳ دقیقه و عرض جغرافیایی ۳۰ درجه و ۳۳ دقیقه واقع شده است. ارتفاع ماهشهر از سطح دریا ۲/۶ متر و ارتفاع محل پروژه از سطح دریا ۱/۲ متر الی ۲/۲ متر می‌باشد. این پروژه شامل مخازن ذخیره سوخت و همچنین تأسیسات و ساختمان‌های مسکونی مجاور آنها می‌باشد که نقشه جانمایی پروژه در شکل (۱) ارائه شده است. مخزن ذخیره سوخت مورد مطالعه در این تحقیق شامل مخازن Tank 403 (خاکریز EM-2B) باتوجه به دردسترس بودن نتایج ابزار دقیق می‌باشد. باتوجه به نوع لایه‌های خاک و شرایط زیرسطحی در محل پروژه و قرارگیری لایه‌های تحکیم‌پذیر در زیر مخازن یادشده، حجم بهسازی مورد نیاز برای اصلاح خواص خاک به منظور جلوگیری از نشست و گسیختگی خاک در اثر بارهای ناشی از مخازن، بسیار زیاد است. همچنین باتوجه به وسعت بالای منطقه مورد نظر، استفاده از شالوده عمیق (شمع) و همچنین استفاده از روش‌های دیگر بهسازی خاک باتوجه به نوع خاک، غیراقتصادی و زمان‌بر بوده است. لذا در این پروژه، گزینه بهسازی خاک به روش پیش‌بارگذاری با خاکریز به همراه نصب زهکش‌های شعاعی پیش‌ساخته (PVD) در دستور کار

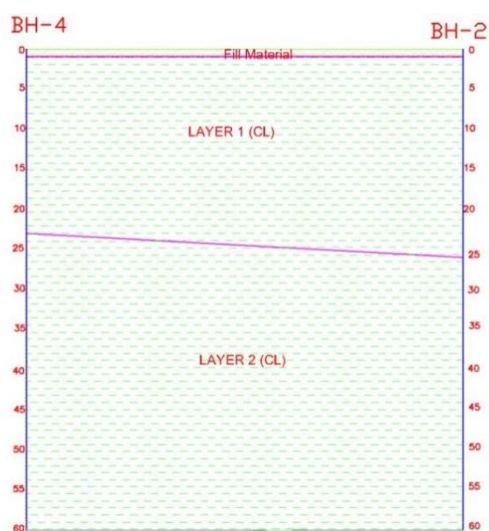


(ب)

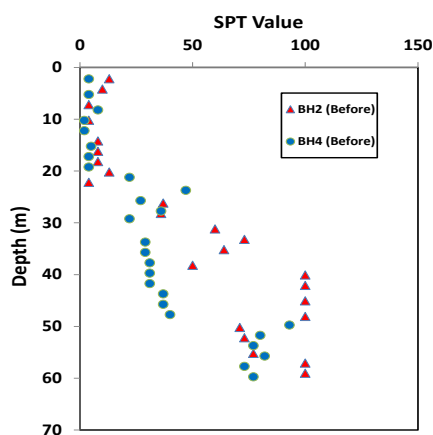


(الف)

شکل ۳ الف) نمایی از اجرای زهکش‌های نواری در زیر خاکریزها، ب) آرایش زهکش‌ها در پلان



شکل ۴ پروفیل ژئوتکنیکی در محل خاکریز EM-2B



شکل ۵ اعداد SPT در محل خاکریز EM-2B

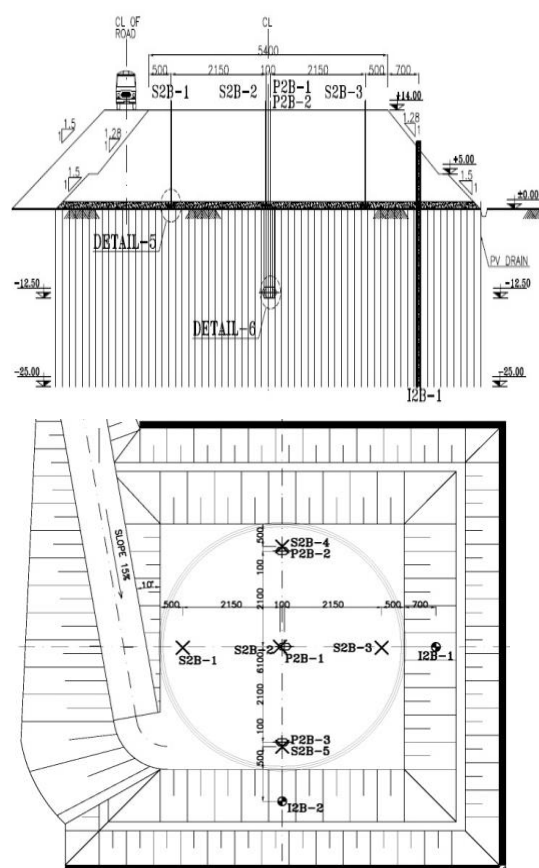
ویژگی‌های ژئوتکنیکی پروژه انبار نفت ماهشهر

باتوجه به مطالعات ژئوتکنیکی انجام‌شده در محل خاکریز (EM-2B)، وضعیت لایه‌های خاک عمدتاً از جنس رس با خاصیت خمیری کم (CL) می‌باشد. برای این منظور از دو گمانه BH-2 و BH-4 به اعماق ۶۰ متری به‌همراه آزمایش‌های صحرایی نظیر SPT و CPTu استفاده شده است. پروفیل ژئوتکنیکی آن در شکل (۴) و اعداد SPT در شکل (۵) نشان داده شده است و همچنین مشخصات ژئوتکنیکی و لایه‌بندی خاک محل پروژه در جدول (۱) ارائه شده است. لازم به ذکر است که این پارامترها برای طراحی اولیه قبل از اجرای خاکریز و بر مبنای نتایج حاصل از آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی در گمانه‌ها پیشنهاد و استفاده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، به‌طور کلی پروفیل خاک متشکل از دو لایه اصلی به‌همراه زیرلایه‌های مربوط با ویژگی‌های متفاوت است که از عمق ۰ تا ۲۲ متر شامل رس نرم لای دار با خاصیت خمیری کم (CL-1) و از عمق ۲۲ متری تا عمق ۶۰ متری خاک از نوع رس نرم با خاصیت خمیری کم (CL-2) با ویژگی‌های متفاوت تشکیل شده است. باتوجه به بارگذاری ناشی از ساخت مخازن، مشخصات خاک حاکی از نشست‌پذیری پروفیل لایه خاک داشته است.

جدول ۱ پارامترهای ژئوتکنیکی مربوط خاکریز EM-2B

عمق لایه (m) خاک	نوع خاک	v (sat)	C_c	C_s	P_c (kPa)	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	K_h (m/day)	K_v (m/day)	K_h/K_v	e_0
0 – 10	(CL-1)	0.45	0.17	0.03	70	15.7	20.16	20.59	0.0086	0.0043	2	0.85
10 – 22	(CL-1-1)	0.45	0.17	0.03	180	15.7	20.16	20.59	0.0086	0.0043	2	0.85
22 – 38	(CL-2)	0.45	0.16	0.03	350	16.87	20.64	20.95	0.0026	0.0013	2	0.6
38 – 48	(CL-2-1)	0.45	0.16	0.03	450	16.87	20.64	20.95	0.0026	0.0013	2	0.6
48 – 60	(CL-2-2)	0.45	0.16	0.03	580	16.87	20.64	20.95	0.0026	0.0013	2	0.6

شکل (۱۰) قابل مشاهده است فشار آب حفره‌ای حاصل از پیزومترها در مرکز خاکریز EM-2B در پایان زمان خاکریزی به بیشترین مقدار خود رسیده است و با گذشت زمان انتظار، میزان فشار آب حفره‌ای به تدریج کاسته شده و فشار آب حفره‌ای به صفر رسیده است که این موضوع نشانگر پایان زمان تحکیم می‌باشد.



شکل ۶ موقعیت ابزارگذاری خاکریز EM-2B

ابزارگذاری و انواع آنها

به منظور بررسی و کنترل عملکرد عملیات بهسازی خاک به روش پیش بارگذاری در خاکریز مورد مطالعه از ابزارگذاری‌های مختلفی استفاده شده است. این ابزارها منجر به کسب اطلاعات مفید و در نتیجه تسریع در عملیات ساختمانی با حداقل مخاطره می‌گردند. ابزارهای مورد استفاده در این پروژه شامل صفحات نشست سنج (Settlement plates) می‌شوند برای اندازه‌گیری نشست‌های سطح زمین طبیعی به کار می‌روند و پیزومترها، (Piezometers) برای اندازه‌گیری فشار آب منفذی می‌باشند و همچنین انحراف سنج‌ها (Inclinometers) که به منظور اندازه‌گیری حرکات جانبی مورد استفاده قرار می‌گیرد. علاوه بر موارد فوق، از چاه‌های مشاهده‌ای نیز به منظور اندازه‌گیری سطح آب زیرزمینی طبیعی و فشار آب هیدرواستاتیک در منطقه استفاده شده است. در خاکریز EM-2B به شکل مربعی به ابعاد ۹۷/۷۴ در ۹۷/۷۴ متر و به ارتفاع ۱۴/۶۶، برای اندازه‌گیری نشست از پنج نشست سنج و برای اندازه‌گیری فشار آب منفذی از سه پیزومتر مطابق شکل (۶) و (۷) استفاده شده است. در این شکل‌ها "S" نشان‌دهنده صفحات نشست سنج و "P" پیزومترها می‌باشند.

در شکل (۸) نمودار خاکریزی مرحله‌ای خاکریز EM-2B نشان داده شده است. همچنین شکل (۹) نشان‌دهنده میزان نشست حاصل از تمامی ابزار دقیق‌ها در محل خاکریز EM-2B می‌باشد که پس از گذشت زمان انتظار، میزان نشست خاک واقع در زیر خاکریزها تقریباً به مقدار ثابتی رسیده است. همان‌طور که در

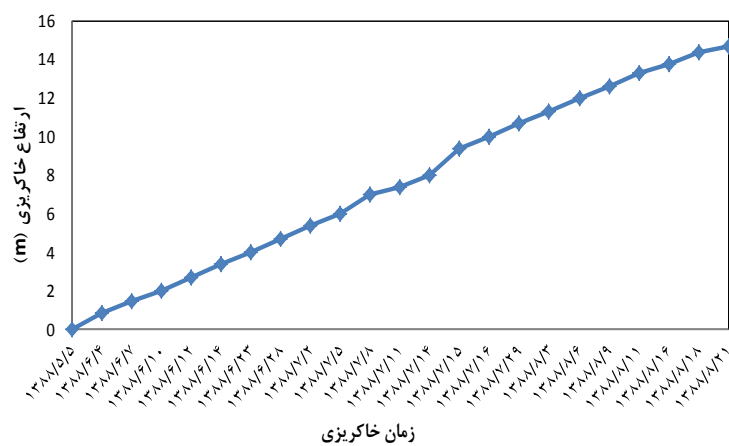


(ب)

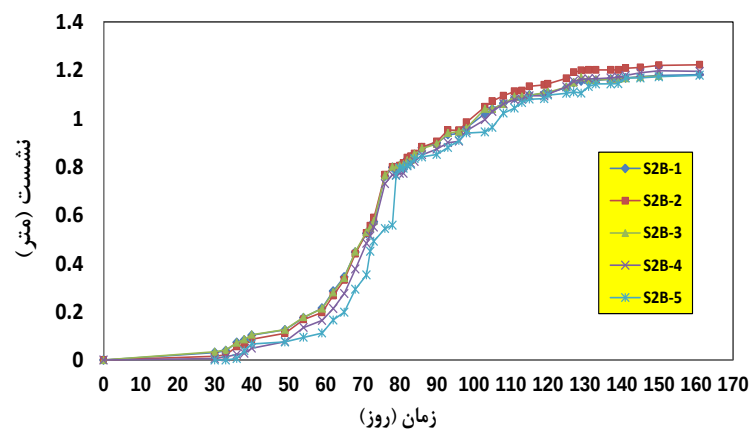


(الف)

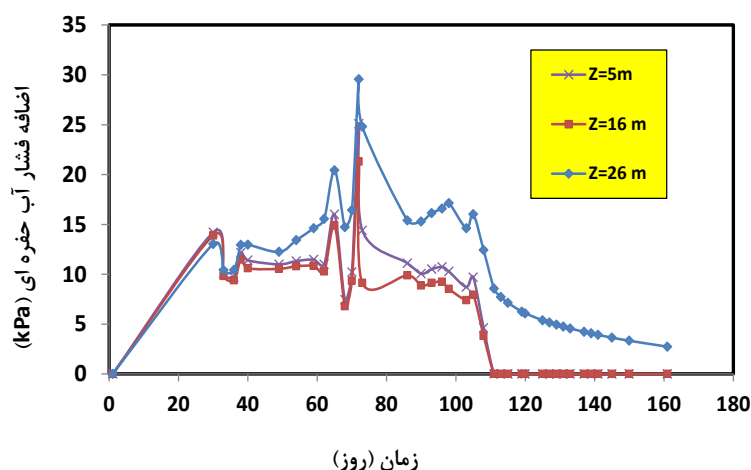
شکل ۷ الف) بالای میله نشان‌دار متصل به صفحه نشست‌سنج، ب) لوله پیزومتر در بالای خاکریز



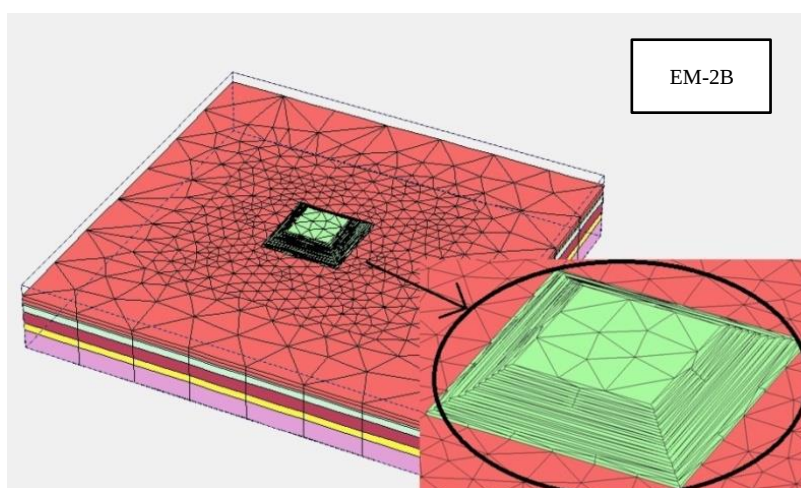
شکل ۸ نمودار تاریخچه خاکریزی خاکریز EM-2B



شکل ۹ مقادیر نشست اندازه‌گیری شده توسط صفحات نشست‌سنج در محل خاکریز EM-2B



شکل ۱۰ مقادیر فشار آب حفره‌ای اندازه‌گیری شده توسط پیزومترها در محل خاکریز EM-2B



شکل ۱۱ تصویر مدل‌سازی سه‌بعدی خاکریز EM-2B با استفاده از نرم‌افزار Plaxis 3D

لحاظ شده است. همچنین سطح آب زیرزمینی ۱/۵ متر پایین‌تر از سطح زمین طبیعی بر طبق داده‌های ثبت شده در گمانه‌ها در نظر گرفته شده است. در شکل (۱۱) تصویر مدل عددی خاکریز EM-2B در نرم‌افزار Plaxis 3D نشان داده شده است.

به منظور مش‌بندی مدل عددی از المان‌های ۱۵ گره‌ای مثلثی استفاده شده است. همچنین مدل رفتاری خاک از نوع مدل نرم-خزش (Soft Soil Creep) انتخاب شده است [12]. با توجه به عدم در نظرگیری مدل‌سازی مستقیم

شبیه‌سازی عددی

به منظور مدل‌سازی عددی نشست تحکیمی خاک در اثر ساخت خاکریز مورد نظر از نرم‌افزار Plaxis 3D مبتنی بر روش اجزای محدود استفاده شده است. این نرم‌افزار برای محاسبات تحکیم از روابط بایوت [14] استفاده می‌نماید.

فواصل مرزهای جانبی در مدل عددی برای خاکریز EM-2B سه برابر عرض خاکریز در نرم‌افزار در نظر گرفته شده است. همچنین برای ارتفاع ناحیه ژئوتکنیکی قرار گرفته در زیر خاکریز متأثر از ایجاد خاکریز، ارتفاعی معادل ۶۰ متر بر مبنای عمق گمانه‌ها،

در این روابط k_{ve} نفوذپذیری معادل، k_v نفوذپذیری عمودی خاک، D_e قطر دایره معادل مربوط به تأثیر زهکش، k_h نفوذپذیری افقی خاک، L طول مؤثر زهکش، n نسبت قطر دایره معادل به قطر چاه زهکش، d_w قطر چاه زهکش، q_w ظرفیت تخلیه زهکش، k_s نفوذپذیری افقی خاک دست‌خورده، F_s فاکتور دست‌خوردگی خاک است و S فاصله زهکش‌ها می‌باشد. همچنین $(k_h)_f$ نفوذپذیری افقی خاک محل، $(k_h)_l$ نفوذپذیری افقی خاک آزمایشگاهی و C_f نسبت نفوذپذیری خاک محل به آزمایشگاه می‌باشد. لازم به ذکر است که ابعاد زهکش‌های شعاعی پیش‌ساخته (PVD) دارای ۱۰ سانتی‌متر طول و ۰/۳۶ سانتی‌متر عرض با دبی خروجی ۱۴۰ میلی‌لیتر بر ثانیه می‌باشند که مشخصات کامل آنها در جدول (۳) ارائه شده است. در اشکال (۱۲) و (۱۳) به ترتیب مقادیر نشست و اضافه‌فشار آب حفره‌ای ناشی از ساخت مرحله‌ای خاکریز به صورت دوبعدی نشان داده شده است.

زهکش‌ها در این نرم‌افزار، از روش پیشنهاد چای و همکاران [15] استفاده شده است. در این روش پیشنهادی از نفوذپذیری معادل خاک به همراه زهکش‌های شعاعی استفاده می‌شود. از این‌رو نفوذپذیری معادل به عنوان نفوذپذیری محدوده‌ای از خاک که دارای زهکش می‌باشد به عنوان نفوذپذیری معادل به نرم‌افزار معرفی شده است. نفوذپذیری معادل شده به این روش و همچنین نسبت نفوذپذیری محل (حاصل از آنالیز برگشتی) به نفوذپذیری آزمایشگاه از روابط زیر قابل محاسبه می‌باشد. همچنین پارامترهای این روابط در جدول (۲) آورده شده است.

$$k_{ve} = (1 + \frac{2.5L^2}{\mu D_e^2} \times \frac{k_h}{k_v}) k_v \quad (1)$$

$$\mu = \ln\left(\frac{n}{S}\right) + \frac{k_h}{k_s} \ln(S) - \frac{3}{4} + \frac{\pi 2L^2 k_h}{3q_w} \quad (2)$$

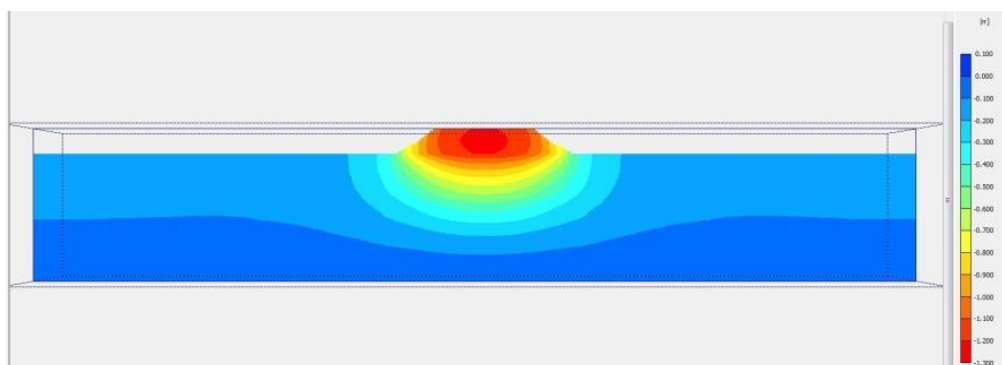
$$(k_h)_f = C_f (k_h)_l \text{ or } (k_v)_f = C_f (k_v)_l \quad (3)$$

جدول ۲ پارامترهای مورد نیاز برای تبدیل شرایط زهکشی با استفاده از روش چای و همکاران [13]

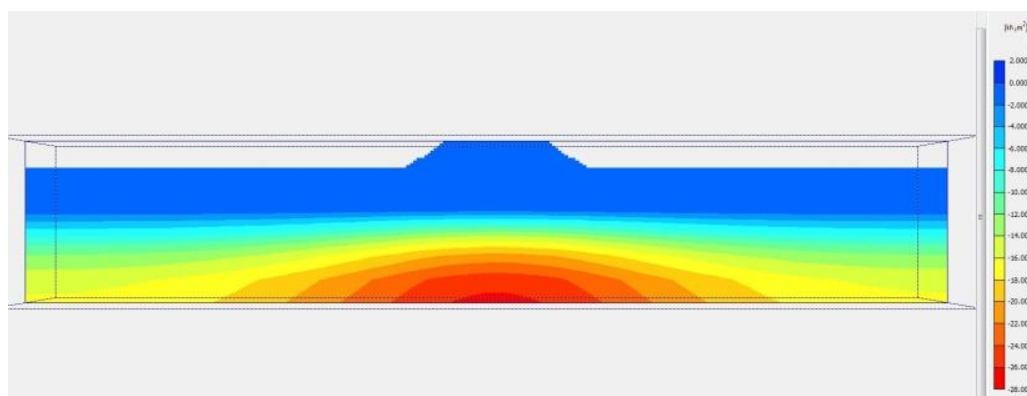
d_w (cm)	d_s (cm)	k_h/k_s	n	S	L (m)	q_w (m ³ /year)	μ	k_h/k_v	k_h (m/day)	K_v (m/day)	K_{ve} (m/day)
5.18	28.49	3	30.38	5.5	25	12.096	6.14	2	0.0086	0.0043	0.6880

جدول ۳ مشخصات زهکش‌های نواری Colbondrain Cx1000 [2]

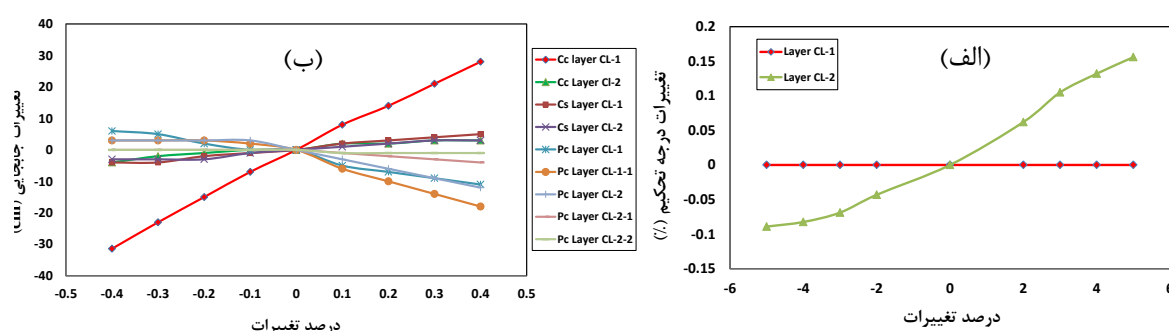
طول مقطع، a (mm)	عرض مقطع، b (mm)	ظرفیت تخلیه Discharge capacity q_w (ml/s)	نفوذپذیری فیلتر k_f (mm/s)	Opening size O_{90} (μ m)	ازدیاد طول در نیروی کششی ۱/۰ کیلونیوتن (%)
100	3.6	140	70	75	3%



شکل ۱۲ کانتور نشست در مرکز خاکریز EM-2B در نرم‌افزار Plaxis 3D



شکل ۱۳ کانتور اضافه فشار آب در مرکز خاکریز EM-2B در نرم افزار Plaxis 3D



شکل ۱۴ الف) نمودار تحلیل حساسیت پارامتر نفوذپذیری در جهت افقی (K_h) در لایه های مختلف ژئوتکنیکی، ب) نمودار تحلیل حساسیت پارامترهای تحکیمی در لایه های مختلف ژئوتکنیکی (محل خاکریز EM-2B)

تعیین پارامترهای تأثیرگذار خاک

در این بخش با استفاده از نتایج ابزار دقیق، به انجام آنالیز حساسیت بر روی پارامترهای تحکیمی تأثیرگذار پروفیل خاک در عملیات پیش بارگذاری به کمک نرم افزار Plaxis 3D پرداخته شده است. روش تحلیل حساسیت انتخابی برای این منظور، استفاده از روش مستقیم مبتنی بر سعی و خطا می باشد. با توجه به تعداد پارامترهای دخیل در مسئله، ابتدا تحلیل حساسیت بر روی پارامترهای لایه های مختلف ژئوتکنیکی مربوط به هر خاکریز انجام می شود تا مؤثرترین پارامترها در مقدار نشست و زمان تحکیم تعیین شوند و سپس با توجه به آنالیزهای برگشتی پارامترهای حاصل از آن محاسبه خواهند شد.

فرایند انجام مطالعات حساسیت پارامترهای ژئوتکنیکی بدین صورت بوده است که در گام اول

برای محاسبه مؤثرترین پارامتر در زمان نشست تحکیم (K_h -ضریب افقی تراوایی) مدلی با اطلاعات اولیه ایجاد شده و میزان درجه تحکیم به دست آمده ثبت شده است. سپس هر پارامتر به طور جداگانه آن قدر تغییر داده می شود تا با توجه به نتایج ابزار دقیق کمترین مقدار خطا حاصل شود. پس از آن، با جای گذاری هر پارامتر به دست آمده در مدل عددی، مجدداً شبیه سازی عددی با پارامتر مورد نظر آماده تحلیل های بعدی شده است. به همین ترتیب تحلیل حساسیت بر روی پارامترهای مؤثر در مقدار نشست تحکیمی (C_s, C_c, P_c) - به ترتیب فشار پیش تحکیمی، شیب منحنی تحکیم در بارگذاری (نشانه فشردگی) و بار برداری انجام شده است.

نتایج تحلیل حساسیت انجام شده با کمک مدل سازی عددی و نتایج ابزار دقیق در محل خاکریز EM-2B در شکل (۱۴) ارائه شده است. نتیجه به دست

$$E_{\text{پار}} = \frac{\sum_{K=1}^N (U_K - U'_K)^2}{\sum_{K=1}^N U'_K} \quad (4)$$

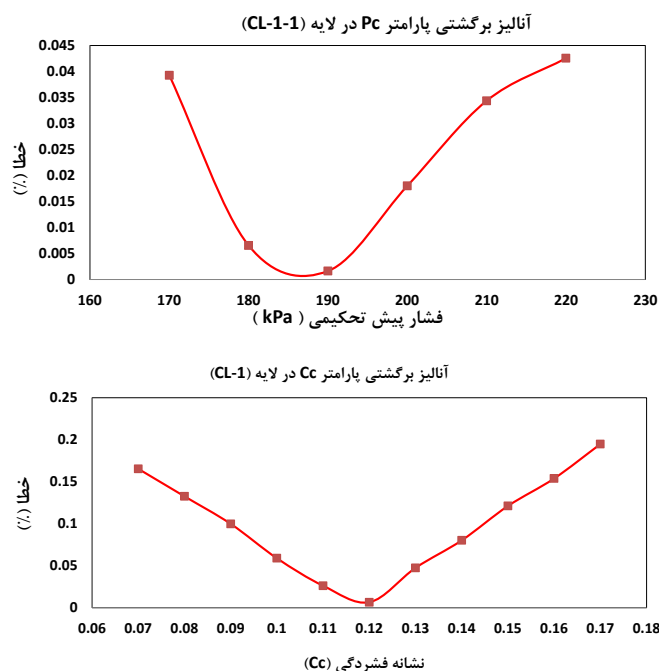
در این رابطه U_K مقدار جابه‌جایی محاسبه‌شده از طریق تحلیل عددی در نقاط متناظر و U'_K جابه‌جایی اندازه‌گیری‌شده در نقطه ابزار دقیق و N تعداد نقاط اندازه‌گیری می‌باشد.

در این تحقیق از متوسط داده‌های ابزارهای نصب‌شده در خاکریز EM-2B که به‌صورت روزانه و هفتگی برداشت شده‌اند، استفاده شده است. مطابق شکل‌های (۱۵) و (۱۶) آنالیز برگشتی با روش کمینه‌سازی تابع خطا برای پارامترهای مؤثر تحکیمی انجام گردیده است. همان‌طور که مشخص است برای خاکریز EM-2B، تابع خطا برای پارامترهای نشانه فشردگی (C_c) و فشار پیش تحکیمی (P_c) به‌ترتیب در لایه‌های CL-1 و CL-1-1 به‌ترتیب در مقادیر ۰/۱۲ و ۱۹۰ کیلوپاسکال کمینه شده است. همچنین مقدار ضریب افقی نفوذپذیری در لایه (CL-2) برابر ۰/۰۲۱ متر در روز به‌دست آمده است.

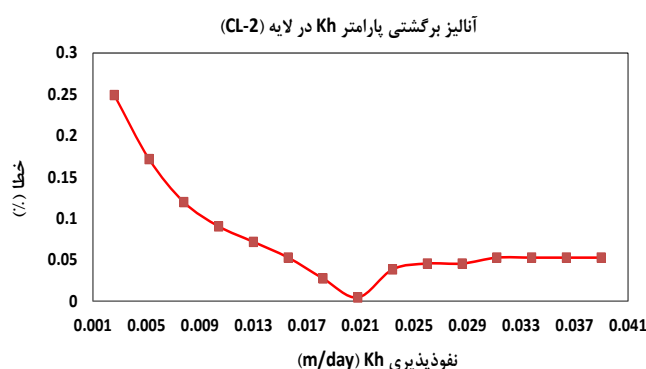
آمده نشان می‌دهد که پارامتر نفوذپذیری در جهت افقی (K_h) در لایه دوم (CL-2) که دارای بیشترین شیب تغییرات درجه تحکیم می‌باشد به‌عنوان حساس‌ترین پارامتر در زمان پدیده تحکیم (شکل ۱۴-الف) می‌باشد و مطابق شکل (۱۴-ب) پارامتر C_c (نشانه فشردگی) در لایه رسی اول (CL-1) با توجه به افزایش شیب تغییرات درجه تحکیم، حساس‌ترین پارامتر در مقدار نشست تحکیمی می‌باشند.

آنالیز برگشتی

پس از انجام تحلیل حساسیت در بخش قبل و مشخص نمودن مؤثرترین پارامترها در مقدار و زمان نشست تحکیمی خاکریزهای یادشده، در این بخش به آنالیز برگشتی (معکوس) از طریق کمینه‌سازی تابع خطا به‌منظور دستیابی به پارامتر بهینه و صحیح پرداخته شده است. در این راستا تابع خطای زیر به‌منظور کمینه‌سازی اختلاف اندازه‌گیری‌های انجام‌شده توسط ابزار دقیق و مقادیر محاسبه‌شده از طریق مدل‌سازی عددی معرفی شده است.



شکل ۱۵ نمودار کمینه‌سازی تابع خطا برای پارامترهای فشار پیش تحکیمی P_c و نشانه فشردگی (C_c) در لایه CL-1-1 ژئوتکنیکی در محل خاکریز EM-2B



شکل ۱۶ نمودار کمینه سازی تابع خطا برای پارامتر نفوذپذیری افقی (K_h) در لایه CL-2 در محل خاکریز EM-2B

جدول ۴ نتایج حاصل از آنالیز برگشتی پارامترهای تحکیمی در ناحیه سه ژئوتکنیکی در محل خاکریز EM-2B

پارامترهای نشست تحکیمی	P_c (CL-1-1) (kPa)	C_c (CL-1)	C_f (CL-2)	K_v (CL-2) (m/day)	K_h (CL-2) (m/day)
مقادیر پارامترهای اولیه پیشنهادی	180	0.17		0.0013	0.0026
نتایج آنالیز برگشتی با استفاده از Plaxis 3D	190	0.12	8	0.0104	0.021

برابر ۱۳۲ سانتی متر تخمین زده شده بود. لذا می توان دریافت که مقادیر نشست محاسباتی اولیه بر مبنای پارامترهای فرض شده بیشتر از نشست های اندازه گیری شده بوده است. می توان از دلایل کمتر شدن نشست های اندازه گیری شده نسبت به نشست های محاسباتی، به تعیین محافظه کارانه پارامترهای اولیه ژئوتکنیکی محاسبات نشست تحکیمی اشاره نمود.

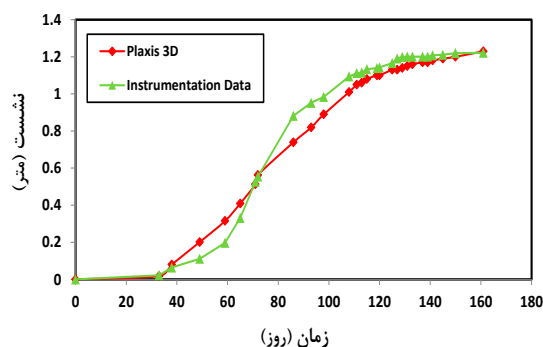
همچنین به منظور صحت گذاری بر نتایج مدل عددی، مدل سازی خاکریز مورد نظر در نرم افزار Plaxis 3D (بر مبنای پارامترهای اصلاح شده خاک) با متوسط نتایج ابزار دقیق نشست سنج ها و پیزومترها مورد مقایسه قرار گرفته است. شکل های (۱۷) و (۱۸) مقایسه مقادیر نشست و فشار آب حفره ای در طول مدت زمانی ۱۶۱ روز برای خاکریز EM-2B از شروع بارگذاری را نشان می دهند. همان طور که مشاهده می شود نتایج مدل سازی عددی هم خوانی قابل قبولی با نتایج ابزار دقیق دارد.

پس از انجام مطالعات عددی و آنالیزهای حساسیت پارامترهای خاک در لایه های مختلف ژئوتکنیکی، مطابق نتایج به دست آمده از آنالیز معکوس در جدول (۴)، مقدار C_f (نسبت نفوذپذیری افقی محل به آزمایشگاه) در لایه CL-2 هشت برابر حاصل شده است. به عبارت دیگر ضریب نفوذپذیری صحیح حاصل از آنالیز برگشتی ابزار دقیق در حدود هشت برابر بیشتر از ضریب نفوذپذیری به دست آمده از مقادیر پارامترهای طراحی اولیه و بر مبنای نتایج آزمایشگاهی قبل از عملیات پیش بارگذاری می باشد. در واقع این موضوع نشان می دهد که مقدار نفوذپذیری افقی واقعی خاک بسیار بیشتر از مقدار تخمین اولیه در محاسبات بوده است.

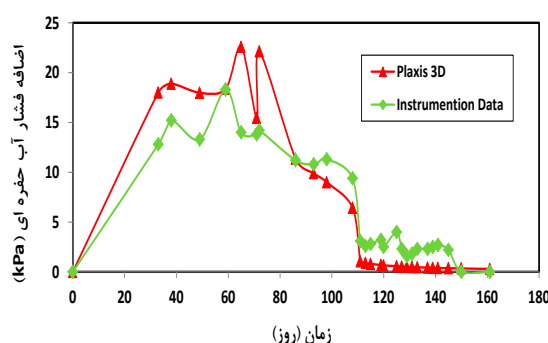
همچنین نتایج مطالعات عددی بر مبنای پارامترهای اصلاح شده حاصل از آنالیز برگشتی نشان می دهد که مقادیر نشست در مرکز خاکریز EM-2B در حدود ۱۲۲/۲ سانتی متر به دست آمده است در صورتی که مطابق طراحی ها و پیش بینی های اولیه انجام شده، این مقدار

خاکریزی طی مدت ۱۰۸ روز ادامه پیدا کرده و سپس در مدت زمان ۵۳ روز (زمان انتظار)، خاک واقع در زیر خاکریز EM-2B به ۹۵ درصد تحکیم خود رسیده است. در این مرحله نشست نهایی خاک ۱۲۲/۲ سانتی متر است و اضافه فشار آب منفذی به حداقل مقدار خود رسیده است که این موضوع نشانگر پایان زمان تحکیم خاک می باشد.

لازم به ذکر است که در مراحل مدل سازی علاوه بر خاکریزی، خاکبرداری خاکریزها به صورت باربرداری در مدل سازی عددی لحاظ شده است تا شرایط واقعی پروژه به خوبی شبیه سازی شود. مطابق شکل (۲۰)، در این مرحله خاک به مقدار کمی دچار تورم است و با برداشتن خاکریزها از مقدار نشست نهایی کاسته شده و پس از برداشتن کل خاکریز (EM-2B) میزان نشست خاک به مقدار ۱۰۲ سانتی متر رسیده است که این موضوع بیانگر تورم خاک پس از برداشتن خاکریز می باشد. پس جمع آوری خاکریز و پایان تورم نهایی خاک، مقدار تغییر مکان مدل صفر شده و در ادامه به بررسی نشست خاک در اثر قرارگیری مخزن Tank 403 پرداخته شده است. پس از ساخت مخزن یادشده در مدت زمان ۳۰ روز و قرارگیری آن بر روی خاک بهسازی شده، میزان نشست خاک پس از رسیدن به زمان تحکیم نهایی در نرم افزار Plaxis 3D به حدود ۹ سانتی متر رسیده است. همچنین باتوجه به نتایج به دست آمده از شکل (۲۰) مشاهده می شود که نشست خاک قبل از عملیات بهسازی در صورت ساخت مخزن Tank 403، پس از گذشت زمان تحکیمی، در حدود ۶۸ سانتی متر ایجاد شده است که این مقدار نشست موجب بروز مشکلات فراوان در بهره برداری و نیز ایجاد خسارت - های جبران ناپذیری در این گونه مخازن می گردد. در شکل (۲۱) تصویر مراحل ساخت مخازن نفت در زمان های مختلف نشان داده شده است. از این رو، مطابق با نتایج حاصل، نیاز به بهسازی خاک و استفاده از سیستم پیش بارگذاری می تواند تأثیر بسزایی را در کاهش میزان نشست ها و بهبود عملکرد مخازن در حین بهره برداری از آنها داشته باشد.



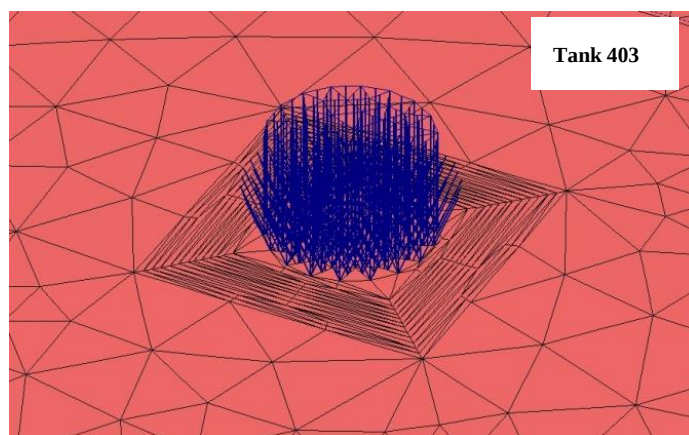
شکل ۱۷ مقایسه نمودار نشست خاکریز EM-2B در مدل سازی عددی و ابزار دقیق (نشست سنج)



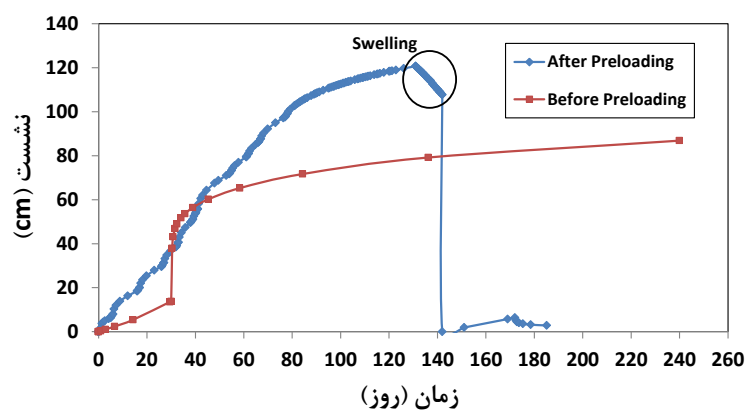
شکل ۱۸ مقایسه نمودار اضافه فشار آب حفره ای خاکریز EM-2B در مدل سازی عددی و ابزار دقیق (پیزومتر)

پیش بینی نشست مخزن نفت پس از اتمام عملیات بهسازی خاک

پس از دستیابی به پارامترهای اصلاح شده حاصل از آنالیزهای برگشتی، به مدل سازی مخزن نفت و قرارگیری آن بر روی خاک منطقه مورد نظر به منظور پیش بینی نشست های احتمالی ناشی از ساخت آن پس از اتمام عملیات پیش بارگذاری، پرداخته شده است. مخزن مورد نظر Tank 403 در محل خاکریز EM-2B دارای قطری معادل ۵۳/۶۴ متر است که وزنی در حدود ۳۲۹۶۹ تن را به خاک وارد می نماید. در شکل (۱۹) تصویر مدل سازی مخزن در نرم افزار Plaxis 3D نشان داده شده است. لازم به ذکر است که مخزن مورد نظر با استفاده از تعریف یک بار فشاری معادل در نرم افزار مدل شده است. در شکل (۲۰) نتایج میزان نشست خاک پس از اعمال بار مخازن قبل و بعد از پیش بارگذاری ارائه شده است. باتوجه به این نمودار



شکل ۱۹ مدل سازی مخزن Tank 403 در برنامه Plaxis 3D



شکل ۲۰ نمودار نشست خاک قبل و بعد از پیش بارگذاری خاکریز EM-2B در نرم افزار Plaxis 3D



شکل ۲۱ مراحل ساخت مخازن نفت در زمانهای مختلف پروژه

جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

استفاده از بهسازی خاک به‌روش پیش‌بارگذاری در خاک‌های رسی نرم یکی از اقتصادی‌ترین و کاراترین روش‌های موجود می‌باشد. لذا در این مقاله به مدل‌سازی عددی عملیات بهسازی خاک به‌روش پیش‌بارگذاری با خاکریز به‌همراه زهکش‌های شعاعی پیش‌ساخته (PVD) در پروژه انبار نفت ماهشهر (مطالعه موردی) پرداخته شده است. به‌منظور مدل‌سازی روند عملیات پیش‌بارگذاری و مقایسه آنها با نتایج ابزارگذاری از نرم‌افزار اجزای محدود Plaxis 3D استفاده شده است. نتایج نشست‌های مدل عددی با مقادیر نتایج ابزاردقیق کالیبره شده و با استفاده از آنالیز برگشتی داده‌های ابزاردقیق، مهم‌ترین پارامترهای صحیح نشست تحکیمی تأثیرگذار خاک به‌دست آمده است. همچنین میزان نشست تخمینی خاک قبل و بعد از پیش‌بارگذاری در اثر احداث مخازن نفت با یکدیگر مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. از جمله نتایج به‌دست آمده در این پژوهش می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱. مقادیر نشست ثبت‌شده با استفاده از نتایج متوسط ابزارگذاری در خاکریز EM-2B برابر ۱۲۲/۲ سانتی‌متر به‌دست آمده است در صورتی که مقدار نشست محاسباتی اولیه براساس نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی و صحرایی اولیه در مرکز خاکریز-EM-2B برابر ۱۳۲ سانتی‌متر به‌دست آمده است که نشان از محافظه‌کارانه بودن مقادیر پارامترهای خاک و به‌دنبال آن میزان نشست محاسباتی نسبت به مقادیر اندازه‌گیری‌شده اولیه می‌باشد.

۲. باتوجه به نتایج حاصل از تحلیل حساسیت و آنالیز برگشتی، پارامتر C_f (نسبت نفوذپذیری خاک در محل به نفوذپذیری آزمایشگاه) برای خاکریزهای EM-2B در حدود هشت برابر بیشتر از ضریب نفوذپذیری به‌دست آمده از مقادیر پارامترهای اولیه

برمبنای نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی و صحرایی بوده است. همچنین پارامترهای دیگر نشست تحکیمی نظیر شاخص تراکم (C_c) و فشار پیش‌تحکیمی خاک (PC) برمبنای نتایج به‌دست آمده از آنالیز معکوس مقادیر متفاوتی نسبت به پارامترهای اولیه طراحی داشته‌اند.

۳. شبیه‌سازی عددی مخزن نفت (Tank 403) در محل خاکریز (EM-2B) نشان می‌دهد که نشست خاک قبل از عملیات بهسازی در صورت ساخت مخزن و پس از گذشت زمان تحکیمی در حدود ۶۸ سانتی‌متر ایجاد می‌شود که بعد از عملیات پیش‌بارگذاری و قرارگیری مخزن این نشست به حدود ۹ سانتی‌متر کاهش یافته است. از این‌رو، مطابق با نتایج حاصل نیاز به بهسازی خاک و استفاده از سیستم پیش‌بارگذاری می‌تواند تأثیر بسزایی در کاهش میزان نشست‌ها و بهبود عملکرد آنها به‌خصوص در پروژه‌ها با مقیاس بزرگ و در خاک‌های ریزدانه در حین بهره‌برداری از مخازن نفت شود.

مطالعات تحقیق حاضر نشان می‌دهد که اطمینان به پارامترهای اولیه خاک حاصل از نتایج آزمایشگاهی (به‌خصوص آزمایش‌های تحکیم یک‌بعدی) و صحرایی می‌تواند منجر به خطا در پیش‌بینی طراحی و اجرای مابقی خاکریزها شود. لذا استفاده از ابزارگذاری و تجزیه و تحلیل نتایج آنها، تجربه‌ای مؤثر در کاهش هزینه‌ها و زمان‌بندی پروژه‌های مشابه خواهد بود.

تشکر و قدردانی

نویسندگان بر خود واجب می‌دانند که بدین وسیله مراتب تشکر و قدردانی را از مؤسسه مهندسان مشاور ساحل برای در اختیار گذاشتن اطلاعات مربوط به این پژوهش داشته باشند.

مراجع

۱. استاماتوپولوس، آریس و پاناگیوتیس، کوتزیاس، «اصلاح خاک از طریق پیش بارگذاری»، سعید منتظرالقائم، مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، (۱۳۷۸).
2. Federal Highway Administration (FHWA), "Prefabricated Vertical Drains, Vol. I, *Engineering Guidelines*" Report No. RD-86/168, pp. 1-128 (1986).
3. Bhushan, K., Carlos V., Saaty, R., "Soil Improvement by Precompression at a Tank Farm Site in Central Java, Indonesia", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 3, pp. 101-108, (2000).
4. Indraratna, B. and Redana, I W., "Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation", *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE, Vol. 125, No. 1, pp. 96-99, (1998).
5. Indraratna B, Rujikiatkamjorn C, Sathananthan I, Shahin M and Khabbaz H., "Analytical and Numerical Solutions for Soft Clay Consolidation using Geosynthetic Vertical Drains with Special Reference to Embankments", *Proceedings of the 5th International Geotechnical Engineering Conference*, Cairo, Egypt, pp. 55–86, (2005).
6. Sathananthan, I. and Indraratna, B., "Laboratory Evaluation of Smear Zone and Correlation between Permeability and Moisture Content", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, Vol.132, No. 7, pp. 942–945, (2006).
7. Saowapakpiboon, J., D.T. Bergado , Youwai, S., Chai, J.C., Wanthong, P., Voottipruex, P., "Measured and Predicted Performance of Prefabricated Vertical Drains (PVDs) with and without Vacuum Preloading", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, No. 1, pp. 1-11, (2010).
8. Rujikiatkamjorn, Ch., Indraratna, B., and Chu, J., "Numerical Modelling of Soft Soil Stabilized by Vertical Drains, Combining Surcharge and Vacuum Preloading for A Storage Yard", *Can. Geotech. J.*, Vol. 44, No. 3, pp. 326–342, (2007).
9. Dhar, AS., Siddique, A., and Amen, SF., "Ground Improvement using Preloading with Prefabricated Vertical Drains", *International Journal of Geoengineering Case Histories*, Vol. 2, No. 2, pp. 86, (2011).
10. Tedjakusuma, B., "Application of Prefabricated Vertical Drain in Soil Improvement", *Civil Engineering Dimension*, Vol. 14, No.1, pp. 51-56, (2012).
11. Bergado, D.T., Voottipruex, P., Lam, L.G., Hino, T., "Back-analyses of Flow Parameters of PVD Improved soft Bangkok Clay with and Without Vacuum Preloading from Settlement Data and Numerical Simulations", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 42, No. 5, pp. 457-467, (2014).
12. Gia Lam, L., Bergado, D.T., Hino, T., "PVD Improvement of Soft Bangkok Clay with and Without Vacuum Preloading using Analytical and Numerical Analyses", *Geotextiles and Geomembranes*,

- Vol.43, No. 6, pp. 547-557, (2015).
13. Plaxis 3D Foundation (version 1.6) user's Manual. Edited by Brinkgreve, R.B.J. Delf University of Technology and PLAXIS b.v., The Netherlands, (2005).
14. Biot, M., "General Theory of Three-dimensional Consolidation", *Journal of Applied Physics*, Vol. 12, pp.155-164, (1941).
15. Chai J.C, Shen S.L, Miura N.and Bergado D.T., "Simple Method of Modeling PVD Improved Subsoil", *Journal Journal of Geotechnical Engoneering*, ASCE, Vol.127, No.11, PP. 956-972, (2001).

ارزیابی احتمال خرابی صفحات مستطیلی با شرایط تکیه گاهی متفاوت با استفاده یک روش طول گام دینامیکی متناهی*

^(۱) بهروز کشته گر^(۲) صادق اعتدالی

چکیده عملکرد صفحات مستطیلی به علت تصادفی بودن بارهای وارده، خواص مصالح، ابعاد و شرایط تکیه گاهی ممکن است تغییر کند. در این مقاله، احتمال خرابی صفحات فلزی مستطیلی نسبت به شرایط تکیه گاهی مختلف با استفاده از یک روش اولین مرتبه قابلیت اعتماد بر اساس طول گام متناهی تحت تابع عملکرد جابجایی، ارزیابی شده است. متغیرهای تصادفی مانند مصالح، بار وارده و ابعاد صفحات به کمک توابع احتمال نرمال، لوگ-نرمال در تحلیل قابلیت اعتماد در نظر گرفته شده است. یک طول گام متناهی در روش پیشنهادی قابلیت اعتماد با استفاده از قاعده امتداد جستجوی Armijo توسعه داده شده که علاوه بر سادگی، کارایی و توانمندی بالایی را دارد. نتایج نشان می دهد که کاهش ابعاد صفحه موجب کاهش احتمال خرابی شده و صفحات با شرایط تکیه گاهی دو انتها آزاد نسبت به صفحات با شرایط مرزی گیردار احتمال خرابی بالاتری را نشان داده اند. حداقل ضخامت صفحات با شرایط تکیه گاهی ساده جهت عملکرد مطلوب بر اساس تحلیل قابلیت اعتماد در حدود ۳۰۰/۱ (محیط صفحه)، نتیجه شده است.

واژه های کلیدی روش طول کم متناهی، صفحات مستطیلی، شرایط مرزی مختلف، عدم قطعیت مدلسازی.

Evaluating the Failure Probability of Rectangular Plates with Different Boundary Conditions Using a Dynamical Finite-Step Length Method

B. Keshtegar

S. Etedali

Abstract The performance of plates can be changed due to their uncertainties in applied loads, material properties, geometry and boundary conditions. In this paper, the failure probabilities of rectangular steel plates are evaluated using the displacement performance function using the first-order reliability method (FORM) – based on a novel finite-step length. The displacement limit state function of the isotropic plates for different boundary conditions is used for their reliability analysis based on the random variables such as material, plate dimensions and applied external load which have been simulated by use of Normal and Lognormal distribution functions. The finite-step length of FORM is developed based on Armijo line search that is simply computed and is improved the robustness and efficiency of FORM. The results demonstrate that by decreasing plate dimensions, the failure probabilities are decreased. The failure probabilities of plates with free boundary conditions are obtained to be more than the failure probabilities of plates with clamped boundary conditions. The minimum thicknesses of rectangular plates with simply supported conditions are found to be about (around plate)/300 to achieve a reliable performance.

Key Words Finite-Step Length Method, Rectangular Plates, Different Boundary Conditions, Uncertainties.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۹/۲۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۱۰/۲۹ می باشد.

Email: bkeshtegar@uoz.ac.ir

(۱) نویسنده مسؤول، استادیار، دانشکده مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه زابل.

(۲) استادیار، دانشکده مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی بیرجند.

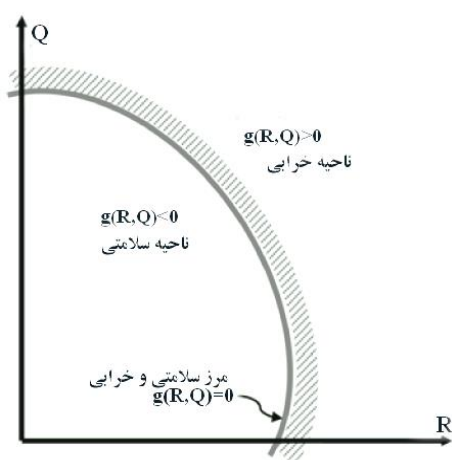
مقدمه

صفحات از جمله کاربردی ترین اجزای سازه ای می باشد. در مهندسی شکل استفاده از صفحات بسیار متفاوت است به طوریکه عرشه انواع پل های کابلی، بتنی و فولادی را می توان به کمک آن ها ساخت و سقف های ساختمانی از قبیل: کامپوزیتی، دال، تیرچه و بلوک را پوشش داد. همچنین، جهت مقابله با بارهای محیطی جانبی می توان از سیستم دیوار برشی فولادی استفاده کرد. استفاده از صفحات در ساخت مخازن، بدنه ماشین آلات و همچنین اتصالات نیز کاربرد وسیعی دارد. انواع عدم قطعیت در تعیین عملکرد و ظرفیت بهره برداری صفحات وجود دارد که از آن جمله می توان؛ به عدم قطعیت (uncertainties) در بارهای وارده، خواص مصالح، شرایط مرزی، نحوه مدل سازی صفحات نام برد. این عدم قطعیت ها طی فرایندهای تحلیل، طراحی و بهره برداری ایجاد شوند. بطوریکه، ساده سازی مدل عددی، عدم تطابق ابعاد مدل تحلیلی با واقعی، خطاهای ناشی از تعریف پارامترهایی مانند کارایی سازه، زوال، تجربه مهندسین، مهارت کارگران، شرایط محیطی، ماهیت تصادفی بارهای وارده بر صفحات و مقاومت نهایی، می توانند منابع تولید عدم اطمینان ها در صفحات باشند.

تحلیل قابلیت اعتماد (Reliability analysis) بر اساس یک مدل احتمالاتی، این امکان را فراهم می کند تا بتوان در ارزیابی و کارایی یک سازه انواع عدم قطعیت را در نظر گرفت. روش های تحلیل قابلیت اعتماد متفاوتی جهت تعیین احتمال خرابی یک صفحه مورد استفاده قرار می گیرد که از آن جمله می توان به روش اولین مرتبه دومین ممان (First-order second moment) [1]، روش اولین مرتبه قابلیت اعتماد (First-order reliability analysis) [2] و روش شبیه سازی مونت کارلو (Mont Carlo simulation) [3] نام برد. در مسائل پیچیده استفاده روش شبیه سازی مونت کارلو بسیار وقت گیر و زمان بر است [2,3]. اما روش های اولین مرتبه قابلیت اعتماد کاربرد وسیعی به علت

سادگی و کارایی دارد [4,5]. هدف اساسی در روش قابلیت اعتماد مرتبه اول محاسبه شاخص قابلیت اعتماد می باشد [6,7]. عموماً، رویه تکرار هاسوفر-لیند و رکویتز-فسلر (HL-RF) کاربرد فراوانی در تحلیل قابلیت اعتماد سازه ها دارد [9 و 8]. این رویه تکرار در توابع حالت حدی بسیار غیرخطی ممکن است همگرایی کند و یا همراه با نوسان و اغتشاش داشته باشد [2, 6-11]. با استفاده از یک تابع شایسته، رویه تکرار HL-RF توسط لیو و درکیریخیان بهبود یافته است اما این رویه در محاسبه طول گام برای توابع غیرخطی با چندین نقطه کمینه دچار واگرایی حل می گردد [11,12]. همگرایی الگوریتم HL-RF با استفاده از روش انتقال پایدار توسط یانگ بهبود بخشیده شد [13]. همچنین، گنگ و یا بر اساس رویه تکرار طول گام بزرگ، پایداری عددی رویه HL-RF را بهبود بخشیده اند [14]. روش انتقال پایدار [13] و نیز طول گام بزرگ [14] در مسائل بسیار غیرخطی به علت دست یابی به پایداری عددی، تعداد تکرار بالایی را نیاز دارند. اخیراً، منگ و همکاران [9] بر اساس بهبود امتداد جستجوی کارایی روش روش انتقال پایدار را ارتقای دادند. همچنین، کشته گر [5,11] بر اساس یک امتداد جستجوی مزدوج مغشوش بر اساس قاعده شیب پایداری حل روش انتقال پایدار و همچنین کارایی جهت افزایش در سرعت همگرایی را بهبود بخشید. روش طول گام بزرگ با استفاده از قانون Armijo توسط کشته گر [4] بر اساس یک امتداد جستجوی مزدوج محدود شده به منظور افزایش پایداری حل بهبود بخشیده شده است. کشته گر و میری بر اساس یک امتداد جستجوی مزدوج پایداری عددی روش اولین مرتبه قابلیت اعتماد را بهبود بخشیده اند [۸ و ۲]. روش های ارائه شده اولین مرتبه قابلیت اعتماد بر مبنای امتداد جستجوی مزدوج [2, 4, 5, 8, 11] از کارایی و توانمندی بالایی برخوردار هستند اما، جهت دستیابی به پایداری عددی نیاز به محاسبات پیچیده دارند و بر مبنای یک رابطه تکرار ساده پایه گذاری نشده اند.

بر عضو می‌باشد. در معادله (۱) هر یک از دو تابع مقاومت (R) و بار (Q) متشکل از چند متغیر تصادفی با توابع توزیع احتمال متفاوت می‌باشند که به ماهیت ابعاد و نوع مصالح مورد استفاده صفحه بستگی دارند. مطابق با این معادله، همانطور که در شکل شماره (۱) نشان داده شده است، $R-Q=0$ مرز بین خرابی و سلامتی ساز، محدوده $R-Q>0$ ، خرابی سازه و $R-Q<0$ ، سلامتی سازه را بیان می‌کند [13].



شکل ۱ نمایش شماتیک تابع حالت حدی و مرز خرابی

احتمال خرابی براساس مقدار همپوشانی تابع توزیع احتمال دو متغیر تصادفی مقاومت (R) و بار (Q) می‌تواند بدست آورید (شکل ۲). خرابی یک سازه هنگامی اتفاق می‌افتد که بارهای وارده از مقاومت سازه بیشتر باشد. از اینرو، مقدار همپوشانی توابع توزیع توام مقاومت و بار برابر خواهد بود با [2]:

$$P_f[Q > R] = \iint_{q-r>0} f_{Q,R}(q, r) dq dr \quad (2)$$

که در آن، P_f احتمال خرابی صفحه و $f_{Q,R}(q, r)$ تابع چگالی احتمال توام بار و مقاومت می‌باشد. روش‌های اولین مرتبه قابلیت اعتماد به دلیل سادگی و کارایی استفاده وسیعی جهت برآورد احتمال خرابی دارند.

روش‌های امتداد جستجوی بر مبنای تندترین شیب مانند انتقال پایدار [9,13] و طول گام بزرگ [14] به صورت بسیار ساده رابطه‌سازی شده‌اند اما، در مسائل پیچیده ممکن است، نتایج ناپایداری را منجر به گردد [5,11]. از اینرو، در تحلیل قابلیت اعتماد مسائل پیچیده مهندسی به کمک روش‌های تکرار دو پارامتر کارایی و سادگی بسیار حائز اهمیت است.

مسئله تحلیل صفحات با توجه به شرایط مرزی مختلف بر اساس تابع عملکرد جابجایی می‌تواند به عنوان یک مثال عددی کاربری در مسائل قابلیت اعتماد به شمار آید. ارزیابی تحلیل قابلیت اعتماد این صفحات وابسته به شرایط تکیه‌گاهی می‌باشد. از اینرو ضمن تعریف صحیح تابع حالت حدی، روش تحلیل قابلیت اعتماد ساده همراه با پایدار و کارایی حل حائز اهمیت است. در این مقاله، یک تابع حالت حدی بر مبنای عملکرد جابجایی صفحات مستطیلی با شرایط مرزی متفاوت بیان شده که ارزیابی احتمال خرابی آن با استفاده از یک روش تکرار اولین مرتبه قابلیت اعتماد مبتنی بر طول گام دینامیکی متناهی صورت پذیرفته است. روش طول گام دینامیکی متناهی علاوه بر سادگی می‌تواند پایداری عددی را با استفاده از قائده امتداد جستجوی Armijo و شرایط شیب تضمین کند. سپس، تحلیل حساسیتی از احتمال خرابی نسبت به سختی، بارهای وارده و نسبت ابعاد صفحه در شرایط مرزی مختلف انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد که شرایط تکیه‌گاهی پارامتر مهمی در بهبود عملکرد صفحات مستطیلی از حیث سلامتی می‌باشد.

احتمال خرابی سازه

برای بیان احتمال خرابی یک عضو سازه‌ای، معمولاً از یک تابع حالت حدی به شرح زیر استفاده می‌شود:

$$g(R, Q) = R - Q \quad (1)$$

که در آن: R تابع مقاومت و Q تابع بارهای وارده

که در آن، U^λ بردار طراحی متناهی است که به صورت رابطه زیر تعریف می‌گردد:

$$U_{k+1}^\lambda = U_k - \lambda_k \nabla g(U_k) \quad (6)$$

که در آن λ_k مقدار طول گام دینامیکی متناهی که در تحقیق حاضر پیشنهاد شده است، می‌باشد. اگر طول گام متناهی λ_k برابر با صفر محاسبه گردد آنگاه، نقطه جدید طراحی بر نقطه قبلی آن منطبق شده و یا به عبارتی الگوریتم همگرا به یک نقطه ثابت می‌شود. اگر طول گام متناهی بزرگ انتخاب گردد ($\lambda \gg 0$) آنگاه رویه تکرار رابطه (۴) منطبق بر رویه HL-RF می‌گردد. لذا، الگوریتم تکرار ارائه شده ممکن است مشکلات همگرایی مشابه با رویه HL-RF همچون همگرایی نوسانی و مغشوش، در مسائل غیرخطی داشته باشد. جهت اجتناب از انتخاب نامناسب طول گام متناهی (λ) مقدار اولیه این طول گام بر اساس قاعده Armijo انتخاب گردیده است. در مقاله حاضر، یک روش طول گام متناهی بر مبنای قاعده Armijo بسط داده شده به صورت زیر بسط داده شده است [15]:

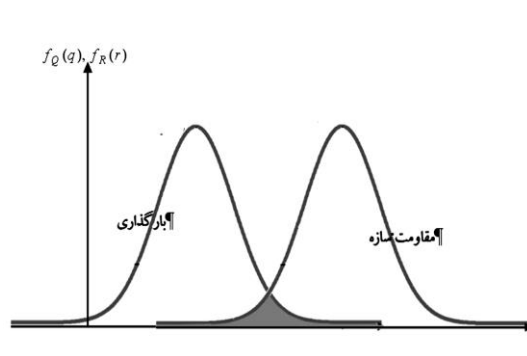
$$g(U_k + \lambda_k d_k) - g(U_k) \leq m \lambda_k \|\nabla g(U_k)\|^2 \quad (7)$$

که در آن، d_k امتداد جستجو به صورت $d_k = U_k - U_{k-1}$ و m یک عدد طبیعی کوچک است. بر اساس قاعده Armijo در رابطه (۷) طول گام متناهی می‌تواند به صورت زیر تخمین گردد:

$$\lambda_k \geq \frac{g(U_k + \lambda_k d_k) - g(U_k)}{m \|\nabla g(U_k)\|^2} \quad (8)$$

فرض می‌گردد که، طول گام متناهی در رابطه فوق از حداکثر طول گام که در اولین تکرار کمتر باشد. از اینرو، حداکثر طول گام با فرض، ناچیز بود تغییرات $g(U_k + \lambda_0 d_k) - g(U_k)$ ، m یک عدد مثبت کوچک و همچنین، طول گام مثبت می‌تواند مطابق با رابطه (۸) به صورت زیر بانویسی گردد:

$$\lambda_{\max} \geq \frac{M}{\|\nabla g(U_{U=\mu})\|^2} \quad (9)$$



شکل ۲ مقدار همپوشانی بار و مقاومت

در روش اولین مرتبه قابلیت اعتماد، احتمال خرابی را می‌تواند بر اساس تابع حالت حدی $g(X)$ به صورت زیر تخمین نمود [4-6]:

$$P_f = P[g(X) \leq 0] = \int_{g(X) \leq 0} f_X(x) dx \approx \Phi(-\beta) = \Phi\left(-\frac{\|U^*\|}{\sigma}\right) \quad (3)$$

که در آن $f_X(x)$ تابع چگالی توأم متغیرهای تصادفی پایه X می‌باشد. β شاخص قابلیت اعتماد، Φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد و U^* نقطه حداکثر محتمل خرابی است. روش‌های اولین مرتبه تحلیل قابلیت اعتماد بر مبنای یک فرایند تکرار با هدف جستجوی نقطه حداکثر محتمل پایه گذاری شده‌اند [2,13].

روش طول گام دینامیکی متناهی

الگوریتم تکرار جهت جستجوی نقطه حداکثر محتمل متناسب با یک طول گام بزرگ به صورت بیان شده است:

$$U_{k+1}^\lambda = \frac{g(U_k) - \nabla^T g(U_k) U_k}{\nabla^T g(U_k) a_{k+1}^\lambda} a_{k+1}^\lambda \quad (4)$$

که در آن U_{k+1} مقدار جدید بردار طراحی در فضای نرمال استاندارد و a_{k+1}^λ بردار حساسیت ارائه شده که بر اساس طول گام متناهی دینامیکی به صورت زیر پیشنهاد شده است.

$$a_{k+1}^\lambda = \frac{U_{k+1}^\lambda}{\|U_{k+1}^\lambda\|} \quad (5)$$

مطابق با طول گام ارائه شده، آلوگوریتیم تکرار اولین مرتبه قابلیت اعتماد بر اساس چهار گام اساسی به صورت زیر قابل بیان است:

گام اول: تعریف تابع حالت حدی، خواص آماری متغیرهای تصادفی پایه، $k=0$ ، نقطه شروع تکرار $X_0 = \mu$ و معیار همگرایی به صورت $\varepsilon = 10^{-6}$

گام دوم: انتقال متغیرهای تصادفی در فضای نرمال استاندارد مطابق با تبدیل روزنبلات $(u_k = \Phi^{-1}\{F_X(x_k)\})$.

گام سوم: جستجوی نقطه حداکثر محتمل مطابق با یک رویه تکرار منتهای به صورت:

۱- محاسبه گرادیان تابع حالت حدی در فضای نرمال استاندارد

۲- اگر $k=0$ ، محاسبه طول گام حداکثر مطابق با رابطه (۱۰)

۳- محاسبه بردار طراحی منتهای (U^λ) با توجه به رابطه (۶)

۴- محاسبه α^λ بر اساس روابط (۵)

۵- محاسبه مقدار جدید بردار طراحی بر اساس رابطه (۴)

۶- به روز رسانی طول گام مطابق با رابطه (۱۱)

گام چهارم: کنترل همگرایی رویه تکرار به صورت $\|U_{k+1} - U_k\| < \varepsilon$ در صورت برقراری، محاسبه احتمال خرابی $(P_f \approx \Phi(-\beta))$ بر اساس نقطه حداکثر محتمل $(\beta = \|U_{k+1}\|)$ در غیر این صورت $k = k+1$ و ارجاء به گام دوم.

تابع عملکرد برای صفحات مستطیلی

یک صفحه مستطیلی مطابق با شکل (۳)، تحت بار گسترده q را در نظر گرفته می‌شود. معادله حاکم بر خمش صفحه به صورت رابطه زیر است [16-18]:

$$D\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^2 w}{\partial^2 x \partial^2 y} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right) = q \quad (12)$$

در رابطه فوق w جابجایی در جهت z صفحه، q

که در آن، ضریب M یک عدد حقیقی مثبت و بزرگ می‌باشد. $\nabla g(U_{U=\mu})$ مقدار گرادیان تابع شرایط حدی در نقطه طراحی است. مقدار ضریب M را مراجع [4,5] عددی بین ۱ تا ۱۰۰ پیشنهاد نموده‌اند که در تحقیق حاضر برابر با ۱۵ در نظر گرفته شده است. از اینرو، مقدرا اولیه طول گام دینامیکی می‌تواند به صورت دینامیکی بر اساس رابطه زیر محاسبه گردد:

$$\lambda_0 = \frac{15}{\|\nabla g(U_{U=\mu})\|^2} \quad (10)$$

انتخاب طول گام مناسب موجب بهبود کارایی روش اولین مرتبه قابلیت اعتماد می‌گردد. جهت بهبود توانمندی و همگرایی حل روش طول گام منتهای، طول گام دینامیکی ارائه شده در رابطه (۱۰) می‌تواند شرایط شیب در هر تکرار، تنظیم شود. لذا، فرض می‌گردد که طول گام ارائه شده، شرایط شیب را نیز برآورد نماید $(\|U_{k+1} - U_k\| < \|U_k - U_{k-1}\|)$. لذا در هر تکرار مقدار طول گام بر اساس رابطه زیر به روز رسانی می‌گردد:

$$\lambda_k = \begin{cases} \lambda_{k-1} & \text{if } \|U_{k+1} - U_k\| < \|U_k - U_{k-1}\| \\ 0.75\lambda_{k-1} & \text{otherwise} \end{cases} \quad (11)$$

در رابطه فوق ضریب 0.75 برای تنظیم طول گام استفاده می‌گردد. این بدان معنا است که به ازای تعدادی محدود تکرار ممکن است طول گام برابر با صفر گردد. از اینرو، امتداد جستجوی جدید مطابق با رابطه ۵ و ۶ بر یکدیگر متعلق می‌گردند. مشخص است که، طول گام بر اساس اطلاعات نقطه شروع تکرار و نتایج حاصل از تکرارهای جدید و قبلی به صورت دینامیکی مطابق با روابط (۱۰) و (۱۱) قابل محاسبه است. لذا، این روش نسبت به روش‌های مبتنی بر امتداد جستجوی مزدوج [4,5,11] بسیار ساده‌تر فرمول‌بندی شده است. طول گام در روش پیشنهادی به صورت دینامیکی بسط داده شده اما، در روش مرجع [14]، طول گام به صورت یک عدد ثابت بین ۱۵ تا ۳۰ در نظر گرفته شده است.

کردن انرژی (روش ریتز) استفاده کرد. جهت اطلاعات بیشتر از حل دقیق صفحات به منابع [16-18] مراجعه شود. جابجایی صفحات مستطیلی تحت بار گسترده بر اساس حل تحلیلی مطابق با رابطه زیر می‌تواند بیان گردد [19-20]:

$$w = \alpha \frac{qa^4}{D} \quad (14)$$

که در آن، ضریب α مقداری است که بر اساس حل دقیق صفحه محاسبه می‌شود [17-21] و a بعد صفحه در جهت x است. با استفاده از رابطه (۱۳) و رابطه (۱) تابع حالت حدی بهره‌برداری صفحه به صورت زیر بیان می‌گردد:

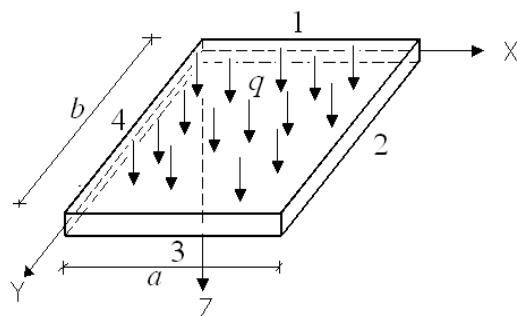
$$g = \frac{a}{R} - \alpha \frac{qa^4}{D} \quad (15)$$

که در آن ضریب R عددی که کنترل کننده محدوده مجاز جابجایی می‌باشد. براساس آیین نامه‌های طراحی این ضریب عددی در حدود ۲۴۰ و ۳۶۰ می‌باشد [22]. تابع شرایط حدی فوق شامل ۷ متغیر تصادفی E ، t ، v ، α ، a ، q و R است. متغیر تصادفی α می‌تواند به عنوان عدم قطعیت در مدل‌سازی معرفی گردد. مشخصات آماری متغیرهای تصادفی پایه صفحه تحت بار گسترده در جدول (۱) لحاظ شده است.

بار خارجی و D سختی صفحه می‌باشد که به صورت رابطه زیر بیان می‌گردد:

$$D = \frac{Et^3}{12(1-v^2)} \quad (13)$$

که E مدول الاستیسیته، t ضخامت ورق و v ضریب پواسون است.



شکل ۳ نمایش شماتیک صفحه مستطیلی با شرایط انتهایی ۱-۲-۳-۴

حل ورق با شرایط مرزی ساده بر اساس روش‌های مختلفی صورت می‌گیرد که از آن جمله می‌توان، به روش‌های ناویر و لوی اشاره نمود که بر اساس سری‌های فوریه (سینوس و کسینوس) یک صفحه مستطیلی را می‌توان تحلیل نمود [17-19]. اما برای شرایط مرزی مختلف می‌توان، از روش حداقل

جدول ۱ خواص توزیع احتمال متغیرهای تصادفی

متغیر	توزیع	میانگین	ضریب تغییرات
α	لوگ-نرمال	شرایط تکیه‌گاهی	۰/۰۵
طول (m)	نرمال	۵	۰/۱
بار (kg/m^2)	لوگ-نرمال	۸۰۰	۰/۱۲۵
مدول ارتجاعی (kg/m^2)	نرمال	$2/1 \times 10^{10}$	۰/۱
ضخامت (m)	نرمال	۰/۰۵	۰/۱
ضریب پواسن	لوگ-نرمال	۰/۳	۰/۰۵
ضریب کنترل R	نرمال	تعریف مسئله	۰/۱

جدول ۲ مقایسه ضریب α بر اساس نتایج عددی و حل دقیق ($v=0.3$)

شرایط مرزی	موقعیت	α	شرایط مرزی	موقعیت	α
CCSC	وسط	۰/۰۰۱۵۷ [17]	CFCF	وسط	۰/۰۰۲۹۰۶ [21]
	لبه آزاد	۰/۰۰۱۵۶۸		لبه آزاد	۰/۰۰۲۹۰۱
SSSC	وسط	۰/۰۰۲۸ [17]	SSSF	وسط	۰/۰۱۲۸۵۲ [18]
	لبه آزاد	۰/۰۰۲۷۸۸		لبه آزاد	۰/۰۱۲۸۶۸
SFCE	وسط لبه	۰/۰۰۵۸۷۶ [21]	SCSF	وسط	۰/۰۱۱۲۳۶ [18]
	آزاد	۰/۰۰۵۸۶۷		لبه آزاد	۰/۰۱۱۲۵۴

اعداد ضخیم مربوط به حل عددی اجزای محدود است

S و C به ترتیب شرایط تکیه گاهی گیردار، ساده و آزاد می باشد

اعتبار سنجی تابع عملکرد

قبل از بررسی نتایج احتمال خرابی بایستی ضریب α محاسبه گردد. بدین منظور بر اساس تحلیل اجزای محدود نتایج صفحات با در نظر گرفتن المان چهار کره‌ای با ۱۶ درجه آزادی که هر نود شامل ۴ درجه آزادی ($\theta_x, \theta_y, \theta_{yx}$ و w) می باشد، انجام شده است. تحلیل اجزای محدود بر اساس برنامه‌ای به زبان متلب تدوین شده است. برخی از نتایج حل دقیق و اجزای محدود برای صفحات با شرایط تکیه گاهی متفاوت در جدول (۲) مقایسه شده است. نتایج، مقدار قابل قبولی از ضریب α را ارائه می دهد که بیشترین درصد اختلاف بین حل تحلیلی و عددی در حدود ۰/۱۵ درصد نتیجه شده که این اختلاف بسیار ناچیز می باشد. لذا تحلیل قابلیت اعتماد بر اساس معادله شرایط حدی (۱۵) با در نظر گرفتن ضریب α می تواند صحیح باشد.

بررسی نتایج

ارزیابی احتمال خرابی صفحات مستطیلی شامل دو بخش است. بخش اول؛ مربوط به ارزیابی احتمال خرابی یک صفحه مستطیلی چهار طرف مفصل (SSSS) بوده که نتایج احتمال خرابی به ازای نسبت طول بزرگتر به کوچکتر (a/b)، با دو ضریب کنترل متفاوت (R) ۲۴۰

و ۳۶۰ مقایسه شده است. بخش دوم؛ احتمال خرابی صفحات با شرایط تکیه گاهی متفاوت تحت بار گسترده یکنواخت بررسی شده است.

ارزیابی صفحه با تکیه گاه مفصلی (SSSS)

نتایج تحلیل پارامتری نسبت به ابعاد صفحه برای دو ضریب کنترل ۳۶۰ و ۲۴۰ مطابق شکل (۴) ارائه شده است. مشخص است که، احتمال خرابی صفحه برای نسبت ابعادی (a/b) کمتر از ۲، تحت ضریب کنترل ۲۴۰ ناچیز محاسبه شده ولی احتمال خرابی با افزایش نسبت ابعاد، افزایش یافته است. از اینرو، برای صفحه با رفتار یک طرفه ($a/b > 2$)، افزایش احتمال خرابی را می توان نتیجه گرفت. با افزایش ضریب کنترل، احتمال خرابی یک صفحه مستطیلی افزایش یافته است. لذا، جهت کاهش احتمال خرابی در صفحات با قید جابجایی، بایستی تمهیدات ویژه‌ای از جمله افزایش ضخامت و یا مدول ارتجائی در نظر گرفته شود.

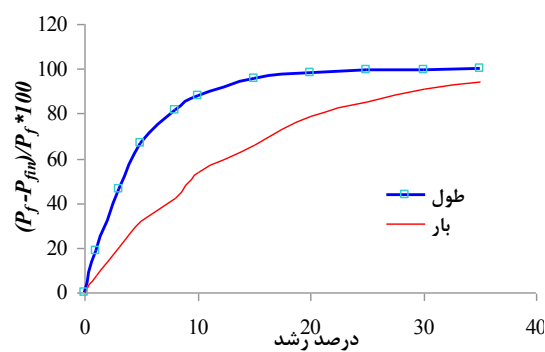
در شکل (۵) احتمال خرابی صفحه مربعی ($a/b = 1$) با شرایط تکیه گاهی مفصلی نسبت به ضریب کنترل خیز (R) نشان داده شده است. مشخص است که، احتمال خرابی با افزایش ضریب کنترل به شدت افزایش می یابد. با توجه به ضریب کنترل کمتر از ۵۰۰ احتمال خرابی پایین (از مرتبه ۳-) محاسبه شده است.

صفحات، که ضخامت آنها بر مبنای روابطه ۴۵۰/ (محیط صفحه) و ۴۰۰/ (محیط صفحه) تعیین شده‌اند که در شکل (۶) زسم گردیده است. احتمال خرابی تقریباً ثابتی برای دو حالت مذکور به ترتیب از مرتبه ۳- و ۴- حاصل شده است.

براساس تحلیل قابلیت اعتماد، نتایج حساسیت نسبت به درصد افزایش طول و بار یک صفحه مستطیلی با شرایط جدول (۱) در شکل (۷) ارائه شده است. در این شکل پارامتر افزایش به صورت:

$$\text{growth percent} = \frac{(X - X_{\text{int}})}{X} \times 100 \quad (16)$$

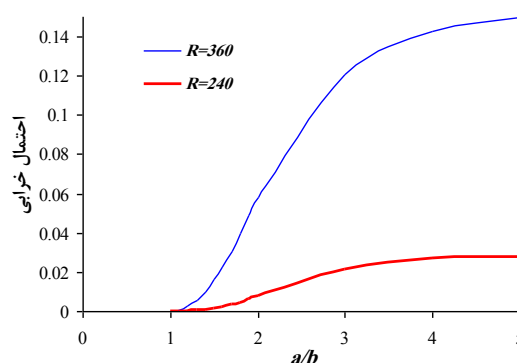
تعریف می‌گردد که در آن X مقدار میانگین متغیر (بار یا طول) و X_{int} مقدار میانگین اولیه متغیر است. بر اساس شکل (۷) مشخص است که، درصد افزایش احتمال خرابی، تحت افزایش طول بیشتر از بار حاصل شده است. لذا، افزایش طول نسبت به افزایش بار، افزایش احتمال خرابی تاثیرگذارتری را نتیجه داده است.



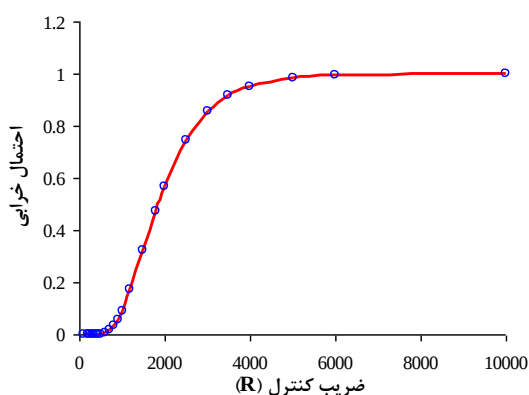
شکل ۷ مقایسه آنالیز حساسیت خرابی نسبت به افزایش بار و طول صفحه

تأثیر شرایط تکیه گاهی بر احتمال خرابی صفحات

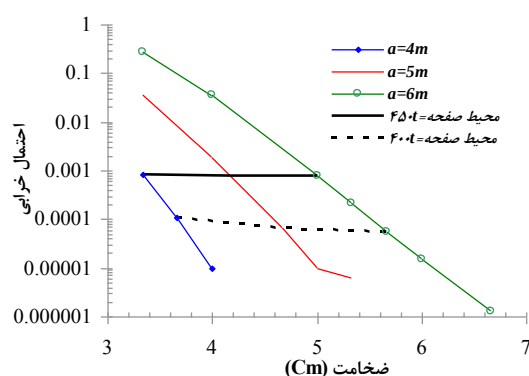
در این بخش نامگذاری صفحات با توجه به شکل (۳) ورق مستطیلی و شرایط تکیه گاهی لبه‌ها ۱ تا ۴ صورت می‌گیرد. به عنوان مثال برای صفحه‌ای که در امتداد ۱ گیردار (C) در امتداد ۲ مفصلی (S) و در امتداد سه آزاد



شکل ۴ احتمال خرابی به ازای نسبت ابعاد مختلف



شکل ۵ احتمال خرابی صفحه با شرایط مفصلی نسبت به ضرایب کنترل مختلف

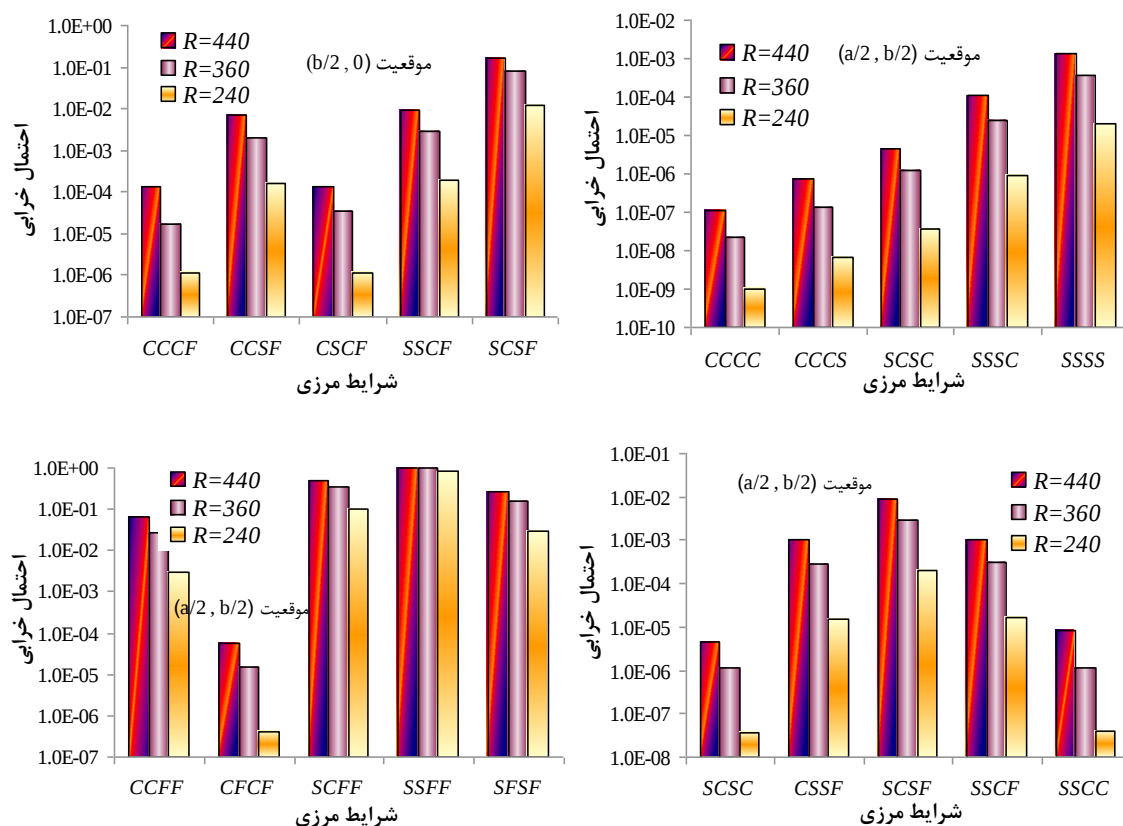


شکل ۶ احتمال خرابی نسبت به ضخامت و ابعاد مختلف

شکل (۶) احتمال خرابی سه صفحه مربعی با ابعاد ۴ و ۵ و ۶ متر را نسبت به ضخامت نشان می‌دهد. مشخص است که با افزایش ضخامت در سه صفحه احتمال خرابی کاهش یافته است. دو احتمال خرابی

شرایط و چیدمان تکیه‌گاه‌ها و نیز موقعیت تکیه‌گاه‌های گیردار بر احتمال خرابی تاثیرگذار می‌باشد. به طوریکه، احتمال خرابی صفحه با شرایط SSCC نسبت به صفحه SCSC بیشتر نتیجه شده که این اختلاف در حدود ۲۰ درصد می‌باشد. احتمال خرابی صفحه CCSF تحت ضریب کنترل ۳۶۰ در وسط لبه آزاد، از مرتبه ۳- نتیجه شده در حالیکه صفحه با شرایط تکیه گاهی CSCF از مرتبه ۵- محاسبه شده است. جهت دستیابی به حاشیه ایمنی مناسب، با توجه به نوع مساله و نیز شرایط بهره‌برداری، موقعیت تکیه‌گاهی گیرداری می‌تواند به شکل مفید در لبه‌های صفحه توزیع گردد. پیشنهاد می‌گردد، برای صفحات با یک انتهای آزاد، جهت دستیابی به احتمال خرابی ناچیز (از مرتبه ۳-) حداقل دو لبه انتهایی به صورت گیردار در نظر گرفته شود.

(F) و در امتداد چهارم گیردار (C) باشد به صورت اختصاری به شکل CSFC نامگذاری شده است. بر اساس نامگذاری ارائه شده، تحت شرایط تکیه گاهی متفاوت، احتمال خرابی به ازای سه ضریب کنترل ۴۴۰، ۳۶۰ و ۲۴۰ محاسبه شده و نتایج در شکل (۸) نشان داده شده است. با توجه به شکل (۸) مشخص است که احتمال خرابی برای صفحات با شرایط تکیه‌گاهی یک طرف آزاد نسبت به انواع دیگر بسیار بزرگتر نتیجه شده است. به طوریکه، برای صفحه مربعی چهار طرف گیردار (CCCC) احتمال خرابی بر اساس ضریب کنترل ۳۶۰ از مرتبه ۸- بوده در حالی که برای صفحه با یک انتهای آزاد (CCFC) از مرتبه ۵- نتیجه شده است. نوع شرایط تکیه‌گاهی همانند مقاومت و ابعاد صفحه، به عنوان یک قید کنترل کننده در بهره برداری صفحات حائز اهمیت است.



شکل ۸ مقایسه احتمال خرابی نسبت شرایط تکیه گاهی متفاوت

۲. احتمال خرابی با افزایش ضریب کنترل به شدت افزایش می یابد. ضریب کنترل کمتر از ۵۰۰ برای صفحات مربعی می تواند مناسب باشد.

۳. زوال عملکرد صفحه مستطیلی به متغیر طول حساستر از متغیر بار است.

۴. ضخامت صفحه را جهت بهره وری با عملکرد مناسب، خوب و عالی به ترتیب می توان به مقدار ۴۵۰/محیط صفحه، ۴۰۰/محیط صفحه و ۳۰۰/محیط صفحه محدود نمود.

۵. اثر قید تکیه گاه بر کاهش عملکرد صفحات با شرایط یک انتها آزاد کاملاً مشهود است. لذا، نوع شرایط تکیه گاهی می تواند به عنوان یک قید کنترل کننده در عملکرد یک صفحه لحاظ گردد.

۶. احتمال خرابی، برای صفحات با شرایط تکیه گاهی CSCS، SSCS، CCCC و CCCS در مقایسه با سایر صفحات مورد بررسی، کمتر نتیجه شده است. اجرای صفحات با شرایط دو انتها آزاد جایز نمی باشد.

۷. موقعیت تکیه گاه های گیردار بر احتمال خرابی صفحات تاثیر گذار است و جهت دستیابی به حاشیه ایمنی مناسب، توزیع شرایط تکیه گاهی گیرداری می تواند عملکرد خدمت پذیری صفحات را افزایش دهد.

اثر تکیه گاهی برای صفحات با شرایط یک انتها آزاد کاملاً مشهود است. به طوریکه، برای صفحه SSCC احتمال خرابی برای ضریب کنترل ۳۶۰ در وسط دهانه از مرتبه ۶- نتیجه شده اما برای صفحه با شرایط تکیه گاهی SSCF احتمال خرابی از مرتبه ۴- حاصل شده است. پیشنهاد می گردد جهت افزایش خدمت پذیری، از اجرای صفحات با شرایط دو انتها آزاد اجتناب گردد.

خلاصه و نتیجه گیری

در این مقاله احتمال خرابی صفحات مستطیلی فلزی بر اساس مود خرابی خدمت پذیری ارزیابی شده است. از یک رویه تکرار محاسبه احتمال خرابی مبتنی بر طول گام دینامیکی متناهی که بر اساس قاعده Armijo و شرایط شیب بسط داده شده، استفاده شده است. اثر نسبت ابعاد، ضریب کنترل، بار و طول بر احتمال خرابی یک صفحه مستطیلی با شرایط تکیه گاهی چهارطرف مفصلی و تاثیر شرایط تکیه گاهی بر احتمال خرابی صفحات مستطیلی بررسی شده که به طور خلاصه نتایج زیر استخراج گردیده است.

ارزیابی شده که نتایج زیر به طور خلاصه حاصل گردیده است.

۱. رفتار یک طرفه صفحات ($a/b > 2$) موجب کاهش سطح قابلیت اعتماد آنها می گردد.

مراجع

1. Zha, Y.G., Lu, Z.H., "Fourth-Moment Standardization for Structural Reliability Assessment", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, No. 7, pp. 916-924, (2007).
2. Keshtegar, B., Miri, M., "Introducing Conjugate Gradient Optimization for Modified HL-RF Method", *Engineering Computations*, Vol. 31, No. 4, pp. 775-790, (2014).
3. Rashki, M., Miri, M., Azhdary, M.M., "A Simulation-Based Method for Reliability Based Design Optimization Problems with Highly Nonlinear Constraints", *Automation in Construction*, Vol. 47, pp. 24-36, (2014).
4. Keshtegar, B., "Limited Conjugate Gradient Method for Structural Reliability Analysis", *Engineering with Computers*, doi:10.1007/s00366-016-0493-7, Vol. 33, No. 3, PP. 621-629, , (2016).
5. Keshtegar, B., "Chaotic Conjugate Stability Transformation Method for Structural Reliability

- Analysis", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 310, pp. 866-885, (2016).
6. Santosh, T.V., Saraf, R.K., Ghosh, A.K., Kushwaha, H.S., "Optimum Step Length Selection Rule in Modified HL-RF Method for Structural Reliability", *International Journal of Press Vessels Piping*, Vol. 83, pp. 742-748. (2006).
 7. Keshtegar, B., Miri, M., "An Enhanced HL-RF Method for the Computation of Structural Failure Probability Based on Relaxed Approach", *Civil Engineering Infrastructures*, Vol. 1, No. 1, pp. 69-80, (2013).
 ۸. کشته گر، ب.، میری، م.، شابختی، ن.، "ارائه الگوریتمی اصلاحی برای روش‌های گرادیان مزدوج غیرخطی به منظور محاسبه شاخص قابلیت اعتماد سازه‌ها"، نشریه مهندسی عمران فردوسی، سال بیست و چهارم، ش. دو، ص. ۲۷-۴۰، ۱۳۹۲.
 9. Meng, Z., Li, G., Yang, D., Zhan, L., "A New Directional Stability Transformation Method of Chaos Control for First Order Reliability analysis", *Struct. Multidiscipl. Optim*, Vol. 55, No. 3, PP. 601-612, (2017).
 ۱۰. کشته گر، ب.، میری، م.، "ارائه روشی جدید برای ارزیابی قابلیت اعتماد سازه‌ها"، مجله مدلسازی در مهندسی، سال ۱۲، شماره ۳۶، ص. ۲۹-۴۲، ۱۳۹۳.
 11. Keshtegar, B., "Stability Iterative Method for Structural Reliability Analysis Using a Chaotic Conjugate Map", *Nonlinear Dynamics*, Vol. 84, No. 4, pp. 2161-2174, (2016).
 12. Liu, P.L., Der Kiureghian, A., "Optimization Algorithms for Structural Reliability", *Structural Safety*, Vol. 9, No. 3, pp. 161-178, (1991).
 13. Yang, D., "Chaos Control for Numerical Instability of First Order Reliability Method", *Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation*, Vol. 5, No. 10, pp. 3131-3141, (2010).
 14. Gong, J.X., Yi, P., "A Robust Iterative Algorithm for Structural Reliability Analysis", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Vol. 43, No. 4, pp. 519-527, (2011).
 15. Armijo, L., "Minimization of Functions Having Lipschits Continuous Partial Derivatives", *Pac. J Math.*, Vol. 16, pp. 1-3, (1966).
 16. Szilard, R., "Theories and Applications of Plate Analysis, Classical, Numerical and Engineering Methods", John Wiley & Sons Inc, (2004).
 17. Timoshenko, S., Krieger, S., "Theory of Plates and Shells". Tokyo: McGraw-Hill, (1959).
 18. Hutchinson, J. R., "On the Bending of Rectangular Plates with Two Opposite Edges Simply Supported", *ASME Journal of Applied Mechanics*, Vol. 59, No. 3, pp. 679-81, (1992).
 19. Bhaskar K., Kaushik B., "Simple and Exact Series Solutions for Flexure of Orthotropic Rectangular Plates with any Combination of Clamped and Simply Supported Edges", *Composite Structures*, Vol. 63, No. 1, pp. 63-8, (2004).
 20. Umasree P., Bhaskar K., "Accurate Flexural Analysis of Clamped Moderately Thick Cross-Ply Rectangular Plates by Superposition of Exact nn-Truncated Infinite Series Solutions", *Journal of*

- Reinforced Plastics and Composites*, Vol. 24, No. 16, pp. 1723–36, (2005).
21. Bhaskar K., Sivaram, A., "Un Truncated Infinite Series Superposition Method for Accurate Flexural Analysis of Isotropic/Orthotropic Rectangular Plates with Arbitrary Edge Conditions", *Composite Structures*, Vol. 83, pp. 83–92, (2008).
 22. Thompson, D. P., Scanlon, A., "Minimum Thickness Requirement for Control of Two Way Slab Deflection", *ACI Structural journal*, Vol. 85, pp. 12-22, (1988).

اندرکنش هرم رأس ستون و اتصال ویژه پیش ساخته فولادی در بارگذاری متناوب*

مرتضی کاظمی تربقان^(۱) محمد رضا سهرابی^(۲) حسن حاجی کاظمی^(۳)

چکیده اتصالات ویژه پیش ساخته شامل رأس هرمی یکی از نوآوری ها در زمینه اتصالات فولادی پیش ساخته می باشد که برای دقت در نصب و سرعت اجرا پیشنهاد شده است. در این مقاله به بررسی اندرکنش بین اتصال فرم سازه ای پیش ساخته مدولار فلزی و قسمت هرمی شکل پرداخته می شود. برای این منظور قسمت هرمی شکل با ابعاد مختلف در نرم افزار آباکوس که صحت سنجی آن توسط نتایج یک نمونه آزمایشگاهی صورت گرفته است مدل سازی می شود و تحت بارگذاری تناوبی براساس آیین نامه ATC-24 قرار می گیرد. نتایج نشان می دهد که تمامی نمونه ها قادر به تحمل دوران بیشتر از 0.01 رادیان در قسمت خطی و حداقل 0.06 رادیان بدون کاهش در مقدار نیروی قابل تحمل می باشند که نشان دهنده ظرفیت دورانی بالای این اتصال می باشد و همچنین بیانگر آن است که این فرم سازه ای جزء قاب های خمشی با شکل پذیری ویژه محسوب می گردد. بیشترین ظرفیت جذب انرژی مربوط به نمونه ای می باشد که قسمت هرمی شکل بر روی صفحه اتصال ستون پایین و یک مقطع قوطی شکل بر روی صفحه اتصال ستون بالا قرار داشته باشد. عدم استفاده از تکیه گاه جانبی در تیر، می تواند سبب پیچش در تیر و کاهش ۴۲ درصدی مقاومت اتصال گردد.

واژه های کلیدی اتصال جدید، اندرکنش، ستون با رأس هرمی، بارگذاری تناوبی.

Interactions of the Column Pyramid Head and Special Prefabricated Steel Connection under Cyclic Loading

M. Kazemi Torbaghan

M. R. Sohrabi

H. Haji Kazemi

Abstract Special prefabricated connections and pyramid-shaped column heads are important innovations in steel structural forms. These connections have been proposed for accurate assembly and prompt implementation. In this study, the interactions between the two parts of connections have been investigated. For this purpose, the pyramid-shaped part is modeled in the ABAQUS software with different dimensions and under cyclic loads according to ATC-24 code. For verification of the software outputs, the outputs of the software have been compared to the experimental results. The results show that all specimens can bear a 0.01 radian rotation in the linear region and at least 0.06 radian rotation without a reduction in the tolerated force. These results demonstrate that the connection has a high rotational capacity and may be classified in the special moment frames. Maximum energy absorption capacity occurs in the specimen whose pyramid-shaped part is placed on the flange of the lower column and a box section is also placed on the flange of the upper column. Beams without lateral support show 42 percent reduction in connection resistance compared with un-rotated beams due to rotation.

Key Words New Connection, Interaction, Column with Pyramid Head, Cyclic Loading.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱۰/۱۳ و تاریخ پذیرش ۹۶/۲/۱۱ آن می باشد.

(۱) دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان.

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان.

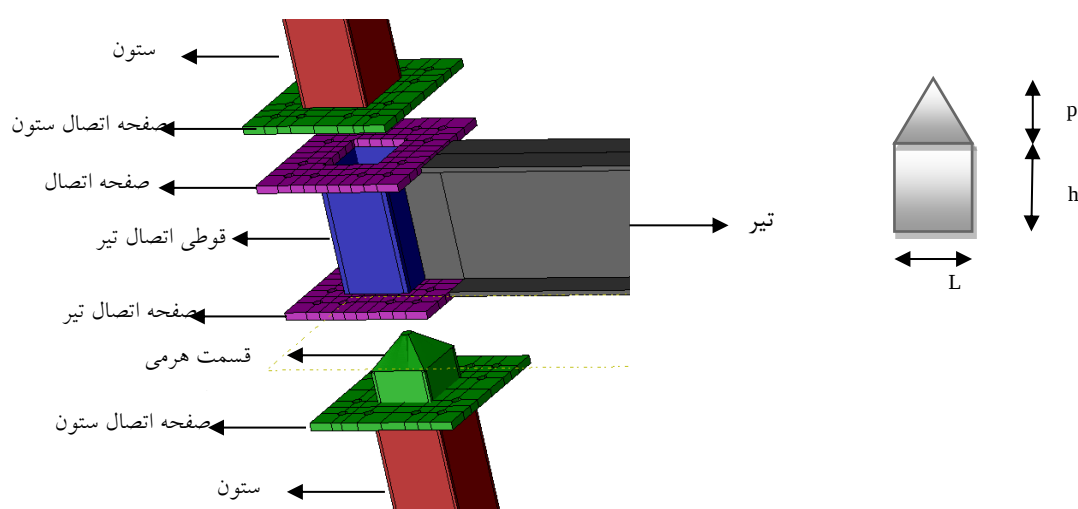
Email: sohrabi@hamoon.usb.ac.ir

(۳) استاد، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی، مشهد.

مقدمه

یکی از مهم‌ترین پارامترهایی که در زمینه افزایش بهره‌وری در صنعت ساختمان تأثیرگذار است، امکان استفاده از مصالح نوین و روش‌های جدید ساخت می‌باشد. در این پژوهش اتصالات یکی از فرم‌های سازه‌ای فولادی مدولار پیش‌ساخته که در آن تمامی مراحل ساخت اعضا در کارخانه صورت می‌گیرد و سپس به محل اجرای پروژه حمل می‌گردد و به‌وسیله پیچ به یکدیگر متصل می‌شوند مورد بررسی قرار می‌گیرد. این فرم سازه‌ای از ستون‌هایی قوطی‌شکل تشکیل شده است که در انتهای آنها صفحات اتصال افقی قرار گرفته است و تیرهایی که در انتهای آنها مقطعی قوطی‌شکل است که در بالا و پایین به صفحات اتصال متصل شده‌اند. در این پژوهش با توجه به آنکه این فرم کاملاً پیش‌ساخته می‌باشد و در محل پروژه تمامی اجزا به یکدیگر متصل می‌شوند، به جهت سهولت در اجرا یک روش پیشنهادی ارائه می‌گردد. در این روش از یک قسمت هرمی‌شکل برروی صفحه اتصال ستون استفاده می‌گردد که قسمت قوطی‌شکل تیر درون آن قرار می‌گیرد و اجرای سازه را خیلی راحت‌تر

و دقیق‌تر می‌سازد. شکل (۱) اجزا و نحوه اجرای اتصال را نشان می‌دهد. پس از آن به بررسی اندرکنش بین قسمت هرمی‌شکل و اتصال تحت بار متناوب پرداخته می‌شود. برای این منظور ابتدا اتصال در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس که صحت‌سنجی آن توسط نتایج یک نمونه آزمایشگاهی صورت گرفته است مدل‌سازی می‌شود و تحت بار تناوبی قرار می‌گیرد. سپس نمودارهای نیرو-تغییر مکان و لنگر دوران مربوط به آن رسم می‌شود و پس از آن قسمت هرمی‌شکل با ابعاد و اندازه‌های مختلف به اتصال اضافه می‌گردد و در هر حالت نمودارهای مربوط رسم و با حالت بدون قسمت هرمی شکل مقایسه می‌گردد. به‌منظور بررسی اثر تکیه‌گاه جانبی در تیر بر نمودارهای ذکرشده تمامی نمونه‌ها در دو حالت با و بدون تکیه‌گاه جانبی مورد بررسی قرار گرفته شده است. لازم به ذکر است که ضخامت ورق‌های انتخاب‌شده این مقاله بر اساس پژوهش دیگری که توسط محققین صورت گرفته است انتخاب شده است. که در دست چاپ می‌باشند. در ادامه برخی از پژوهش‌های صورت گرفته ارائه می‌شود.



شکل ۱ اجزای اتصال و ابعاد قسمت هرمی شکل

آزمایش برای نمونه‌های مختلف غیرعملی، بسیار پرهزینه و وقت‌گیر می‌باشد. لذا با توجه به رشد کمی و کیفی نرم‌افزارهای اجزای محدود و توانمندی بالای آنها در انجام تحلیل‌های پیچیده، استفاده از نرم‌افزارهای مختلف اجزای محدود از جمله ANSYS و ABAQUS از مناسب‌ترین گزینه‌های پیش‌روی پژوهشگران می‌باشد. این نرم‌افزارها می‌توانند به راحتی رفتار اتصالات پیچیده را مدل‌سازی کنند و پارامترهای لازم را به عنوان خروجی ارائه نمایند. در استفاده از این نرم‌افزارها بایستی مواردی از جمله نوع المان، ابعاد المان، نوع و نحوه مش‌بندی، نوع بارگذاری، تعریف رفتار مصالح موردنظر و... مورد دقت قرار بگیرند تا نتایج حاصل، نتایج صحیح و قابل قبولی باشند. در ادامه به بررسی برخی از تحقیقات صورت گرفته بر روی اتصالات فلزی با استفاده از نرم‌افزارهای اجزای محدود پرداخته می‌شود.

قاسمیه و همکاران [5] با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس به بررسی عددی اتصالات با ورق‌های انتهایی تحت بارهای سیکلی پرداختند. آنها در ابتدا برای صحت‌سنجی نتایج را با یک مدل آزمایشگاهی مقایسه نمودند و سپس به مدل‌سازی با نرم‌افزار پرداختند. آنها بیان نموده‌اند که تغییر ابعاد اعضای اتصال بر روی پاسخ لرزه‌ای اتصال تأثیر می‌گذارد، به طوری که افزایش عمق ستون و سختی اتصال سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای می‌شود. همچنین ضخامت ورق‌های انتهایی باید طوری انتخاب گردد که ظرفیت آنها از لنگر پلاستیک تیر بزرگ‌تر باشد. الهندی و سلیکیچ [6] تلاش نموده‌اند تا بتوانند با استفاده از تغییر در شکل هندسی اتصال ناودانی معکوس (RCC) منحنی لنگر- دوران اتصال را بهبود ببخشند. آنها از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس برای مدل‌سازی استفاده نمودند. تأکید اصلی آنها بر روی سختی، مقاومت، عوامل شکل‌پذیری، ظرفیت دوران و مکانیک شکست اتصال بود. نتایج نشان می‌دهد که تمامی نمونه‌ها دارای حداقل ظرفیت دوران 0.03 رادیان، و در بیشتر موارد 0.06 رادیان و در یک مورد

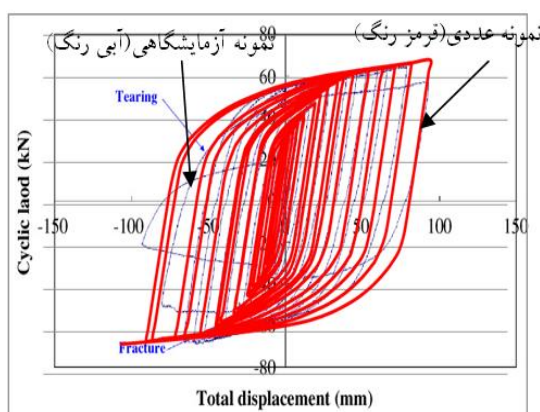
براو و هریرا [1] عملکرد لرزه‌ای اتصال T-stubs را تحت بارگذاری تناوبی مورد بررسی قرار دادند. آنها ۲۰ نمونه از اتصال T-stubs را با مقیاس یک به نیم تحت بارگذاری تناوبی و یک مدل سه بعدی اجزای محدود مشابه شرایط آزمایشگاهی که نتایج آن قبلاً با نمونه آزمایشگاهی کنترل شده بود نیز مورد بررسی قرار دادند. نتایج آزمایشگاهی افزایش مقاومت را نسبت به طراحی‌های مورد انتظار و همچنین تفاوت بین مدهای شکست قابل انتظار و واقعی را نشان می‌دهد. سوفیاس و همکاران [2] به بررسی آزمایشگاهی و اجزای محدودی اتصال با ورق انتهایی با مقطع تیر کاهش یافته پرداختند. نتایج نشان داد که تطابق خوبی بین مدل آزمایشگاهی و مدل اجزای محدودی می‌باشد. یانگ و کیم [3] به بررسی آزمایشگاهی رفتار سه نوع اتصال تحت بارگذاری سیکلی پرداختند. یک نوع از این اتصالات جوشی و دو نوع دیگر پیچی بودند. در اتصال جوشی تیر به صورت مستقیم به ستون جوش شده و در اتصالات پیچی در یکی از آنها اتصال به وسیله نبشی جان و در دیگری اتصال به وسیله نبشی جان و نبشی بالا و پایین صورت گرفته بود. نتایج نشان می‌دهد که عملکرد اتصال جوش شده بهتر از دو اتصال دیگر می‌باشد. لیو و همکاران [4] به بررسی استاتیکی و لرزه‌ای اتصال مدولار پیش ساخته فلزی به صورت آزمایشگاهی پرداختند. در این اتصال تیرها به صورت خراباشکل بودند که از دو مقطع نبشی در بالا به عنوان بال کششی و دو مقطع نبشی در پایین به عنوان بال فشاری استفاده شده بود. این نبشی‌ها به وسیله نبشی‌هایی مورب به عنوان جان تیر به یکدیگر متصل شده بودند. نتایج نشان می‌دهد که با بزرگ‌تر شدن مقطع نبشی‌های بال و همچنین نبشی‌های جان عملکرد اتصال بهبود پیدا می‌کند.

تحلیل اتصالات به دلیل پیچیده بودن تغییر شکل‌ها در نواحی مختلف، رفتار غیرخطی هندسی و مصالح حتی در بارگذاری‌های کوچک، مودهای گسیختگی مختلف و... بسیار دشوار است و از طرفی انجام

به ستون قوطی، آزمایش‌هایی بر روی مدل‌هایی با مقیاس واقعی انجام نمودند و منحنی‌های هیستریسیس رفتار اتصال را رسم نمودند. از جدیدترین مطالعات انجام‌گرفته بر روی اتصال تیرهای I شکل به ستون قوطی برای مناطق لرزه‌خیز می‌توان به مطالعات عددی و آزمایشگاهی انجام‌شده توسط گوسوامی و مورتی [12] اشاره نمود. در این مطالعات برای تقویت اتصال از ورق‌های لچکی مورب بر روی بال‌های فوقانی و تحتانی تیر استفاده شده است و رفتار اتصال پیشنهادی با اتصالات معمول مقایسه گردیده است.

صحت‌سنجی

به‌منظور صحت‌سنجی نرم‌افزار، و نحوه مدل‌سازی، نمونه مورد آزمایش یانگ و کی در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی گردید. فولاد استفاده‌شده برای مقاطع اتصال از نوع SS400 می‌باشد. ابعاد و اندازه اجزای اتصال باتوجه به مقادیر ارائه‌شده در نمونه آزمایشگاهی مدل‌سازی گردید [3]. شکل (۲) منحنی نیرو-تغییر مکان را برای نمونه اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود تطابق بسیار خوبی بین نتایج حاصل از نمونه اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی برقرار می‌باشد.



شکل ۲ منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی و عددی

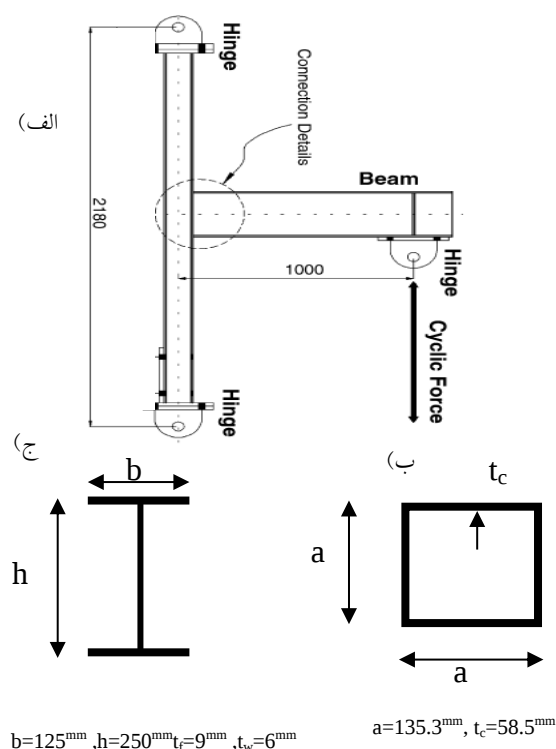
مدل‌سازی اتصال

۱/۶ رادیان می‌باشد. اسواتی و گارانج [7] به بررسی دو نوع اتصال که عبارت بودند از اتصال تیر به ستون با مقطع بال کاهش‌یافته و بدون مقطع بال کاهش‌یافته تحت بارگذاری سیکلی پرداختند. اتصال با مقطع کاهش‌یافته در ایالات متحده، ژاپن و اروپا صورت گرفته بود، اما آزمایش بر روی این نوع اتصال برای مقاطع هندوستان انجام نشده بود. آنها برای صحت‌سنجی نتایج یک مدل اجزای محدود را با نمونه آزمایشگاهی مقایسه نمودند و سپس مدل‌سازی‌ها صورت پذیرفت. نتایج نشان می‌دهد که اتصال بدون مقطع بال کاهش‌یافته دارای عملکرد ضعیفی می‌باشد به‌طوری‌که، ترک‌ها از قسمت جوش فلنچ پایین آغاز می‌شود اما اتصال با مقطع بال کاهش‌یافته قابلیت تحمل ۰/۰۲ رادیان را بدون آن‌که در جوش خرابی اتفاقی بیفتد دارد. گرامی و همکاران [8] به بررسی اثر آرایش پیچ‌ها در اتصالات فولادی با ورق‌های انتهایی و T-Stub تحت اثر بارهای تناوبی پرداختند. آنها ۱۴ نمونه از اتصالات ذکرشده را با تغییر در ترتیب قرارگیری پیچ‌ها در جهت افقی و قائم را به‌روش اجزای محدود مورد بررسی قرار دادند، نتایج بیانگر آن است که ظرفیت لنگر و سختی دورانی اتصال T-Stub بیشتر از اتصال با ورق‌های انتهایی می‌باشد. شی و همکاران [9] هشت نمونه اتصال با پیچ‌های پیش‌تینده را در نرم‌افزار ANSYS تحت بار چرخه‌ای مدل‌سازی نمودند. نتایج حاصل نشان‌دهنده تطابق خوب بین مدل اجزای محدودی و مدل آزمایشگاهی می‌باشد.

باتوجه به آن‌که مقطع ستون اتصال مورد بررسی قوطی شکل می‌باشد در این قسمت به بررسی تعدادی از پژوهش‌های انجام‌شده بر روی اتصال صلب با مقطع ستون قوطی شکل پرداخته می‌شود. از آن جمله می‌توان به تحقیقات انجام‌شده توسط استلکو [10] درخصوص تقویت اتصال صلب تیر به ستون قوطی با استفاده از ورق‌های یک‌پارچه روی تیرها اشاره نمود. میورا و ماکینو [11] برای محاسبه ظرفیت تغییر شکل پلاستیک، و مقاومت خمشی نهایی نوع خاصی از اتصال تیر I شکل

(۲) قابل مشاهده می باشد. باتوجه به اینکه در تمامی قطعات ضخامت نسبت به سایر ابعاد کوچک می باشد، در نتیجه برای مدل سازی قطعات از المان Shell و مدل سازی پیچ ها از المان Solid استفاده شده است که قبلاً صحت سنجی اندرکنش بین این دو نوع المان انجام شده است. همچنین برای آنکه مدل سازی پیچیده نشود و بتوان از نوع مش بندی Structural که نسبت به سایر انواع مش بندی دارای دقت بالاتری می باشد استفاده نمود، قطعات به صورت جداگانه ترسیم و سپس با استفاده از تماس نوع Tie به یکدیگر متصل شده اند. تماس بین پیچ ها و جداره صفحات به صورت General contact و از نوع Penalty با ضریب اصطکاک ۰/۵ در نظر گرفته شده است [13].

نمونه قاب مقاوم خمشی انتخاب شده [3]، ابعاد و مقطع تیر و ستون و نحوه مدل سازی اتصال در شکل (۳) نشان داده شده است. تمامی مقاطع استفاده شده در این تحقیق شامل ستون ها، تیرها، ورق های انتهایی، مقطع قوطی و قسمت هرمی شکل از فولاد SS400 و تمامی پیچ های استفاده شده از نوع پر مقاومت A490 است که مشخصات آنها در جدول (۱) ارائه شده است [3,8]. مدول الاستیسیته برای تمامی مقاطع برابر با 200 GPa و ضریب پواسون برابر با ۰/۳ است. بارگذاری در دو مرحله صورت گرفته است، در مرحله اول باتوجه به نوع و سائز پیچ ها نیروی پیش تنیدگی ۱۰۷ کیلونیوتن به پیچ ها اعمال می شود [13] و در مرحله دوم تغییر مکانها طبق ضوابط آیین نامه بارگذاری ATC-24 به انتهای تیر وارد می گردد [14] که مقادیر آن در جدول



شکل ۳ الف) نمونه قاب خمشی، ب) مقطع ابعاد ستون، ج) مقطع و ابعاد تیر

جدول ۱ مشخصات فولاد و پیچ‌های مصرفی [3,8]

مواد	مقاطع	تنش (مگاپاسکال)	کرنش
SS400	تیر، ستون، ورق‌های اتصال، قوطی و قسمت هرمی شکل	۳۳۲	۰/۰۰۱۷۸
		۳۳۲	۰/۰۱۹۶
		۴۵۰	۰/۲۱۳۴
A490	پیچ‌ها	۷۹۴	۰/۰۰۳۸۶
		۱۰۳۵	۰/۰۱۳۵
		۱۰۳۵	۰/۰۳۰۹
		۱۰۴۸	۰/۲

جدول ۲ مراحل بارگذاری در انتهای تیر

شماره مرحله	۱	۲	۳	...	۶	...	۹	۱۰	...	۱۳	۱۴	...	۱۸
تغییر مکان (میلی متر)	±۳	±۶	±۹	...	±۱۸	...	±۳۰	±۳۵	...	±۵۰	±۶۰	...	±۱۰۰

جدول ۳ نام‌گذاری و مشخصات نمونه‌های مدل‌سازی شده

نمونه	ضخامت ورق‌های اتصال (mm)	h (mm)	p (mm)	L (mm)	b (mm)	g (mm)
C0	۱۵	-	-	-	-	-
C1h150p50g1	۱۵	۱۵۰	۵۰	۱۱۳/۳	-	۱
C2h150p50g5	۱۵	۱۵۰	۵۰	۱۰۵/۳	-	۵
C3h75p50g1	۱۵	۷۵	۵۰	۱۱۳/۳	-	۱
C4h75p50g5	۱۵	۷۵	۵۰	۱۰۵/۳	-	۵
C5h75h75p50g1	۱۵	۷۵	۵۰	۱۱۳/۳	-	۱
C6h75h75p50g5	۱۵	۷۵	۵۰	۱۰۵/۳	-	۵
C7h75p50b230g1	۱۵	۷۵	۵۰	۱۱۳/۳	۲۳۰	۱*

نام‌گذاری نمونه‌های مدل‌سازی شده در جدول (۳) ارائه شده است.

نام‌گذاری نمونه‌ها به صورت زیر می باشد:

۱. نمونه‌هایی که دارای دو حرف h می‌باشند دارای دو عضو هرمی شکل یکی بر روی ورق انتهایی ستون بالا و یکی بر روی ورق انتهایی ستون پایین می‌باشند.
۲. عدد بعد از حرف h معرف ارتفاع قسمت مکعبی شکل قسمت هرمی شکل می‌باشد.
۳. عدد بعد از حرف p معرف ارتفاع قسمت هرمی شکل قسمت هرمی شکل می‌باشد.

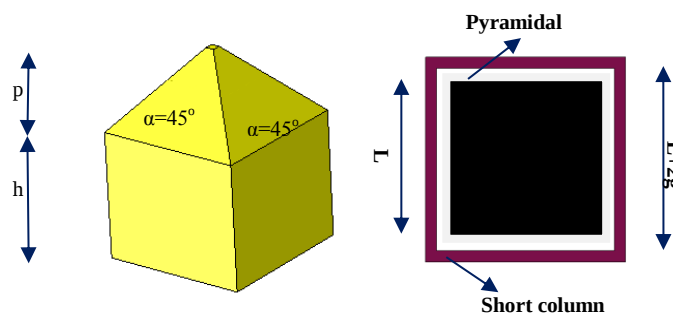
۴. نمونه‌ای که دارای حرف b می‌باشد شامل یک مقطع قوطی شکل متصل شده به ورق‌های اتصال ستون طبقه بالا می‌باشد و عدد بعد از آن معرف ارتفاع این مقطع قوطی می‌باشد.

۵. عدد بعد از حرف g معرف فاصله آزاد بین زائده هرمی شکل و وجه داخلی قوطی اتصال می‌باشد که به صورت شماتیک در شکل (۴) نشان داده شده است.

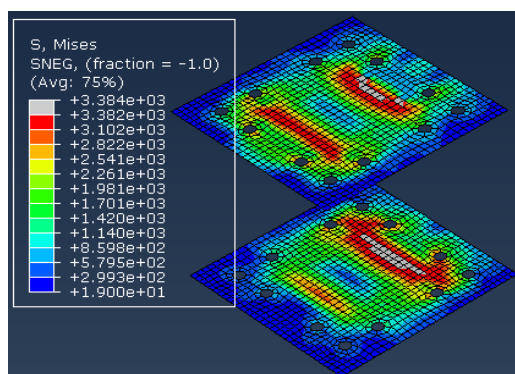
در نمونه C0 هنگامی که مقدار نیروی وارد به انتهای تیر برابر با ۷۱/۶۲ کیلونیوتن باشد اولین عضوی

کیلونیوتن می باشد. شکل های (۵) و (۶) توزیع تنش فون میسز در اجزای اتصال و شکل (۷) منحنی نیرو-تغییر مکان اتصال را نشان می دهد. لازم به ذکر است که واحد تنش در تمامی شکل ها کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد.

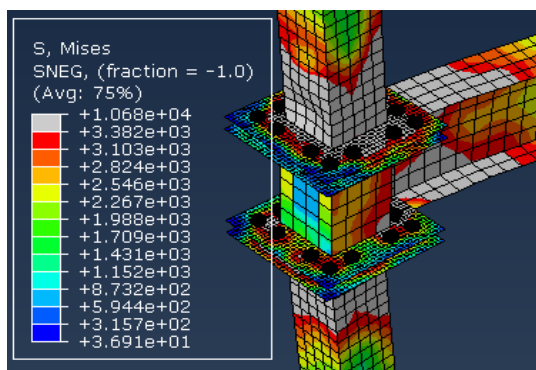
از اتصال که تنش در آن به تنش تسلیم می رسد ورق های انتهایی ستون می باشد. با افزایش نیرو تنش در سایر اعضا نیز به تنش تسلیم می رسد اما هیچ کدام دچار گسیختگی نمی گردد. نیرویی که سبب تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر در انتهای تیر می گردد برابر با ۱۱۳/۷۳



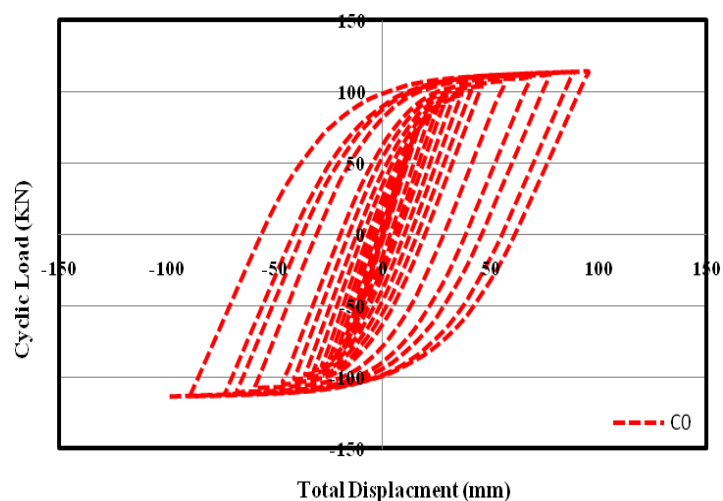
شکل ۴ پارامترهای نام گذاری



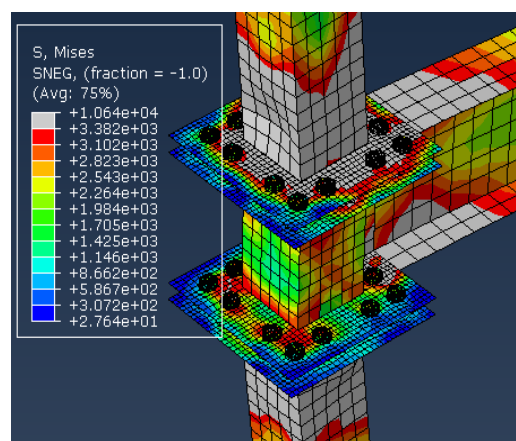
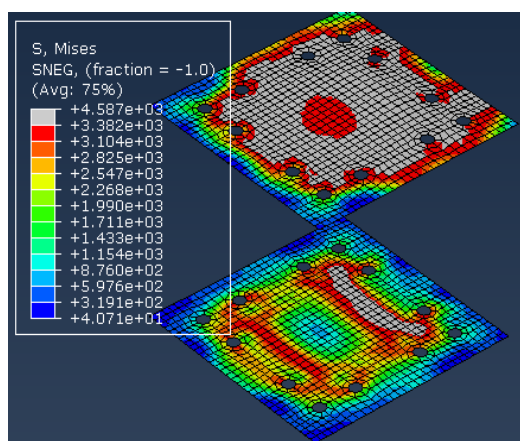
شکل ۵ توزیع تنش فون میسز در اتصال C0 (شروع تسلیم)



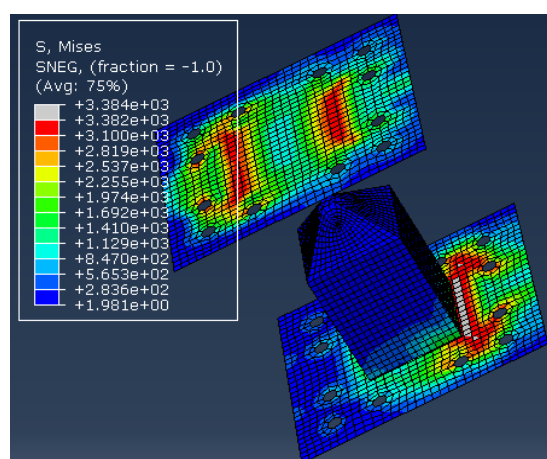
شکل ۶ توزیع تنش فون میسز در اتصال C0 (تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر)



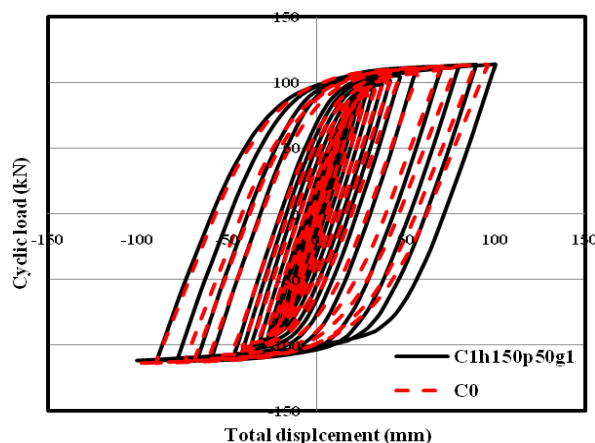
شکل ۷ منحنی نیرو تغییرمکان در اتصال C0



شکل ۸ توزیع تنش فون میسیز در اتصال C1h150p50g1 (تغییرمکان ۱۰۰ میلی‌متر)

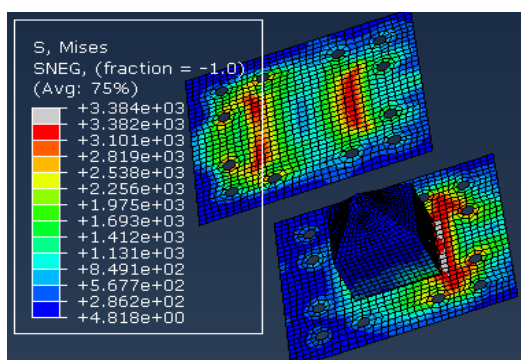


شکل ۹ توزیع تنش فون میسیز در اتصال C1h150p50g1 (شروع تسلیم)

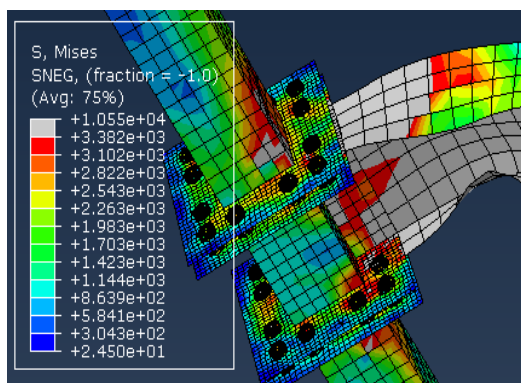


شکل ۱۰ منحنی نیرو تغییر مکان در اتصال C1h150p50g1

کیلونیوتن می‌باشد. شکل‌های (۱۱) و (۱۲) توزیع تنش فون میسز در اجزای اتصال و شکل (۱۳) منحنی نیرو-تغییر مکان اتصال را نشان می‌دهد.



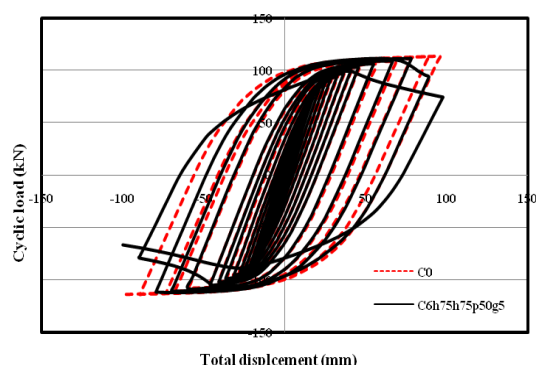
شکل ۱۱ توزیع تنش فون میسز در اتصال C1h75p50g1 (شروع تسلیم)



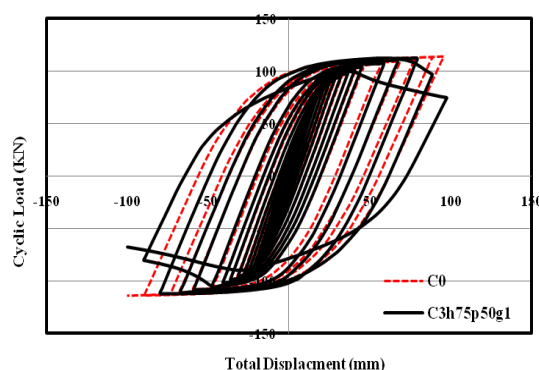
شکل ۱۲ توزیع تنش فون میسز در اتصال C1h75p50g1 (تغییر مکان ۱۰۰ میلی‌متر)

در نمونه C1h150p50g1 هنگامی که نیروی وارد برابر با ۷۲/۹۱ کیلونیوتن است اولین مقطعی که تنش آن به تنش تسلیم می‌رسد ورق پایین انتهای ستون می‌باشد. در این مرحله ورق بالای انتهای ستون هنوز به تنش تسلیم نرسیده است. با افزایش نیرو تنش در سایر مقاطع نیز به تنش تسلیم می‌رسد اما هیچ عضوی دچار گسیختگی نمی‌گردد. بیشترین نیروی قابل تحمل اتصال در این حالت برابر با ۱۱۳/۹۳ کیلونیوتن و نیرویی که سبب تغییر مکان ۱۰۰ میلی‌متر در انتهای تیر می‌گردد برابر با ۱۱۱/۳۵ کیلونیوتن می‌باشد. نکته قابل توجه کاهش تنش ورق انتهای ستونی که قسمت هرمی شکل بر روی آن قرار گرفته است می‌باشد. شکل‌های (۸) و (۹) توزیع تنش فون میسز در اجزای اتصال و شکل (۱۰) منحنی نیرو-تغییر مکان اتصال را نشان می‌دهد.

در نمونه C3h75p50g1 هنگامی که نیروی وارد برابر با ۷۳/۰۳ کیلونیوتن است اولین مقطعی که تنش آن به تنش تسلیم می‌رسد ورق پایین انتهای ستون می‌باشد، در این مرحله ورق بالای انتهای ستون هنوز به تنش تسلیم نرسیده است. هنگامی که مقدار نیروی وارد به ۱۱۲/۰۳ کیلونیوتن می‌رسد در تیر مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود و پس از آن تیر دچار پیچش می‌گردد و مقادیر نیرو کاهش پیدا می‌کند به طوری که نیرویی که سبب تغییر مکان ۱۰۰ میلی‌متر می‌شود برابر با ۶۷/۶



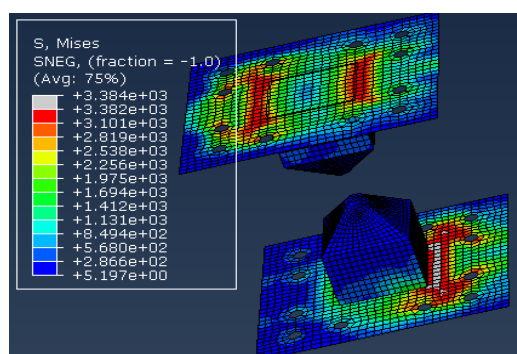
شکل ۱۶ منحنی نیرو- تغییر مکان در اتصال C6h75h75p50g5



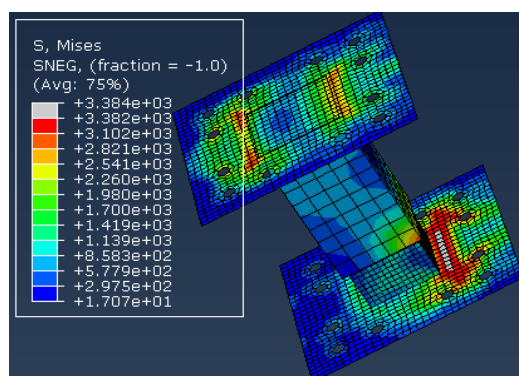
شکل ۱۳ منحنی نیرو- تغییر مکان در اتصال C3h75p50g1

در نمونه C7h75p50b230g1 هنگامی که نیروی وارد برابر با ۷۶/۰۷ کیلونیوتن گردد اولین مقطعی که تنش آن به تنش تسلیم می رسد ورق پایین انتهای ستون می باشد، در این مرحله ورق بالای انتهای ستون هنوز به تنش تسلیم نرسیده است. بیشترین نیروی قابل تحمل اتصال در این حالت برابر با ۱۱۳/۵۷ کیلونیوتن و نیرویی که سبب تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر می گردد برابر با ۱۱۰/۹۱ کیلونیوتن می باشد. شکل های (۱۷) و (۱۸) توزیع تنش فون میسز در اجزای اتصال و شکل (۱۹) منحنی نیرو- تغییر مکان اتصال را نشان می دهد. همان طور که مشاهده می گردد منحنی نیرو- تغییر مکان در این حالت دارای سطح زیر نمودار بیشتری است که نشان دهنده عملکرد بهتر و ظرفیت جذب انرژی بالاتر این نمونه اتصال نسبت به سایر نمونه ها می باشد.

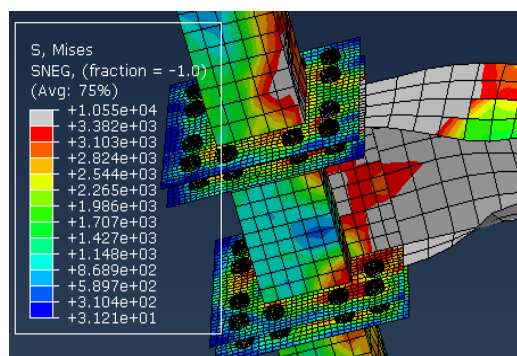
نمونه های C4h75p50g5, C5h75h75p50g1 و C6h75h75p50g1 بسیار مشابه نمونه C3h75p50g1 می باشد. شکل های (۱۴) و (۱۵) توزیع تنش فون میسز و شکل (۱۶) منحنی نیرو- تغییر مکان اتصال C6h75h75p50g5 را به عنوان نمونه نشان می دهد.



شکل ۱۴ توزیع تنش فون میسز در اتصال C6h75h75p50g5 (شروع تسلیم)



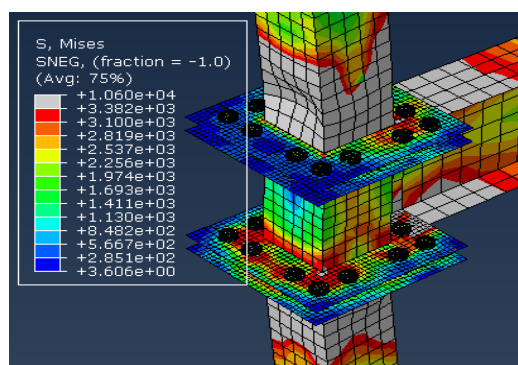
شکل ۱۷ توزیع تنش فون میسز در اتصال C7h75p50b230g1 (شروع تسلیم)



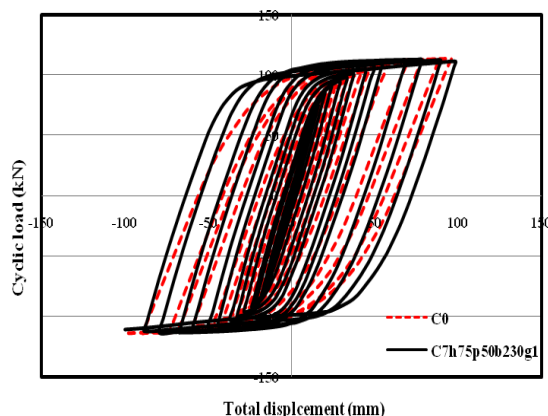
شکل ۱۵ توزیع تنش فون میسز در اتصال C6h75h75p50g5 (تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر)

الاستیک و غیرالاستیک اجزای مدل می باشد. از آنجا که حداکثر لنگر در قاب های خمشی در ناحیه اتصال تیر به ستون می باشد، عمده چرخش های غیرالاستیک در گره اتصال رخ می دهد که شامل چرخش های چشمه اتصال، اجزای اتصال و قسمت ابتدایی تیر که مفصل پلاستیک را شامل می شود، می باشد. به همین دلیل فرض می شود که چرخش غیرالاستیک مدل تقریباً برابر چرخش گره اتصال است. نحوه محاسبه تغییر مکان

نسبی طبقه در شکل (۲۰) نشان داده شده است. همان طور که در شکل (۲۱) نشان داده شده است، مقاومت اتصال (Mn)، حداکثر ممانی است که اتصال می تواند تحمل نماید. مقاومت اتصال را می توان براساس مدل حالت حدی نهایی اتصال و یا از آزمایش فیزیکی تعیین نمود. مقادیر مربوط به مقاوت اتصالات مدل سازی شده در جدول (۴) قابل مشاهده می باشد. همچنین در این جدول مقادیر مربوط به تغییر مکان انتهای تیر در لحظه جاری شدن بخشی از اجزای اتصال (Dy)، مقدار نیرو در لحظه جاری شدن (Ry)، زاویه دررفت میان طبقه در لحظه جاری شدن بخشی از اجزای اتصال (θy)، حداکثر نیروی قابل تحمل اتصال (Rmax) و مقدار نیرو در تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر (R100) را برای نمونه های مختلف نشان می دهد.

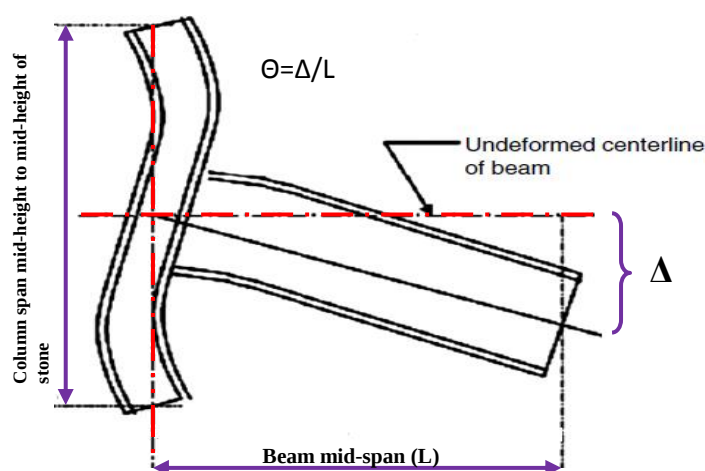


شکل ۱۸ توزیع تنش فون میسز در اتصال C7h75p50b230g1 (تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر)

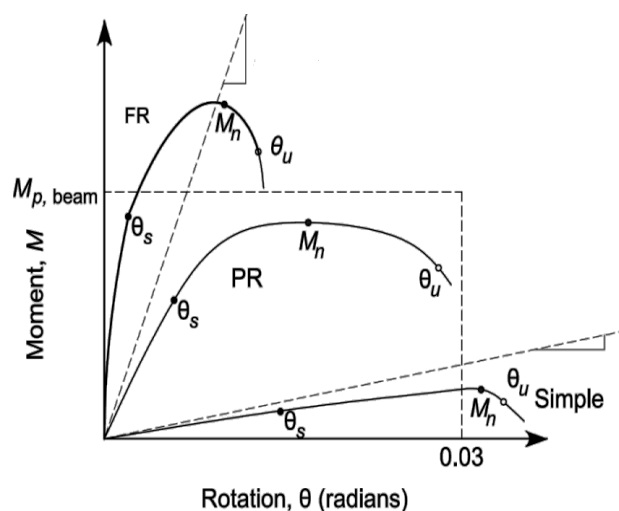


شکل ۱۹ منحنی نیرو-تغییر مکان در اتصال C7h75p50b230g1

تغییر مکان نسبی طبقه شامل چرخش های



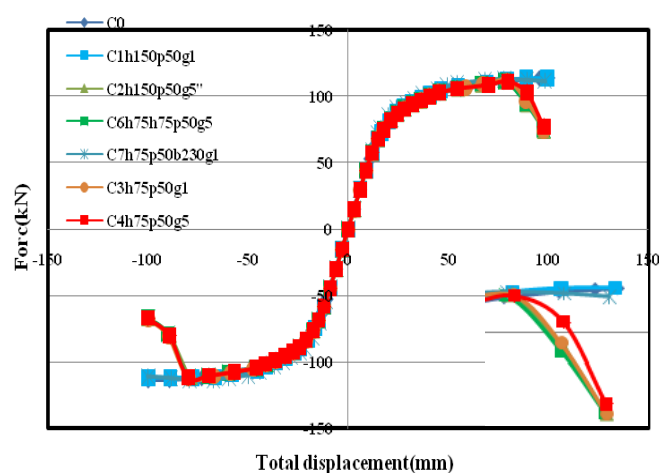
شکل ۲۰ نحوه محاسبه تغییر مکان و دوران اتصال [15]



شکل ۲۱ محاسبه مقاومت اتصال براساس نمودار لنگر دوران [16]

جدول ۴ مقادیر M_n و R_{100} ، R_{max} ، θ_y ، R_y ، D_y برای نمونه‌های مختلف

نمونه	D_y (mm)	R_y (kN)	θ_y (rad.)	R_{max} (kN)	R_{100} (kN)	M_n (kN.m)
C0	16.35	71.78	0.0163	113.73	113.73	113.73
C1h150p50g1	16.66	72.91	0.0167	113.93	111.35	113.93
C2h150p50g5	116.33	71.87	0.0177	111.85	67	111.85
C3h75p50g1	16.33	71.93	0.0163	112.03	67.6	112.03
C4h75p50g5	16.33	71.89	0.0163	111.9	66.8	111.9
C5h75h75p50g1	16.33	72.2	0.0163	112.13	66.5	112.13
C6h75h75p50g5	16.33	71.92	0.0163	112.8	66.1	112.8
C7h75p50b230g1	16.32	76.07	0.0163	113.57	110.91	113.57



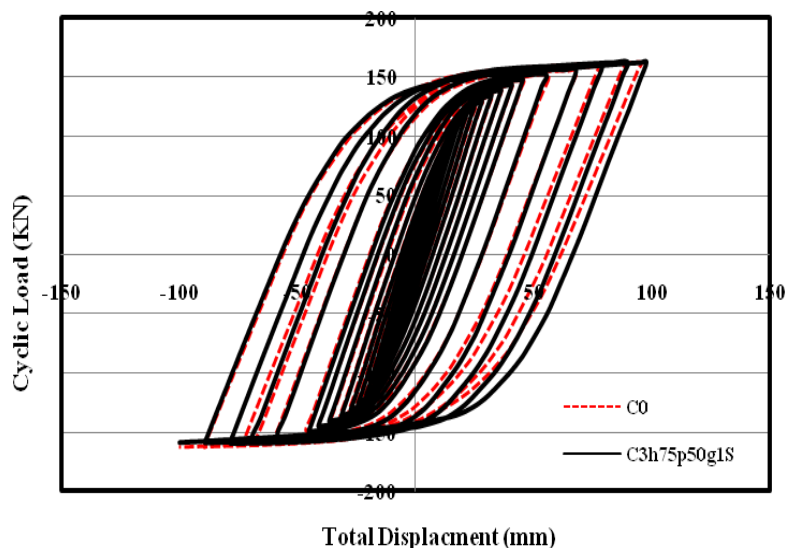
شکل ۲۲ منحنی اسکلتون نمونه‌های مختلف

قابل تحمل اتصال کاهش پیدا می نماید. شکل (۲۲) نمودار اسکلتون مربوط به نمونه ها را نشان می دهد.

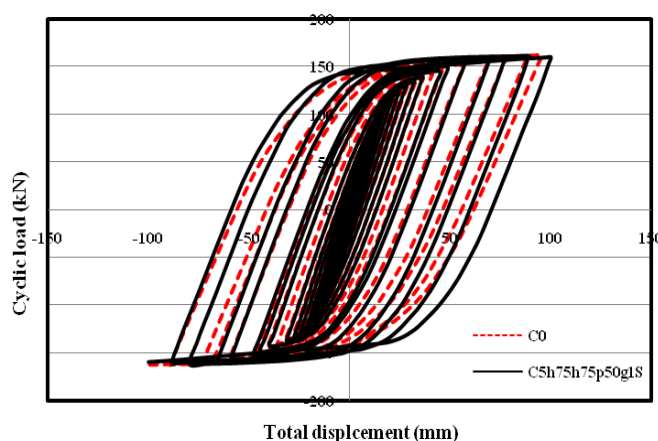
اثر تکیه گاه جانبی در انتهای تیر بر منحنی نیرو-تغییر مکان

در قسمت قبل مشاهده شد در برخی حالت ها پس از آنکه در تیر مفصل پلاستیک ایجاد می گردد تیر دچار پیچش می شود و ظرفیت اتصال کاهش پیدا می کند. در این قسمت به بررسی اتصالات در حالتی که انتهای تیر دارای مهار جانبی باشد پرداخته می شود. شکل های (۲۳) و (۲۴) نمودار نیرو-تغییر مکان اتصالات C3h75p50g1 و C5h75h75p50g1 را در حالتی که تیر در انتها دارای مهار جانبی باشد به عنوان نمونه نشان می دهد. نمودار سایر اتصالات در حالتی که تیر دارای مهار جانبی در انتها باشد بسیار مشابه می باشد. در نام گذاری نمونه ها حرف S نشان دهنده تکیه گاه جانبی در انتهای تیر می باشد. شکل (۲۵) نمودار اسکلتون نمونه ها را در حالتی که تیر دارای مهار جانبی باشد نشان می دهد.

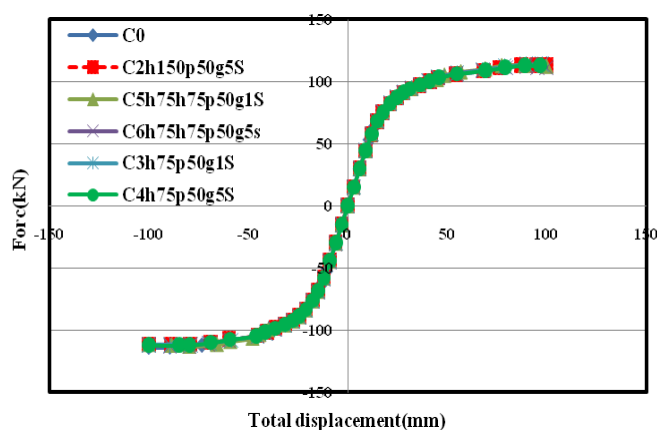
سه نوع قابی که در آیین نامه AISC 2005 [16] به آنها اشاره شده است، سه سطح مختلف از ظرفیت چرخشی غیرالاستیک لرزه ای مورد انتظار را شامل می شوند. قاب های خمشی ویژه (SMF) و متوسط (IMF) به ترتیب برای پذیرش چرخش غیرالاستیک ۰/۰۳ و ۰/۰۱ طراحی می شوند. قاب های خمشی معمولی (OMF) به گونه ای طراحی می شوند که به طور قابل ملاحظه ای در حالت الاستیک باقی بمانند و فرض می شود که تغییر شکل های غیرالاستیک بسیار کمی داشته باشند. در نتیجه قاب های خمشی ویژه، متوسط و معمولی باید بتوانند به ترتیب تغییر مکان نسبی طبقه ۰/۰۴، ۰/۰۲ و ۰/۰۱ رادیان را بپذیرند. با توجه به مقادیر جدول (۴) مشاهده می شود که در تمامی نمونه ها اتصال قادر به تحمل دوران بیشتر از ۰/۰۱ رادیان در ناحیه خطی و ۰/۰۴ رادیان بدون کاهش در مقدار نیروی قابل تحمل می باشند که نشان دهنده آن است که این فرم سازه ای را می توان جزء قاب های خمشی با شکل پذیری ویژه در نظر گرفت. همچنین مشاهده می شود که در برخی از نمونه ها پس از آنکه در تیر مفصل پلاستیک ایجاد گردید تیر دچار پیچش می شود و مقدار نیروی



شکل ۲۳ منحنی نیرو-تغییر مکان در اتصال C3h75p50g1S



شکل ۲۴ منحنی نیرو- تغییر مکان در اتصال C5h75h75p50g1S



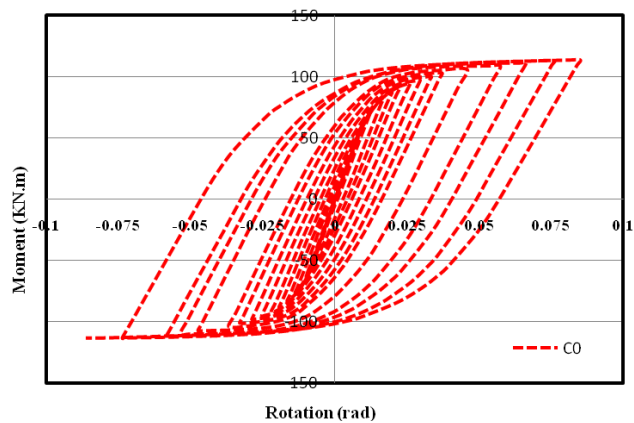
شکل ۲۵ منحنی اسکلتون نمونه‌های دارای مهار جانبی

بررسی منحنی لنگر-دوران چشمه اتصال

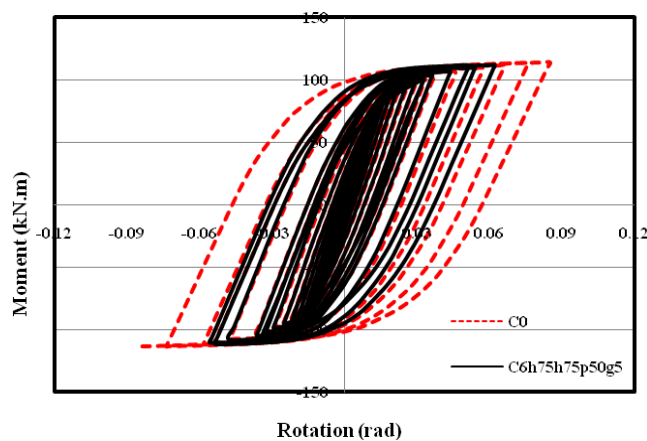
در این قسمت منحنی لنگر-دوران چشمه اتصال برای هریک از اتصالات قسمت قبل محاسبه و ترسیم می‌گردد. مقدار لنگر وارد بر اتصال از ضرب نمودن نیروی اعمال شده بر انتهای تیر در فاصله انتهای تیر تا مرکز ستون (فاصله L در شکل ۱۹) و مقدار دوران با توجه به رابطه (۱) تعیین می‌گردد. شکل (۲۶) منحنی لنگر-دوران اتصال C0 را نشان می‌دهد، همان‌طور که مشاهده می‌شود این اتصال دارای ظرفیت شکل‌پذیری بالایی می‌باشد به طوری که می‌تواند دوران بیشتر از ۰/۰۸ رادیان را بدون کاهش در ظرفیت اتصال تحمل نماید. شکل (۲۷) منحنی لنگر دوران مربوط به اتصال C6h75h75p50g5 را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که

چون تیر دارای مهار جانبی نمی‌باشد دچار پیچش می‌شود و ظرفیت دورانی اتصال کاهش پیدا می‌کند. سایر اتصالات نیز، چنین وضعیتی را دارا می‌باشند. شکل (۲۸) منحنی لنگر-دوران اتصال C6h75h75p50g5 را در حالت در نظر گرفتن مهار جانبی برای تیر نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود چنانچه تیر دارای مهار جانبی باشد و از دو مقطع هرمی شکل استفاده گردد سطح زیر نمودار و ظرفیت جذب انرژی اتصال افزایش می‌یابد. سطح زیر نمودار لنگر- دوران نمونه C7h75h50b230g1 نسبت به سایر نمونه‌ها بیشتر است. این امر نشان‌دهنده عملکرد بهتر و ظرفیت جذب انرژی بیشتر آن نسبت به سایر نمونه‌ها می‌باشد که در شکل (۲۹) قابل مشاهده می‌باشد.

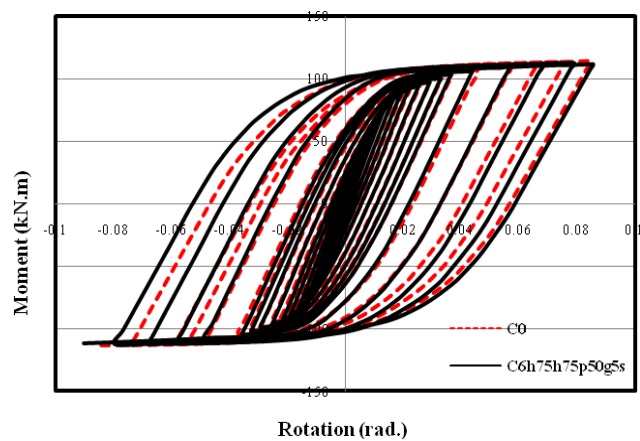
(۱) $R = (UD - DD) / H$ مکان بالای قوطی، DD تغییر مکان پایین قوطی، H در رابطه فوق R دوران چشمه اتصال، UD تغییر ارتفاع قوطی می باشد.



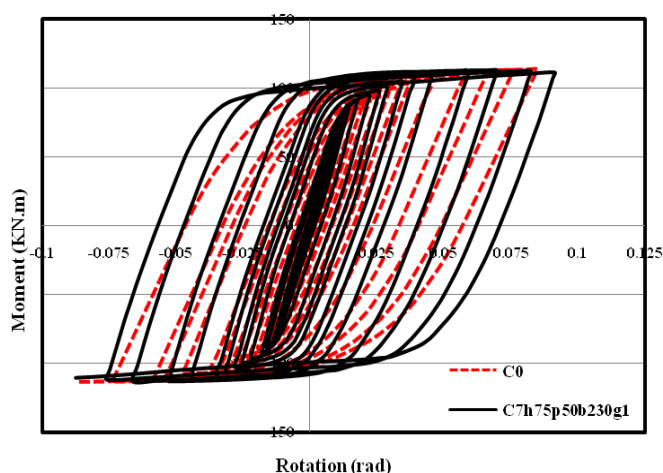
شکل ۲۶ منحنی لنگر-دوران اتصال C0



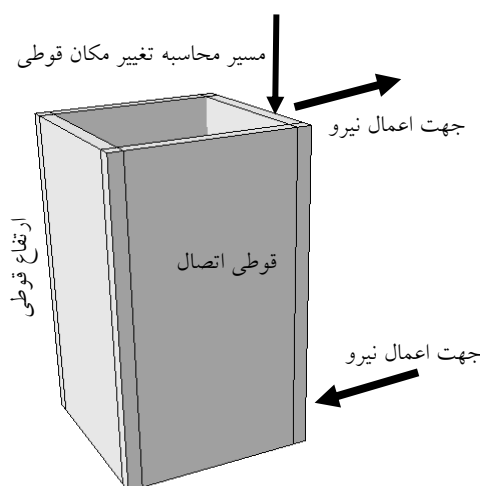
شکل ۲۷ منحنی لنگر-دوران اتصال C6h75h75p50g5



شکل ۲۸ منحنی لنگر-دوران اتصال C6h75h75p50g5s



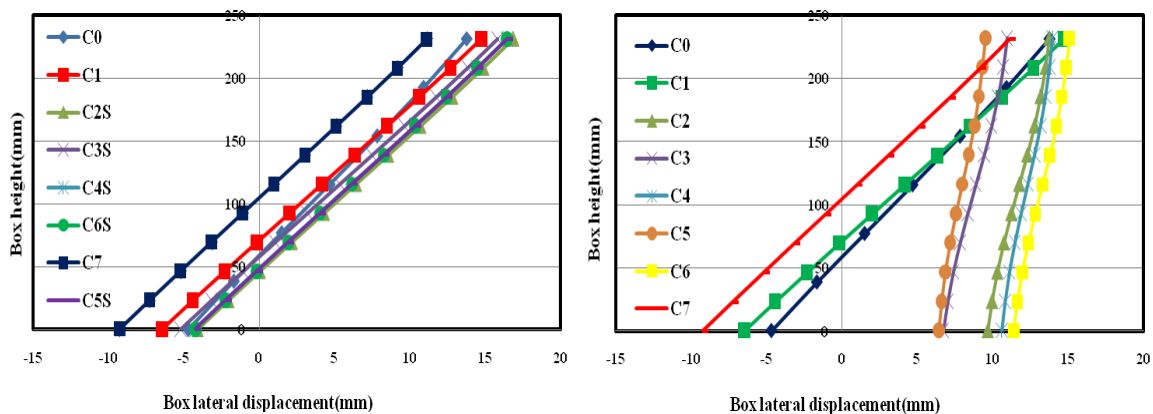
شکل ۲۹ منحنی لنگر-دوران اتصال C7h75p50b230g1



شکل ۳۰ نحوه محاسبه تغییر مکان افقی قوطی اتصال

بسیاری از نمونه‌ها چنانچه تیر دارای تکیه‌گاه جانبی نباشد، تغییر مکان بالا و پایین قوطی مثبت می‌شود و سبب کاهش میزان دوران چشمه اتصال می‌گردد. در تمامی نمونه‌ها دارای تکیه‌گاه جانبی و بعضی از نمونه‌های بدون تکیه‌گاه جانبی چشمه اتصال قادر به تحمل دورانی برابر با $0/08$ رادیان می‌باشد. در تمامی نمونه‌ها جابه‌جایی بالای قوطی از پایین آن بیشتر می‌باشد اما در نمونه C7h75p50b230g1 این مقادیر خیلی به هم نزدیک‌تر است و تغییر مکان قوطی تقریباً متقارن می‌باشد.

در ادامه برای بررسی نحوه تغییر شکل قسمت قوطی شکل اتصال در انتهای بارگذاری منحنی‌های مربوط به تغییر شکل افقی قوطی برای اتصالات مختلف در حالت با و بدون تکیه‌گاه جانبی رسم شده است. شکل (۳۰) نحوه و مسیر محاسبه و شکل (۳۱) مقادیر این تغییر مکان را نشان می‌دهد. جدول (۵) مقدار تغییر مکان بالا و پایین قوطی اتصال و میزان دوران چشمه اتصال را در زمانی که مقدار تغییر مکان انتهای تیر برابر با ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد نشان می‌دهد. شکل (۳۱) و جدول (۵) نشان می‌دهد که در



شکل ۳۱ منحنی تغییر مکان جانبی قسمت قوطی شکل اتصال (تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر)

جدول ۵ مقادیر تغییر مکان بالا و پایین قوطی اتصال و مقدار دوران چشمه اتصال در زمان D_{100}

نمونه	تغییر مکان بالای قوطی (mm)	تغییر مکان پایین قوطی (mm)	دوران چشمه اتصال (rad.)	نمونه	تغییر مکان بالای قوطی (mm)	تغییر مکان پایین قوطی (mm)	دوران چشمه اتصال (rad.)
C0	13.75	-4.69	0.08	C7h75p50b230g1	11.13	-9.26	0.0886
C1h150p50g1	14.73	-6.47	0.092	C2h150p50g5S	16.83	-4.07	0.091
C2h150p50g5	13.75	9.67	0.0177	C3h75p50g1S	15.80	-5.20	0.091
C3h75p50g1	10.9	6.70	0.0183	C4h75p50g5S	17.07	-3.75	0.091
C4h75p50g5	13.97	10.59	0.0147	C5h75h75p50g1S	16.32	-4.26	0.089
C5h75h75p50g1	9.51	6.41	0.0135	C6h75h75p50g5S	16.45	-4.25	0.09
C6h75h75p50g5	15.07	11.38	0.016				

محسوب می گردد.

۲. باتوجه به شکل های (۱۱) الی (۲۱) مشخص می گردد که چنانچه ابعاد قسمت هرمی شکل و فاصله آزاد بین آن با قسمت قوطی شکل مناسب انتخاب نشود، پس از آنکه در تیر مفصل پلاستیک ایجاد گردید تیر دچار پیچش می شود و مقاومت اتصال کاهش پیدا می کند. بیشترین کاهش مربوط به نمونه $C6h75h75p50g5$ است که مقدار کاهش آن برابر با ۴۲ درصد می باشد، در نتیجه استفاده از تکیه گاه جانبی الزامی می باشد.

۳. در تمامی نمونه هایی که تیر دارای تکیه گاه جانبی می باشد، استفاده از قسمت هرمی شکل سبب افزایش

نتیجه گیری

در این پژوهش یک روش پیشنهادی برای اجرای راحت تر و سریع تر اتصال پیش ساخته مدولار فولادی ارائه گردید و سپس به بررسی اندرکنش قسمت هرمی شکل با اجزای این اتصال پرداخته شد که مهم ترین نتایج به دست آمده به شرح زیر است:

۱. تمامی نمونه ها قادر به تحمل دوران بیشتر از ۰/۰۱ رادیان در قسمت خطی و حداقل ۰/۰۶ رادیان تا قبل از گسیختگی بدون کاهش در مقدار نیروی قابل تحمل می باشند که نشان دهنده ظرفیت دورانی بالای این اتصال می باشد و همچنین بیانگر آن است که این فرم سازه ای جزء قاب های خمشی با شکل پذیری بالا

- سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان و در نتیجه بهبود عملکرد و افزایش ظرفیت جذب انرژی اتصال می‌گردد.
۴. شکل (۸) نشان می‌دهد که استفاده از قسمت هرمی شکل بر روی ورق‌های اتصال سبب کاهش مقدار تنش در آن ورق می‌شود که این میزان کاهش در بارگذاری‌های بزرگ محسوس‌تر می‌باشد.
۵. شکل‌های (۱۹) و (۲۹) نشان می‌دهد بهترین عملکرد حالتی است که قسمت هرمی شکل بر روی ورق اتصال ستون طبقه پایین و یک مقطع قوطی شکل بر روی ورق اتصال ستون طبقه بالا قرار گیرد و این دو قسمت به صورت لگو داخل یکدیگر قرار گیرند. در این حالت سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان و ظرفیت جذب انرژی اتصال بیشترین مقدار می‌باشد.
۶. مقادیر جدول (۴) نشان می‌دهد که اضافه نمودن زائده هرمی شکل تأثیر زیادی بر مقاومت اتصال (Mn) ندارد.
۷. بهترین حالتی که هم عملکرد اتصال مناسب باشد و هم اجرای آن خیلی راحت‌تر باشد حالتی است که از دو قسمت هرمی شکل بر روی صفحات اتصال ستون‌های بالا و پایین استفاده گردد؛ مشروط به آنکه تیر دارای مهار جانبی باشد. همچنین بهترین مقدار فاصله آزاد بین قسمت هرمی شکل و مقطع قوطی شکل تیر برابر با مقدار لقی سوراخ پیچ می‌باشد که کمک بسیاری به اجرای راحت‌تر و بهتر ستون می‌نماید.

مراجع

- Bravo Miguel, A. and Herrera Ricardo, A., "Performance under Cyclic Load of Built-up T-Stubs for Double T Moment Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 103, PP. 117-130, (2014).
- Sofias, C.E., Kalfas, C.N. and Pachoumis, D.T., "Experimental and FEM Analysis of Reduced Beam Section Moment Endplate Connections under Cyclic Loading", *Engineering Structures*, Vol. 59, PP. 32-329, (2014).
- Min Yang, C. and Moon Kim, Y., "Cyclic Behavior of Bolted and Welded Beam-to-Column Joints", *Journal of Mechanical Sciences*, Vol. 49, PP. 635-649, (2007).
- Liu, X.C., Pu, S.H., Zhang, A.L., Xu, A.X., Ni, Z., Sun, Y. and Ma, L., "Static and Seismic Experiment for Bolted-welded Joint in Modularized Prefabricated Steel Structure", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 115, PP. 417-433, (2015).
- Ghassemieh, M., Jalalpour, M. and Akbar Gholampour, A., "Numerical Evaluation of the Extended Endplate Moment Connection Subjected to Cyclic Loading", *Current Advances in Civil Engineering*, Vol. 2, PP. 35-43, (2014).
- AlHendi, H. and Celikag, M., "Parametric Study on Moment-Rotation Characteristics of Reverse Channel Connections to Tubular Columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 104, PP. 261-273, (2015).
- Kulkarni Swati, A. and Gaurang, V., "Study of Steel Moment Connection with and without Reduced Beam Section", *Case Studies in Structural Engineering*, Vol. 1, PP. 26-31, (2014).

8. Gerami, M., Saberi, H., Saberi, V. and Saedi Daryan, A., "Cyclic Behavior of Bolted Connections with Different Arrangement of Bolts", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, PP. 690-705, (2010).
9. Shi, G., Shi, Y. and Wang, Y., "Behaviour of End-Plate Moment Connections under Earthquake Loading", *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 5, PP. 703- 716, (2007).
10. Settleco, P., "Pinned I Beam to RHS Columns with Stiffness", *Journal of Structural Devision*, ASCE, Vol. 107(07), PP. 2214-2227, (1981).
11. Miura, K. and Makino, Y., "Testing of Beam-to-RHS Column Connections without Weld Access Holes", *Proceeding of 11th Int. offshore and Polar Engineering Conference*, Stranger, Norway, (2001).
12. Goswami, R. and Murty, C.V.R., "Externally reinforced welded I-Beam-to Box-Column Seismic Connection", *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 136, No.1, PP. 23-30, (2010).
13. Salmon, C. G., Johnson, J. E., and Malhas, F. A., "Steel Structure Design and Behavior", 5th ed., Prentice Hall, Publisher, New York, (2008).
14. ATC-24., "Guidelines of Cyclic Seismic Testing on Components for Steel structures", Redwood City, California: APPLIED Technology Council (1992).
15. FEMA. Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings. Report no. FEMA-350. Federal Emergency Management Agency: California Universities for Research in Earthquake Engineering; (2000):
16. California Universities for Research in Earthquake Engineering; AISC, American Institute of Steel Construction, "Specification for Structural Steel Buildings", Chicago, (2005).

شناسایی خسارت در سازه‌ها با استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی تکاملی چندهدفه MOEA/D و MOPSO*

^(۱) میلاد جهانگیری^(۲) بهروز احمدی ندوشن

چکیده تحقیقات زیادی در تکنیک شناسایی خسارت در سازه‌ها با استفاده از بهینه‌سازی تک‌هدفه انجام گردیده است. اخیراً، کاربرد روش‌های بهینه‌سازی چندهدفه مورد توجه محققان قرار گرفته است. از این رو، در این پژوهش با استفاده از الگوریتم‌های نوین بهینه‌سازی تکاملی چندهدفه و بیان توابع هدف سختی و شکل مودی به منظور شناسایی خسارت در تیر دوسر ساده و در تیر دوسر گیردار پرداخته شده است. نتایج حاصل از تیر دوسر گیردار با نتایج تجربی دیگر محققان مقایسه گردیده است. نتایج نشان می‌دهد که روش پیشنهاد شده منجر به عملکرد مطلوب در موقعیت‌یابی و کیفیت‌سنجی خسارت می‌گردد.

واژه‌های کلیدی شناسایی خسارت، بهینه‌سازی چندهدفه، الگوریتم تکاملی.

Structural Damage Identification Using MOPSO and MOEA/D Multi-Objective Evolutionary Optimization Algorithms

M. Jahangiri

B. Ahmadi-Nedushan

Abstract Many researchers have applied single-objective optimization algorithms for structural damage identification. Recently, multi-objective optimization algorithms have also been considered for this purpose. This article applies two recent multi-objective evolutionary optimization algorithms and modal shape and stiffness objective functions for structural damage detection in a simply supported beam and a two fixed-end moment beam. For the fixed supported beam, the results are compared with the experimental results from the literature. The results demonstrate the good performance of proposed approach in localization and quantification of damages.

Key Words Damage Identification, Multi-Objective Optimization, Evolutionary Algorithms.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱۰/۳۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۹/۶ می‌باشد.

(۱) فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد.

Email: behrooz.ahmadi@yazd.ac.ir

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد.

مقدمه

سازه‌ها در طول مدت زمان بهره‌برداری‌شان دچار آسیب می‌شوند. این عوامل به شکل‌های طبیعی و غیرطبیعی بر سازه اثر می‌گذارد. عوامل طبیعی از قبیل زلزله، باد و عوامل غیرطبیعی شامل انفجار، ضربه و... تأثیر مخربی بر روی سازه دارند. این اثرات مخرب گاهی بر روی سطح خارجی سازه ظاهر می‌شوند که ترمیم و بازسازی آن به وسیله بازرسی چشمی ممکن می‌باشد ولی گاهی این اثرات مخرب درون سازه رخ می‌دهد یا بنا به شرایط هندسی سازه قابل مشاهده به وسیله بازرسی چشمی نمی‌باشند. به علاوه، روش بازرسی چشمی برای ارزیابی شدت خسارت، ظرفیت محدودی دارد. بنابراین در چنین حالاتی تشخیص محل خسارت و همچنین شدت آسیب وارد شده به سازه امری دشوار است و نیاز به انجام مطالعات گسترده و آزمایش‌های مهندسی دارد. لذا، با استفاده از روش‌های شناسایی و ارزیابی خسارت در سازه می‌توان محل و شدت آسیب را شناسایی کرد. در نهایت می‌توان با بازسازی و ترمیم خسارت وارد شده، طول عمر مفید ساختمان را افزایش داد. به عنوان مثال می‌توان به حدود چهل درصد از زیرساخت‌های کشور آمریکا از قبیل پل‌ها، سدها، راه‌آهن‌ها، مراکز عمومی، بیمارستان‌ها، ادارات، مدارس و غیره اشاره نمود، که از لحاظ سازه‌ای دچار خسارت شده‌اند و نیاز به مقاوم‌سازی و ایمن‌سازی دارند [1]. در سال ۱۹۷۵، برای اولین بار توسط هولاند تابع هدفی براساس فرکانس طبیعی برای شناسایی خسارت در سازه بیان شد و با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک به صورت تابع تک‌هدفه به بهینه‌سازی آن پرداخته شد [2]. در سال‌های بعد استفاده از اشکال مودی برای شناسایی خسارت مطرح گردید که کاربرد آن به صورت تعریف معیار اطمینان مودال (MAC) مطرح شد [3]. همچنین پاندی و بیسواز در سال ۱۹۹۴ معیار نرمی مودال را برای تشخیص آسیب در سازه مورد تحلیل قرار دادند [4]. سپس لیمیت‌ره در سال ۱۹۹۶ معیار جدیدی برای شناسایی خسارت معرفی کرد که این معیار براساس انرژی کرنشی و معادله مقدار ویژه بیان گردید [5].

سلاو در سال ۱۹۹۷ تابع تک‌هدفه تغییرات فرکانس طبیعی سازه را بررسی کرد [6]. معیار اطمینان مودال (MAC) که توسط اوینز در سال ۱۹۸۴ ارائه شده بود برای یک مود ارتعاش از سازه کاربرد داشت و در نهایت گوا و اسپنسر در سال ۲۰۰۲ در همین راستا معیاری به نام معیار اطمینان مودال کلی (TMAC) را ارائه کردند که برای تمامی مودهای ارتعاش سازه قابل استفاده بود و در نهایت پرا و همکاران در سال ۲۰۱۱ معیار اطمینان مودال کلی را مورد بازبینی قرار دادند و معیار اطمینان مودال کلی اصلاح شده (MTMAC) را پیشنهاد کردند [7,8]. پی و لیو در سال ۲۰۰۱، درصد بررسی عملکرد توابع چندهدفه براساس پارامترهای مودال برآمدند که با تعریف دو تابع تک‌هدفه شروع شد و به طور کلی تحقیقات خود را بر روی توابع چندهدفه و کاربرد این توابع برای شناسایی آسیب در سازه‌ها شروع کردند [9]. در این پژوهش سعی بر آن شده است که با بیان تابع هدف جدید و استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی چندهدفه نوین ازدحام ذرات و الگوریتم تکاملی مبتنی بر تجزیه به مطالعه و بررسی عیب‌یابی و تشخیص آسیب در سازه پرداخته شود [10-12]. در ابتدا با مدل‌سازی یک تیر دوسر ساده در سناریوهای خسارت یگانه و چندگانه با استفاده از توابع هدف سختی مودی و شکل مودی و به کمک الگوریتم‌های بهینه‌سازی تکاملی چندهدفه به شناسایی و ارزیابی آسیب در این تیر پرداخته شده است. همچنین، نتایج حاصل از شناسایی و ارزیابی خسارت در مدل‌سازی تیر دوسرگیردار با نتایج حاصل از تحقیقات آزمایشگاهی هیو و همکاران برای بررسی پتانسیل توابع هدف و میزان عملکرد الگوریتم‌های تکاملی MOPSO و MOEA/D مقایسه گردیده است.

فرمول‌بندی مسئله تشخیص آسیب در سازه‌ها

معادله مقدار ویژه

معادله مقدار ویژه سازه که در حل مسائل مهندسی و آنالیز مودال سیستم‌های سازه‌ای نقش بسزایی دارد، در دو حالت (۱) معادله مقدار ویژه سازه در حالت سالم و

هر المان را بیان می‌کند. این شاخص که ضریب مؤثری برای خسارت ماتریس سختی المان است، به شرح زیر محاسبه می‌گردد:

$$d_{ei} = 1 - \frac{(ED)_i^d}{(ED)_i^h}; \quad (i = 1, 2, 3, \dots, NE) \quad (3)$$

که در اینجا NE تعداد المان سازه می‌باشد. این شاخص همواره بین ۰ و ۱ می‌باشد. صفر به معنای سالم بودن المان در سازه و یک به معنای زوال کامل المان در سازه می‌باشد [14].

سختی المان آسیب‌دیده

اکنون برای محاسبه ماتریس سختی المان آسیب‌دیده براساس علم مکانیک محیط‌های پیوسته خواهیم داشت:

$$[K_{ei}^d] = (1 - d_{ei}) \cdot [K_{ei}^h] \quad (4)$$

در این رابطه $[K_{ei}^h]$ و $[K_{ei}^d]$ به ترتیب ماتریس سختی المان i ام در حالت‌های سازه سالم و آسیب‌دیده می‌باشد [15,16].

فرمول‌بندی مسئله بهینه‌سازی چندهدفه

معیار اطمینان مودال

معیار اطمینان مودال برای اولین بار توسط آلمانگ و برون برای استفاده در آنالیز مودال مطرح گردید. این معیار توسط محققان بسیاری مورد استفاده قرار گرفته است. این معیار برای مشخص نمودن میزان هم‌بستگی بین دو بردار می‌باشد. معیار اطمینان مودال که در هر دو تابع هدف مورد استفاده قرار گرفته است در حقیقت یک معیار مبدل به بازه ۰ و ۱ می‌باشد و برای نشان دادن رابطه هر دو بردار دل‌خواه قابل کاربرد است (مقدار آن همواره بین ۰ و ۱ می‌باشد). در علم آمار می‌توان به نام ضریب هم‌بستگی از این معیار نام برد. در حالتی که مقدار آن برابر صفر باشد نشان‌دهنده عدم ارتباط بین دو بردار می‌باشد به عبارت دیگر هیچ‌گونه هم‌بستگی بین دو بردار وجود ندارد و در حالتی که مقدار آن یک باشد

(۲) معادله مقدار ویژه سازه در حالت آسیب‌دیده، مورد توجه قرار می‌گیرد. معادله مقدار ویژه سازه در حالت سالم و آسیب‌دیده به فرم زیر بیان می‌گردد:

$$([K^h] - (\omega_i^h)^2 \cdot [M]) \cdot \{\phi_i^h\} = 0; \quad (i = 1, 2, 3, \dots, NM) \quad (1)$$

$$([K^d] - (\omega_i^d)^2 \cdot [M]) \cdot \{\phi_i^d\} = 0; \quad (i = 1, 2, 3, \dots, NM) \quad (2)$$

که در اینجا NM تعداد مودهای ارتعاش سازه است. ماتریس جرم در هر دو رابطه بدون اندیس می‌باشد، زیرا در هر دو معادله ماتریس جرم ثابت است. این فرض براساس مطالعات آزمایشگاهی می‌باشد، ماتریس جرم قبل و بعد از آسیب بدون تغییر باقی می‌ماند و در این پژوهش تغییرات آن تابعی از خسارت اعمال شده به سازه نیست. در اینجا اندیس‌های i و d, h به ترتیب نمادهای سازه سالم، سازه آسیب‌دیده و شماره مود ارتعاش سازه می‌باشند [13].

شاخص خسارت سازه

احتمال وقوع انواع خسارت در سازه وجود دارد. گاهی اوقات به دلیل اجرای بد سازه از قبیل جوشکاری نامناسب، ترک‌خوردگی بتن ممکن است سازه دچار آسیب گردد. با توجه به مطالعات انجام شده، این خسارت‌ها به طور مستقیم بر دو پارامتر سازه تأثیر می‌گذارد. خساراتی که باعث تغییر در مشخصات هندسی سازه می‌گردد منجر به تغییر ممان اینرسی می‌شود و خساراتی که در فیزیک و مکانیک سازه تأثیر می‌گذارد باعث تغییر مدول الاستیک سازه می‌گردد. تغییر هر کدام از این دو پارامتر باعث تغییر در ماتریس سختی المان و در نهایت ماتریس سختی کل سازه می‌گردد. برای محاسبه ماتریس المان نیاز به تعریف شاخص خسارت المان می‌باشد. این شاخص خسارت، براساس مشخصات هندسی سازه (ممان اینرسی) و مشخصات مکانیکی سازه (مدول الاستیک) تعریف می‌گردد. شاخص مذکور میزان خسارت اعمال شده به

و آسیب‌دیده می‌باشد. سختی به معنای میزان نیرو به‌ازای جابه‌جایی واحد می‌باشد و ماتریس سختی مودال هم به معنای سختی سازه تغییر شکل یافته تحت الگوی هر مد شکل می‌باشد. هر ستون از ماتریس سختی مودی به معنای ایجاد یک جابه‌جایی واحد در درجه آزادی متناظر با همان ستون می‌باشد. اکنون درایه‌های این ستون میزان نیرو در تمامی درجات آزادی تحت شرایط ایجاد شده می‌باشد. از این رو، قطر اصلی ماتریس سختی مودال در حقیقت نسبت به خسارت ایجاد شده بسیار حساس‌تر از دیگر عناصر است و میزان نیرو در همان گره جابه‌جایی واحد اعمال شده را نشان می‌دهد و در صورت وجود خسارت ما را بهتر آگاه می‌نماید. رابطه معیار اطمینان مودال براساس سختی به فرم زیر تبیین شده است:

$$MACSTIF_i = \frac{|\{K_{health}\}_i^T \cdot \{K_{damage}\}_i|^2}{(\{K_{health}\}_i^T \cdot \{K_{health}\}_i) \times (\{K_{damage}\}_i^T \cdot \{K_{damage}\}_i)} \quad (10)$$

معیار اطمینان مودال مذکور یک رابطه برای مشخص نمودن میزان هم‌بستگی بین دو بردار می‌باشد. این معیار هم‌بستگی همواره بین ۰ و ۱ است که در حالت صفر به معنای عدم وجود هم‌بستگی بین دو بردار می‌باشد و در حالت یک به معنای تطابق کامل بین دو بردار است، بنابراین هرچه مقدار این عبارت به یک نزدیک‌تر باشد به معنای تطابق بیشتر دو بردار می‌باشد؛ لذا معیار مذکور می‌بایست ماکزیمم گردد تا شاخص‌های خسارت به درستی تعیین شوند. همچنین این معیار برای یک مود از سازه قابل کاربرد است در صورتی که در آنالیز دینامیکی براساس آیین‌نامه حداقل سه مود اول لازم می‌باشد. محققان برای برطرف نمودن این مشکل، معیار گفته شده را برای هر تعداد مود دل‌خواه محاسبه کرده‌اند. براساس علم بهینه‌سازی به‌جای ماکزیمم‌سازی از فرم استاندارد برای مینیمم‌سازی استفاده شده است. بنابراین، تابع هدف اول

بدان معناست که دو بردار کاملاً به یکدیگر هم‌بستگی دارند و مستقل نیستند و بردار تغییر نکرده است. معیار MAC برای دو بردار دل‌خواه x و y به شرح زیر تعریف می‌گردد [17]:

$$MAC = \frac{|x^T y|^2}{(x^T x)(y^T y)} \quad (5)$$

معیار اطمینان مودال براساس سختی مودی

تابع هدف اول با استفاده از معیار اطمینان مودال و براساس سختی مودال تعریف شده است. از آنجاکه سختی سازه بعد از خسارت کاهش می‌یابد و جرم هم ثابت می‌باشد، بنابراین کاهش فرکانس طبیعی سازه یک امر بدیهی تلقی می‌گردد. به همین خاطر، نکته بسیار کلیدی در رابطه ماتریس سختی مودال در مورد ضریب فرکانس طبیعی می‌باشد که روند کاهش آن ما را در کاهش ماتریس سختی مودال یاری می‌نماید و در زمینه بهینه‌سازی تابع هدف برای هم‌گرایی و سوق به جواب مطلوب بسیار مناسب می‌باشد. از طرف دیگر، تغییرات ضریب جرم مودال با تغییرات تابع هدف هم‌سو می‌باشد و مشکلات تغییرات کوچک در فرکانس طبیعی سازه را جبران می‌نماید. در حقیقت جرم مودال سازه بعد از آسیب در سازه افزایش می‌یابد و این افزایش منجر به کاهش بیشتر ماتریس سختی مودال می‌گردد و باعث افزایش حساسیت ماتریس سختی مودال نسبت به خسارت می‌گردد [8].

$$[K] = [\Phi]^{-T} \cdot [\Lambda] \cdot [\tilde{M}] \cdot [\Phi]^{-1} \quad (6)$$

$$[K] = [M] \cdot [\Phi] \cdot [\tilde{M}]^{-1} \cdot [\Lambda] \cdot [\Phi]^T \cdot [M] \quad (7)$$

$$[K]_i = \frac{\omega_i^2}{M_i} \cdot [M] \cdot \{\Phi_i\} \cdot \{\Phi_i\}^T \cdot [M] ; (i = 1, 2, 3, \dots, NM) \quad (8)$$

$$[K] = \sum_{i=1}^{NM} \frac{\omega_i^2}{M_i} \cdot [M] \cdot \{\Phi_i\} \cdot \{\Phi_i\}^T \cdot [M] \quad (9)$$

اکنون که ماتریس جرم مودال برای هر مود در دو حالت سازه سالم و سازه آسیب‌دیده محاسبه می‌گردد، درایه‌های بردار جرم مودال همان درایه‌های قطر اصلی ماتریس جرم مودال در هر مود برای هر دو حالت سالم

علت ماکزیمم سازی معیارهای اطمینان مودال سختی و شکل مودی بدان دلیل است که درحقیقت همبستگی دو بردار را به بیشینه مقدار برسد، به عبارت دیگر، هنگامی معیارهای مذکور به عنوان تابع هدف اول و دوم به صورت هم زمان بهینه می گرداند که معیارهای اطمینان مودالشان ماکزیمم گردد و این در صورتی امکان پذیر است که شاخص های خسارت در المان های آسیب دیده به درستی محاسبه و پیش بینی گردد. علت اصلی این امر آن است که فرکانس های طبیعی سازه در هر دو حالت متفاوت می باشد و فرکانس های طبیعی آزمایشگاهی که کوچکتر از فرکانس های طبیعی عددی هستند هنگامی اجازه ماکزیمم سازی به معیار مذکور را می دهد که شاخص های خسارت به درستی تعیین گردد. از سویی دیگر تمامی محاسبات و بهینه سازی با عنایت به رعایت قیود مسئله و بازه تغییرات شاخص های خسارت و معیارهای مودال می باشد. مشکلات ارائه شده در تابع هدف اول از قبیل توانایی های کاربرد برای یک مود و غیراستاندارد بودن فرم بهینه سازی برای تابع هدف دوم هم وجود دارد. بنابراین رابطه تابع هدف دوم یا همان معیار اطمینان مودال براساس شکل مودی به فرم زیر ارائه می گردد:

$$F_2 = 1 - \prod_{i=1}^{NM} MACPHI_i \quad (13)$$

متغیرهای طراحی و قیود مسئله

به طور کلی فرمول بندی ریاضی مسئله شناسایی خسارت چندهدفه به شرح زیر بیان می گردد:

در این رابطه بردار شاخص خسارت $\{d_{e_i}\}$ ، مقادیر خسارت هر المان را نشان می دهد.

$$[F_{Multiple}(\{d_{e_i}\})] = [F_1(\{d_{e_i}\}), F_2(\{d_{e_i}\}), \dots, F_m(\{d_{e_i}\})] \quad (14)$$

به علاوه مقادیر شاخص خسارت هر المان محصور شده در بازه ۰ و ۱ می باشد؛ لذا، قیود مسئله شناسایی خسارت در این محدوده بیان می گردند [8].

یا همان معیار اطمینان مودال براساس سختی به شکل زیر ارائه گردیده است:

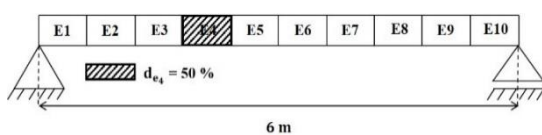
$$F_1 = 1 - \prod_{i=1}^{NM} MACSTIF_i \quad (11)$$

معیار اطمینان مودال براساس شکل مودی

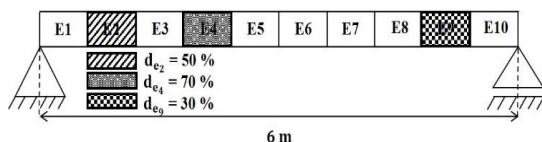
تابع هدف دوم با استفاده از معیار اطمینان مودال و براساس اشکال مودی برای شناسایی خسارت مطرح گردیده است. اشکال مودی سازه، معرف الگویی از تغییر شکل سازه در هر مود ارتعاش می باشد. براساس مطالعات انجام شده، مکان و محل خسارت در تغییرات بردارهای اشکال مودی تأثیر بسزایی دارند. به عبارت دیگر با اعمال خسارت در المان های مختلف بردارهای اشکال مودی الگوهای تغییر شکل سازه را متفاوت نسبت به قبل گزارش می دهند [18]. از این رو معیار اطمینان مودال براساس شکل مودی سازه برای عیب یابی و تشخیص آسیب در سازه گزینه مطلوبی می باشد. این معیار براساس رابطه زیر تشریح می گردد:

$$MACPHI_i = \frac{|\{\Phi_{health}\}_i^T \cdot \{\Phi_{damage}\}_i|^2}{(\{\Phi_{health}\}_i^T \cdot \{\Phi_{health}\}_i) \times (\{\Phi_{damage}\}_i^T \cdot \{\Phi_{damage}\}_i)} \quad (12)$$

معیار اطمینان مودال شکل مودی، رابطه ای برای مشخص نمودن میزان همبستگی دو بردار شکل مودی سازه سالم و آسیب دیده می باشد. این معیار نرمالیزه کننده که همواره بین ۰ و ۱ است در این تابع هدف در صورتی دارای مقدار صفر است که هیچ گونه همبستگی بین بردارهای اشکال مودی عددی و آزمایشگاهی نباشد. به عبارت دیگر مقدار صفر مبین تخریب و آسیب جدی در سازه می باشد و در صورتی این مقدار برابر یک می باشد که سازه کاملاً سالم باشد و هیچ گونه آسیبی ندیده باشد. بردارهای عددی، بردارهای سازه در حالت سالم و پر از عدد می باشند درحالی که بردارهای تجربی، بردارهای سازه در حالت آسیب دیده و شامل عدد و متغیرهای شاخص خسارت می باشد.



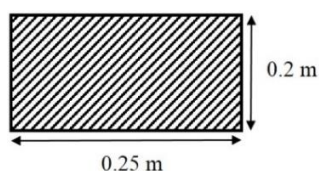
شکل ۲ سناریوی خسارت یگانه



شکل ۳ سناریوی خسارت چندگانه

جدول ۱ مشخصات هندسی و خواص مکانیکی مدل

طول تیر	L	m
پهنای مقطع عرضی	b	m ۰/۲۵
ارتفاع مقطع عرضی	h	m ۰/۲
مساحت مقطع عرضی	A	m ² ۰/۰۵۰
چگالی مصالح	ρ	kg/m ³ ۲۵۰۰
مدول الاستیک	E	N/m ² ۳۲ * ۱۰ ^۹
ممان اینرسی	I	(*b*h ³ /۱۲)
طول المان	L _e	m ۰/۶



شکل ۴ مقطع عرضی مدل تیر دو سر ساده

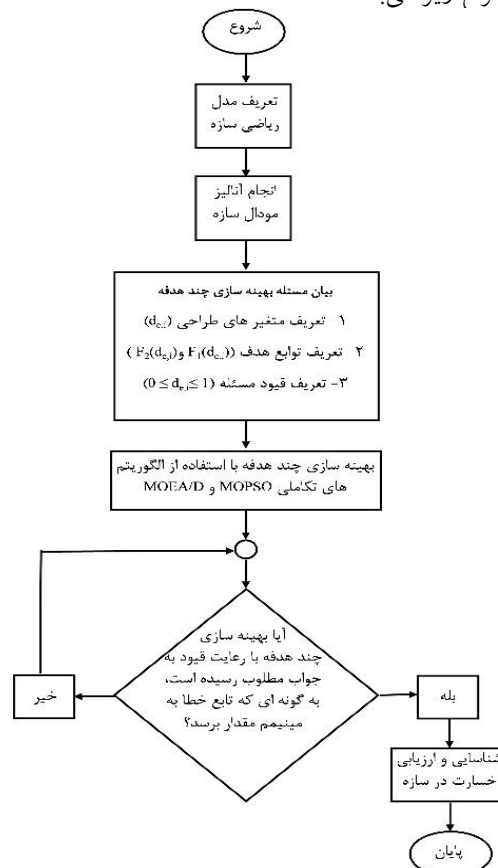
بهینه‌سازی چندهدفه با استفاده از الگوریتم‌های چندهدفه ازدحام ذرات و الگوریتم تکاملی مبتنی بر تجزیه و با نرم‌افزار متلب انجام گردید. در الگوریتم‌های مذکور اندازه جمعیت اولیه ۵۰ در نظر گرفته شد. مدت زمان اجرای برنامه بهینه‌سازی چندهدفه در یک سیستم پنتیم ۱/۷۳ هرتز و با حافظه ۱ گیگا بایت برای هر دو الگوریتم حدود ۱۱ هزار ثانیه به طول انجامید. نمودارهای بهینه جبهه پارتو برای هر دو سناریوی خسارت یگانه و چندگانه برای هر دو الگوریتم به شرح ذیل گزارش می‌گردد:

$$0 < d_{e_i} < 1; (i = 1, 2, 3, \dots, NE) \quad (15)$$

$$\{d_{e_i}\} = [d_{e_1}, d_{e_2}, \dots, d_{e_{NE}}] \quad (16)$$

بنابراین، فلوچارت کلی تشخیص آسیب در سازه

به شرح زیر می‌باشد:

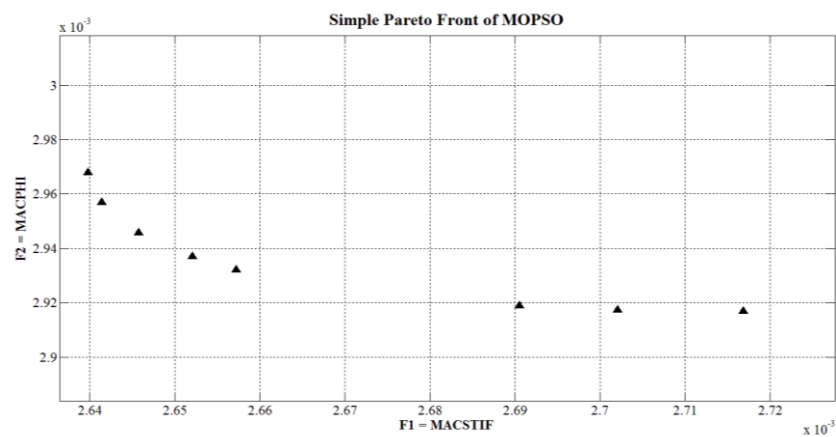


شکل ۱ فلوچارت تشخیص آسیب در سازه

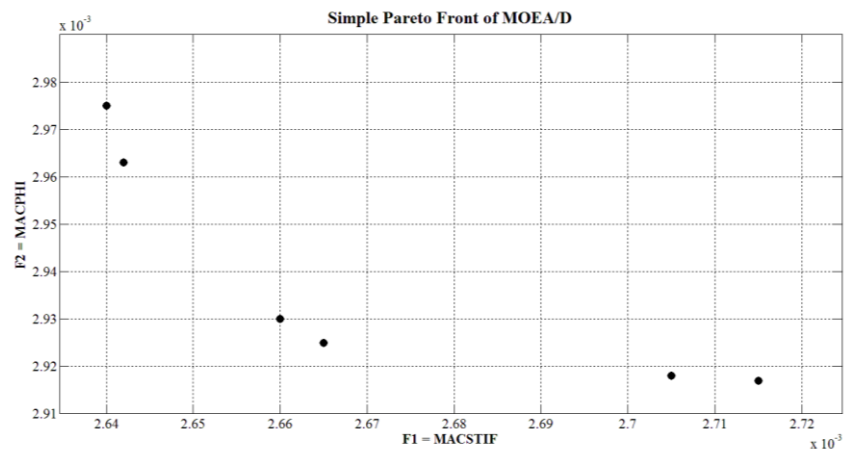
مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی

مدل‌سازی عددی تیر دوسر ساده

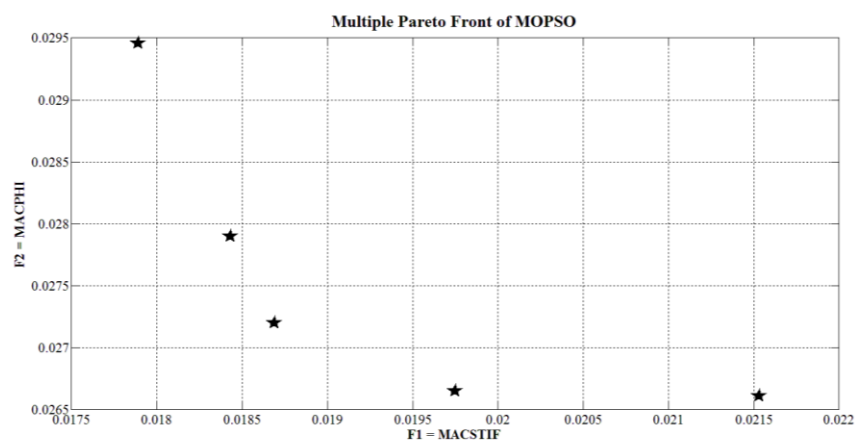
در این پژوهش یک تیر دوسر ساده تحت اعمال سناریوی خسارت تک‌هدفه و چندهدفه مدل‌سازی گردید. به‌طورکلی سه نوع سناریو برای اعمال به سازه وجود دارد. نوع اول آن سناریوی خسارت یگانه نام دارد و تنها یک المان دچار آسیب می‌گردد. نوع دوم آن سناریوی خسارت چندگانه نام دارد که چندین المان دچار آسیب می‌گردند. مشخصات مکانیکی و هندسی سازه به شرح زیر می‌باشد:



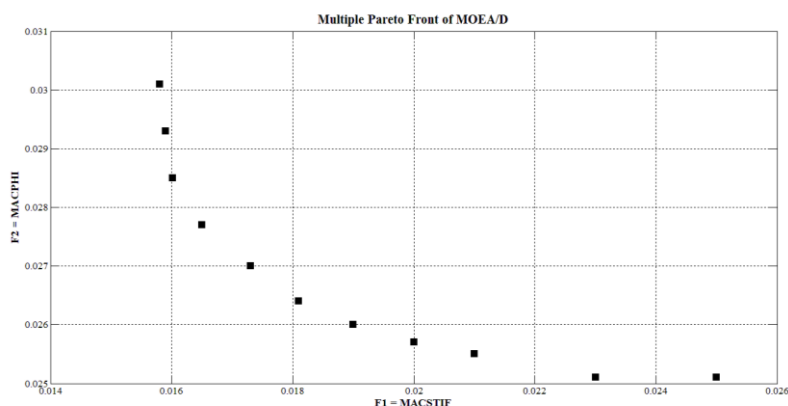
شکل ۵ نمودار بهینه جبهه پارتو در سناریوی خسارت یگانه با استفاده از الگوریتم MOPSO



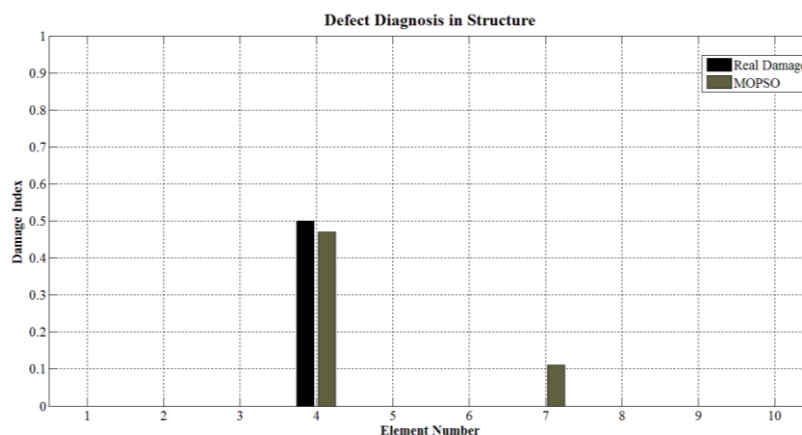
شکل ۶ نمودار بهینه جبهه پارتو در سناریوی خسارت یگانه با استفاده از الگوریتم MOEA/D



شکل ۷ نمودار بهینه جبهه پارتو در سناریوی چندگانه با استفاده از الگوریتم MOPSO



شکل ۸ نمودار بهینه جبهه پارتو در سناریوی خسارت چندگانه با استفاده از الگوریتم MOEA/D



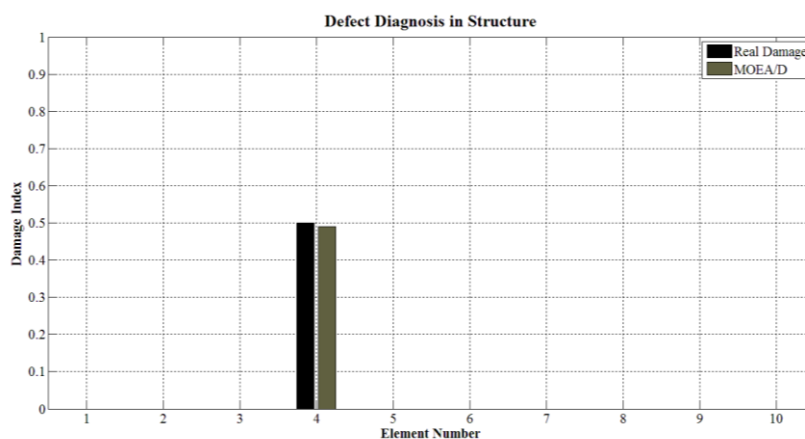
شکل ۹ عیب‌یابی و تشخیص آسیب در سناریوی خسارت یگانه با استفاده از الگوریتم MOPSO

گردیده است:

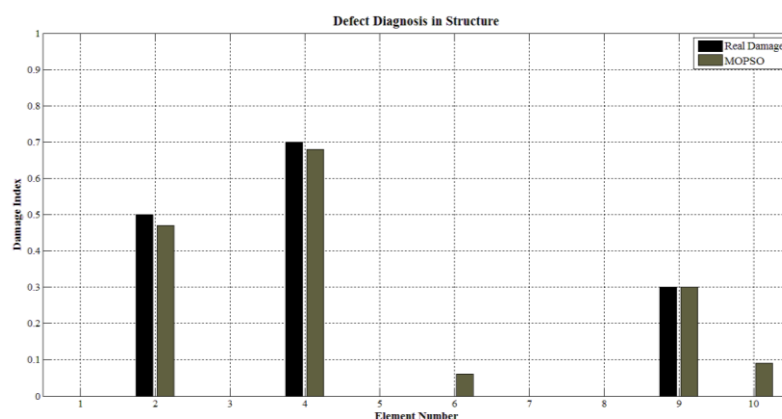
$$D.F. = \sqrt{\sum_{i=1}^{NE} (d_{e_i}^{num.} - d_{e_i}^{real})^2} \quad (17)$$

محاسبات و تحلیل برای پیش‌بینی و تخمین خسارت در سازه مدل‌شده با استفاده از هر دو الگوریتم صورت گرفته است و نتایج حاصل در نمودارهای زیر مشخص می‌باشد. نکته کلیدی که در تخمین آسیب در سازه‌ها وجود دارد، ارتباط بین گره در المان‌های مجاور هم می‌باشد. المان‌های در نزدیکی و مجاورت المان آسیب‌دیده دارای گره مشترک می‌باشند و شاخص خسارت المان آسیب‌دیده هنگام تشکیل ماتریس سختی کل بر المان‌های مجاور تأثیر می‌گذارد و خطاهای کوچک اطراف این المان‌ها قابل اغماض می‌باشد.

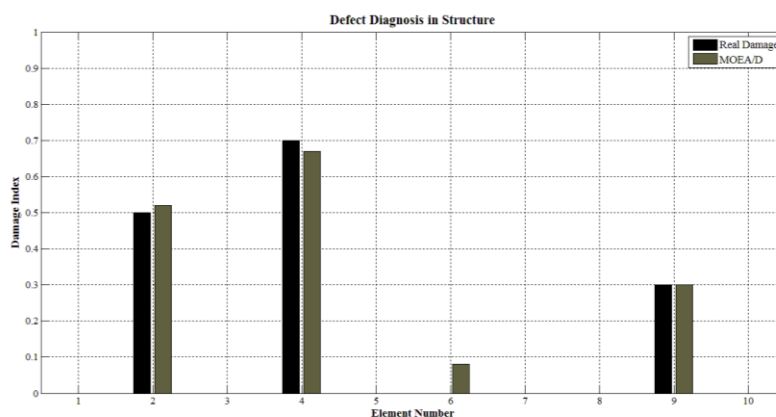
هرکدام از نقاط روی نمودار پارتو خود یک دسته جواب برای شاخص‌های خسارت المان‌های سازه را ارائه می‌دهد. یکی از معیارهای معرفی شده برای پایش وضعیت سازه همان تابع اختلاف یا تابع خطا در محاسبات می‌باشد. درحقیقت، در سناریوهای خسارت اعمال‌شده به سازه مدل‌سازی‌شده شاخص‌های خسارت واقعی را داریم. شاخص‌های خسارت به‌دست‌آمده از روی نمودار بهینه جبهه پارتو را می‌بایست با شاخص‌های خسارت واقعی مقایسه نمود. این مقایسه به‌روش خطای مجموع مربعات بین این داده‌ها صورت می‌گیرد و از بین مقدارهای به‌دست‌آمده، کوچک‌ترین جواب همان گزینه مطلوب یا جواب مناسب برای پیش‌بینی خسارت در سازه می‌باشد. رابطه تابع اختلاف یا تابع خطا در محاسبات به شکل زیر فرمول‌بندی



شکل ۱۰ عیب‌یابی و تشخیص آسیب در سناریوی خسارت یگانه با استفاده از الگوریتم MOEA/D



شکل ۱۱ عیب‌یابی و تشخیص آسیب در سناریوی خسارت چندگانه با استفاده از الگوریتم MOPSO



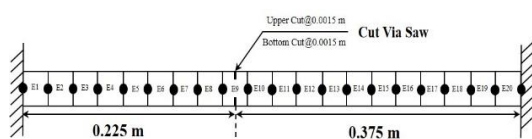
شکل ۱۲ عیب‌یابی و تشخیص آسیب در سناریوی خسارت چندگانه با استفاده از الگوریتم MOEA/D

مدل‌سازی آزمایشگاهی تیر دوسرگردار

معرفی مدل تیر دوسرگردار. در این پژوهش مدل‌سازی تجربی هیو و همکاران به صورت عددی در نرم‌افزار متلب مدل شد و نتایج حاصل از تشخیص

آسیب در سازه که به شکل یک سناریوی اعمال خسارت انجام شده است، در پایان گزارش گردید. این دسته از داده‌ها برای اعتبارسنجی پژوهش‌های تئوری و براساس نتایج حاصل از کارهای آزمایشگاهی دیگر محققان

به اندازه یک چهارم مقطع بریده شده است. به عبارت دیگر نیمی از مقطع سالم مانده است و نیم دیگر مقطع از بین رفته است. همچنین مقادیر فرکانس‌های طبیعی سازه تیر دوسرگیردار در هر دو حالت سازه سالم و سازه آسیب‌دیده قبل و بعد از بریدن تیر با آرّه اندازه‌گیری شده است. اندازه‌گیری فرکانس‌های طبیعی سازه به وسیله دستگاه اندازه‌گیری دقیق و سنسورهای محدودی بر روی گره‌های المان‌های تیر صورت گرفته است. از این رو، میزان اختلافات در فرکانس‌های طبیعی در هر دو حالت سالم و آسیب‌دیده در مدل‌سازی تئوری و تجربی امری طبیعی به نظر می‌رسد. تجهیزات دقیق اندازه‌گیری در آزمایشگاه هیو و همکاران و همچنین مدل شماتیکی از تیر دوسرگیردار آسیب‌دیده به وسیله آرّه با مشخصات دقیق هندسی خسارت در تصاویر زیر ارائه گردیده است [19]:



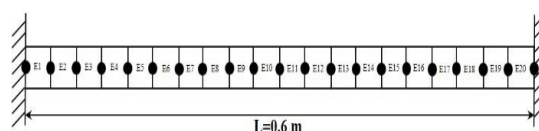
شکل ۱۵ تیر دوسرگیردار بریده‌شده با آرّه در آزمایشگاه توسط هیو و همکاران

مدل‌سازی تئوری در نرم‌افزار. تیر دوسرگیردار ساخته‌شده در آزمایشگاه در نرم‌افزار متلب مدل گردیده است. مشخصات تیر مدل‌سازی‌شده دقیقاً همانند مشخصات تیر فوق‌الذکر می‌باشد. در این پژوهش، بر تیر دوسرگیردار مدل‌سازی شده در المان شماره ۹ خسارتی به میزان ۰/۸۷۵ درصد اعمال گردیده است. طول هر المان ۰/۰۳ متر می‌باشد و دارای ۲۰ المان و ۲۱ گره است. در این سازه در هر گره دو درجه آزادی در نظر گرفته‌شده است و در نهایت ماتریس سختی سازه با اعمال خسارت در المان ۹ محاسبه گردیده است.

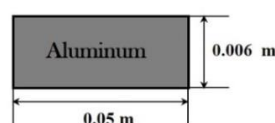
صورت می‌گیرد. هیو و همکاران در سال ۲۰۰۰ پژوهشی برای شناسایی خسارت بر روی یک سازه انجام دادند. جزئیات مدل‌سازی به شرح زیر می‌باشد: یک تیر دوسرگیردار به طول ۶۰ سانتی‌متر که به ۲۰ المان تقسیم‌بندی شده است، جنس مصالح (مواد) آلومینیوم می‌باشد که مدول الاستیک آن $E=70 \text{ Gpa}$ و ضریب پواسون آن $\nu=0.3$ و چگالی آن برابر $p=2700 \text{ kg/m}^3$ می‌باشد. سطح مقطع مدل ارائه‌شده $b \times h = 0.05 \text{ m} \times 0.006 \text{ m}$ می‌باشد.

جدول ۲ مشخصات هندسی و خواص مکانیکی مدل

طول تیر	L	۰/۶m
پهنای مقطع عرضی	b	۰/۰۵m
ارتفاع مقطع عرضی	h	۰/۰۰۶m
مساحت مقطع عرضی	A	۰/۰۰۳m ²
چگالی مصالح	ρ	۲۷۰۰ kg/m ³
مدول الاستیک	E	$70 \times 10^9 \text{ N/m}^2$
ممان اینرسی	I	$(1/12) * b * h^3$
طول المان	L_e	۰/۰۳m

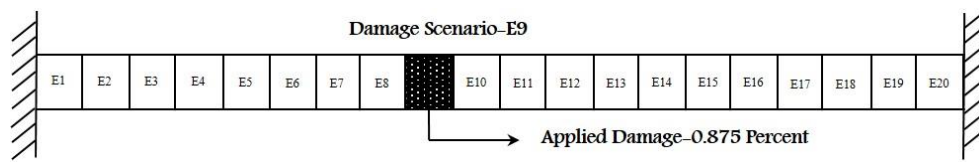


شکل ۱۳ تیر دوسرگیردار



شکل ۱۴ مقطع عرضی تیر دوسرگیردار از جنس آلومینیوم

مدل‌سازی هیو و همکاران در آزمایشگاه. تیر دوسرگیردار مذکور توسط هیو و همکاران در آزمایشگاه ساخته‌شده است. خسارت اعمال‌شده به سازه آزمایشگاهی به صورت فیزیکی و با آرّه اعمال‌شده است. در المان شماره ۹ با آرّه سطح تیر از بالا و از پایین

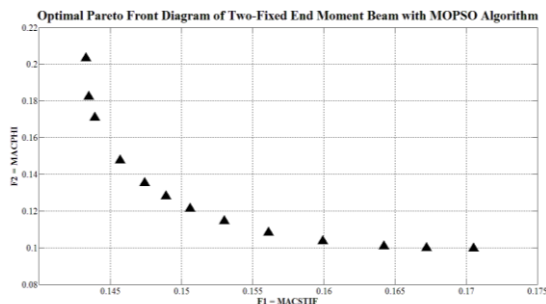


شکل ۱۶ تیر دوسرگیردار با اعمال سناریوی خسارت

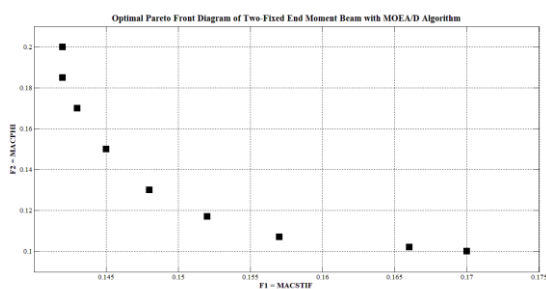
جدول ۳ نتایج فرکانس‌های سازه برای تیر دوسرگیردار

	هیو و همکاران [۱۹]				تحقیق حاضر			
	عددی		آزمایشگاهی		عددی		آزمایشگاهی	
	سالم	خسارت دیده	سالم	خسارت دیده	سالم	خسارت دیده	سالم	خسارت دیده
مود اول	۸۵/۹۶۹	۷۴/۷۱۰	۸۵/۷۲۶	۸۳/۹۸۴	۸۷/۲۳۲	۷۵/۷۷۸	-	-
مود دوم	۲۳۶/۶۵۷	۲۲۳/۷۶۰	۲۳۸/۵۷۲	۲۳۵/۷۹۲	۲۴۰/۴۶۱	۲۲۶/۹۷۵	-	-
مود سوم	۴۶۲/۹۷۷	۴۲۶/۱۴۶	۴۶۷/۶۹۴	۴۶۲/۷۱۲	۴۷۱/۴۲۳	۴۳۲/۳۶۰	-	-

تیر دوسرگیردار با استفاده از الگوریتم MOEA/D برای شناسایی و ارزیابی خسارت در سیستم اعمال گردیده‌اند.



شکل ۱۷ نمودار بهینه جبهه‌پارتو برای تیر دوسرگیردار با استفاده از الگوریتم MOPSO



شکل ۱۸ نمودار بهینه جبهه‌پارتو برای تیر دوسرگیردار با استفاده از الگوریتم MOEA/D

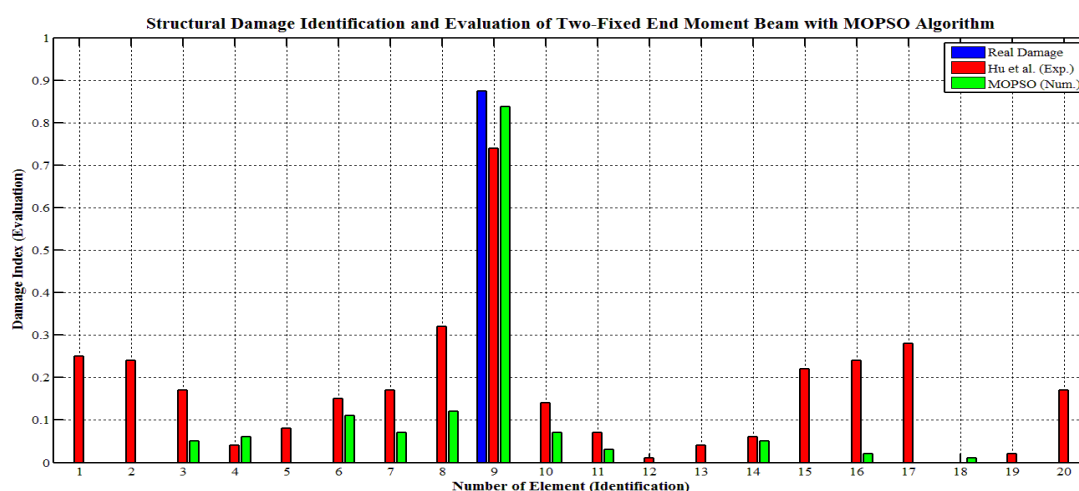
تحلیل مودال سیستم. نتایج حاصل از تحقیق هیو و همکاران در قسمت سازه سالم بسیار مطلوب ارزیابی می‌گردد و نتایج بسیار به هم نزدیک می‌باشد. اگرچه نتایج در قسمت سازه آسیب دیده کمی اختلاف دارد، اما قابل قبول می‌باشد زیرا مشاهده چنین اختلافاتی به دلیل خطاهای آزمایشگاهی از قبیل عدم گیرداری کافی در تکیه‌گاه‌ها، عدم اعمال صحیح آسیب به سازه، عدم استفاده از سنسور به تعداد کافی برای افزایش دقت در اندازه‌گیری فرکانس در هر دو حالت سالم و آسیب دیده و دیگر خطاهای موجود می‌باشد.

نمودار بهینه جبهه‌پارتو. نکته کلیدی که در زمینه نمودار بهینه پارتو برای انتخاب گزینه مطلوب وجود دارد در مورد انتخاب یک جواب مناسب از بین یک دسته جواب بهینه می‌باشد. در این تحقیق از معیار خطا در محاسبات برای انتخاب گزینه مطلوب از میان دسته جواب ارائه شده در نمودار بهینه جبهه‌پارتو استفاده شده است.

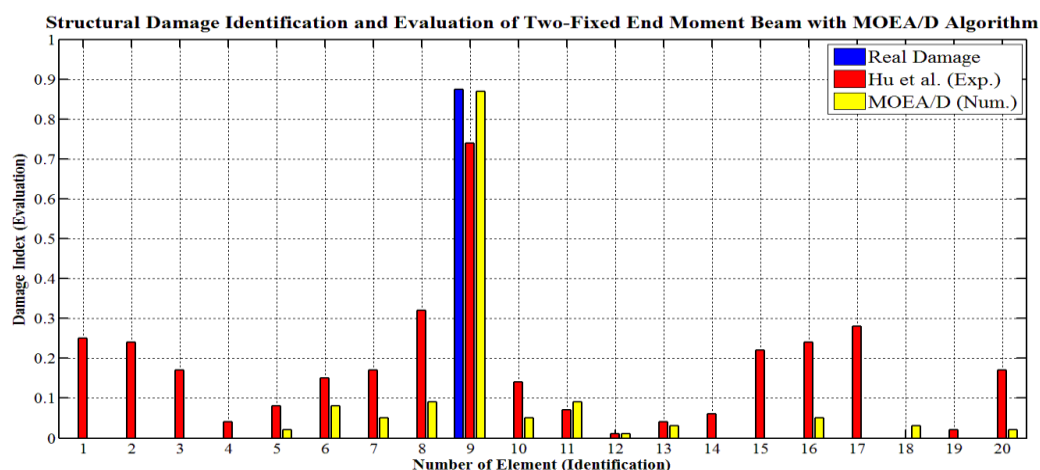
در نموداری‌های بهینه جبهه‌پارتو به ترتیب نقاط با مختصات‌های ۰/۱۲۸ و ۰/۱۴۸ برای تیر دوسرگیردار با استفاده از الگوریتم MOPSO و ۰/۱۲۹ و ۰/۱۴۷ برای

الگوریتم تکاملی چندهدفه مبتنی بر تجزیه بوده است، نتایج مطلوب‌تری را گزارش می‌کند. وجود خطاهای کوچک مجاور المان شماره ۹ بدیهی می‌باشد، زیرا هنگام تشکیل ماتریس سختی کل سازه المان‌های ۸ و ۱۰ از سناریوی خسارت تأثیر می‌پذیرند و تغییر می‌کنند. نتایج حاصل از پژوهش هیو و همکاران با نتایج حاصل در این تحقیق مقایسه گردیده است:

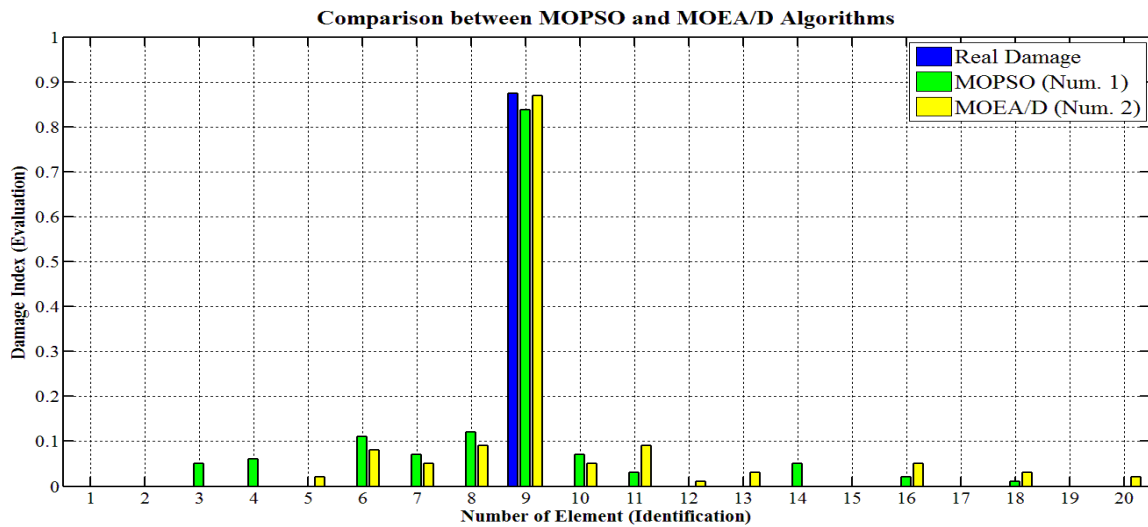
شناسایی و ارزیابی خسارت در سازه. با استفاده از نمودار بهینه جبهه‌پارتو به بررسی خسارت در تیر دوسرگیردار پرداخته شد. محور افقی نمودار تشخیص آسیب نشان‌دهنده شماره المان می‌باشد و محور قائم نمودار بیانگر میزان شاخص خسارت در هر المان می‌باشد. باتوجه به مطالعات صورت‌گرفته در این تحقیق، به‌نظر می‌رسد نتایج حاصل از این پژوهش که براساس الگوریتم‌های ازدحام ذرات چندهدفه و



شکل ۱۹ مقایسه نمودارهای شناسایی و ارزیابی خسارت در سازه تیر دوسرگیردار هیو و همکاران با روش الگوریتم چندهدفه ازدحام ذرات MOPSO



شکل ۲۰ مقایسه نمودارهای شناسایی و ارزیابی خسارت در سازه تیر دوسرگیردار هیو و همکاران با روش الگوریتم تکاملی چندهدفه مبتنی بر تجزیه MOEA/D



شکل ۲۱ مقایسه نمودارهای شناسایی و ارزیابی خسارت در سازه تیر دوسرگیردار با استفاده از الگوریتم چندهدفه ازدحام ذرات MOPSO و الگوریتم تکاملی چندهدفه مبتنی بر تجزیه MOEA/D

نتیجه گیری

آسیب دیدگی عکس العمل نشان می دهد. بنابراین، تابع هدف دوم تابعی مطلوب برای تشخیص موقعیت هندسی آسیب در سازه می باشد.

۴- مدت زمان اجرای الگوریتم بهینه سازی چندهدفه ازدحام ذرات برای ترسیم نمودار بهینه جبهه پارتو برای هر تکرار حدود ۵۰ ثانیه به طول انجامیده است، درحالی که مدت زمان اجرای الگوریتم تکاملی چندهدفه مبتنی بر تجزیه برای ترسیم نمودار بهینه جبهه پارتو برای هر تکرار حدود ۴۰ ثانیه به طول انجامیده است. اگرچه، الگوریتم های بهینه سازی چندهدفه مورد استفاده در این پژوهش دارای نرخ رشد همگرایی مناسبی می باشند، ولی الگوریتم تکاملی چندهدفه مبتنی بر تجزیه دارای عملکرد بهتری از نظر سرعت و دقت نسبت به الگوریتم تکاملی چندهدفه ازدحام ذرات دارد.

۱- شناسایی خسارت در این پژوهش براساس دو رویکرد الف) تشخیص محل آسیب و ب) بررسی شدت آسیب دنبال گردیده است. شناسایی موقعیت هندسی خسارت و ارزیابی شدت خسارت در هر المان نیاز به دو تابع هدف قدرتمند برای عیب یابی دارد. ازاین رو، بهینه سازی چندهدفه به منظور تشخیص آسیب در سازه گزینه مطلوبی تلقی می گردد.

۲- تغییرات فرکانس طبیعی سازه تأثیر بسزایی در واکنش معیار اطمینان مودال براساس سختی مودی دارد؛ زیرا تغییرات فرکانس طبیعی به صورت جمع مودی مربعات در این تابع هدف تأثیر می گذارد. بنابراین، تابع هدف اول تابعی حساس نسبت به شدت خسارت در سازه ارزیابی می گردد.

۳- مکان آسیب در سازه در مقادیر بردارهای شکل مودی تأثیر بسیار زیادی دارد. به عبارت دیگر، معیار اطمینان مودال براساس شکل مودی نسبت به محل

مراجع

1. Khoshnoudiana, F., and Esfandiari, A., "Structural Damage Diagnosis Using Modal Data", *Scientia Iranica*, Vol. 18, No. 4, , PP. 853-860, (2011).
2. Holland, J., "Adaptation in Natural and Artificial Systems", Cambridge (MA): MIT Press, (1975).
3. Ewins, D. J., "Modal Testing: Theory and Practice", *Research studies press*, New York, (1986).
4. Pandey, AK., and Biswas, M., "Damage Detection in Structures Using Changes in Flexibility", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 169, No. 3, PP. 17, (1994).
5. Lemaitre, J., and Lippmann, H., "A Course on Damage Mechanics", Springer Berlin etc., (1996).
6. Salawu, O.S., "Detection of Structural Damage through Change in Frequency: a Review", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 19, No. 9, PP. 718-723, (1997).
7. Gao, Y., and Spencer, B. F., "Damage Localization under Ambient Vibration Using Changes in Flexibility", *Journal of Earthquake Engineering*, Vib., 1, Vol. 1, PP. 136-144, (2002).
8. Perera, R., and Fang, S. E., "Damage Identification by response surface based model updating using D-optimal design", *Mechanical Systems and Signal Processing*, 25, Vol. 25, PP. 717-733, (2010).
9. Weijian, Yi., and Xia, Liu., "Structural Damage Diagnosis Based on Genetic Algorithm", *Engineering mechanics*, Vol. 18, No. 2, PP. 64-71, (2001).
10. Eberhart, R., and Kennedy, J., "A New Optimizer Using Particle Swarm Theory", *IEEE Sixth International Symposium on Micro Machine and Human Science*, 0-7803-2676-8/9, pp. 7803-2676 (1995).
11. Carlos, A., "Handling Multiple Objectives with Particle Swarm Optimization", *IEEE Transitions on Evolutionary Computation*, Vol. 8, No.3, PP. 256-279, (2004).
12. Zhang, Q., and Li, H., "MOEA/D: A Multi-objective Evolutionary Algorithm Based on Decomposition", *IEEE Transitions On Evolutionary Computation*, Vol. 11, No.6, PP. 712-731, (2007).
13. Hwang, H. Y., and Kim, C., "Damage Detection in Structures Using a few Frequency Response Measurement", *Sound and vibration*, 270, PP. 1-14, (2004).
14. Perera, R., and Torres, R., "Structural Damage Detection via Modal Data with Genetic Algorithms", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, PP. 1491-1501, (2006).
15. Perera, R., Ruiz, A., and Manzano, C., "an Evolutionary Multi-Objective Framework for Structural Damage Localization and Quantification", *Engineering Structures*, 22, PP. 2540-2550, (2007).
16. Majumdar, A., Matiti, D. K., and Maity, D., "Damage Assessment of Truss Structures from Changes in Natural Frequencies Using ant Colony Optimization", *Applied mathematics and computation*, 218, PP. 9750-9772, (2012).
17. Allemang, R. J., and Brown, D. L., "A Correlation for Modal Vector Analysis", *Proceedings of 1st*

- international modal analysis conference*, PP.110–6, (1982).
18. Perera, R., Ruiz, A., and Manzano, A., "Performance Assessment of Multi-Criteria Damage Identification Genetic Algorithms", *Computers and Structures*, Vol. 87, PP. 120–127, (2008).
 19. Hu, N., Wang, X., Fukunaga, H., Yao, ZH., Zhang, HX., and Wu, ZS., "Damage Assessment of Structures Using Modal Test Data", *International Journal of Solids Structure*, Vol. 38, PP. 3111–26, (2000).

اصلاح یک مدل رفتاری الاستو پلاستیک سخت شونده- نرم شونده کرنشی برای بتن پلاستیک*

مسعود مهماندوست کتار^(۱) علی اخترپور^(۲) مرتضی سالاری^(۳)

چکیده بتن پلاستیک، بتنی با مقاومت کمتر، شکل پذیری بالاتر و نفوذپذیری کمتر از بتن معمولی، یکی از روش های مؤثر برای کنترل تراوش سازه های آبی احداث شده روی پی های آبرفتی تغییر شکل پذیر می باشد. با توجه به تفاوت های رفتاری بتن پلاستیک نسبت به بتن های معمولی، اکثر مدل های رفتاری پیشنهاد شده برای بتن های معمولی، توانایی بسیار محدودی در شبیه سازی رفتار تغییر شکلی مصالح بتن پلاستیک دارند و در اکثر موارد مدل ساده مورکولمب را برای این مصالح در نظر می گیرند. از این رو تعیین یک مدل رفتاری مناسبی که بتواند رفتار تنش-کرنش و کرنش حجمی-محوری مصالح بتن پلاستیک را به طور مناسبی پیش بینی نماید ضروری می باشد. در این مطالعه با استفاده از یک سری نتایج آزمون های سه محوری زهکشی شده بر روی مصالح بتن پلاستیک، رفتار مصالح با یک مدل الاستوپلاستیک که ویژگی های رفتاری سخت شوندگی و نرم شوندگی کرنشی مصالح در آن در نظر گرفته می شود با استفاده از برنامه تفاضل محدود FLAC^{2D} شبیه سازی شده است. بدین منظور با پیشنهاد توابع اصطکاک، چسبندگی و اتساع بسیج شده ویژه ای برای مدل رفتاری مذکور، سطح تسلیم و پتانسیل آن به گونه ای اصلاح شده است که قابلیت مناسبی در شبیه سازی رفتار تنش-کرنش و کرنش محوری-حجمی بتن پلاستیک را در شرایط بارگذاری آزمون سه محوری زهکشی شده داشته باشد. نتایج این شبیه سازی نشان می دهد، مدل رفتاری اصلاح شده کارایی بسیار مناسبی را در شبیه سازی رفتار مصالح بتن پلاستیک دارد.

واژه های کلیدی مدل رفتاری الاستو- پلاستیک، بتن پلاستیک، مدل رفتاری سخت شونده- نرم شونده کرنشی، آزمایش سه محوری.

A Strain Hardening/Softening Elasto-Plastic Constitutive Model for Plastic Concrete Materials

M. Mehmandoust Kotlar

A. Akhtarpour

M. Salari

Abstract In this research, the behavior of plastic concrete materials with a strain Hardening/Softening Elasto-Plastic constitutive model are investigated using FLAC software based on a series of drained triaxial test results. The constitutive model is based on the mobilized strength (friction and cohesion) and mobilized dilatation angle concepts. The results indicate that the assumed functions of modified mobilized friction angle and mobilized cohesion (The Yield function of the model) which are common for geotechnical materials, can predict stress-strain behavior with a sufficient accuracy. However, they cannot simulate the Volume changes due to dilation effects accurately, especially for plastic concrete with a relatively high stiffness and strength. Therefore, the potential function of the model is modified. The stress-strain and Volume strains that have been obtained from the modified model are in good agreement with the experimental data, especially for soft plastic concrete, as well as for hard plastic concrete in a low confining pressure.

Key Words Elasto-Plastic Constitutive Model, Plastic Concrete, Strain Hardening/Softening, Triaxial Tests.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱۱/۱۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۱/۳۰ می باشد.

(۱) فارغ التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی، مشهد.

Email: akhtarpour@um.ac.ir

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

(۳) فارغ التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی، مشهد.

مقدمه

افزایش استفاده از بتن به عنوان مصالح سازه‌ای اصلی در ساخت‌وسازهای پیچیده مانند: عروق راکتور، سدها، سازه‌های دریایی و غیره مستلزم توسعه مدل‌های رفتاری پیچیده برای پیش‌بینی دقیق پاسخ مصالح در شرایط مختلف بارگذاری می‌باشد. تحولات جدید که در حال وقوع در زمینه تکنولوژی بتن است منتج به نسل‌های جدید از بتن گردیده است که از نظر عملکرد بهتر هستند؛ مانند: بتن با مقاومت بالا (High Strength Concrete)، بتن با پودر فعال (Reactive Powder Concrete)، بتن سبک با کارایی بالا (High Performance Light weight Concrete)، خودمترکم (Self-Compacting Concrete) بتن پلاستیک (Plastic Concrete) و غیره.

در ادبیات فنی برای پیش‌بینی رفتار بتن، نظریه‌های متعددی نظیر مدل‌های تجربی [1-3]، الاستیک خطی [4,5]، الاستیک غیرخطی [۱]، مدل‌های مبتنی بر پلاستیسیته [6-8]، مدل‌های مبتنی بر تئوری Endochronic غیرارتجاعی [9-12]، مدل‌های شکست و مکانیک تخریب پیوسته (Fracturing models and continuum damage mechanics models) [13-16]، مدل‌های میکرومکانیک (Micromechanics Models) [17-20] و غیره وجود دارد. ادغام معادلات ساختاری، حل معادلات غیرخطی، تعیین معیارهای شکست، تسلیم و پتانسیل مناسب، مسائل اصلی در میان محققان می‌باشند. طیف وسیعی از این تحقیقات با ریشه‌های آنالیز عددی مانند روش اجزای محدود خطی (LFEM) و غیرخطی (NLFEM)، روش المان مرزی (BEM) و غیره گزارش شده است [21-25]. از جمله پژوهش‌های اخیر می‌توان به پژوهش ژائو لی و همکاران [26] اشاره نمود که شامل یک مدل الاستو-پلاستیک است با در نظرگیری بسیج‌شوندگی مقاومت برای سنگ‌های نرم که رفتاری تقریباً مشابه با بتن پلاستیک دارند. لی جان لیو و همکاران نیز [27] با استفاده از مدل غیرخطی کنت-پارک، موجود در نرم‌افزار اپنسیس و اصلاح برخی

از پارامترهای آن از جمله حداکثر کرنش، تنش و مدول الاستیک، رفتار غیرخطی تنش-کرنش بتن‌های با مقاومت بالا را مدل‌سازی نمودند. همچنین ژانگ و همکاران [28]، تحلیل غیرخطی تنش-کرنش بتن پلاستیک را به صورت تحلیل عددی اجزای محدود (FEM) با استفاده از برنامه THEPD انجام دادند و سپس خصوصیات مکانیکی و پارامترهای مدل الاستیک غیرخطی دانکن-چانگ [29] را برای بررسی رفتار غیرخطی بتن پلاستیک به دست آوردند. بازانت و شیهه [30] نیز با استفاده از یکی از قدرتمندترین مدل‌های ریاضی، نظریه Endochronic، رفتار غیرخطی سه‌محوری بتن را به صورت اجزای محدود مدل‌سازی نمودند. آنها تأثیر پارامترهای موجود در این تئوری را بر روی توابع سخت‌شوندگی و نرم‌شوندگی بررسی نمودند.

با توجه به توصیف متناقض و نادرست رفتار بتن توسط مدل‌های الاستیک غیرخطی و همچنین پیچیدگی و کار محاسباتی عظیم تئوری‌های پیوسته‌ای مانند Endochronic [9,30-32] و Microplane [19,33-34] که برای توصیف رفتار غیرارتجاعی بتن، به وجود شرایط تسلیم نیازی ندارند، نظریه‌های مبتنی بر پلاستیسیته، روش‌های نسبتاً مناسب‌تری برای شبیه‌سازی رفتار غیرارتجاعی بتن می‌باشند. در نظریه-های مبتنی بر پلاستیسیته تعیین معیار تسلیم، قانون جریان و قانون سخت‌شوندگی سه اصل زیربنایی هر مدل رفتاری می‌باشند.

در سال ۱۹۸۴، ورمیر و دی بورست [35] نوعی مدل رفتاری الاستوپلاستیک را برای مصالح بتنی و خاکی پیشنهاد نمودند. این مدل دارای سطح تسلیم مورکولمب می‌باشد که با تعریف توابع تجربی بسیج‌شده برای پارامترهای اصلی مورکولمب (ψ, c, ϕ) ، ویژگی‌های رفتاری سخت‌شوندگی و نرم‌شوندگی کرنشی در آن در نظر گرفته شده است. در این مطالعه نیز، با انجام برخی اصلاحات در توابع بسیج‌شونده پارامترهای مدل رفتاری مذکور، قابلیت این

این پژوهش رابطه پیشنهادی جانبو [38] برای تعریف این وابستگی مورد استفاده قرار می گیرد.

$$E_i = K.P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (۱)$$

در رابطه (۱)، E مدول یانگ، K پارامتر مدول الاستیک، P_a فشار اتمسفر و n توان وابستگی مدول به تنش همه جانبه می باشند. با توجه به نتایج آزمون های سه محوری می توان مقادیر پارامترهای K و n را نیز تعیین نمود.

تابع تسلیم و معرفی توابع سخت شونده گی

اصطکاک و نرم شونده گی چسبندگی. در مدل رفتاری ورمیر و دی بورست [35]، برای شبیه سازی رفتار سخت شونده گی و نرم شونده گی مصالح از مفهوم زاویه اصطکاک بسیج شده φ^* و چسبندگی بسیج شده c^* استفاده می شود که هر دو تابعی از کرنش پلاستیک ϵ^p به عنوان یک پارامتر سخت شونده - نرم شونده هستند. بر این اساس، تابع تسلیم این مدل به صورت زیر معرفی می شود:

$$f = \tau^* - \sigma^* \sin \varphi^* - c^* \quad (۲)$$

که در این رابطه τ^* مقاومت برشی بسیج شده است. در ادامه نیز توابع مربوط به زاویه اصطکاک بسیج شده φ^* و چسبندگی بسیج شده c^* معرفی خواهد شد.

سخت شونده گی اصطکاک ورمیر و دی بورست [35]

رابطه (۳) را برای شبیه سازی سخت شونده گی اصطکاک مصالح ژئوتکنیکی پیشنهاد نمودند. در این رابطه زاویه اصطکاک بسیج شده، φ^* ، به کرنش پلاستیک ϵ^p ، وابسته است و تا رسیدن به مقدار حداکثر، φ_p ، به تدریج افزایش می یابد.

مدل برای شبیه سازی رفتار تنش-کرنش و کرنش حجمی-محوری نمونه های استوانه ای بتن پلاستیک بسیار تغییر شکل پذیر مورد استفاده در دیوار آب بند سد خاکی سومبار (واقع شده در شمال شرق ایران) [36] و بتن پلاستیک با تغییر شکل پذیری کمتر مورد استفاده در ساخت دیوار آب بند پروژه Three Gorges (واقع در رود یانگ تسه چین) [28] در شرایط بارگذاری آزمون سه محوری زهکشی شده مورد بررسی قرار گرفته است.

اصلاح مدل رفتاری سخت شونده - نرم شونده

کرنشی برای بتن پلاستیک. ارتباط تنش-کرنش بتن پلاستیک تحت شرایط بارگذاری، باربرداری و بارگذاری مجدد، همانند سنگ های نرم بسیار پیچیده می باشد. یک مدل رفتاری مناسب برای بتن پلاستیک باید قادر باشد مقاومت برشی حداکثر، رفتار سخت شونده گی - نرم شونده گی و تغییر سختی وابسته به تنش همه جانبه را در نظر بگیرد. در این تحقیق با اصلاح یک مدل رفتاری سخت شونده - نرم شونده کرنشی موجود در برنامه تفاضل محدود FLAC و با استفاده از قابلیت برنامه نویسی FISH موجود در برنامه [37] سعی شده است ویژگی های فوق منظور گردد. برای منظور نمودن رفتار سخت شونده گی و نرم شونده گی بتن پلاستیک، مدل سخت شونده - نرم شونده کرنشی ورمیر و دی بورست [35] به کار گرفته شده است. با مطالعه دقیق داده های آزمایشگاهی بتن پلاستیک موجود در این پژوهش، روابط ویژه ای برای پیش بینی رفتار سخت شونده گی و نرم شونده گی مصالح بتن پلاستیک ارائه شده اند.

وابستگی مدول الاستیک به تنش همه جانبه

رفتار تنش-کرنش الاستیک مصالح با کمک دو پارامتر مدول الاستیسیته (E) و ضریب پواسون (ν) قابل توصیف است. بسیاری از شواهد نشان می دهند که مدول الاستیسیته (E) وابسته به فشار همه جانبه است. در

سخت‌شوندگی، کنترل‌کننده ناحیه الاستیک مصالح در تنش‌های همه‌جانبه مختلف می‌باشد. هر دو پارامتر ε^c و c با انجام آنالیز برگشتی بر روی داده‌های آزمایش سه‌محوری و گرفتن حداکثر تطبیق تعیین می‌شوند. شکل (۱-ب) تغییرات کاهش چسبندگی بسیج‌شده را در توان‌های (P) مختلف رابطه (۵) در مقابل کرنش پلاستیک ε^p نشان می‌دهد. در رابطه (۵) این توان معادل ۲ برای ماسه‌سنگ پیشنهاد شده‌است.

رابطه پیشنهادی نرم‌شوندگی چسبندگی توسط ورمیر و دی بورت [35] با توجه به نتایج یک آزمون بر روی ماسه‌سنگ به‌طور تقریباً دقیقی برای این مصالح اثبات شده‌است، اما پاسخ‌های این رابطه تا حدی برای مصالح بتن پلاستیک متفاوت‌تر هستند. با توجه به شکل (۱-ب) ملاحظه می‌شود که با تغییر توان (P) رابطه (۵)، نرخ کاهش چسبندگی با افزایش میزان کرنش متفاوت خواهد بود. مصالح بتن پلاستیک به دلیل وجود میکروتکرک‌های قبل از بارگذاری، برخلاف ماسه‌سنگ‌ها، پس از بارگذاری بلافاصله شروع به کاهش چسبندگی می‌کنند که تا کرنش ε^c روند نرخ کاهش آنها شدید است و پس از آن تقعر منحنی تغییر می‌کند و با توجه به توسعه تدریجی میکروتکرک‌ها روند کاهش چسبندگی پس از نقطه عطف ملایم‌تر و در کرنش‌های بالاتری نسبت به ماسه‌سنگ‌ها به چسبندگی صفر نزدیک می‌شود. بنابراین با توجه به شکل (۱-ب) و همچنین نتایج شبیه‌سازی یک‌سری آزمایش‌های سه‌محوری روی مصالح بتن پلاستیک (که در بخش‌های بعدی آورده خواهد شد)، رابطه (۶) که صورت اصلاح‌شده‌ای از رابطه (۵) است برای شبیه‌سازی رفتار نرم‌شوندگی کرنشی مصالح بتن پلاستیک مورد استفاده در این مطالعه پیشنهاد می‌گردد:

$$c^* = c \exp \left[- \left(\frac{\varepsilon^p}{\varepsilon^c} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (6)$$

تنها تفاوت این رابطه با رابطه (۵) در توان نسبت

$$\begin{cases} \sin \varphi^* = 2 \frac{\sqrt{(\varepsilon^p \varepsilon^f)}}{\varepsilon^p + \varepsilon^f} \sin \varphi_p & \text{for } \varepsilon^p < \varepsilon^f \\ \sin \varphi^* = \sin \varphi_p & \text{for } \varepsilon^p > \varepsilon^f \end{cases} \quad (3)$$

در روابط فوق، ε^f کرنش پلاستیک در زاویه اصطکاک حداکثر φ_p می‌باشد. این رابطه به‌منظور تدقیق مناسب‌تر مرز بین رفتار الاستیک و پلاستیک در مصالح بتن پلاستیک به‌صورت رابطه (۴) اصلاح شده‌است:

$$\begin{cases} \sin \varphi^* = \sin \varphi_0 + 2 \frac{\sqrt{(\varepsilon^p \varepsilon^f)}}{\varepsilon^p + \varepsilon^f} (\sin \varphi_p - \sin \varphi_0) & \text{for } \varepsilon^p < \varepsilon^f \\ \sin \varphi^* = \sin \varphi_p & \text{for } \varepsilon^p > \varepsilon^f \end{cases} \quad (4)$$

در این رابطه φ_0 زاویه اصطکاک اولیه مصالح است. شکل (۱-الف) تغییرات افزایشی سینوس زاویه اصطکاک بسیج‌شده را مطابق با رابطه (۴) در مقابل کرنش پلاستیک ε^p نشان می‌دهد. فرمول‌های مفید دیگری نیز توسط محققان مختلفی ارائه شده‌است [39].

نرم‌شوندگی چسبندگی. ورمیر و دی بورت [35] با کمک نتایج یک‌سری از آزمون‌های سه‌محوری روی نمونه‌های ماسه‌سنگ و با توجه به کاهش تدریجی سیمانتاسیون نمونه‌های سنگ و بتن سالم در اثر توسعه ریزترک‌ها، رابطه نرم‌شوندگی چسبندگی را مطابق با رابطه (۵) ارائه نمودند.

$$c^* = c \exp \left[- \left(\frac{\varepsilon^p}{\varepsilon^c} \right)^2 \right] \quad (5)$$

در این رابطه ε^c یک ثابت مشابه با ε^f در رابطه سخت‌شوندگی (رابطه ۳) می‌باشد. ε^f کرنش مورد نیاز برای بسیج‌شدن زاویه اصطکاک تا مقدار حداکثر φ_p را مشخص می‌کند و ε^c نشان‌دهنده کرنش مورد نیاز برای کاهش چسبندگی است. مقدار c نیز در این رابطه با توجه به نیمی از اختلاف تنش‌های اصلی ماکزیمم و مینیمم ناحیه الاستیک نمودار تنش-کرنش آزمایشگاهی به‌دست می‌آید که درواقع علاوه بر پارامتر φ_0 در رابطه

رفتار اتساعی. اتساع به عنوان تغییرات حجم ناشی از اعوجاج برشی در یک المان از مصالح تعریف می شود. بدیهی است که یک زاویه اتساع ثابت برای پیش بینی رفتار بتن پلاستیک کافی نیست. راو [40] رابطه (۸) را برای شبیه سازی رفتار اتساعی مصالح ژئوتکنیکی ارائه داده است. این معادله رابطه بین زاویه اتساع بسیج شده ψ^* و کرنش پلاستیک ϵ^p را درحالی که زاویه اصطکاک بسیج شده φ^* تابعی از کرنش پلاستیک ϵ^p می باشد، بیان می کند.

$$\sin \psi^* = \frac{\sin \varphi^* - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi^* \sin \varphi_{cv}} \quad (۸)$$

در این رابطه φ_{cv} را که دارای مقداری ثابت است و زاویه اتساع در آن صفر می باشد «زاویه اصطکاک حجم ثابت» می گویند که متناظر با شرایط تغییر شکل با حجم ثابت می باشد. این کمیت از رابطه (۹) استخراج می گردد:

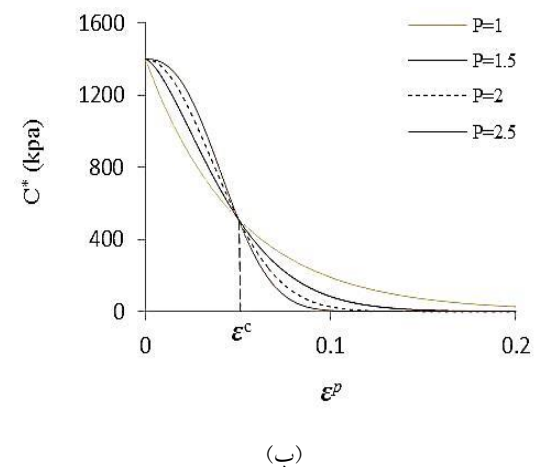
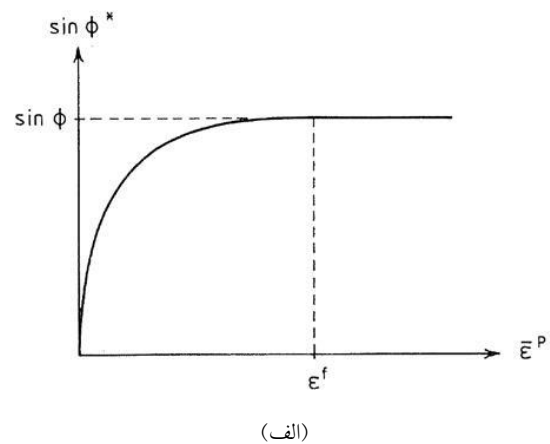
$$\sin \varphi_{cv} = \frac{\sin \varphi_p - \sin \psi_p}{1 - \sin \varphi_p \sin \psi_p} \quad (۹)$$

رابطه (۸) برای ماسه به طور دقیقی اثبات شده است؛ اما با توجه به فرضیات محدودکننده موجود در نظریه اتساعی راو [40] و همچنین شبیه سازی عددی نتایج آزمایشگاهی حجمی بتن پلاستیک موجود در این پژوهش، مشخص می شود که تابع راو، دارای دقت کافی در شبیه سازی رفتار حجمی مصالح دانه ای سیمانته شده نمی باشد؛ لذا اصلاحاتی مطابق با آنچه در ادامه شرح داده خواهد شد در رابطه راو توسط مؤلفان پیشنهاد گردیده است. بدین منظور با اعمال ضربی $(0 < F < 1)$ به مقدار به دست آمده زاویه اتساع و تغییر در نرخ بسیج شدگی آن، مناسب ترین نتایج شبیه سازی رفتار حجمی مصالح بتن پلاستیک با استفاده از آنالیز برگشتی به دست آمده است و تابع ذیل که در واقع شکل اصلاح شده ای از تابع راو می باشد به شرح رابطه (۱۰) پیشنهاد می گردد:

$$\sin \psi^* = \begin{cases} \sin(F \cdot \theta) & F \cdot \theta \leq \psi_p \\ \sin \psi_p & F \cdot \theta > \psi_p \end{cases} \quad (۱۰)$$

که θ از رابطه (۱۱) به دست می آید.

کرنش ها می باشد که نشان از روند ملایم تر نرم شوندگی- چسبندگی در مصالح بتن پلاستیک دارد. بنابراین در این پژوهش از توابع (۴ و ۶) برای شبیه سازی رفتار سخت شونده- نرم شونده کرنشی بتن پلاستیک استفاده شده است که در بخش های بعد به آن پرداخته خواهد شد.



شکل ۱ رابطه شبه تجربی در مدل سخت شونده- نرم شونده کرنشی

تابع پتانسیل پلاستیک و رفتار اتساعی

برای شبیه سازی رفتار حجمی بتن پلاستیک و اجتناب از اتساع های بیش از حد بزرگ، یک تابع پتانسیل مناسب که تقریباً با تابع تسلیم یکسان است معرفی می شود.

$$g = \tau^* - \sigma^* \sin \psi^* + \text{cons.} \quad (۷)$$

که در این رابطه ψ^* زاویه اتساع بسیج شده می باشد.

$$\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \phi^* - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi^* \sin \phi_{cv}} \right) \quad (11)$$

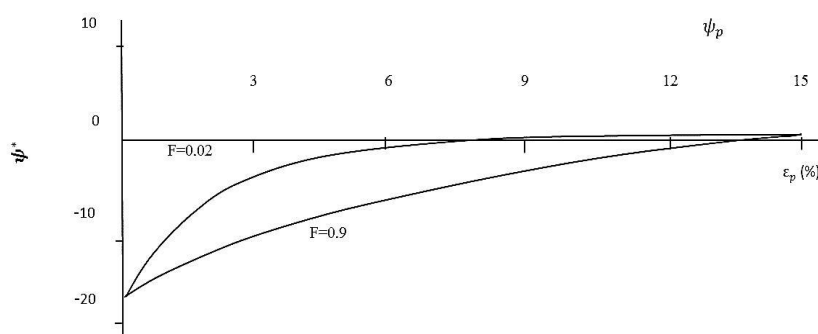
با مقاومت بسیار کمتر از بتن معمولی، شکل پذیری بالا و نفوذ پذیری پایین می باشد. مواد تشکیل دهنده بتن پلاستیک سیمان، سنگدانه، دوغاب بتونیت و مواد افزودنی همچون رس و پودر آهک هیدراته است. در این تحقیق از آزمایش های سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده (CD) نمونه هایی با طرح اختلاط هایی مطابق با جدول (۱) استفاده شده است. بتن پلاستیک سد سومبار [۲] به عنوان یک نمونه از بتن های پلاستیک نرم و کم مقاومت است و بتن پلاستیک فرازبندهای پروژه Three Gorges [28] به عنوان نمونه ای از بتن های پلاستیک نسبتاً سخت و پرمقاومت محسوب می گردد.

برای هر یک از این پروژه ها، آزمایش سه محوری روی سه نمونه بتن پلاستیک با طرح اختلاط یکسان در تنش های همه جانبه مختلف انجام شده است. سن نمونه های مورد آزمایش ۲۸ روزه بوده است. در طی آزمایش های سه محوری زهکشی شده، ابتدا نمونه ها اشباع شده است، سپس تحت شرایط کرنش کنترل شده طبق استاندارد BS1377-PB با سرعت ۰/۱ میلی متر بر دقیقه بارگذاری انجام شده است.

در روابط فوق $\psi_p \leq +90^\circ$ و F نیز یک عدد حقیقی مثبت می باشد. پارامتر F نرخ افزایش زاویه اتساع بسیج شده را نشان می دهد و براساس نتایج آزمایش ها سه محوری مصالح تعیین می گردد. این کمیت تابع تنش همه جانبه است و نمونه های بتن پلاستیک با کرنش حجمی بیشتر، دارای ضریب F بالاتری خواهند بود. در شکل (۲) تغییرات زاویه اتساع بسیج شده با کرنش پلاستیک برای مقادیر متفاوت F براساس رابطه (۱۰) ارائه شده است. مطابق شکل، زاویه اتساع بسیج شده از یک مقدار اولیه تا مقدار حداکثر ψ_p افزایش یافته است. همان طور که ملاحظه می شود پارامتر F کنترل کننده میزان انحنای این منحنی ها می باشد که بیانگر نرخ تغییرات زاویه اتساع بسیج شده با افزایش کرنش پلاستیک می باشد.

نتایج شبیه سازی

مشخصات مصالح بتن پلاستیک. بتن پلاستیک، بتنی



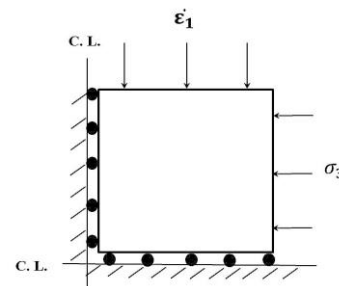
شکل ۲ تغییرات زاویه اتساع بسیج شده با تغییرات ضریب F

جدول ۱ طرح اختلاط بتن پلاستیک سد خاکی سومبار [1] و فرازبندهای پروژه Three Gorges [2]

نام سد	آب kg/m^3	سیمان kg/m^3	بتونیت kg/m^3	ماسه kg/m^3	شن kg/m^3
سومبار	۴۲۰	۱۰۰	۴۰	۵۳۵	۴۶۵
فرازبند پروژه Three Gorges	۳۸۵	۲۶۵	۵۵	۱۳۱۰	---

شبیه‌سازی رفتار مصالح بتن پلاستیک موجود

باتوجه به اینکه در برنامه FLAC امکان برنامه‌نویسی و اصلاح مدل‌های رفتاری وجود دارد، کلیه شبیه‌سازی‌های عددی این مقاله با استفاده از قابلیت برنامه‌نویسی FISH [41] در نرم‌افزار مذکور صورت گرفته است. در این پژوهش برای شبیه‌سازی نتایج آزمایشگاهی سه‌محوری بتن پلاستیک، مدل‌سازی بر روی یک تک‌المان در شرایط تقارن محوری (به‌منظور کاهش زمان تحلیل) با در نظر گرفتن شرایط مرزی و اولیه مناسب انجام شده است (شکل ۳). پس از اعمال فشار جانبی، تغییر شکل محوری با سرعت مشخصی به مرز فوقانی المان اعمال گردیده است.



شکل ۳ نحوه مدل‌سازی تک‌المان در مدل عددی

کلیه توابع و وابستگی‌های معرفی شده در بخش قبل با استفاده از قابلیت برنامه‌نویسی نرم‌افزار (FISH) به مدل رفتاری مصالح بتن پلاستیک اعمال گردیده است. برنامه نوشته شده در هر گام از تحلیل، کرنش‌های برشی پلاستیک را محاسبه می‌نماید و براساس توابع تعریف شده برای هر یک از پارامترهای موجود، کلیه پارامترهای مدل به‌روزرسانی می‌گردد. با تغییر در

پارامترها و انجام سعی و خطا سعی شده است تا متناسب‌ترین انطباق بر نتایج حاصل از آزمون سه‌محوری مصالح حاصل گردد.

پارامترهای هر یک از این آزمایش‌ها براساس حصول حداکثر تطبیق بین مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی مطابق جدول (۲) تعیین شده است. این پارامترها، تابعی از تنش همه‌جانبه می‌باشند که با به دست آوردن مقادیر این پارامترها در تنش‌های همه‌جانبه مختلف و برازش یک خط از آنها، می‌توان این پارامترها را به صورت تابعی از تنش همه‌جانبه به شرح جدول (۳) به دست آورد. از آنجاکه خصوصیات مصالح بتن پلاستیک نرم نسبت به بتن پلاستیک سخت به مصالح ژئوتکنیکی نزدیک‌تر می‌باشد پارامترهای بتن پلاستیک نرم نسبت به بتن پلاستیک سخت تحت تأثیر بیشتری از تنش همه‌جانبه قرار می‌گیرند و تغییرات آنها با افزایش فشار همه‌جانبه شدیدتر است. انحنای موجود در پوش گسیختگی مصالح بتن پلاستیک موجود، سبب شده است تا با افزایش تنش همه‌جانبه مقدار φ_p کاهش و مقدار c افزایش یابد که شدت تغییرات آنها در بتن پلاستیک نرم بیشتر است. پارامتر F نیز همان‌طور که قبلاً نیز ذکر شد با افزایش میزان تنش همه‌جانبه، افزایش می‌یابد که این امر سبب تغییر نرخ بسیج‌شوندگی زاویه اتساع و شبیه‌سازی بهتر رفتار حجمی به خصوص در بتن پلاستیک نرم می‌شود. این پارامتر در هر دو بتن پلاستیک سخت و نرم بین صفر و یک است ($0 < F < 1$) و از آنجاکه بتن پلاستیک سخت دارای تغییرات حجمی بسیار کمتری در حین انقباض می‌باشد این ضریب به صفر نزدیک‌تر است.

جدول ۲ پارامترهای حاصل از مدل رفتاری اصلاح شده برای هر یک آزمایش‌های سه‌محوری

مصالح	$\sigma_3 (\text{kg/cm}^3)$	ν	$C (\text{kPa})$	$\varepsilon_f (\%)$	$\varepsilon_c (\%)$	F	φ_p	φ_0	ψ_p
بتن پلاستیک سد سومبار	۱	۰/۴	۸	۱۵	۱۱	۰/۱۵	۳۶	۱۸	۰/۵۲
	۳	۰/۳	۱۳	۱۶	۱۴	۰/۴۵	۳۳/۵	۱۶	۰
	۵	۰/۲	۱۵	۱۷	۱۵	۰/۸۲	۳۰/۳	۱۵	۰
بتن پلاستیک فرازبندهای پروژه Three Gorges	۱	۰/۴۷	۱۵۰۰	۵	۲/۵	۰/۰۳۵	۳۳	۱۲	۰/۴
	۴	۰/۴۶	۱۵۵۰	۷	۴/۵	۰/۰۴	۳۲	۸	۰
	۷	۰/۴۵	۱۶۰۰	۸	۵/۵	۰/۰۵۲	۳۰/۵	۶	۰

جدول ۳ پارامترهای مدل رفتاری اصلاح شده برای بتن پلاستیک‌های موجود در این پژوهش

پارامتر	بتن پلاستیک سد سومبار	بتن پلاستیک فرازبندهای پروژه Three Gorges
$\rho(\frac{gf}{cm^3})$	2	2
n	0.65	0.025
K . P _a (kPa)	42000	10 ⁶
ν	$-0.27 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 0.4$	$-0.022 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 0.47$
C (KPa)	$10.09 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 8.045$	$112 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 1496.2$
$\epsilon^f(\%)$	$2.74 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 15$	$3.5 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 5$
$\epsilon^c(\%)$	$5.8 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 11$	$3.5 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 2.5$
F	$0.9 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 0.12$	$0.02 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 0.034$
φ_p	$-7.7 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 36.3$	$-2.7 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 33$
φ_0	$-4.3 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 18$	$-7 \log(\frac{\sigma_3}{P_a}) + 12$
ψ_p	0.52° $\frac{\sigma_3}{P_a} < 1$ 0° $\frac{\sigma_3}{P_a} \geq 1$	0.4° $\frac{\sigma_3}{P_a} < 4$ 0° $\frac{\sigma_3}{P_a} \geq 4$

کاهش چسبندگی (ϵ^c) تقریباً نیمی از کرنش نهایی مصالح (ϵ^f) می‌باشد.

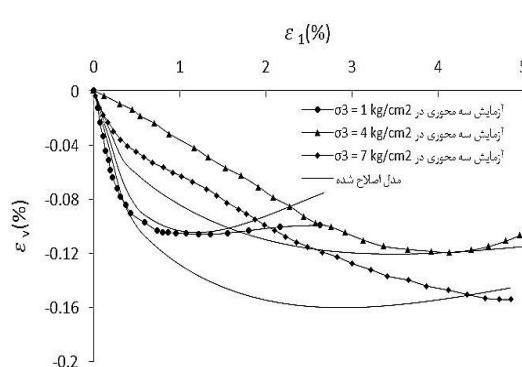
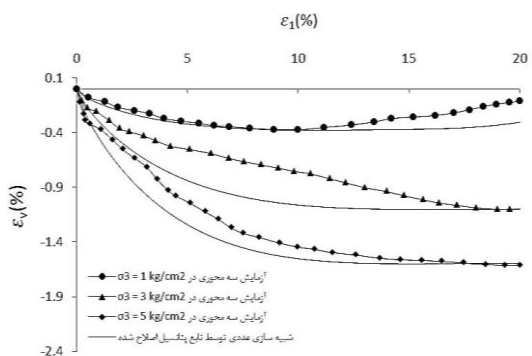
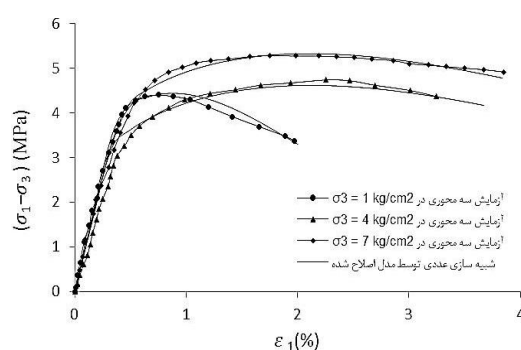
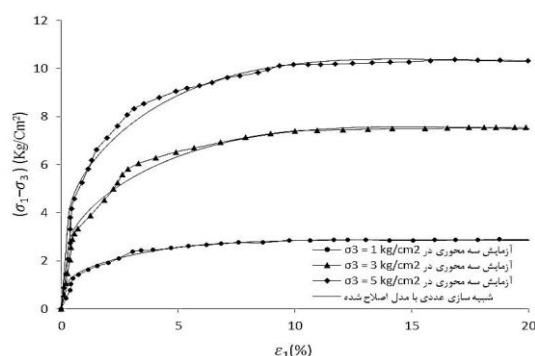
همچنین در شکل (۴) نمودارهای کرنش محوری- حجمی بیانگر قابلیت شبیه‌سازی رفتار حجمی مصالح بتن پلاستیک می‌باشند. باتوجه به اینکه تابع پتانسیل پیشنهادی راو که برای مصالح ژئوتکنیکی ارائه شده است و دقت کافی را در مدل‌سازی رفتار حجمی بتن پلاستیک ندارد تابع پتانسیل اصلاح شده پیشنهادی قابلیت شبیه‌سازی مدل رفتاری اصلاح شده را به‌ویژه در بتن پلاستیک نرم و در تنش‌های همه‌جانبه پایین برای بتن پلاستیک سخت دارا می‌باشد. هرچند تابع اصلاح شده در تنش‌های همه‌جانبه بالا تا قبل از نقطه حداکثر، کرنش‌های حجمی بالاتری را نسبت به مقادیر آزمایشگاهی نشان می‌دهد باین حال در نقطه حداکثر هم‌گرا می‌گردد. البته قابل ذکر است که این تفاوت کرنش حجمی بتن پلاستیک قبل از نقطه حداکثر بین مدل عددی و آزمایشگاهی، باتوجه به مقادیر بسیار کوچک تغییرات حجمی آنها قابل چشم‌پوشی می‌باشند. درنهایت خلاصه‌ای از پارامترهای مدل سخت شونده- نرم شونده کرنشی و عملکرد هر یک از

نتایج حاصل از شبیه‌سازی در تنش‌های همه‌جانبه مختلف، در شکل (۴) آورده شده است. نمودارهای تنش انحرافی- کرنش محوری بیانگر قابلیت شبیه‌سازی مناسب رفتار تنش- کرنش بتن پلاستیک نرم سد سومبار و بتن پلاستیک سخت فرازبندهای پروژه Three Gorges براساس توابع اصلاح شده زاویه اصطکاک بسیج شده و چسبندگی بسیج شده در تنش‌های همه‌جانبه مختلف، می‌باشد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود این توابع هم‌زمان هر سه رفتار الاستیک، سخت شونده و نرم شونده بتن پلاستیک‌های نرم و سخت را با دقت کافی شبیه‌سازی نموده‌اند. نتایج آزمایشگاهی تنش- کرنش بتن پلاستیک نرم سد سومبار نشان می‌دهد این بتن پس از نقطه حداکثر مقاومت، از خود رفتار نرم شونده نشان نمی‌دهد و به‌همین دلیل نیز مقدار کرنش موردنیاز برای افزایش میزان اصطکاک بتن (ϵ^f) و کاهش چسبندگی (ϵ^c) باتوجه به نتایج حاصل از شبیه‌سازی (نگاه کنید به جدول ۴) تقریباً مقادیر یکسانی دارند. درحالی‌که بتن پلاستیک سخت فرازبندهای پروژه Three Gorges پس از نقطه حداکثر مقاومت از خود رفتار نرم شونده نشان می‌دهد و کرنش موردنیاز برای

رفتاری خطی الاستیک-کاملاً پلاستیک می باشد که قادر به مدل نمودن هیچ یک از رفتارهای غیرخطی سخت شونده و نرم شونده کرنشی مصالح نمی باشد. مطابق شکل (۵-ب) نیز ملاحظه می شود که مدل رفتاری هذلولی [29] یک مدل الاستیک غیرخطی است که اصولاً قادر به مدل سازی کرنش های پلاستیک و نیز رفتار نرم شونده پس از مقاومت حداکثر نمی باشد. هر دو مدل موهر-کولمب و مدل الاستیک غیرخطی هذلولی به دلیل ثابت بودن مقدار ضریب پواسون و همچنین ثابت بودن مقدار زاویه اتساع پس از نقطه شکست، تغییر شکل ها را به صورت خطی مدل می نمایند. این در حالی است که مدل رفتاری پیشنهادی توسط مؤلفان، قادر به مدل نمودن هم زمان رفتار غیرخطی سخت شونده و نرم شونده کرنشی می باشد.

این پارامترها در شبیه سازی نتایج آزمایشگاهی سه محوری موجود در این پژوهش در جدول (۴) ارائه شده است.

در این بخش کارایی مدل رفتاری اصلاح شده پیشنهادی توسط مؤلفان را نسبت به دو مدل متداول در مصالح ژئوتکنیکی شامل مدل موهر-کولمب (که در اکثر مصالح بتن پلاستیک این مدل در نظر گرفته می شود) و مدل الاستیک غیرخطی هذلولی را برای بتن پلاستیک مورد ارزیابی قرار می دهیم. به عنوان نمونه مطابق شکل (۵) نتایج شبیه سازی مدل رفتاری پیشنهادی توسط مؤلفان و همچنین دو مدل مذکور را برای نتایج آزمایش سه محوری بتن پلاستیک فرازبندهای پروژه Three Gorges در تنش همه جانبه ۴ کیلوگرم بر سانتی متر مربع، رسم نموده ایم. مطابق شکل (۵-الف) ملاحظه می شود که مدل رفتاری موهر-کولمب یک مدل



(الف)

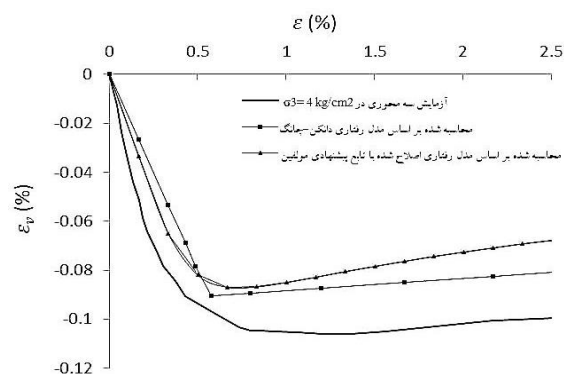
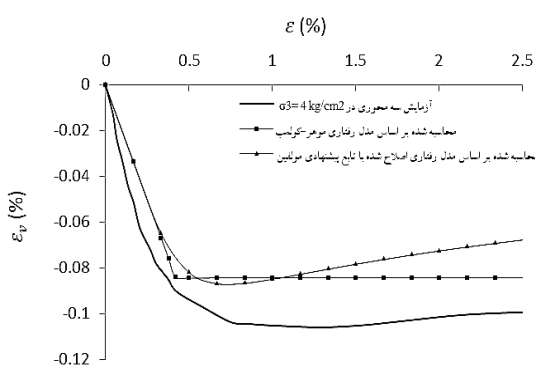
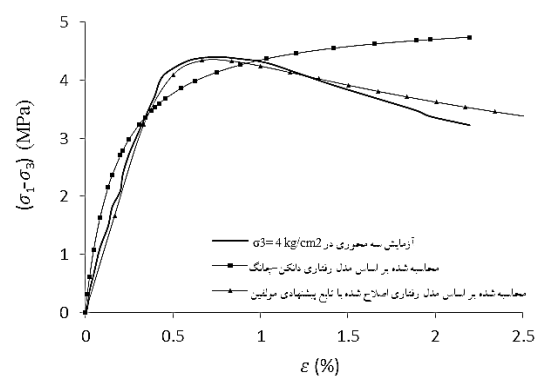
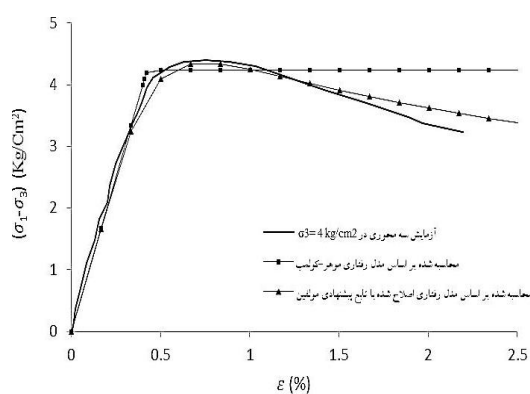
(ب)

شکل ۴ نتایج شبیه سازی منحنی های تنش-کرنش و کرنش محوری-حجمی بتن پلاستیک دیوار آب بند

(الف) سد سومبار (ب) فرازبندهای پروژه Three Gorges با منحنی های آزمایشگاهی

جدول ۴ خلاصه‌ای از پارامترهای مدل سخت‌شونده- نرم‌شونده کرنشی و عملکرد هر یک در شبیه‌سازی نتایج آزمایش‌های سه‌محوری

پارامتر	عملکرد پارامتر در شبیه‌سازی عددی
E	کنترل‌کننده شیب اولیه نمودارهای کرنش محوری-کرنش حجمی
ν	کنترل‌کننده بخش زیادی از ناحیه الاستیک مصالح
C	کنترل‌کننده نرخ کاهش مقاومت در بخش سخت‌شونده کنترل‌کننده مقاومت حداکثر و کرنش رخداد این مقاومت
ϵ^f	کنترل‌کننده نرخ کاهش مقاومت در بخش نرم‌شونده رفتار مصالح کنترل‌کننده مقاومت حداکثر و کرنش رخداد این مقاومت
ϵ^c	کنترل‌کننده میزان حداکثر انقباض و کرنش رخداد حداکثر انقباض کنترل‌کننده میزان اتساع و نرخ تغییرات آن پس از نقطه تغییر فاز
F	کنترل‌کننده میزان مقاومت حداکثر
φ_p	کنترل‌کننده بخشی از ناحیه الاستیک مصالح
φ_0	کنترل‌کننده میزان اتساع و نرخ تغییرات آن پس از نقطه تغییر فاز
ψ_p	کنترل‌کننده شیب اولیه نمودارهای کرنش محوری-کرنش حجمی



(الف)

(ب)

شکل ۵ مقایسه مدل رفتاری پیشنهادی توسط مؤلفان با مدل رفتاری (الف) موهر-کولمب (ب) دانکن-چانگ

نتیجه گیری

همه جانبه بالا برای بتن پلاستیک سخت تا قبل از مقدار حداکثر، مقادیر کرنش حجمی به دست آمده از مدل عددی، دارای مقداری اختلاف با نتایج آزمایشگاهی می باشد که پیشنهاد می شود در ادامه این تحقیق توابع پتانسیل دیگری برای شبیه سازی بهتر، مورد بررسی قرار گیرد. همچنین از مزایای این مدل پیشنهادی می توان به مدل سازی هم زمان رفتار سخت شونده- نرم شونده با در نظر گرفتن فقط یک تابع پیوسته برای سطح تسلیم و پتانسیل اشاره نمود.

تشکر و قدردانی

در نهایت از همکاری بی دریغ جناب مهندس ظهوریان کارشناس ژئوتکنیک شرکت مهارآب، در این پژوهش تشکر و قدردانی می نمایم.

تمرکز اصلی این تحقیق بر ارائه یک رویکرد برای شبیه سازی رفتار مصالح بتن پلاستیک توسط یک مدل رفتاری سخت شونده- نرم شونده کرنشی در فضای تنش انحرافی- کرنش محوری و کرنش حجمی- کرنش محوری بوده است. مطابق نتایج حاصل از شبیه سازی عددی نتایج آزمایشگاهی، منحنی های تنش- کرنش حاصل از تحلیل عددی برای هر دو بتن پلاستیک نرم و سخت باتوجه به اصلاحاتی در توابع سخت شوندگی و نرم شوندگی بتن پلاستیک، با دقت کافی منطبق به نتایج آزمایشگاهی می باشند. همچنین منحنی های کرنش حجمی- محوری حاصل از تابع پتانسیل اصلاحی، برای بتن پلاستیک نرم، و در تنش همه جانبه پایین برای بتن پلاستیک سخت، انطباق نسبتاً قابل قبولی را نشان می دهد درحالی که در تنش های

مراجع

1. Imran, I., and Pantazopoulou, S., "Experimental Study of Plain Concrete under Triaxial Stress," *ACI Materials Journal-American Concrete Institute*, Vol. 93, PP. 589-601, (1996).
2. Bazant, Z. P., and Oh, B. H., "Strain-Rate Effect in Rapid Triaxial Loading of Concrete," *Journal of Engineering Mechanics-ASCE*, Vol. 108, PP. 764-782, (1982).
3. Gerstle, K. H., "Simple Formulation of Biaxial Concrete Behavior," *Journal Proceedings*, PP. 62-68, (1981).
4. Chen, W., and Saleeb, A., "Constitutive equations for engineering materials", Vol. 1, PP. 7-573, Elasticity and modelling: Elsevier Publications, (1994)
5. Bangash, M., "Concrete and Concrete Structures: Numerical Modelling and Applications", (1989).
6. Kang, H. D., and Willam, K. J., "Localization Characteristics of Triaxial Concrete Model", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 125, PP. 941-950, (1999).
7. Imran, I., and Pantazopoulou, S., "Plasticity Model for Concrete under Triaxial Compression", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 127, PP. 281-290, (2001).
8. Grassl, P., Lundgren, K., and Gylltoft, K., "Concrete in Compression: a Plasticity Theory with a Novel Hardening Law", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 39, PP. 5205-5223, (2002).
9. Bazant, Z. P., and Bhat, P. D., "Endochronic Theory of Inelasticity and Failure of Concrete", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 102, PP. 701-722, (1976).

10. Rivlin, R., "Some Comments on the Endochronic Theory of Plasticity", in *Collected Papers of RS Rivlin*, ed: Springer, PP. 1592-1609, (1997).
11. Valanis, K., and Lee, C. F., "Some Recent Developments of the Endochronic Theory with APplications", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 69, PP. 327-344, (1982).
12. Wu, H. C., and Komarakulnanakorn, C., "Endochronic Theory of Continuum Damage Mechanics", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 124, PP. 200-208, (1998).
13. Yazdani, S., and Schreyer, H., "Combined Plasticity and Damage Mechanics Model for Plain Concrete", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 116, PP. 1435-1450, (1990).
14. Voyiadjis, G. Z., and Abu-Lebdeh, T. M., "Plasticity Model for Concrete Using the Bounding Surface Concept", *International Journal of Plasticity*, Vol. 10, PP. 1-21, (1994).
15. Lee, J., and Fenves, G. L., "Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 124, PP. 892-900, (1998).
16. Krätzig, W. B., and Pölling, R., "Elasto-Plastic Damage-Theories and Elasto-Plastic Fracturing-Theories—A Comparison", *Computational materials science*, Vol. 13, PP. 117-131, (1998).
17. Park, H., and Kim, H., "Microplane Model for Reinforced-Concrete Planar Members in Tension-Compression", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, PP. 337-345, (2003).
18. Ozbolt, J., and Bazant, Z. P., "Microplane Model for Cyclic Triaxial Behavior of Concrete", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 118, PP. 1365-1386, (1992).
19. Caner, F. C., and Bazant, Z. P., "Microplane Model M4 for Concrete. II: Algorithm and Calibration", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, PP. 954-961, (2000).
20. Bazant, Z. P., Caner, F. C., Carol, I., Adley, M. D., and Akers, S. A., "Microplane Model M4 for Concrete. I: Formulation with Work-Conjugate Deviatoric Stress", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, PP. 944-953, (2000).
21. De Borst, R., "Integration of Plasticity Equations for Singular Yield Functions", *Computers & structures*, Vol. 26, PP. 823-829, (1987).
22. Matzenmiller, A., and Taylor, R. L., "A Return MaPPing Algorithm for Isotropic Elastoplasticity", *International journal for numerical methods in engineering*, Vol. 37, PP. 813-826, (1994).
23. Nyssen, C., "An Efficient and Accurate Iterative Method, Allowing Large Incremental Steps, to Solve elasto-plastic problems", *Computers & Structures*, Vol. 13, PP. 63-71, (1981).
24. Simo, J., and Taylor, R., "A Return MaPPing Algorithm for Plane Stress Elastoplasticity", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 22, PP. 649-670, (1986).
25. Wissmann, J. W., and Hauck, C., "Efficient Elastic-Plastic Finite Element Analysis with Higher Order Stress-Point Algorithms", *Computers & Structures*, Vol. 17, PP. 89-95, (1983).
26. Li, H-z., Xiong, G.-d., and Zhao, G.-p., "An Elasto-Plastic Constitutive Model for Soft Rock Considering Mobilization of Strength", *Transactions of Nonferrous Metals Society of China*, Vol. 26,

- PP. 822-834, (2016).
27. Liu, L. J., Ye, X. G., Chong, X., Jiang, Q., and Xie, L. L., "Nonlinear Numerical Simulation Analysis on Mechanical Behavior of High-Strength Concrete Beams Reinforced by HRBF500 Steel", *Applied Mechanics and Materials*, PP. 1607-1613, (2012).
 28. Zhang, J., Hu, L., Pu, J., and Yin, K., "Behavior of Plastic Concrete Diaphragm Walls in Three Gorges Project", *Tsinghua Science and Technology*, Vol. 4, PP. 1367-1370, (1999).
 29. Duncan, J. M., and Chang, C.-Y., "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", *Journal of the soil mechanics and foundations division*, Vol. 96, PP. 1629-1653, (1970).
 30. Bažant, Z. P., and Shieh, C.-L., "Endochronic Model for Nonlinear Triaxial Behavior of Concrete", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 47, PP. 305-315, (1978).
 31. Bazant, Z., "Endochronic Inelasticity and Incremental Plasticity", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 14, PP. 691-714, (1978).
 32. Bažant, Z. P., and Bhat, P. D., "Prediction of Hysteresis of Reinforced Concrete Members", *Journal of the Structural Division*, Vol. 103, PP. 153-167, (1977).
 33. Gambarova, P., and Floris, C., "Microplane Model for Concrete Subject to Plane Stresses", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 97, PP. 31-48, (1986).
 34. Carol, I., Prat, P. C., and Bažant, Z. P., "New Explicit Microplane Model for Concrete: Theoretical Aspects and Numerical Implementation", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 29, PP. 1173-1191, (1992).
 35. Vermeer, P. A., and De Borst, R., "Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock", *HERON*, Vol. 29, Num. 3; PP. 1-64, (1984).
۳۶. طرح احداث سد مخزنی بر روی رودخانه سومبار، گزارش طراحی بدنه سد، شرکت مهندسين مشاور مهار آب، (۱۳۸۶).
37. ICOLD, "Filling Materials For Watertight Cut-Off Walls", *International Commision on Large Dams*, bulletin No.51, (1985).
 38. Janbu, N., "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests", *Proceedings of the European conference on soil mechanics and foundation engineering*, PP. 19-25, (1963).
 39. Hansen, J. B., "Some Stress-Strain Relationships for Soils", *Intl Conf Soil Mech & Fdn Eng Proc*, (1965).
 40. Rowe, P., "Theoretical Meaning and Observed Values of Deformation Parameters for Soil", *Proceedings of the Stress-Strain Behaviour of Soils, Roscoe Memorial Symposium*, PP. 143-194, (1971).
 41. Itasca, Consulting, and Group, "FLAC—Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 7.0 User's Guide", Itasca, Minneapolis, Minn, USA, (2011).

تحلیل عددی اثر خصوصیات مقاومتی فصل مشترک شمع - خاک بر سختی جانبی منحنی های p-y*

(یادداشت پژوهشی)

حسن شرفی^(۱) یزدان شمس ملکی^(۲)

چکیده بررسی ظرفیت باربری جانبی شمع های تحت بار جانبی در مجاورت زمین های شیب دار و همچنین زمین های مسطح از جمله موضوعات مورد بحث در زمینه مهندسی شالوده های عمیق در دهه های اخیر می باشد. برآورد میزان سختی جانبی لایه های خاک، یا به شکل دیگر ضریب واکنش بستر جانبی، چالشی قدیمی در زمینه تشکیل منحنی های p-y تجربی (آزمایشگاهی) و تئوری بوده است. در این مقاله به کمک تحلیل های عددی صورت گرفته در نرم افزار تفاضل محدود سه بعدی $FLAC^{3D}$ اقدام به برآورد سختی جانبی خاک تابع عمق Z در طول شمع های بتنی در عمق های مختلف در زمین های شیب دار و مسطح و در انواع خاک های چسبنده، اصطکاکی (دانه ای) و مختلط از نوع c-φ شده است. به منظور برآورد سختی جانبی خاک در عمق های مختلف به کمک این روش عددی، منحنی های p-y در عمق های مختلف در طول شمع بتنی با مقطع دایروی تحت بارگذاری جانبی استاتیکی تا حد تسلیم خاک استخراج شده است. از چند جمله ای درجه ششم برای تقریب رابطه مابین سختی جانبی خاک و پارامترهای بدون بعد مشخصه های هندسی و مقاومتی خاک، شمع و فصل مشترک شمع-خاک استفاده شده است که برای مؤلفه چسبندگی خاک به چند جمله ای درجه چهار کاهش یافته است. در پایان مقاله به منظور صحت سنجی روش عددی استخراج منحنی های p-y در این تحقیق، تعدادی آزمایش های معتبر بارگذاری جانبی شمع باروش تحقیق حاضر، مورد بررسی قرار گرفته اند و منحنی های بار- تغییر مکان سر شمع برای آنها محاسبه شده است. نتایج صحت سنجی، توافق خوبی مابین نتایج آزمایش ها و روش عددی تحقیق حاضر به دست می دهد.

واژه های کلیدی شمع تحت بار جانبی، سختی جانبی خاک، منحنی های p-y تحلیل سه بعدی تفاضل محدود، روابط تجربی.

Numerical Analysis of Pile-Soil Interface Strength Properties Effects on the Lateral Stiffness of p-y Curves

H. Sharafi

Y. Shams Maleki

Abstract Investigation of lateral bearing capacity of piles under lateral loading in the vicinity of soil slopes and level ground is one of the interesting issues in the engineering of the deep foundations in recent decades. In the meantime, the estimation of lateral stiffness of soil layers, coefficient of soil reaction, k_s , is an old challenge on the basis of the creation of empirical (testing) and theoretical p-y curves. In this paper, we attempt to estimate lateral soil stiffness in the length of concrete piles in various depths in sloped ground and level ground and in the all type of soils, including cohesive soil, frictional (granular) soil and mixed soil, i.e. c-φ soil with the aid of numerical analysis in three dimensional finite difference software, $Flac^{3D}$. For the purpose of estimating lateral soil stiffness, K_i , in different depths by means of this numerical method, the p-y curves have been derived in several depths in the length of concrete pile with circular section under static lateral loading up to the threshold of the yielding of soil materials. The empirical relationship established between soil lateral stiffness K_i and the effective dimensionless parameters on the K_i in general is calculated as a six order polynomial, and this six order polynomial reduces to a fourth order polynomial for the cohesion component of the soil. At the end of the paper, some well documented lateral loading tests by the present numerical method have been investigated for validation of the numerical method of derivation of the p-y curves and pile-head load deflection curves, H-y curves have been calculated and are compared with other results obtained by other researchers and methods. There are good agreements between test results and the results obtained from the numerical method presented in this paper.

Key Words Pile under Lateral Loading, Soil Lateral Stiffness, p-y Curves, Three Dimensional Finite Difference Analysis, Empirical Relationships.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱۰/۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۲/۱ می باشد.

Email: H_sharafi@razi.ac.ir

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

(۲) دانشجوی دوره دکتری، مکانیک خاک و پی، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه.

مقدمه و دامنه پژوهش

شمع‌های بتنی درجاریز تحت بار جانبی استاتیکی از جمله شالوده‌های عمیق پر کاربرد در پروژه‌های مختلف مهندسی عمران می‌باشند. پیچیدگی‌های بارگذاری جانبی شمع‌ها، در مقایسه با بارگذاری محوری شمع، موضوع شمع‌های تحت بار جانبی را از جنبه‌های گوناگونی از سایر انواع بارگذاری‌های شالوده‌های شمعی متمایز ساخته است. از جمله جنبه‌های این تمایز، پیچیدگی رفتار واقعی خاک به عنوان محیطی پیوسته متشکل از سه فاز دانه‌های جامد، آب و هوا می‌باشد. در سال‌های اخیر به منظور برآورد ظرفیت باربری جانبی شمع‌ها عمدتاً از روابط مربوط به نظریه تیر بر شالوده غیرخطی وینکلر (BNWF) استفاده شده است [1]. در این نظریه محیط پیوسته خاک اطراف شمع با تعدادی فنر با سختی غیرخطی مدل‌سازی می‌شود و رفتار شمع بتنی به مثابه تیری ارتجاعی که بر این بستر فنری اتکا دارد، مدل‌سازی می‌گردد. درحقیقت در این روش، سختی فشره‌ای که برای مدل‌سازی خاک در طول شمع و در عمق خاک به کار می‌روند، در واحد عمق (همان طول شمع) متغیر است و در حین افزایش عمق افزایش می‌یابد. برآورد میزان عددی این سختی جانبی که رابطه تنگاتنگی با ضریب عکس‌العمل بستر جانبی دارد، موضوع تحقیق مقالات متعددی در طول چند دهه اخیر بوده است. پس از این مرحله بر مبنای میزان سختی جانبی محاسبه شده در عمق‌های مختلف در طول شمع، محققان به ارائه روابط و منحنی اندرکنش خاک - شمع برای بارگذاری جانبی، منحنی‌های $p-y$ پرداخته‌اند. در ویرایش اخیر مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان [۲]، سه گونه سازوکار برای گسیختگی خاک و شمع در حین بارگذاری جانبی در نظر گرفته شده است. در سازوکار اول فقط خاک اطراف شمع گسیخته می‌گردد و در سازوکار دوم در خود شمع به دلیل ضعف سازه‌ای شمع، گسیختگی سازه‌ای اتفاق می‌افتد و نهایتاً در سازوکار سوم، گسیختگی مرکب رخ می‌دهد، به طوری که در آن هردوی مصالح شمع و خاک دچار ضعف و گسیختگی می‌شوند [۲]. بدیهی است که به دلیل

تفاوت عمده بین خصوصیات مقاومتی شمع (بتنی یا فولادی) و خاک (از جمله اختلاف سختی مصالح شمع و خاک) در حین بارگذاری جانبی، در عمق‌های سطحی‌تر، ابتدا مکانیزم گسیختگی خاک رخ می‌دهد. منحنی‌های اندرکنش جانبی $p-y$ هذلولوی در سال‌های اخیر به دفعات مختلف در منابع و مقالات متعدد پیشنهاد شده‌اند. از طرفی به سبب رفتار غیرخطی ارتجاعی - خمیری خاک و وجود گام خمیری (یعنی خط افقی در شکل این منحنی‌ها)، به نظر می‌رسد که به خوبی می‌توانند بیانگر رفتار غیر - خطی باربری جانبی خاک باشند.

مرور ادبیات فنی موضوع

در این تحقیق منحنی‌های $p-y$ برای عمق‌های مختلف در طول یک شمع بتنی دایروی به کمک روش تفاضل محدود سه بعدی صریح در نرم‌افزار FLAC3D استخراج شده‌اند [3]. سپس مقادیر شیب بخش ابتدایی این منحنی‌ها به منظور محاسبه سختی جانبی خاک و تشکیل منحنی‌های $p-y$ هذلولوی در عمق‌های مختلف در طول شمع مورد محاسبه قرار گرفته است. منحنی‌های $p-y$ برای بررسی رفتار اندرکنشی شمع و خاک تحت بارگذاری جانبی در طول چند دهه اخیر مورد مطالعه قرار گرفته است [4]. مؤلفه p در این منحنی‌ها پاسخ، عکس‌العمل یا فشار خاک بر حسب واحد (نیرو/ واحد طول شمع) و مؤلفه y در این منحنی‌ها مقدار تغییر شکل (تغییر مکان) جانبی شمع نسبت به راستای عمود بر جهت محوری شمع (یعنی طول شمع) بر حسب واحد (طول) می‌باشد. تاکنون منحنی‌های $p-y$ برای انواع خاک‌های رسی نرم تا سخت زهکشی شده یا نشده، خاک‌های ماسه‌ای در زیر تراز آب زیرزمینی یا بالای آن و برخی از سنگ‌ها استخراج شده است [4]. رویکرد جدیدی که طی سال‌های اخیر برای بررسی شکل منحنی‌های $p-y$ مورد بررسی قرار گرفته است، رهیافت منحنی‌های $p-y$ هذلولوی می‌باشد. اخیراً [5,6] به استخراج منحنی‌های $p-y$ به کمک روش اجزای محدود سه بعدی در نرم‌افزار PLAXIS3D Foundation [7] برای شمع‌های بتنی

چسبنده- اصطکاکی ارائه شده اند [4]. انواع حالات و شرایط اثرگذار مختلف برای خاک در زمینه‌های زهکشی یا عدم زهکشی، مجاورت شمع با شیب یا زمین مسطح، میزان تراکم خاک، عمق خاک، اثر موقعیت تراز آب زیرزمینی، مشخصات هندسی و مکانیکی شمع در این منحنی‌های پیشنهادی در نظر گرفته شده است [4]. علی‌رغم این نکات قوت، ضعف‌ها و نواقصی نیز در برآورد منحنی‌های $p-y$ به کمک این روش‌های نظری و آزمایشگاهی وجود دارد. از آن جمله می‌توان به نوع مصالح شمع استفاده شده در بیشتر آزمایش‌های بارگذاری جانبی شمع اشاره نمود که بیشتر از نوع شمع‌های فولادی هستند و کمتر شمع بتنی، به دلیل سختی شرایط ساخت و بارگذاری، مورد توجه قرار گرفته است [4]. با اینکه به طور کلی رفتار مقاومت مصالح فولادی و بتن مسلح کاملاً متفاوت است. از جمله دیگر مشکلات، تمرکز این روش‌ها بر تغییر مکان‌های بسیار کوچک سرشمع است و پیش‌بینی مناسبی از رفتار $p-y$ شمع در تغییر مکان‌های بزرگ‌تر سرشمع به دست نداده‌اند. از جمله ضعف‌های دیگر موجود در خصوص استخراج منحنی‌های $p-y$ برای عمق‌های مختلف در روش‌های نظری فعلی، الگوی تکراری و موازی در شکل این منحنی‌ها، برای عمق‌های مختلف در طول شمع است. در حالی که در آزمایش‌های واقعی [10] دیده شده که الگوی منحنی‌های اندرکنشی $p-y$ در عمق‌های مختلف در طول شمع متفاوت از یکدیگر است و همگی آنها در شرایط تغییر مکان y و فشار جانبی خاک p ثابت، رفتار و شکلی یکسان و موازی ندارند.

به علاوه بیشتر روش‌های نظری موجود شکل درستی از مراحل ارتجاعی خطی، ارتجاعی غیرخطی و خمیری در رفتار خاک در حین بارگذاری جانبی روی شمع را نشان نمی‌دهند [4]. با توجه به طبیعت رفتار ارتجاعی-خمیری به شدت غیرخطی خاک، در سال‌های اخیر، مدل «هذلولوی»، یا «هایپرولیک»، شکل (۱)، در تعریف منحنی‌های $p-y$ مورد استفاده فراوانی قرار گرفته است. این معیار تا حدود بسیار زیادی به رفتار ارتجاعی-

با مقطع دایروی مجاور شیب‌های رسی زهکشی نشده اقدام شده است. آنها نیز از معیار منحنی $p-y$ هذلولوی استفاده کرده‌اند [5]. میزان حداکثر تغییر مکان جانبی y_{max} ، که برای شمع در نظر گرفته شده است، در محدوده‌ای مابین ۰/۵ تا ۱ برابر قطر شمع‌ها می‌باشد [5]. قطر شمع‌ها هم در تحلیل‌های مختلف برابر ۰/۵ تا ۲ متر در نظر گرفته شده است. در این تحقیق اثر خصوصیات مقاومتی فصل مشترک شمع- خاک از قبیل چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی این ناحیه، بر میزان سختی اولیه (یعنی شیب بخش ابتدایی) منحنی‌های $p-y$ مورد مطالعه قرار گرفته است. تحلیل‌های عددی تفاضل محدود سه بعدی (3D-FDA) مجزایی [3] در خصوص برآورد سختی جانبی مؤلفه‌های مختلف خاک شامل مؤلفه‌های چسبندگی، مؤلفه اصطکاک داخلی و اثر توأمان این دو مؤلفه از خاک، در خاک‌های از نوع $c-\phi$ صورت گرفته است. معیار مقاومت برشی کولمب [3]، بدین منظور در تحلیل‌های نرم‌افزاری برای تعریف رفتار مصالح در فصل مشترک شمع- خاک به کار برده شده است. از این معیار در سال‌های اخیر برای تعریف فصل مشترک شمع- خاک در تحلیل‌های تفاضل محدود استفاده‌های زیادی شده است، از آن جمله می‌توان به مطالعه گروه شمع‌ها در خاک چسبنده [8] و گروه شمع‌ها در خاک دانه‌ای [9] اشاره نمود. بارگذاری صورت گرفته در سرشمع‌های این تحقیق از نوع بارگذاری استاتیکی می‌باشد. در حقیقت در این تحقیق، بررسی اثر بارگذاری استاتیکی [3] بر میزان سختی جانبی خاک بسیج شده در عمق‌های مختلف اطراف شمع تحت بار جانبی در دو حالت زمین مسطح و مجاور شیب خاکی مورد تحقیق قرار گرفته است.

مروری بر منحنی‌های هذلولوی

به منظور بررسی اندرکنش خاک و شمع‌های تحت بار جانبی استاتیکی، منحنی‌های اندرکنش انتقال بار جانبی، به شکل منحنی‌های $p-y$ پیشنهاد شده است. این منحنی‌ها برای انواع خاک‌های چسبنده، اصطکاکی و مخلوط

انتهای شمع در محیط خاک به صورت شناور قرار گرفته و در مقابل دوران و انتقال آزاد می باشد. المان های فصل مشترک استوانه ای شکل، سه گره ای، در اطراف سطح جانبی شمع به کار برده شده است. برای تعریف رفتار مصالح فصل مشترک شمع - خاک از معیار مقاومت برشی کولمب استفاده شده است [3].

این معیار قادر به در نظر گرفتن پارامترهای مقاومتی از خاک از قبیل چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و زاویه اتساع در محل فصل مشترک شمع - خاک می باشد [3]. همچنین این معیار قادر به نفوذپذیر یا ناتراوا فرض کردن المان های فصل مشترک از طریق لحاظ یا عدم لحاظ فشارهای آب حفره ای می باشد.

برای مدل سازی سختی نسبی بین محیط خاکی و مصالح بتنی شمع، از سختی های نرمال k_n و برشی k_s در تعریف فصل مشترک شمع - خاک استفاده شده است. مقدار سختی های نرمال و برشی برابر ۲۰۰۰ مگاپاسکال بر متر در نظر گرفته شده است. رابطه عمومی تعریف معیار مقاومت برشی کولمب در فصل مشترک شمع - خاک، حداکثر نیروی برشی در محل گره های فصل مشترک را به شکل زیر محدود می کند:

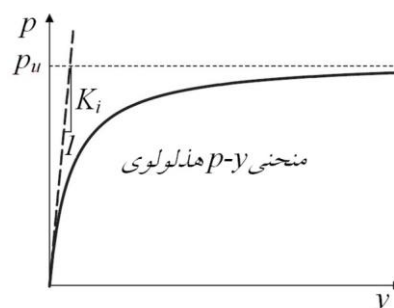
$$F_{s \max} = c_{\text{int}} A + \tan \phi_{\text{int}} (F_n - pA) \quad (2)$$

که در این رابطه c_{int} چسبندگی در طول فصل مشترک، ϕ_{int} زاویه اصطکاک مصالح فصل مشترک، p فشار آب حفره ای که در این مطالعه برابر صفر فرض شده است، A مساحت نمایش دهنده متناسب با هر گره فصل مشترک، $F_{s \max}$ حداکثر نیروی برشی در محل گره های المان های مثلثی فصل مشترک و F_n نیروی نرمال محاسبه شده در محل گره های فصل مشترک شمع - خاک است. در این تحقیق سه تحلیل مجزا فقط برای مؤلفه چسبندگی خاک با سه نسبت مقاومتی $c_{\text{int}}/c_{\text{soil}}$ برابر صفر و نیم و یک و سه تحلیل مجزا برای مؤلفه اصطکاکی خاک، یعنی نسبت زوایه اصطکاک داخلی مصالح فصل مشترک به مصالح خاکی معادل $\tan \phi_{\text{int}} / \tan \phi_{\text{soil}}$ برابر صفر (zero) و نیم (half) و یک (full) و همچنین در تحلیل هر دو مؤلفه

خمیری غیرخطی خاک نزدیک است و براساس یافته های عددی مطالعه حاضر مشخص شده است که در بارگذاری های استاتیکی منحنی های $p-y$ برای انواع مؤلفه های خاک از قبیل چسبندگی، اصطکاک و اثر توأمان این دو، به شکل هذلولوی است. درحقیقت در فضای دوبعدی $p-y$ منحنی ها دارای یک بخش ارتجاعی (خطی و غیرخطی) شیب دار و یک بخش خمیری (خط افقی در منحنی ها) هستند، که به خوبی رفتار ارتجاعی - خمیری غیر خطی خاک را نشان می دهند. شکل کلی رابطه منحنی $p-y$ هذلولوی به شکل معادله (۱) در زیر ارائه شده است [5,6]:

$$p = \frac{y}{\frac{1}{K_i} + \frac{y}{p_u}} : \text{unit} \left(\frac{F}{L} \right) : \left(\frac{N}{m} \right) \quad (1)$$

که در این رابطه y تغییر شکل جانبی شمع، p فشار (مقاومت یا عکس العمل) ایجاد شده در خاک در واحد طول شمع، p_u مقاومت نهایی خاک در واحد طول شمع و K_i سختی بخش ابتدایی منحنی های $p-y$ برحسب یکای تنش (یعنی نیرو / سطح) می باشد.



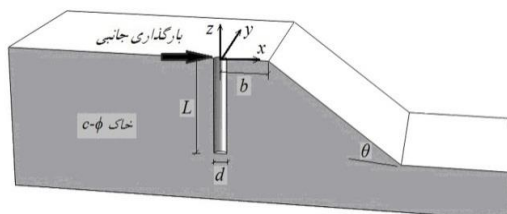
شکل ۱ منحنی $p-y$ هذلولوی به همراه نمایش سختی جانبی K_i

جزئیات مدل سازی عددی

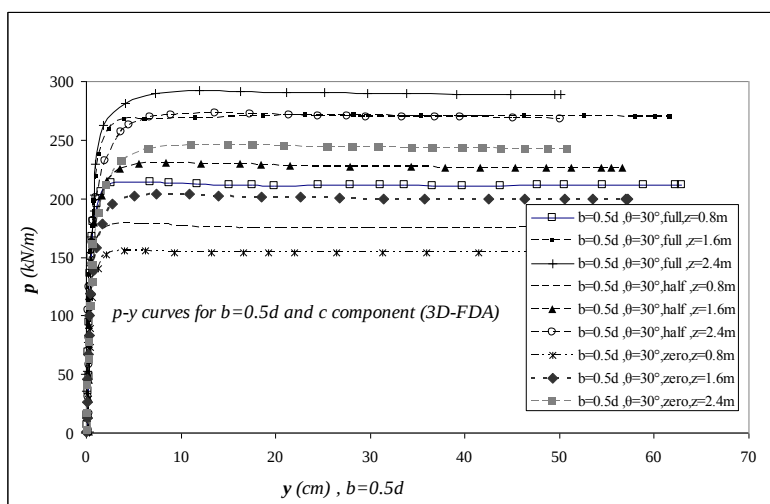
در این مطالعه مدل سازی عددی شمع های تحت بار جانبی در زمین های مسطح و شمع های مجاور شیب به کمک نرم افزار FLAC3D صورت گرفته است [3]. شمع های مدل شده از نوع بتنی انعطاف پذیر هستند. سرشمع در مقابل انتقال مقید و در مقابل دوران آزاد نگه داشته شده است [11]، بنابراین سر شمع از نوع سر شمع آزاد می باشد [11].

شکل (۲)، برابر ۰/۵، ۲/۵ و ۵/۵ برابر قطر شمع در نظر گرفته شده‌اند. شیب خاک مطابق شکل (۲)، ۳۰ درجه فرض شده و دو شیب اضافی ۲۰ و ۴۵ درجه نیز تحلیل شده است.

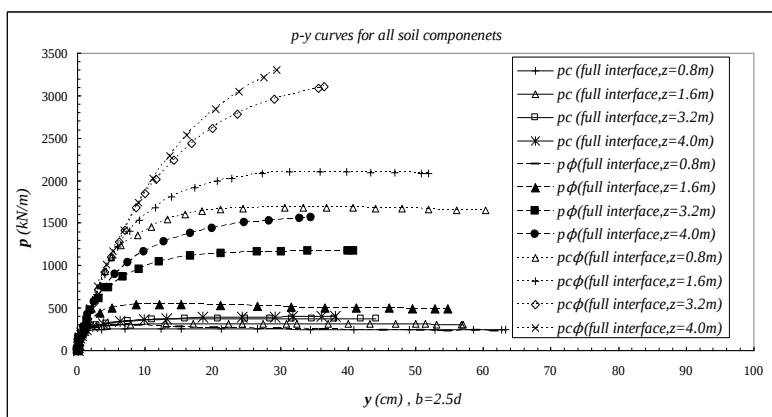
خاک، یعنی خاک مختلط چسبنده - اصطکاکی $c-\phi$ ، اثر این نسبت‌های مقاومتی سه‌گانه برای هر دو مؤلفه خاک به‌طور هم‌زمان منظور شده است. شمع‌ها در زمین مسطح و زمین شیب‌دار با سه فاصله مجاورت از شیب، b ، مطابق



شکل ۲ هندسه شمع مجاور شیب خاکی به‌همراه نمایش محل محورهای مختصات دکارتی در تحلیل عددی سه‌بعدی



شکل ۳ منحنی‌های $p-y$ برای شرایط مقاومتی فصل مشترک و عمق‌های مختلف مؤلفه چسبندگی خاک در شیبی ۳۰ درجه و $b=0.5d$

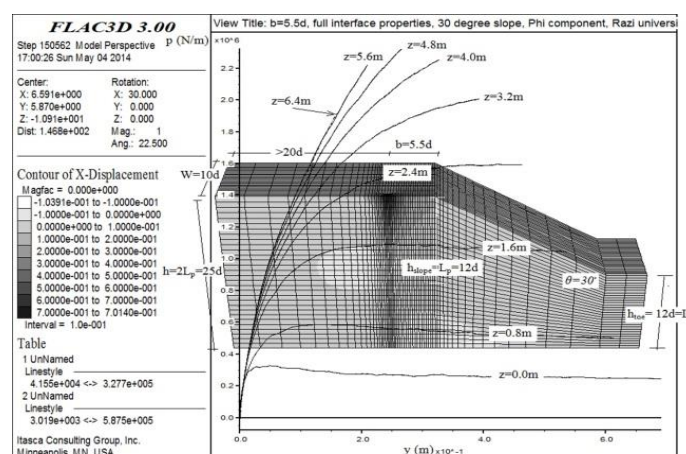


شکل ۴ منحنی‌های $p-y$ برای شرایط نسبت مقاومتی فصل مشترک کامل و عمق‌های مختلف تمام مؤلفه‌های خاک در شیبی ۳۰ درجه و $b=2.5d$

کم، باعث طولانی شدن زمان هر یک از تحلیل‌ها، در حد ۱۲ تا ۲۴ ساعت شده است [۱۲]. برای مدل‌سازی محیط ارتجاعی - خمیری خاک اطراف شمع از مدل ارتجاعی - خمیری کامل «مور - کولمب» استفاده شده است. رفتار شمع ارتجاعی فرض شده و از مدل ارتجاعی خطی برای مدل‌سازی رفتار مصالح شمع بتنی استفاده شده است.

ابعاد بهینه مش‌بندی سه‌بعدی تفاضل محدود طوری در نظر گرفته شده است که از بروز اثرات مرزی ناشی از مش‌بندی جلوگیری شود [۱۲]. در این تحقیق پایداری بلندمدت خاک (شیب خاکی) در نظر گرفته شده است و محیط خاک زهکشی شده فرض شده است، یعنی از «اصل تنش‌های مؤثر» استفاده شده است. پروفیل خاک متشکل از دانه‌های شن حاوی خاک رس نرم تا متوسط با تراکم بالا می‌باشد. مشخصات مختلف خاک و شمع در تحلیل‌های سه‌بعدی، در جدول (۱) آورده شده است.

نحوه بارگذاری جانبی شمع از نوع «ریمپ یا شیب‌دار» می‌باشد. برای مدل‌سازی این شرایط در نرم‌افزار، سرعتی افقی و بسیار ناچیز بر حسب یکای متر بر گام‌های محاسباتی، مشابه حرکت فک جک بارگذاری جانبی واقعی، به سرشمع اعمال می‌گردد [3]. به بیان دیگر ابتدا مقدار تغییر مکان مطلوب در قالب سرعتی بسیار ناچیز به سرشمع اعمال شده است و سپس مقاومت برشی خاک بسیج‌شده در قبال این تغییر مکان، به شکل تنش‌های نرمال و برشی ایجاد شده در فصل مشترک شمع - خاک در قالب الگوریتمی در زبان FISH در نرم‌افزار [3] به شکل منحنی‌های $p-y$ مطابق شکل‌های (۳) تا (۵) و منحنی‌های $H-y$ (بارافقی - تغییر شکل سرشمع) استخراج گردیده است. این سرعت‌ها بر اساس تجربیات مدل‌سازی قبلی، باید در حدی کوچک انتخاب گردند که باعث وارد آمدن شوک به مدل عددی نشوند [3]. از طرفی همین سرعت‌های بسیار



شکل ۵ منحنی‌های $p-y$ برای مؤلفه اصطکاکی خاک، در نسبت مقاومتی فصل مشترک کامل و برای $b=5.5d$ در نرم‌افزار $FLAC^{3D}$

جدول ۱ مشخصات خاک و شمع در تحلیل‌های عددی

مشخصات خاک		مشخصه‌های شمع بتن مسلح ارتجاعی	
ضریب پواسون ν_s		ضریب پواسون ν_p	
۰/۴		۰/۱	
مدول ارتجاعی E_s : (MPa)		مدول ارتجاعی E_p : (GPa)	
۵۰		۲۹	
چسبندگی c : (kPa)		قطر شمع d : (m)	
۵۰		۱	
زاویه اصطکاک داخلی ϕ : (deg)		طول شمع‌ها L_p : (m)	
۴۵		۱۲	
زاویه اتساع ψ : (deg)		زاویه اتساع ψ : (deg)	
۰		۰	
وزن مخصوص γ_t : (kN/m ³)		وزن مخصوص γ_c : (kN/m ³)	
۲۲		۲۵	

شمع- خاک و خاک، ϕ_{soil} و ϕ_{int} زاویه اصطکاک داخلی به ترتیب در فصل مشترک شمع- خاک و خاک و b فاصله مرکز شمع از تاج شیب خاکی است. شایان توجه است که به دلیل تجربی بودن رابطه فوق «توافق ابعادی» در دو سوی معادله (۳) برقرار نیست، به طوری که پارامترهای ثابت اول تا چهارم، به لحاظ ابعادی «بدون بُعد» هستند و پارامتر K_i نیز براساس یکای تنش «مگاپاسکال» در نظر گرفته شده است.

در این رابطه سعی شده است که اثر تمام پارامترهای تأثیرگذار بر سختی جانبی سیستم شمع- خاک تحت بار جانبی [4] از قبیل پارامترهای هندسی و مقاومتی شمع و خاک، شیب خاکی و زمین مسطح، گنجانده شود. همچنین از طریق فرآیند ریاضی خم آمایی بهترین برازش برای یافتن منحنی تقریب زنده تابع $f(x)$ به شکل کلی یک چندجمله ای خطی درجه ششم به صورت زیر حاصل شده است، که در مورد مؤلفه چسبندگی خاک، چندجمله ای درجه چهارم در تمام موارد جوابگوی تقریب مورد نظر بوده است:

$$y = f(x) = ax^6 + bx^5 + cx^4 + dx^3 + ex^2 + fx + cte. \quad (9)$$

در این رابطه ضرایب ثابت a, b, c, d, e و f و مقدار ثابت cte براساس محاسبات خم آمایی صورت گرفته بر نتایج تحلیل عددی تفاضل محدود سه بعدی می باشد، که برای شرایط مختلف، نمودارهای آنها در شکل های (۶) تا (۲۰) و مقادیر آنها همگی در جدول (۲) درج شده است. ضریب تعیین یا نمایه هم بستگی، R^2 این چندجمله ای ها که عددی مابین بازه صفر و یک هستند، همواره بزرگ تر از ۰/۹ (به معنی خم آمایی رضایت بخش) محاسبه شده اند. رابطه R^2 به شکل زیر تعریف می گردد:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - y(x_i))^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \langle y_i \rangle)^2} \quad (10)$$

که در این رابطه

$$\langle y_i \rangle = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \quad (11)$$

برابر میانگین n داده تابعی y_i از متغیرهای x_i می باشد.

خروجی های تحلیل های پارامتری و تفسیر نتایج حاصل از روش تحلیل عددی

در این تحقیق استخراج «رابطه ای تجربی» براساس نتایج عددی حاصل از تحلیل های عددی تفاضل محدود متعدد، مدنظر قرار گرفته است. بدین منظور ایجاد پیوندی مابین خصوصیات مقاومتی و هندسی شمع و خاک و همچنین خصوصیات مقاومتی فصل مشترک شمع- خاک، بر سختی جانبی بخش ابتدایی منحنی های $p-y$ یعنی K_i در عمق های مختلف دنبال شده است. براساس نتایج حاصل شده، این رابطه به شکل کلی زیر در نظر گرفته شده است:

$$K_i = f(x) : \text{unit} \left(\frac{F}{L^2} \right) : \text{MPa} \quad (3)$$

که در این رابطه تابع $f(x)$ برابر سختی جانبی K_i منحنی های $p-y$ در عمق های مختلف است و متغیر x نیز به شکل رابطه زیر به صورت حاصل جمع چهار پارامتر ثابت و بدون بُعد C_i در نظر گرفته شده است:

$$x = C_1 + C_2 + C_3 + C_4 \quad (4)$$

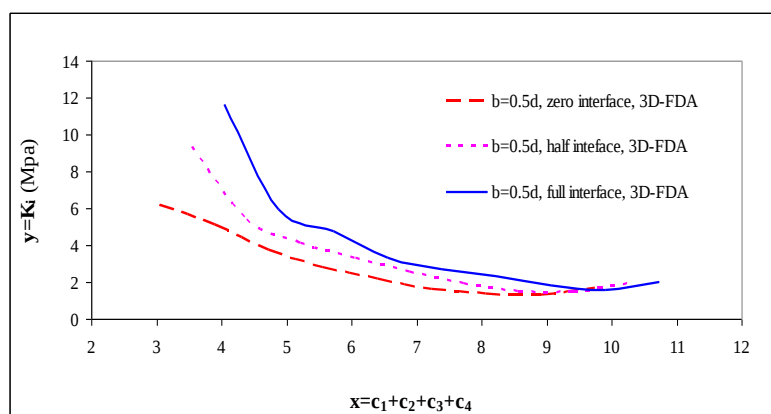
$$C_1 = \left(\frac{(d+z) \cos \theta}{10L_p} \frac{v_p E_p}{v_s E_s} \right) \quad (5)$$

$$C_2 = \frac{C_{\text{int}}}{C_{\text{soil}}} : C_2 = 0, 0.5, 1.0 \quad (6)$$

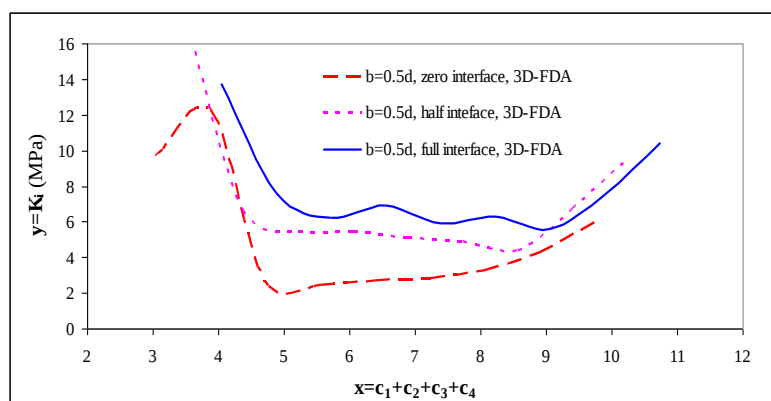
$$C_3 = \frac{\tan \phi_{\text{int}}}{\tan \phi_{\text{soil}}} : C_3 = 0, 0.5, 1.0 \quad (7)$$

$$C_4 = \frac{d}{b} : C_4 = 0.0 (\text{: Level, ground}), 0.182, 0.4, 2.0 \quad (8)$$

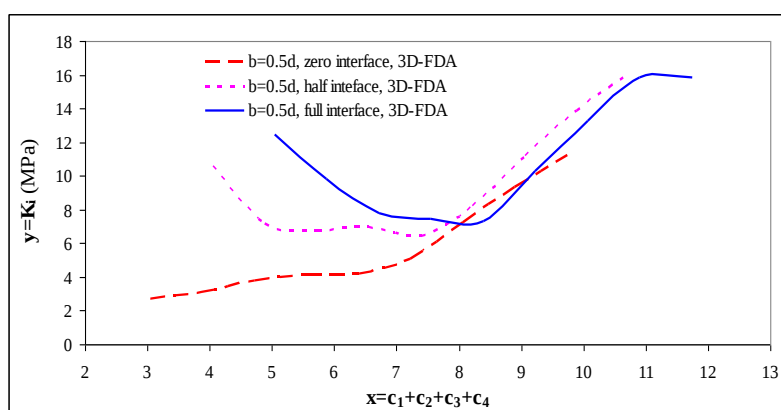
که در این روابط d قطر شمع بتنی، z عمق از سطح زمین (زمین مسطح یا شیب دار)، L_p طول شمع بتنی، θ زاویه شیب خاکی با راستای افق، v_p و E_p به ترتیب نسبت پواسون و مدول ارتجاعی مصالح شمع بتنی، v_s و E_s نیز به ترتیب نسبت پواسون و مدول ارتجاعی خاک، C_{soil} و C_{int} به ترتیب چسبندگی تعریف شده برای مصالح فصل مشترک



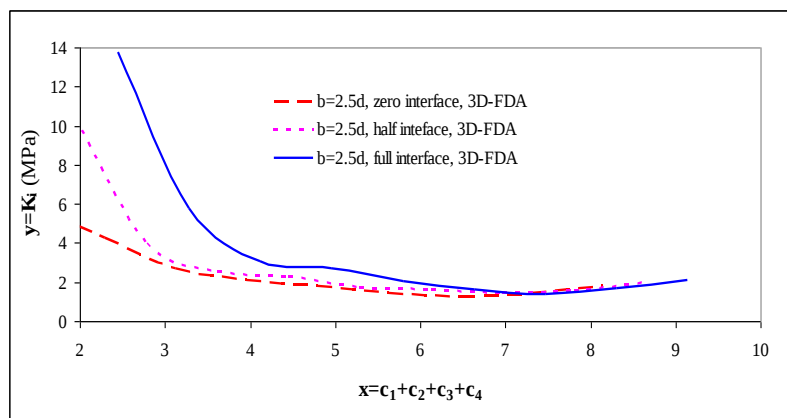
شکل ۶ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه چسبندگی خاک در مجاورت شیب $b=0.5d$



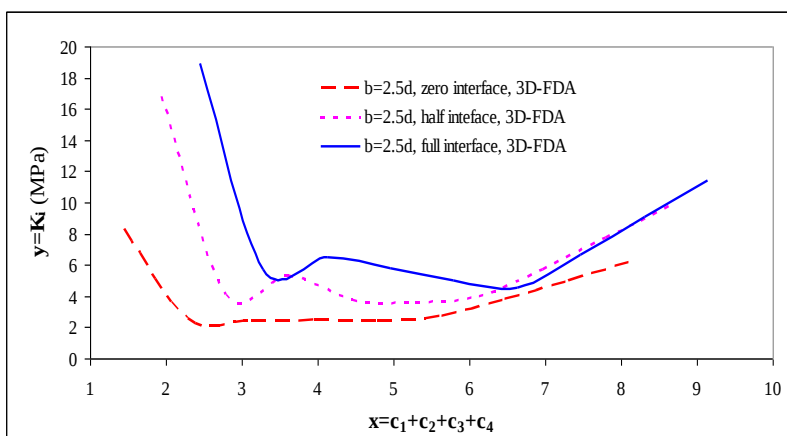
شکل ۷ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه اصطکاکی خاک در مجاورت شیب $b=0.5d$



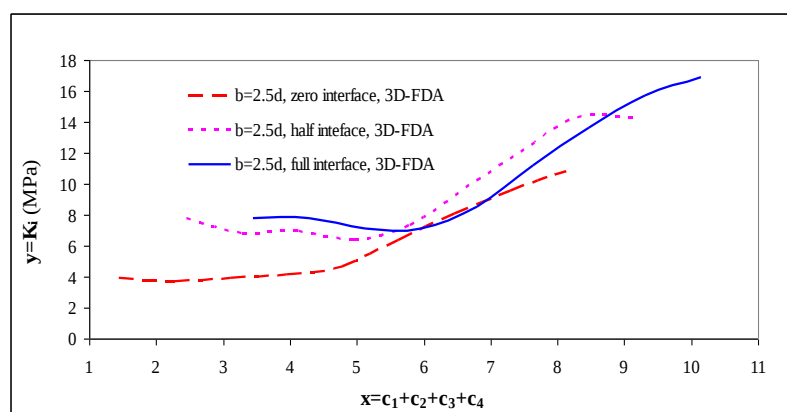
شکل ۸ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه چسبندگی - اصطکاکی خاک در مجاورت شیب $b=0.5d$



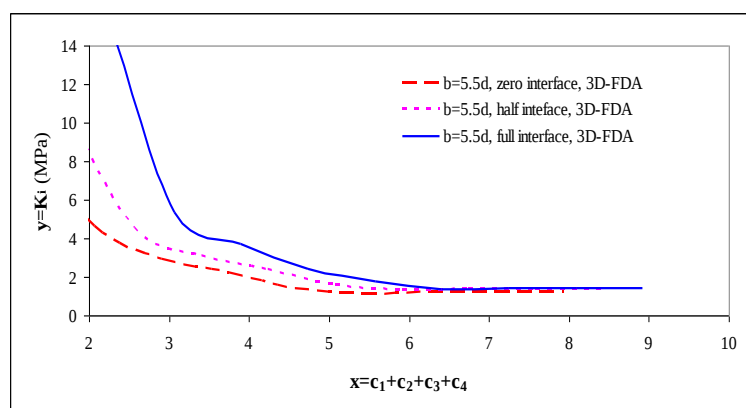
شکل ۹ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه چسبندگی خاک در مجاورت شیب $b=2.5d$



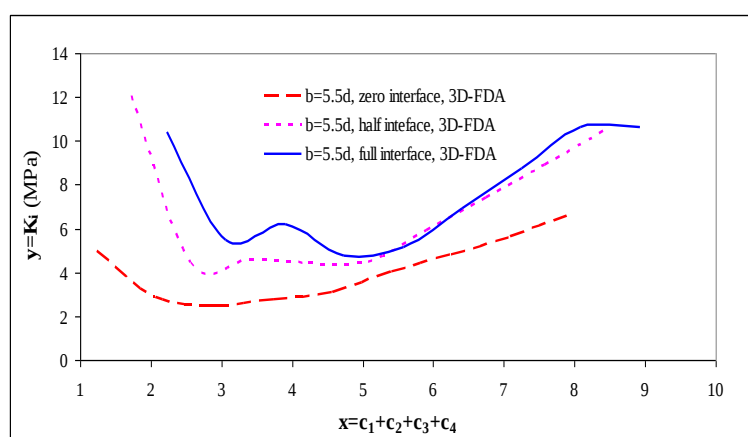
شکل ۱۰ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه اصطکاکی خاک در مجاورت شیب $b=2.5d$



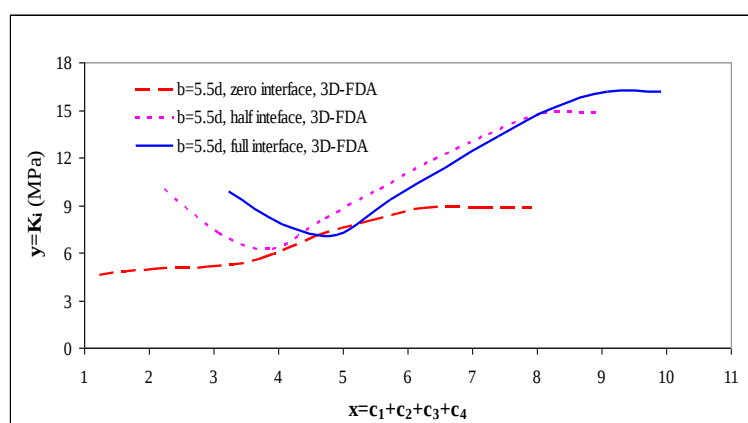
شکل ۱۱ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه چسبندگی - اصطکاکی خاک در مجاورت شیب $b=2.5d$



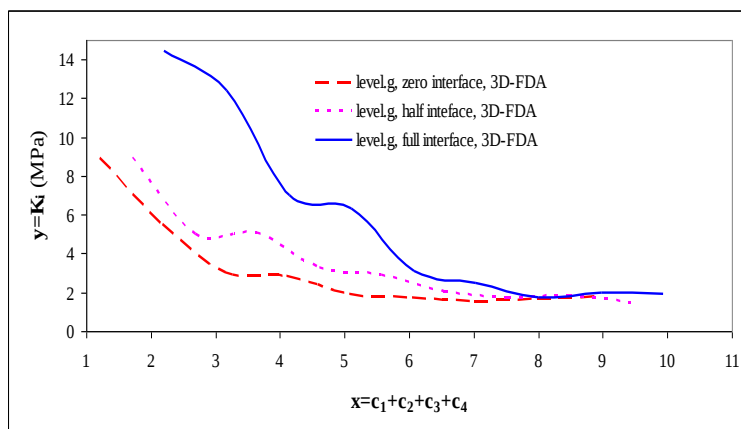
شکل ۱۲ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه چسبندگی خاک در مجاورت شیب $b=5.5d$



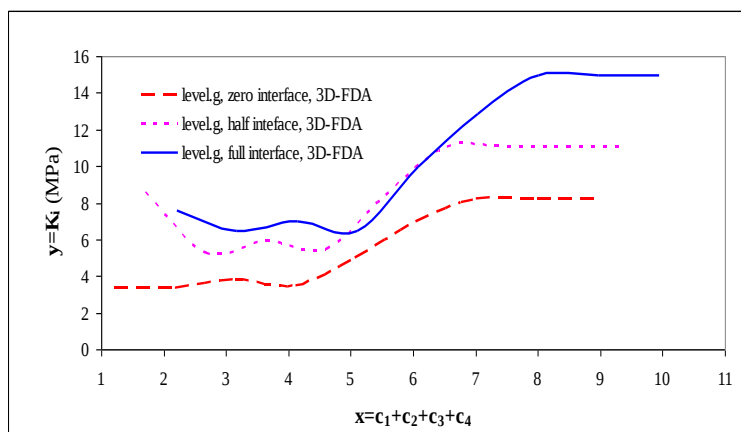
شکل ۱۳ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه اصطکاکی خاک در مجاورت شیب $b=5.5d$



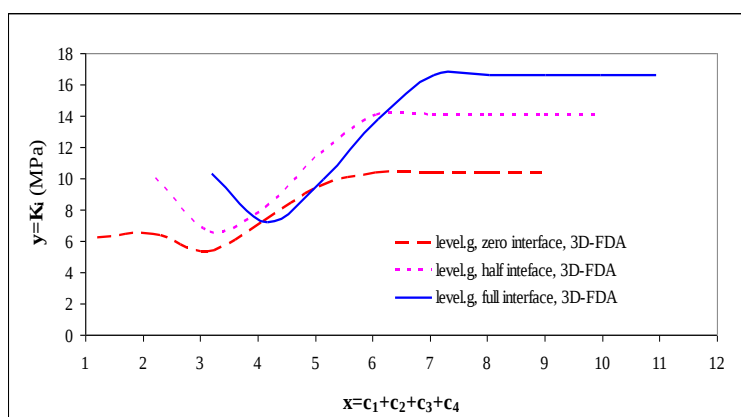
شکل ۱۴ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه چسبندگی - اصطکاکی خاک در مجاورت شیب $b=5.5d$



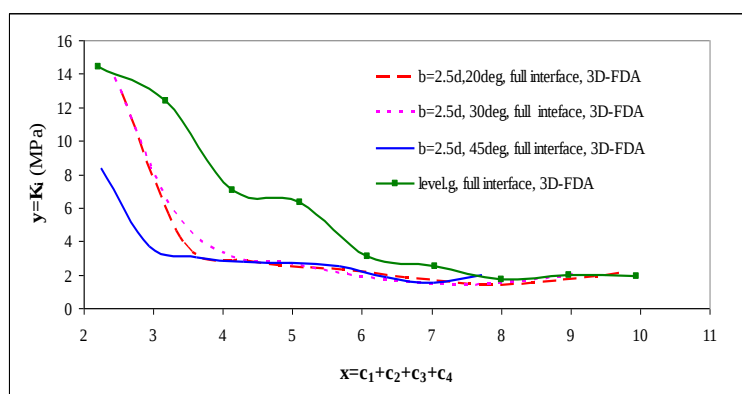
شکل ۱۵ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه چسبندگی خاک در زمین مسطح



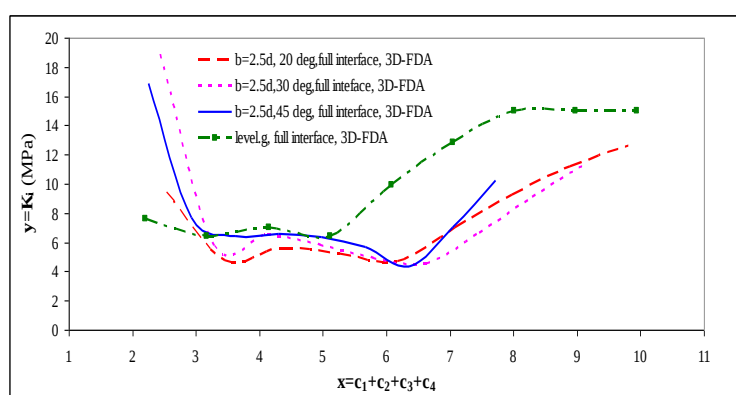
شکل ۱۶ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه اصطکاکی خاک در زمین مسطح



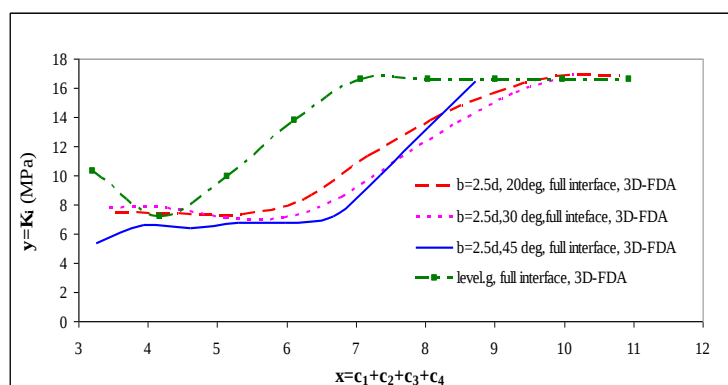
شکل ۱۷ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه چسبندگی - اصطکاکی خاک در زمین مسطح



شکل ۱۸ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه چسبندگی خاک در زمین مسطح و شیب‌های مختلف



شکل ۱۹ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه اصطکاکی خاک در زمین مسطح و شیب‌های مختلف



شکل ۲۰ نمودار سختی جانبی - پارامترهای بدون بعد، برای مؤلفه چسبندگی-اصطکاکی خاک در زمین مسطح و شیب‌دار

بررسی نحوه استفاده عملی از سختی جانبی در فصل مشترک شمع - خاک

مثال عملی طراحی بر مبنای عملکرد (Performance Based Design:PBD) ارائه شده است، عملکرد مورد نظر در این بخش محدود کردن مقدار تغییر مکان جانبی در سر شمع $y(z=0)$ بر اساس محدودیت‌های طراحی می‌باشد. هدف از

در این قسمت به منظور تشریح نحوه کاربرد منحنی‌های سختی جانبی تجربی استخراج شده در این تحقیق، در یک

خاک (kPa) c ، وزن مخصوص مؤثر آن γ' و زاویه اصطکاک داخلی آن ϕ (deg) است، اندازه‌گیری‌ها در خاک پیرامون شمع نشان می‌دهد که در اثر فرایند نصب شمع، چسبندگی و زاویه اصطکاک خاک در محل فصل مشترک شمع - خاک به نصف کاهش یافته است.

ارائه این مثال تشریح چگونگی کاربرد منحنی‌های سختی جانبی K_t تابع عمق در تعیین ظرفیت باربری جانبی شمع و نیز تعیین ظرفیت خمشی لازم برای یک تغییر مکان جانبی دل‌خواه در سطح زمین می‌باشد. شمعی با طول L_p متر و قطر d متر در زمینی مسطح مفروض است. چسبندگی

جدول ۲ ضرایب چندجمله‌ای برآورد سختی جانبی برای شرایط شیب - زمین افقی، فاصله مجاورت b و فصل مشترک شمع - خاک مختلف

ثابت‌های معادله	a (ax^6)	b (bx^5)	c (cx^4)	d (dx^3)	e (ex^2)	f (fx)	cte.	R^2
شرایط محاسبه								
b=0.5d, c, zero	-	-	-0.0007	0.0237	-0.1257	-1.3737	10.969	0.9978
0.5d, c, half	-	-	0.0261	-0.7617	8.2927	-40.5	78.392	0.9961
0.5d, c, full	-	-	0.0364	-1.158	13.701	-71.958	145.3	0.9924
b=0.5d, phi, zero	-0.0368	1.4716	-23.937	201.91	-927.66	2188.5	-2051.7	0.9708
0.5d, phi, half	0.0016	-0.0973	2.293	-27.088	170.89	-550.11	715.47	0.9973
0.5d, phi, full	-0.0016	0.0568	-0.6602	1.9007	17.846	-140.54	286.8	0.9880
b=0.5d, c-phi, zero	0.0030	-0.1237	2.0621	-17.554	80.282	-186.28	173.87	0.9993
0.5d, c-phi, half	0.0079	-0.3667	6.9717	-69.052	375.93	-1068	1246.1	0.9979
0.5d, c-phi, full	0.0035	-0.1804	3.7577	-40.606	241.16	-752.08	980.21	0.9959
b=2.5d, c, zero	-	-	0.0043	-0.0985	0.9628	-4.7755	11.008	0.9943
2.5d, c, half	-	-	0.0473	-1.1174	9.6413	-36.108	51.535	0.9879
2.5d, c, full	-	-	0.055	-1.4217	13.539	-56.539	89.756	0.9941
b=2.5d, phi, zero	0.006	-0.1939	2.522	-16.778	60.090	-109.74	82.227	1.000
2.5d, phi, half	0.0228	-0.7731	10.596	-74.698	284.90	-556.88	440.47	0.9924
2.5d, phi, full	0.0187	-0.7092	10.919	-86.916	376.34	-839.6	760.17	0.9986
b=2.5d, c-phi, zero	0.004	-0.1159	1.3041	-7.2873	21.398	-31.234	21.415	0.9995
2.5d, c-phi, half	0.0055	-0.194	2.737	-19.595	75.346	-148.48	124.77	0.9970
2.5d, c-phi, full	0.0010	-0.0337	0.367	-1.1934	-4.3285	34.259	-47.159	0.9998
b=5.5d, c, zero	-	-	0.0188	-0.422	3.5447	-13.405	20.869	0.9945
5.5d, c, half	-	-	0.0335	-0.7878	6.8165	-25.933	38.639	0.9866
5.5d, c, full	-	-	0.0633	-1.6044	14.894	-60.263	91.887	0.9835
b=5.5d, phi, zero	0.0022	-0.0634	0.7283	-4.3257	14.274	-24.999	20.666	0.9990
5.5d, phi, half	0.0133	-0.4295	5.5817	-37.258	134.65	-249.87	190.52	0.9980
5.5d, phi, full	0.0132	-0.4621	6.4946	-46.80	182.35	-364.95	299.62	0.9841
b=5.5d, c-phi, zero	-0.0009	0.0327	-0.4608	3.0868	-10.107	15.575	-4.0187	0.9985
5.5d, c-phi, half	-0.0066	0.2196	-2.9093	19.411	-67.168	111.02	-58.183	0.9983
5.5d, c-phi, full	-0.0047	0.1867	-2.9890	24.495	-106.90	232.48	-186.2	0.9985
level, c, zero	-	-	0.0083	-0.2086	1.9980	-8.8037	17.002	0.9920
level, c, half	-	-	0.0089	-0.2243	2.1198	-9.3912	19.620	0.9663
level, c, full	-	-	-0.0116	0.2821	-2.0822	2.7795	15.870	0.9820
level, phi, zero	0.0029	-0.0813	0.8850	-4.6542	12.4790	-16.026	11.030	0.9955
level, phi, half	0.0026	-0.0791	0.9719	-6.1797	22.295	-44.126	42.463	0.9647
level, phi, full	0.0034	-0.1134	1.4949	-9.8810	35.076	-64.574	55.537	0.9909
level, c-phi, zero	-0.005	0.1617	-2.0305	12.5310	-39.053	57.139	-23.979	0.9986
level, c-phi, half	-0.0025	0.0818	-1.0247	5.7616	-12.551	-0.5776	30.768	0.9982
level, c-phi, full	-0.0018	0.0645	-0.873	4.9536	-6.5736	-33.960	95.836	0.9987
2.5d, full, 20deg, c	-	-	0.0523	-1.4123	13.910	-59.230	94.186	0.9768
2.5d, full, 30deg, c	-	-	0.0550	-1.4217	13.539	-56.539	89.756	0.9941
2.5d, full, 45deg, c	-	-	0.1031	-2.206	17.161	-57.747	73.815	0.9918
2.5d, full, level c	-	-	-0.0116	0.2821	-2.0822	2.7795	15.870	0.9820
2.5d, full, 20deg, phi	0.0098	-0.3774	5.8483	-46.575	200.75	-443.84	398.62	0.9966
2.5d, full, 30deg, phi	0.0187	-0.7092	10.9190	-86.916	376.34	-839.60	760.17	0.9986
2.5d, full, 45deg phi	-0.0175	0.4472	-4.1915	16.359	-13.037	-71.841	142.17	0.9955
full, level, phi	0.0034	-0.1134	1.4949	-9.8810	35.076	-64.574	55.537	0.9909
2.5d, full, 20deg, c-phi	-0.0024	0.1107	-2.0973	20.494	-107.92	289.05	-299.98	0.9994
2.5d, full, 30deg, c-phi	0.001	-0.0337	0.3670	-1.1934	-4.3285	34.259	-47.159	0.9998
2.5d, full, 45deg, c-phi	-0.010	0.3384	-4.6859	34.3140	-140.81	307.89	-274.0	0.9970
full, level, c-phi	-0.0018	0.0645	-0.8730	4.9536	-6.5736	-33.960	95.836	0.9987

در این رابطه مقدار $\bar{A}$ برحسب عمق به قطر شمع z/d از گراف موجود در مرجع [4] و یا از رابطه زیر که براساس برازش گراف موجود در مرجع [4] به دست آمده، محاسبه می شود:

$$\begin{aligned}\bar{A} &= \bar{A}(z) = 0.0025(z/d)^4 - 0.0743(z/d)^3 \\ &+ 0.7933(z/d)^2 - 3.5086(z/d) + 6.6928 \\ R^2 &= 0.9906\end{aligned}\quad (16)$$

همچنین در رابطه (۱۵) مقدار $P_{ult\phi}$ برای زمین مسطح، معادل کوچک ترین مقدار حاصل از رابطه های زیر است [4]

$$\begin{aligned}P_{ult\phi} &= \gamma z \left[\frac{K_0 \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (d + z \tan \beta \tan \alpha) \right] \\ &+ \gamma z [K_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a d]\end{aligned}\quad (17)$$

$$P_{ult\phi} = K_a d \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 d \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta \quad (18)$$

$$\begin{aligned}K_0 &= 1 - \sin \phi = 1 - \sin 20 = 0.66 \\ \text{data : } K_a &= \tan^2 (45 - \phi / 2) = 0.49 \\ \beta &\approx 45 + \phi / 2 = 55^\circ \\ \alpha &= \phi / 2 = 10^\circ \\ \phi &= \phi_{soil} = 20^\circ\end{aligned}\quad (19)$$

و P_{ultc} نیز در زمینی مسطح برابر کوچک ترین مقدار حاصل از دو رابطه زیر است [4]:

$$P_{ultc} = \left(3 + \frac{\gamma'}{c} z + \frac{J}{b} z \leq 9 \right) cd \quad (20)$$

$$P_{ultc} = 9cd \quad (21)$$

که در رابطه (۲۰) J ثابتی است که عمق را کنترل می کند، براساس پیشنهاد بوشان [19] معادل $2/0$ برای رس

مقادیر منحنی های $p-y$ به شکل تابع عمق $p(z)-y(z)$ از عمق سطح زمین ($z=0$) تا کف شمع ($z=L_p$) در نمودارهای یک متری به کمک مقادیر $K_i(z)$ ارائه شده در نمودارهای قبلی و رابطه هذلولوی شماره (۱)، پس از آن، برای انجام طراحی سازه های شمع، لنگر خمشی در طول شمع با استفاده از مقادیر $p(z)-y(z)$ هذلولوی محاسبه می گردد. تابع تغییر شکل مجاز شمع در طول آن $y(z)$ نیز با رابطه زیر داده شده است:

$$y(z) = A e^{(-A \frac{z}{d})} = 0.01 e^{(-0.01 \frac{z}{d})} \quad (12)$$

که در این رابطه A برابر دامنه حداکثر تغییر مکان جانبی دل خواه در طول شمع در سطح زمین ($z/d=0.0$) برحسب سانتی متر است، که در این مثال معادل ۱ سانتی متر فرض شده است. پس مقدار عکس العمل خاک p در عمق z (یعنی $p(z)$) براساس تئوری وینکلر [1] از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$p(z) = \frac{1}{d} \frac{\partial^2 M(z)}{\partial z^2} = \frac{y(z)}{\left(\frac{1}{K_i(z)} \right) + \frac{y(z)}{p_u(z)}} \quad (13)$$

یا به عبارت دیگر تغییر شکل جانبی شمع براساس مقدار لنگر خمشی در شمع عبارت است از:

$$y(z) = \frac{1}{E_p I_p} \int \int M(z).dz.dz + y'_0.z + y_0 \quad (14)$$

که در این رابطه y_0 تغییر شکل مرزی در سر شمع است. از طرفی، اهتمام بر آن است که از رابطه (۱۳) استفاده شود، چرا که برخلاف رابطه معادل (۱۴) که فقط لنگر خمشی و تغییر شکل جانبی شمع را به هم مرتبط می کند، سختی جانبی K_i و مقدار عکس العمل خاک به شکل های نهایی p_u و p نیز در رابطه (۱۳) وارد شده است. همچنین روابط محاسبه مقدار p_u برای یک خاک مختلط چسبنده - اصطکاکی $c-\phi$ در زمین مسطح (بدون شیب) به شرح زیر است [4]:

$$p_u(z) = p_{ult} = \bar{A} p_{ult\phi} + P_{ultc} \quad (15)$$

شده‌اند و آن هم عامل عمق از سطح زمین z می‌باشد؛ به‌طوری‌که در مراجع [14-12] و نیز نتایج آزمایشی بزرگ‌مقیاس مرجع [4] می‌توان دید، تمامی منحنی‌های $p-y$ به‌طور کلی تابعی از عمق می‌باشند و تلاش برای ارائه هر راه‌حلی برای استخراج آنها برحسب عامل عمق، تا حد زیادی به واقعیت و طبیعت مسئله شمع‌های تحت بار جانبی نزدیک خواهد شد.

صحت‌سنجی روش عددی

به‌منظور صحت‌سنجی روش عددی سه‌بعدی استخراج منحنی‌های $p-y$ در این مطالعه، شش آزمایش تمام‌مقیاس معتبر بین‌المللی بارگذاری جانبی شمع تحت شرایط مختلف [15-21] با روش همین تحقیق مدل‌سازی شده و نتایج آنها با نتایج آزمایش‌های تمام‌مقیاس [15-19] و روابط سایر محققان [5, 6, 20, 21] مقایسه شده است. آزمایش شماره (۱) آزمایش بارگذاری جانبی شمع Sabine [4,15] روی شمع فولادی به‌طول ۱۲/۸ متر است، که در خاک رس نرم در زمینی مسطح کوبیده‌شده است. آزمایش شماره (۲) مربوط به همین شمع فولادی است [4,16] که در زمین مسطح متشکل از خاک رسی سخت کوبیده‌شده است. آزمایش شماره (۳) مربوط به آزمایش شمع بتنی گارستون [4,17] به‌طول ۱۲/۵ متر و قطر ۱/۵ متر می‌باشد که در زمین مسطح و خاک ماسه‌ای اجرا شده است. آزمایش (۴) تست بارگذاری جانبی انجام‌شده توسط اسماعیل [4,18] در کشور کویت بر روی شمع بتنی به‌طول ۵ متر در خاک ماسه سیمانه شده (یعنی خاک دارای چسبندگی و اصطکاک داخلی همزمان نوع $c-\phi$) و در زمین مسطح می‌باشد. آزمایش‌های شماره (۵) و (۶) آزمایش‌های بوشان [19] بر روی شمع‌های کوتاه بتنی درجا-ریز مجاور شیب‌های خاکی به‌ترتیب ۲۰ و ۵۵ درجه در خاک رس سخت (رس سیلتی و ماسه سیمانه) می‌باشد. برای فصل مشترک شمع - خاک در مدل‌سازی عددی این آزمایش‌ها نیز از معیار

سخت فرض می‌گردد. همچنین متلاک [15] مقدار J را برای رس نرم برابر ۰/۵ و حدود ۰/۲۵ برای رس متوسط در نظر گرفته است. مقدار ۰/۵ به‌طور متناوب مورد استفاده قرار گرفته است. ریز و ولج [16] مقدار J را برابر ۰/۵ فرض کرده‌اند.

اما P_{ult} و $P_{ult\phi}$ که به‌ترتیب از روابط (۱۷) و (۱۸) و نیز (۲۰) و (۲۱) در بالا به‌دست می‌آید، برای زمین مسطح ارائه شده است، برای تبدیل آنها به مقادیر مناسب برای زمین شیب‌دار، از ضرایب تصحیح مطرح‌شده در مراجع [14-12] استفاده شود. در نهایت رابطه محاسبه مقدار لنگر خمشی در طول شمع برحسب عمق z ، $M(z)$ پس از دو بار انتگرال‌گیری برای حذف عامل مشتق مرتبه دوم در رابطه (۱۳) در قبل، به شکل زیر قابل بیان است:

$$M(z) = d \left[\iint \frac{y(z)}{\left(\frac{1}{K_i(z)} \right) + \frac{y(z)}{p_u(z)}} dz \cdot dz + M'_0 \cdot z + M_0 \right] \quad (22)$$

که در این رابطه M_0 و مشتق آن، مقدار لنگر خمشی از نوع شرایط مرزی در سرشمع، بسته به نوع بارگذاری می‌باشد. $K_i(z)$ نیز به شکل زیر از شکل (۱۷) در قبل به‌دست می‌آید، این پارامتر نیز تابعی از عمق z خواهد بود:

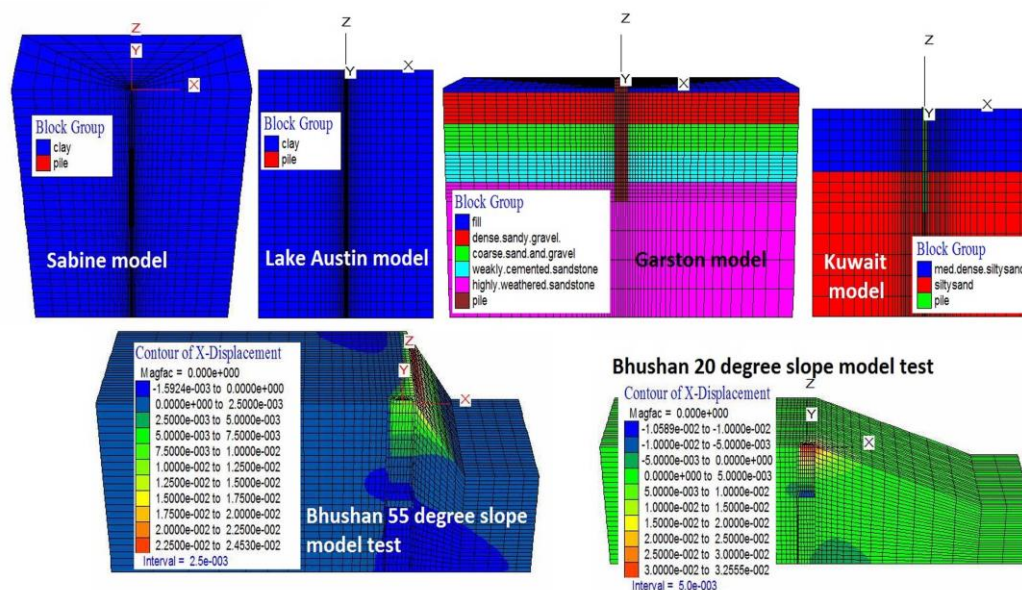
$$\begin{aligned} K_i(z) &= y = -0.0025x^6 + 0.0818x^5 - 1.0247x^4 + \\ &+ 5.7616x^3 - 12.551x^2 - 0.5776x + 30.768 \\ R^2 &= 0.9982 \\ x &= c_1 + c_2 + c_3 + c_4 \end{aligned} \quad (23)$$

انتگرال‌های پیاپی موجود در رابطه (۲۲) را می‌توان پس از ساده‌سازی، به‌کمک راه‌حل‌های تحلیلی یا عددی حل کرد. چنانچه در روابط این بخش مشاهده شد، کلیه روابط تأثیرگذار از جمله به‌ترتیب روابط شماره (۱۲)، (۱۳)، (۱۵)، (۱۶) تا (۲۳) همگی برحسب یک عامل متغیر نوشته

معرف فاصله بین محل اعمال بار تا سطح خاک در طول شمع (خروج از مرکزیت بارگذاری در سرشمع)، t_w ضخامت جداره در شمع‌های فولادی لوله‌ای و E_{50} مدول ارتجاعی خاک چسبنده در ۵۰ درصد مقاومت محوری آن براساس کرنش ϵ_{50} در آزمایش‌های سه‌محوری می‌باشد. سایر پارامترها نیز قبلاً در روابط و شکل‌ها تعریف شده‌اند.

مقاومت برشی کولمب استفاده شده است. خلاصه‌ای از مشخصات خاک و شمع در این آزمایش‌ها در جدول (۳) ارائه شده است.

توافق خوبی بین نتایج آزمایشی و نتایج عددی حاصل از روش این تحقیق مشاهده می‌شود. نمودارهای مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی این شش آزمایش به ترتیب در شکل‌های (۲۲) تا (۲۴) نمایش داده شده‌اند. در این جدول e

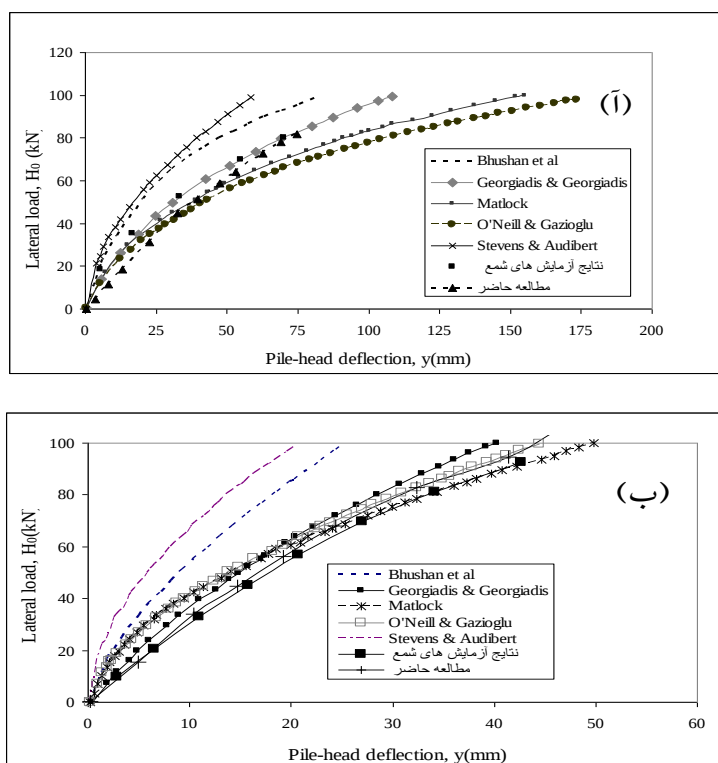


شکل ۲۱ مدل‌های عددی سه‌بعدی تفاضل محدود شش آزمایش مطرح شده برای صحت‌سنجی نتایج تحقیق (تغییر مکان‌ها بر حسب متر)

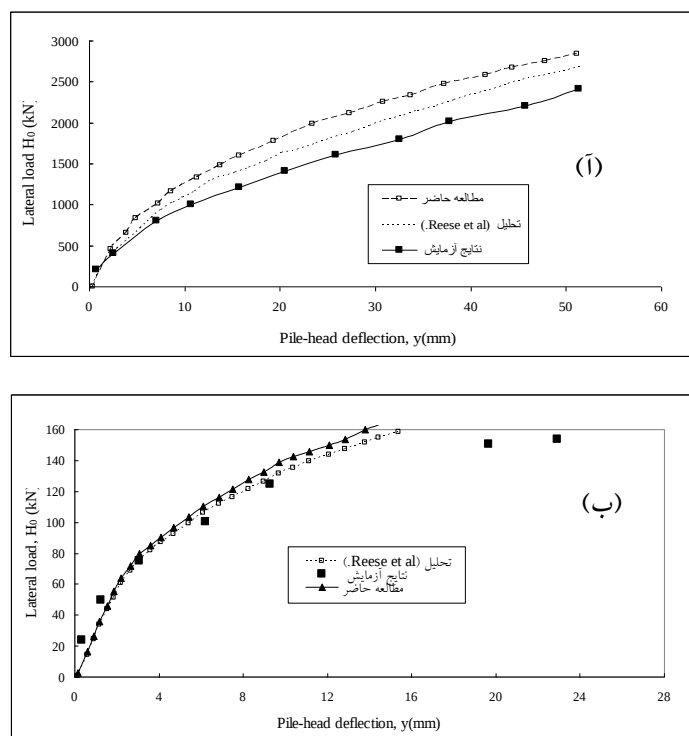
جدول ۳ خلاصه مشخصات شمع و خاک در آزمایش‌های مختلف مورداستفاده در صحت‌سنجی روش عددی مطالعه حاضر

شماره آزمایش #	مشخصه‌های مکانیکی و هندسی شمع (بتنی یا فولادی)							مشخصات خاک			
	L (m)	d (m)	$E_p I_p$ kN.m ²	e (m)	θ (deg)	t_w mm	نوع خاک	C (or C_u) (kPa)	E (or E_{50}) (kPa)	ϕ (deg)	γ (or γ') (kN/m ³)
1	12.8	0.31 9	31280	0.305	0°	12.7	c*	14.4	2060	0	5.5
2	12.8	0.31 9	31280	0.0635	0°	12.7	c*	32.25	2687.5	0	10
3	12.5	1.50	-	0.900	0°	-	ϕ^*	0	N_{SPT}	43, 37	
4	5.0	0.30	20200	-	0°	-	c- ϕ^*	20, 0	N_{SPT}	35, 43	17.90, 19.10
5	5.185 (17ft)	1.22 (4ft)	2.25×10^6	0.230	20°	-	c*	220	24,440	0	18.85
6	6.710 (22ft)	1.22 (4ft)	2.25×10^6	0.230	55°	-	c*	479	95,800	0	18.85

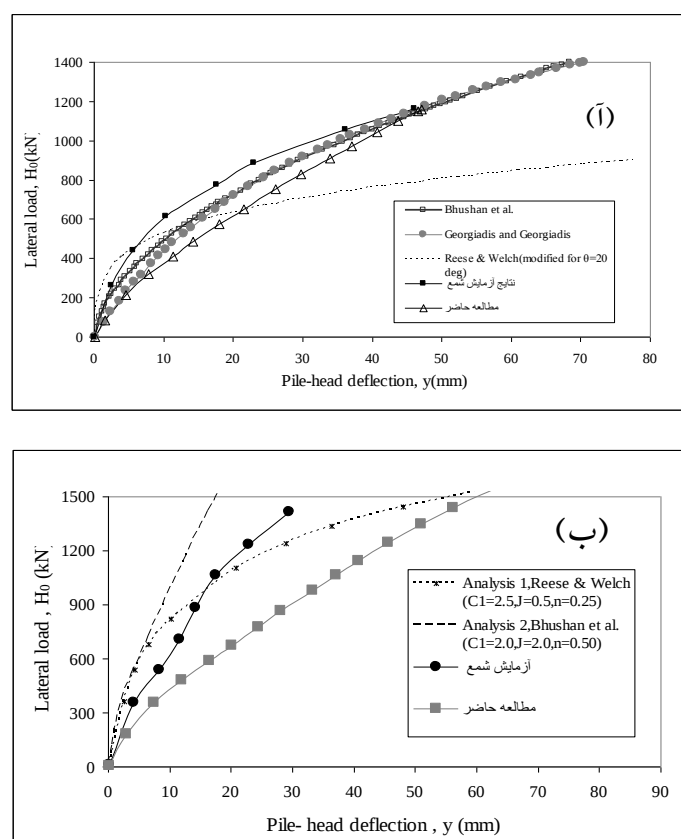
ϕ -c*: خاک چسبنده- اصطکاکی، ϕ : خاک دانه ای دارای اصطکاکی داخلی (خاک دانه‌ای فاقد چسبندگی)، c: نماد خاک چسبنده



شکل ۲۲ منحنی بار- تغییر شکل جانبی سرشمع برای آزمایش بارگذاری جانبی شمع: (آ) رودخانه Sabine، (ب) دریاچه Lake Austin



شکل ۲۳ منحنی بار- تغییر شکل جانبی سرشمع برای آزمایش بارگذاری جانبی شمع: (آ) Garston در خاک بدون چسبندگی (ماسه)، (ب) Kuwait در خاک ماسه سیمانته شده (یعنی خاک از نوع $C-\phi$)



شکل ۲۴ منحنی بار-تغییر شکل جانبی سرشمع برای شمع‌های حفاری شده: (الف) آزمایش بارگذاری جانبی بوشان برای شیب ۲۰ درجه در رس سیلتی سخت (CL-CH)، (ب) آزمایش بارگذاری بوشان در شیب ۵۵ درجه در ماسهٔ سیمانته (SM)

نتیجه‌گیری

زاویه اصطکاک داخلی فصل مشترک شمع-خاک را در نظر می‌گیرند و نیز پارامتری که اثر فاصله بدون بعد (d/b) مرکز شمع تا تاج شیب را در نظر می‌گیرد. اهداف و نتایج عمده حاصل از تحقیق حاضر را می‌توان به شرح زیر برشمرد:

۱. در این تحقیق، منحنی‌های انتقال بار جانبی $p-y$ برای انواع مؤلفه‌های چسبندگی، اصطکاک و اثر توأمان آنها در یک خاک مختلط از نوع $c-\phi$ برای شمع در زمین مسطح و مجاور شیب با فواصل مجاورت مختلف از تاج شیب، محاسبه شده است.

۲. میزان سختی جانبی خاک تابع عمق z در طول شمع بتنی در عمق‌های مختلف برای مؤلفه‌های چسبندگی، مؤلفه اصطکاکی و اثر هم‌زمان هر دوی آنها در خاک مخلوط $c-\phi$ به شکلی کاملاً مجزا با لحاظ کردن شرایط مقاومتی مختلف برای فصل مشترک شمع-خاک

در این تحقیق به بررسی اثر مؤلفه‌های مقاومتی فصل مشترک شمع-خاک شامل چسبندگی و اصطکاک داخلی مصالح این ناحیه بر رفتار منحنی‌های $p-y$ و به‌ویژه سختی جانبی بخش ابتدایی این منحنی‌ها پرداخته شده است. هدف عمده این تحقیق، تمرکز بر محاسبه مقدار سختی جانبی خاک به منظور بررسی رفتار اندرکنش جانبی سیستم سازه‌ای شمع-خاک است. منحنی‌های برآزش‌دهنده رابطه بین سختی جانبی خاک و اثر چهار پارامتر ثابت تأثیرگذار بر آن در این تحقیق ارائه شده است. چهار پارامتری که به شکل بدون بُعد در طرف دوم روابط برآورد سختی جانبی تابع عمق در نظر گرفته شده‌اند، عبارتند از پارامتری که مشخصات هندسی و ارتجاعی شمع را در نظر می‌گیرد، پارامترهایی که نسبت خصوصیات مقاومتی چسبندگی و

- به دلیل ماهیت تجربی رابطه ارائه شده می باشد.
۶. اصولاً با افزایش خصوصیات مقاومتی در فصل مشترک شمع- خاک، میزان عکس العمل یا فشار خاک p در واحد طول شمع افزایش می یابد، که افزایش آن منجر به تغییرات عمده در میزان سختی جانبی خاک و نیز تغییر مکان جانبی شمع می گردد. با تغییر مقادیر p و y به علت تغییر مشخصه های مقاومتی فصل مشترک شمع- خاک، مقادیر پارامترهای ثابت چندجمله ای های برآورد مقدار K_i نیز دچار تغییر می گردد.
۷. نتیجه مهم تحقیق حاضر آن است که رفتار خاک و شمع های بتنی در جاریز تحت بار جانبی چه در زمین مسطح و چه در مجاورت شیب، در حالت کلی تابع پارامتر عمق z است، به طوری که برای تقریب رفتار منحنی های اندرکنشی غیرخطی $p-y$ می بایستی روابط حاصل به شکل تابع عمق ارائه شوند. بنابراین ارائه روابط تخمین K_i, y, ϕ, M و p_u برحسب عمق z در این تحقیق، حاکی از اهمیت عامل عمق می باشد.
۸. عامل عمق z در تعیین منحنی های $p-y$ در روش های کلاسیک و تجربی [4] به خوبی در روابط شمع های تحت بار جانبی وارد نشده، از طرف دیگر روابطی برای تخمین K_i برای شمع های مجاور شیب ارائه نشده است، که در این تحقیق به تفصیل به آن پرداخته شده است.
- محاسبه شده و در پایان منجر به استخراج رابطه تجربی منحنی های سختی جانبی K_i در طول شمع به ازای بارگذاری مشخص و با لحاظ اثر پارامترهای تأثیرگذار مختلف شده است.
۳. نتایج این تحقیق نشان می دهد که سختی جانبی خاک برای همه مؤلفه های خاک از قبیل چسبندگی و اصطکاک خاک، همواره با افزایش عمق، روندی افزایشی ندارد، بلکه میزان افزایش یا کاهش سختی جانبی خاک با افزایش عمق، بستگی به میزان نیروی برشی بسیج شده در اطراف شمع دارد، که مقدار آن بستگی به مقدار تغییر مکان جانبی شمع در آن عمق دارد.
۴. رابطه تجربی مابین سختی جانبی خاک و پارامترهای بدون بعد تأثیرگذار بر میزان سختی، در حالت کلی به شکل یک چندجمله ای درجه ششم محاسبه شده است. برای مؤلفه چسبندگی خاک، این چندجمله ای درجه ششم به چندجمله ای درجه چهارم تقلیل می یابد. ضریب تعیین R^2 برای تمام منحنی های تجربی برابر عددی بزرگ تر از $0/9$ به دست آمده، که نشانگر دقت مناسب و رضایت بخش خم آمایی است.
۵. سختی جانبی محاسبه شده در این مطالعه، دارای یکای تنش است و چهار پارامتر ثابت طرف دوم تمام روابط حاصل شده، بدون بعد هستند. در حالت کلی باید گفت که به لحاظ ابعادی دو طرف رابطه هم بعد نیست، که این

مراجع

1. Winkler, E., "Theory of Elasticity and Strength", Prague: Dominicus, (1867).
۲. سازمان امور مقررات ملی ساختمان ایران، «مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان: پی و پی سازی»، ویرایش سوم، (۱۳۹۲).
3. Itasca, FLAC^{3D}, "Fast Lagrangian Analysis of Continua", version 3.00-261: user's and theory manuals. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc., (2002).
4. Reese, L.C., Van Impe, W.F., "Single Piles and Pile Group under Lateral Loading", Rotterdam: A. A. Balkema publishers, (2007).
5. Georgiadis, K., Georgiadis, M., "Un-drained Lateral Pile Response in Sloping Ground", *J Geotech Geoenviron Eng*, ASCE, Vol. 136 (11), PP. 1489-500, (2010).
6. Georgiadis, K., and Georgiadis, M., "Development of p-y Curves for Undrained Response of Piles near Slopes", *Journal Computer and Geotechnic*, Vol. 40, PP. 53-61, (2012).

7. Brinkgreve, R.B.J., Swolfs, W.M., "Plaxis 3D Foundation Version 2 User's Manual", Plaxis BV, Netherlands, (2007).
8. Comodromos, E. M., Papadopoulou, M. C., "Explicit Extension of the p-y Method to Pile Groups in Cohesive soils", *J Computers and Geotechnics*, Vol. 47, PP. 28-41, (2013).
9. Comodromos, EM., Papadopoulou, MC., "On the Response Prediction of Laterally Loaded Fixed - head Pile Groups in Sands", *Journal Computers and Geotechnics*, Vol. 37, PP. 903-41, (2010).
10. Nimityongskul, N., Barker, P., Ashford, SA., "Effects of Soil Slope on Lateral Capacity of Piles in Cohesive and Cohesionless Soils", Final report of a research project funded by Caltrans under facilities contract No. 59A0645, The Kiewit center for infrastructure and transportation ,Oregon state university, USA, March (2012).
11. Poulos, HG., Davis, EH., "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley, New York, (1980).
۱۲. شمس ملکی، یزدان، «بررسی عددی شمع‌های قائم تحت بار جانبی و استخراج منحنی‌های طراحی p-y در حالات خاص»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی کرمانشاه، (مهرماه ۱۳۹۲).
13. Sharafi, H., Shams Maleki, Y., "p-y Curves in c- ϕ Soils by Considering Pile-soil Interface Properties Effects", *Electerical Journal of Geotechnical Engineering*, EJGE, Vol. 19(D), PP. 955-970, (2014).
14. Sharafi, H., Shams Maleki, Y., Karimpour-Fard, M., "Three Dimensional Finite Difference Modeling of Static Soil-pile Interactions to Calculate p-y Curves in Pile-Supported Slopes", *Arab J Geosci, Springer AJGS*, DOI 10.1007/s12517-015-2051-9, PP:1-16 (2015).
15. Matlock, H., "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", *Proceedings of 2nd Annual Offshore Technology Conference*, Paper No. OTC 1204, Houston, Texas, PP. 577-9, (1970).
16. Reese, LC., Welch, RC., "Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay", *Journal Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101(7), PP.633-49, (1975).
17. Price, G., Wardle, I. F., "Lateral Load Tests on Large Diameter Bored Piles", Contractor report, Transport and road research laboratory, Department of transport, Crowthorne; Berkshire, England, PP. 45-6, (1987).
18. Ismael, NF., "Behavior of Laterally Loaded Bored Piles in Cemented Sands", *Journal Geotech Engrg*, ASCE, Vol. 116(11), PP. 1678-99, (1999).
19. Bhushan, K., Haley, SC, Fong, PT., "Lateral Load Tests on Drilled Piers in Stiff Clays", *Journal Geotech Engrg Div*, Vol.105, No, 8, PP. 969-85, (1979).
20. Stevens, J. B., Audibert, J. M. E., "Re-examination of p-y Curve Formulation", *Proceedings of the 11th Offshore Technology Conf, OTC*, Houston , PP. 397-403, OTC 3402, (1980).
21. O'Neil, M. W., Gazioglu, S. M., "An Evaluation of p-y Relationships in Clays", Report Prepared for the American Petroleum Institute (API), University of Houston, Tex, (1984).

حل بسته اندرکنش سد و مخزن با احتساب لزجت و اثر جذب کف مخزن*

(یادداشت پژوهشی)

مریم یاسمی^(۱) بهرام نوائی نیا^(۲) جواد واثقی امیری^(۳) مهدی علیجانی اردشیر^(۴)

چکیده در این تحقیق حل بسته اندرکنش سد و مخزن با احتساب اثر ویسکوزیته سیال مخزن و جذب انرژی توسط رسوبات کف مخزن تحت بارهای هارمونیک ارائه می‌گردد. بدین منظور معادلات حاکم بر محیط مخزن و سد در محدوده فرکانس حل و با تغییر پارامترهای مختلف، پاسخ فشار هیدرودینامیکی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که در نظر گرفتن لزجت سیال باعث پیچیده‌تر شدن روابط می‌شود؛ پاسخ‌ها به مقدار لزجت، میزان ضریب جذب کف مخزن، پریود تحریک و نیز پریود طبیعی سیستم سد-مخزن وابسته است؛ با افزایش مدول الاستیسیته سد، تغییر مکان تاج سد و فشار هیدرودینامیک مخزن کاهش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی حل بسته، ویسکوزیته سیال، سدهای بتنی وزنی، فشار هیدرودینامیک، اندرکنش سد و مخزن.

A Closed Form Solution of Dam Reservoir Interaction Considering Water Viscosity and Reservoir Bottom Absorption Effect

M. Yasami

B. Navayi Neya

J. Vaseghi Amiri

M. Alijani Ardeshir

Abstract This paper concentrates on the presentation of a closed form solution of dam-reservoir interaction considering reservoir viscosity and bottom absorption under harmonic excitations. For this purpose, the governing equations of dam-reservoir are solved in the frequency domain and using the obtained frequency response function, the effects of different parameters are considered on dam or hydrodynamic pressure response. The results show that consideration of reservoir viscosity creates an imaginary term and the responses depend on values of viscosity, bottom absorption, excited period and dam-reservoir period.

Key words Closed form Solution, Fluid Viscosity, Concrete Gravity Dam, Hydrodynamic Pressure, Dam Reservoir Interaction.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱۰/۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۹/۲۸ می‌باشد.

(۱) کارشناس ارشد سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل.

Email: Navayi@nit.ac.ir

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل.

(۳) استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل.

(۴) فارغ التحصیل دکترای سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل.

مقدمه

طی چند دهه گذشته، سدهای بتنی زیادی در مناطق زلزله‌خیز ساخته شده است و انتظار می‌رود که تعداد زیادتری نیز در آینده ساخته شوند. این سدها دیر یا زود علاوه بر بارهای بهره‌برداری در معرض زمین‌لرزه‌های شدید نیز قرار خواهند گرفت؛ لذا ارزیابی لرزه‌ای و تأمین مقاومت لازم در برابر نیروهای زلزله برای چنین سازه‌هایی اجتناب‌ناپذیر می‌نماید.

در ارزیابی لرزه‌ای سدهای بتنی، فشار هیدرودینامیک ناشی از وجود سیال مرتعش در مخزن سدها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است و مقادیر آن بر وجه بالادست سدها عمدتاً تابعی از عوامل مختلف نظیر شتاب زمین، شتاب بدنه سد، ارتفاع و نیز خواص فیزیکی و مکانیکی سد و مخزن می‌باشد، که به این ترتیب دستگاه معادلات دینامیکی حاکم بر حرکت سد و مخزن مستقل از یکدیگر نیست و اصطلاحاً کوپله می‌باشند.

در حل معادلات دینامیکی حاکم بر سیستم سد-مخزن پارامترهای زیادی تأثیرگذار می‌باشند که محققان با استفاده از روش‌های مختلف تحلیلی یا عددی به بررسی تعدادی از این پارامترها پرداختند. در این میان و برای نخستین بار حل معادله موج دوبعدی حاکم بر محیط مخزن در سدهای بتنی وزنی به منظور تعیین فشار هیدرودینامیک مؤثر بر وجه بالادست سد تحت اثر شتاب تحریک هارمونیک افقی توسط وسترگارد در سال ۱۹۳۳ ارائه گردید [1]. سپس کوتسوبو نشان داد پاسخ وسترگارد تنها هنگامی که پریود تحریک، بزرگ‌تر از پریود طبیعی مخزن باشد، معتبر است [2]. زنگار فشار هیدرودینامیک را برای شکل‌های مختلف وجه بالادست سازه با فرض تراکم‌ناپذیری آب به روش شبیه‌سازی الکتریکی به‌دست آورد [3]. بوستامانته و همکاران اثر طول مخزن را برای بازه پریود تحریک عریض‌تر از بازه‌های قبلی بررسی کردند و نتیجه گرفتند که برای پریودهای تحریک بزرگ‌تر از پریود طبیعی مخزن، اثر طول مخزن ناچیز است ولی برای پریودهای

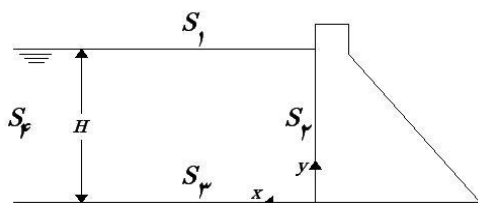
کوتاه‌تر، طول مدل‌شده مخزن نقش مهمی در حرکت هارمونیک بازی می‌کند. وی همچنین اثر امواج سطحی را برای تحریک هارمونیک بررسی نمود و خطای نادیده گرفتن امواج سطحی را به‌دست آورد [4]. چوپرا در سال ۱۹۶۷ فشار هیدرو دینامیک وارد بر سدهای با وجه بالادست قائم و صلب را برای شتاب تحریک افقی و قائم در محدوده فرکانس تعیین کرد و ضمن برطرف نمودن محدودیت پاسخ وسترگارد نشان داد که تأثیر امواج سطحی ناچیز ولی تراکم‌پذیری سیال مهم می‌باشد [5]. وی همچنین در ۱۹۷۰ پاسخ سد تحت اثر شتاب زلزله افقی زمین با مقدار دل‌خواه را با در نظر گرفتن اثر تراکم‌پذیری سیال و انعطاف‌پذیری سد ارائه نمود [6].

چاکرابارتی و چوپرا فشار هیدرودینامیک را در مخزن سد در اثر مؤلفه شتاب قائم زلزله به‌روش تحلیلی به‌دست آوردند و نشان دادند که این فشار به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای به ضریب ارتجاعی مصالح سد وابسته است [7]. چاونگ پاسخ‌های تحلیلی برای سد صلب با وجه بالادست و کف مخزن شیب‌دار را برای مخزن با طول محدود و با نادیده گرفتن اثر تراکم‌پذیری سیال به دست آورد [8].

برخی محققان نیز به حل مسئله اندرکنش سد و مخزن در حوزه زمان پرداختند. تسای و همکاران با استفاده از ترکیب دو روش اجزای محدود و روش تحلیلی، پاسخ نیمه‌تحلیلی سیستم سد-مخزن را در حوزه زمان یافتند [9-11]. عطارنژاد و فرساد پاسخ دقیق سیستم سد-مخزن را در حوزه زمانی برای سد با ضخامت متغیر مورد بررسی قرار دادند و با در نظر گرفتن اندرکنش سازه و سیال، پاسخ‌ها را برای سد با مخزن خالی و پر برای چند زلزله ارائه نمودند [12].

اولین بررسی‌ها در مورد جذب امواج فشاری در اثر رسوبات کف مخزن توسط فنوس و چوپرا صورت گرفت و نشان داده شد که رسوبات موجود در کف مخزن نقش مهمی در برآورد درست فشار هیدرودینامیکی مؤثر بر سد ایفا می‌کند [13]. بوانانی و همکاران پاسخ نیمه‌تحلیلی را با در نظر گرفتن اثر جذب

شرایط مرزی محیط سیال. چهار شرط مرزی محیط مخزن را که در شکل (۱) با مرزهای S_1 و S_2 و S_3 و S_4 نشان داده شده‌اند با این فرض که مؤلفه افقی حرکت زمین عمود بر محور سد باشد و مخزن سد در امتداد بالادست تا بی‌نهایت ادامه یابد، به‌صورت زیر می‌توان بیان نمود.



شکل ۱ سیستم سد-مخزن و شرایط مرزی

شرط مرزی در سطح آزاد مخزن (S_1). به هنگام وقوع زلزله و به دلیل ارتعاشات سازه و مخزن، در سطح مخزن امواجی به‌وجود می‌آید که سطح مخزن را متلاطم می‌سازند. بنابراین در حالت کلی به دلیل وجود امواج سطحی ناشی از زلزله، فشار هیدرودینامیک در سطح آزاد مخزن صفر نمی‌باشد و شرط مرزی مربوط به آن را برای مرز (S_1) می‌توان به شکل زیر نشان داد [5].

$$\frac{\partial^2 P}{\partial t^2} + g \frac{\partial P}{\partial y} = 0 \quad (2)$$

که در آن g شتاب گرانش می‌باشد. مطالعات بوتسامانته نشان می‌دهد که صرف‌نظر کردن از تأثیر امواج سطحی در مخازن سدها منجر به خطای زیادی در محاسبات نمی‌شود و معمولاً می‌توان با تقریب خوبی فشار در سطح آزاد مخزن را صفر در نظر گرفت [4].

شرط مرزی بین سد و مخزن (S_2). به‌منظور تأمین شرط عدم جدایی بین سد و مخزن، سیال در تماس دائمی با مرز جامد می‌باشد. بدین منظور بایستی مؤلفه سرعت نرمال در هر نقطه از مرز جامد، برابر با سرعت

کف مخزن در حالت شتاب افقی زلزله ارائه نمودند [14]. زینگالس فشار هیدرودینامیک موثر بر سد را با معادل‌سازی اثر لزجت سیال به شکل میرایی تعیین نمود [15]. نوایی‌نیا و علیجانی اردشیر نیز پاسخ فشار هیدرودینامیک مخازن سدهای بتنی را با احتساب لزجت سیال تحت شتاب تحریک افقی و قائم در محدوده فرکانس بدون لحاظ نمودن اثر اندرکنش سد و مخزن با احتساب اثر جذب کف با حل معادله دیفرانسیل حاکم بر مخزن و اعمال شرایط مرزی به‌طور دقیق به‌دست آوردند [16].

هدف از این تحقیق ارائه روشی تحلیلی برای تعیین پاسخ تغییر مکان سدهای بتنی وزنی با احتساب لزجت سیال مخزن، اندرکنش سد و مخزن و جذب امواج هیدرودینامیک توسط کف مخزن تحت شتاب تحریک افقی و قائم می‌باشد.

معادلات حاکم

معادله حاکم بر مخزن. معادله حاکم بر محیط مخزن سدهای بتنی با استفاده از روابط ناویر استوکس، رابطه پیوستگی و قانون لزجت استوکس به‌شکل زیر درمی‌آید [15-19].

$$\nabla^2 P + \frac{4}{3} \frac{\mu}{K} \frac{\partial}{\partial t} (\nabla^2 P) = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \quad (1)$$

که در آن P فشار هیدرودینامیک، μ لزجت، K مدول بالک، C سرعت امواج حجمی و t متغیر زمان می‌باشد. در به‌دست آوردن معادله فوق فرض شده است که سیال همگن، هموزن با رفتار خطی و حرکت آن غیرپیچشی و با دامنه کم است و جملات شتاب انتقالی سیال در روابط ناویر استوکس کوچک می‌باشد [19]. برای سدهای بتنی وزنی معادلات حاکم به حالت دوبعدی قابل تقلیل می‌باشد [13] که در ادامه باتوجه به شرایط مرزی، حل معادله فوق به‌صورت تحلیلی ارائه می‌گردد.

وجود این رسوبات کف مخزن کاملاً صلب نمی‌باشد که این موضوع نیز خود باعث تغییر در فرکانس طبیعی مخزن می‌گردد. در این حالت شرط مرزی در کف مخزن به صورت $\frac{\partial P}{\partial y}(x,0,t) = q \frac{\partial P}{\partial t}(x,0,t)$ بیان می‌گردد که در آن $q = \frac{1}{CB}$ می‌باشد. β ضریبی است که به سرعت موج، میزان و نیز جنس رسوب کف مخزن بستگی دارد و مقدار آن می‌تواند بین ۱ (برای حالت جذب کامل امواج) تا بی‌نهایت (برای حالت انعکاس کامل امواج) تغییر نماید [13].

شرط مرزی در بالادست مخزن (S_2). با دور شدن از سد به سمت بالادست مخزن، فشار هیدرودینامیک به تدریج مستهلک می‌شود و در بی‌نهایت به سمت صفر میل می‌کند لذا فشار در بالادست مخزن برابر صفر فرض می‌گردد.

معادله حاکم بر سد

روش آنالیز مودال در دینامیک سازه‌های چند درجه آزادی، روشی سودمند برای محاسبه تغییر مکان سد با در نظر گرفتن چند مود ارتعاش می‌باشد. براساس مبانی آنالیز مودال برای سازه‌های چند درجه آزادی برای تحریکی در راستای x یا y ، تغییر مکان به صورت زیر می‌باشد [19]:

$$r_k^l(x,y,t) = \sum_{j=1}^m \phi_j^k(x,y) Y_j^l(t), \quad k = x,y; \quad l = x,y \quad (5)$$

که در آن $r_x^l(x,y,t)$ و $r_y^l(x,y,t)$ به ترتیب تغییر مکان افقی و قائم مود j ام ارتعاش سد نسبت به پایه سد، m تعداد مدهای موردنظر، $\phi_j^x(x,y)$ و $\phi_j^y(x,y)$ به ترتیب مقادیر تغییر مکان افقی و قائم برای مود j ام ارتعاش سد بر بستر صلب با مخزن خالی و $Y_j^l(t)$ مختصات مودی مرتبط با این مدهای ارتعاشی می‌باشند.

با استفاده از روش آنالیز مودال، معادله دینامیکی حاکم بر حرکت سد تحت شتاب زمین برای مود j ام ارتعاشی به صورت معادله زیر حاصل می‌گردد [20].

نرمال در مرز سیال باشد. با فرض سرعت کم سیال و در نتیجه ناچیز بودن تنش برشی در تماس با جسم سد در مرز مشترک شرط مرزی در فصل مشترک سد صلب و مخزن $\frac{\partial P}{\partial n} = -\rho a_n$ می‌باشد که در آن a_n شتاب وارد در یک نقطه دلخواه از مرز و n بردار عمود بر نقطه موردنظر در وجه بالادست سد می‌باشد [18,19, 20]. از آنجایی که در مطالعه حاضر بردار عمود بر مرز مشترک سد و مخزن در وجه بالادست سد به موازات محور x فرض می‌گردد در نتیجه شرط مرزی (S_2) به شکل زیر درمی‌آید:

$$\frac{\partial P}{\partial x} = -\rho a_g^x(t) \delta_{xl} \quad (3)$$

که در آن δ_{xl} تابع دلتای کرنر و $l = x, y$ می‌باشد. برای در نظر گرفتن اثر اندرکنش سد و مخزن، شتاب تحریک وارد بر سیال در این مرز به صورت مجموع مؤلفه افقی شتاب زلزله و شتاب ناشی از ارتعاشات سازه بیان می‌گردد [6,19,20]. لذا رابطه (۳) به شکل رابطه (۴) کامل خواهد شد.

$$\frac{\partial P}{\partial x}(0,y,t) = -\rho a_g^x(t) \delta_{xl} - \rho \phi_j^x(0,y) \ddot{Y}_j^l(t) \quad (4)$$

که در آن $\phi_j^x(0,y)$ تغییر مکان مود j ام ارتعاش سد در جهت x و $\ddot{Y}_j^l(t)$ شتاب مود j ام سازه می‌باشد.

شرط مرزی در کف مخزن (S_3). اگر کف مخزن افقی و صلب فرض گردد، در این صورت شرط مرزی وقتی که فقط شتاب افقی اعمال گردد به شکل $\frac{\partial P}{\partial y} = 0$ می‌باشد و به هنگام وارد شدن بار زلزله هیچ گونه تغییر شکلی در کف مخزن ایجاد نمی‌گردد و بار دینامیکی مستقیماً به سد انتقال می‌یابد [5,12,16]. اگر شتاب زلزله دارای مؤلفه قائم باشد شرط مرزی در کف مخزن به شکل $\frac{\partial P}{\partial y} = -\rho a_y$ به دست می‌آید که در آن a_y مؤلفه قائم شتاب زلزله می‌باشد [5,16,18, 19].

در اثر وجود رسوبات رودخانه‌ای در کف مخزن مقداری از انرژی زلزله جذب می‌گردد و در واقع به دلیل

معادله حاکم بر محیط مخزن نیز به فرم تابع پاسخ فرکانس مختلط با جای گذاری (۱۰) در (۱) به صورت رابطه زیر قابل بیان می باشد [18].

$$\nabla^2 \bar{p} + s^2 \bar{p} = 0 \quad (12)$$

که در آن s به صورت رابطه (۱۳) قابل تعریف می باشد.

$$s^2 = \frac{\omega^2 / C^2}{1 + \frac{4\mu}{3K} i\omega} \quad (13)$$

به علت خطی بودن معادلات حاکم و شرایط مرزی مسئله، با استفاده از اصل جمع آثار قوا پاسخ فشار هیدرو دینامیک سیستم سد-مخزن تحت شتاب هارمونیک زمین برای ارتعاش سد در مودهای مختلف، به صورت زیر بیان می گردد.

$$\bar{p}^1(x, y, \omega) = \bar{p}_0^1(x, y, \omega) + \sum_{j=1}^m \bar{p}_j^1(x, y, \omega) \bar{Y}_j^1(\omega) \quad (14)$$

که عبارت اول معرف فشار هیدرو دینامیک برای حرکت صلب سد و جملات بعدی فشار هیدرو دینامیک ناشی از مودهای ارتعاشی سد انعطاف پذیر می باشد. معادلات (۱۱) و (۱۲) معادلات حاکم بر محیط سازه و مخزن تحت تحریک هارمونیک می باشند و به کمک شرایط مرزی باید حل گردند. براین اساس، شرایط مرزی مسئله برای تابع پاسخ فرکانسی فشار هیدرو دینامیک به شکل زیر تبدیل می شود.

الف) وقتی تحریک، افقی و سد صلب باشد.

$$\begin{cases} \frac{\partial \bar{p}_0^x}{\partial x}(0, y, \omega) = -\rho \\ \frac{\partial \bar{p}_0^x}{\partial y}(x, 0, \omega) = i\omega q \bar{p}_0^x(x, 0, \omega) \\ \bar{p}_0^x(x, H, \omega) = 0 \\ \bar{p}_0^x(\infty, y, \omega) = 0 \end{cases} \quad (15)$$

ب) وقتی تحریک، قائم و سد صلب باشد.

$$\begin{cases} \frac{\partial \bar{p}_0^y}{\partial x}(0, y, \omega) = 0 \\ \frac{\partial \bar{p}_0^y}{\partial y}(x, 0, \omega) = -\rho + i\omega q \bar{p}_0^y(x, 0, \omega) \\ \bar{p}_0^y(x, H, \omega) = 0 \\ \bar{p}_0^y(\infty, y, \omega) = 0 \end{cases} \quad (16)$$

$$M_j [\ddot{Y}_j^1(t) + 2\xi_j \omega_j \dot{Y}_j^1(t) + \omega_j^2 Y_j^1(t)] = -L_j a_g^1(t) + \int_0^H \bar{p}^1(0, y, t) \phi_j^x(0, y) dy \quad (6)$$

که در آن ξ_j نسبت میرایی بحرانی مود j ام سد، ω_j فرکانس طبیعی ارتعاش مود j ام سد خالی روی پی صلب، $\bar{p}^1(0, y, t)$ فشار هیدرو دینامیک مؤثر بر وجه بالادست سد و H نیز ارتفاع سد می باشد. M_j جرم تعمیم یافته مود j ام ارتعاش سد است و به صورت زیر می باشد [17].

$$M_j = \iint_A m(x, y) \{ [\phi_j^x(x, y)]^2 + [\phi_j^y(x, y)]^2 \} dx dy \quad (7)$$

در این رابطه $m(x, y)$ چگالی جرم می باشد و انتگرال نیز بر روی سطح مقطع عرضی سد تعریف می شود. L_j^1 نیز به صورت زیر تعریف می گردد [17].

$$L_j^1 = \iint_A m(x, y) \phi_j^1(x, y) dx dy \quad (8)$$

پاسخ به تحریک هارمونیک زمین

پاسخ سیستم سد-مخزن به شتاب هارمونیک زمین ($e^{i\omega t}$) به صورت تابع پاسخ فرکانس مختلط قابل بیان می باشد که در آن ω فرکانس تحریک می باشد [17]. براین اساس مختصات مودی و فشار هیدرو دینامیک مخزن به صورت زیر می باشد.

$$Y_j^1(t) = \bar{Y}_j^1(\omega) e^{i\omega t} \quad (9)$$

$$p^1(x, y, t) = \bar{p}^1(x, y, \omega) e^{i\omega t} \quad (10)$$

با جای گذاری رابطه (۹) در (۶)، معادله حاکم بر حرکت سد برای مود j ام ارتعاشی را می توان بر حسب توابع پاسخ فرکانس مختلط بازنویسی نمود [19].

$$M_j [-\omega^2 + i(2\xi_j \omega_j \omega) + \omega_j^2] \bar{Y}_j^1(\omega) = -L_j^1 + \int_0^H \bar{p}^1(0, y, \omega) \phi_j^x(0, y) dy \quad (11)$$

$$\bar{p}(x, y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} G_n(\omega) e^{k_n x} [e^{i\lambda_n y} + \frac{\lambda_n - \omega q}{\lambda_n + \omega q} e^{-i\lambda_n y}] \quad (19)$$

که برای n حالت مختلف از λ می توان به n جواب ممکن دست یافت [19]. G_n ضریبی است که با اعمال شرط مرزی بین سد و مخزن، تعیین می شود و به کمک آن پاسخ فشار هیدرودینامیک در محدوده فرکانس وقتی تحریک افقی و سد صلب است به شکل زیر به دست می آید.

$$\bar{p}_0^x(x, y, \omega) = -2\rho H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\lambda_n^2}{[(\lambda_n^2 - (\omega q)^2)H + i\omega q]} \frac{I_{0n}}{\sqrt{\lambda_n^2 - s^2}} \gamma_n(y, \omega) e^{k_n x} \quad (20)$$

که در آن I_{0n} و تابع متعامد $\gamma_n(y, \omega)$ به صورت زیر به دست می آیند.

$$\gamma_n(y, \omega) = \frac{1}{2\lambda_n} [(\lambda_n + \omega q) e^{i\lambda_n y} + (\lambda_n - \omega q) e^{-i\lambda_n y}] \quad (21)$$

$$I_{0n}(\omega) = \frac{1}{H} \int_0^H \gamma_n(y, \omega) dy \quad (22)$$

و به طور مشابه پاسخ فشار هیدرودینامیک در محدوده فرکانس وقتی تحریک افقی ناشی از ارتعاش سد در مود ارتعاشی خود به صورت زیر می باشد.

$$\bar{p}_j(x, y, \omega) = -2\rho H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\lambda_n^2}{[(\lambda_n^2 - (\omega q)^2)H + i\omega q]} \frac{I_{jn}}{\sqrt{\lambda_n^2 - s^2}} \gamma_n(y, \omega) e^{k_n x} \quad (23)$$

که در آن I_{jn} به صورت زیر می باشد.

$$I_{jn}(\omega) = \frac{1}{H} \int_0^H \gamma_n(y, \omega) \varphi_j^x(0, y) dy \quad (24)$$

رابطه (23) پاسخ فشار هیدرودینامیک مخزن در محدوده فرکانس تحت شتاب افقی زمین و با در نظر گرفتن اثر جذب کف می باشد. برای بررسی صحت محاسبات، با فرض صلب بودن کف مخزن و ناچیز بودن لزجت سیال و برای مود اول ارتعاشی سد، پاسخ

پ) وقتی تحریک، شتاب افقی ناشی از ارتعاش سد در مود ارتعاشی خود باشد.

$$\begin{cases} \frac{\partial \bar{p}_j}{\partial x}(0, y, \omega) = -\rho \varphi_j^x(0, y) \\ \frac{\partial \bar{p}_j}{\partial y}(x, 0, \omega) = i\omega q \bar{p}_j(x, 0, \omega) \\ \bar{p}_j(x, H, \omega) = 0 \\ \bar{p}_0^x(\infty, y, \omega) = 0 \end{cases} \quad (17)$$

به منظور حل معادله حاکم بر سیستم سد-مخزن با در نظر گرفتن اثر اندرکنش سد و مخزن در حوزه فرکانس باتوجه به این واقعیت که پاسخ سازه های پیوند کوتاه نظیر سدهای بتنی وزنی تحت اثر زلزله اصولاً به شکل مود اول ارتعاشی آنها می باشد [13]، بدین جهت برای منظور نمودن اثر اندرکنش، با کمی تقریب می توان فرض نمود که دیواره سد انعطاف پذیر تحت شتاب تحریک به شکل مود اصلی خود که برای سدهای بتنی وزنی مود اول می باشد ارتعاش می کند. برای این منظور کافی است در روابط ارائه شده به ازای $j=0$ مقدار ۱ قرار داده شود. بدیهی است چنانچه $j=0$ در نظر گرفته شود فقط حرکت صلب سد مدنظر قرار می گیرد.

حل معادلات حاکم

پاسخ به تحریک افقی. معادله دیفرانسیل حاکم بر مخزن در محدوده فرکانس، معادله (۱۲)، به همراه یکی از شرایط مرزی (۱۵) الی (۱۷) یک مسئله اشتورم لیویل را تشکیل می دهند. پاسخ معادله دیفرانسیل (۱۲) با استفاده از روش جداسازی متغیرها و اعمال شرط مرزی انتشار در بالادست مخزن، سطح آزاد و نیز کف مخزن مقدار ویژه λ_n و $\bar{p}(x, y, t)$ به شکل معادلات (۱۸) و (۱۹) به دست می آیند.

$$e^{2i\lambda_n H} = -\frac{\lambda_n - \omega q}{\lambda_n + \omega q} \quad (18)$$

برای بررسی صحت محاسبات با ناچیز فرض کردن لزجت سیال و به دلیل اینکه ω همیشه بزرگتر از صفر می باشد می توان $|s|$ را به $\frac{\omega}{C}$ تبدیل کرد، در نتیجه،

$$\bar{p}_0^y(0, y, \omega) = \frac{-\rho C}{\omega} \frac{\sin \frac{\omega}{C}(H-y)}{i\omega C \sin \frac{\omega}{C}H + \frac{\omega}{C} \cos \frac{\omega}{C}H} \quad (30)$$

که با پاسخ چوپرا [13,18] مطابقت کامل دارد. با به دست آوردن پاسخ فرکانسی فشار هیدرودینامیک و با جای گذاری در معادله حرکت سد، پاسخ سد در محدوده فرکانس به دست می آید.

$$M_j[-\omega^2 + i(2\xi_j\omega_j\omega) + \omega_j^2]\bar{Y}_j^y(\omega) = -L_j^y + \int_0^H [\bar{p}_0^y(0, y, \omega) + \bar{p}_j(0, y, \omega)\bar{Y}_j^y(\omega)]\phi_j^x(0, y)dy \quad (31)$$

$$\begin{aligned} \bar{Y}_j^y(\omega) = & -[L_j^y + B_0^y(\omega)] / \\ & -\omega^2\{M_j + \text{Re}[B_1(\omega)]\} + i\omega\{i2\xi_j\omega_j\omega - \omega \text{Im}[B_1(\omega)]\} \\ & + \omega_j^2 M_j \end{aligned} \quad (32)$$

$$B_0^y(\omega) = -\int_0^H \bar{p}_0^y(0, y, \omega) \phi_j^x(0, y)dy \quad (33)$$

$$B_1(\omega) = -\int_0^H \bar{p}_j(0, y, \omega) \phi_j^x(0, y)dy \quad (34)$$

رابطه (۳۲) پاسخ سد در محدوده فرکانس تحت شتاب قائم زمین و بالحاظ اثر جذب کف می باشد. برای بررسی صحت محاسبات چنانچه لزجت سیال ناچیز فرض گردد، پاسخ فشار هیدرودینامیکی سیال منطبق بر پاسخ چوپرا می گردد و در نتیجه پاسخ دینامیکی سد نیز در مود ارتعاشی اول سد بر پاسخ چوپرا [13, 21] انطباق کامل دارد که نشان دهنده صحت محاسبات فوق است.

نتایج

کف مخزن صلب. به منظور ارائه نتایج عددی، یک سد به شکل مثلث قائم الزاویه به ارتفاع ۵۰ متر که برابر ارتفاع

به دست آمده کاملاً بر پاسخ چوپرا [6,18] منطبق است. اکنون با مشخص شدن پاسخ فرکانسی فشار هیدرودینامیک و با جای گذاری در معادله حرکت سد، پاسخ سد در محدوده فرکانس به دست می آید.

$$M_j[-\omega^2 + i(2\xi_j\omega_j\omega) + \omega_j^2]\bar{Y}_j^x(\omega) = -L_j^x + \int_0^H [\bar{p}_0^x(0, y, \omega) + \bar{p}_j(0, y, \omega)\bar{Y}_j^x(\omega)]\phi_j^x(0, y)dy \quad (25)$$

$$\begin{aligned} \bar{Y}_j^x(\omega) = & -[L_j^x + B_0^x(\omega)] / \\ & -\omega^2\{M_j + \text{Re}[B_1(\omega)]\} + i\omega\{i2\xi_j\omega_j\omega - \omega \text{Im}[B_1(\omega)]\} + \omega_j^2 M_j \end{aligned} \quad (26)$$

که در آن

$$B_0^x(\omega) = -\int_0^H \bar{p}_0^x(0, y, \omega) \phi_j^x(0, y)dy \quad (27)$$

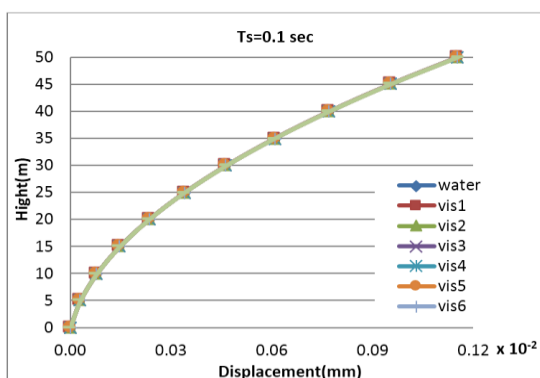
$$B_1(\omega) = -\int_0^H \bar{p}_j(0, y, \omega) \phi_j^x(0, y)dy \quad (28)$$

رابطه (۲۶) پاسخ سد در محدوده فرکانس تحت شتاب افقی زمین و بالحاظ اثر جذب کف می باشد. برای بررسی صحت محاسبات با فرض صلب بودن کف مخزن، پاسخ فشار هیدرودینامیکی سیال، بر پاسخ چوپرا منطبق می گردد و در نتیجه پاسخ دینامیکی سد نیز در مود ارتعاشی اول سد بر پاسخ چوپرا [13] انطباق کامل دارد که نشان دهنده صحت محاسبات فوق است.

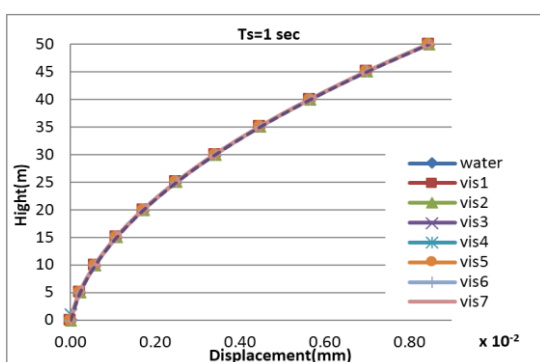
پاسخ به تحریک قائم

برای یافتن پاسخ فرکانسی فشار هیدرودینامیک وقتی تحریک قائم و سد صلب است، نظیر آنچه در قسمت قبل بیان گردید، با استفاده از روش جداسازی متغیرها و با اعمال شرایط مرزی مسئله پاسخ فشار هیدرودینامیکی سیال مخزن در محدوده فرکانس به دست می آید.

$$\bar{p}_0^y(0, y, \omega) = \frac{-\rho \sin|s|(H-y)}{i\omega q \sin|s|H + |s| \cos|s|H} \quad (29)$$



(ب)



(پ)

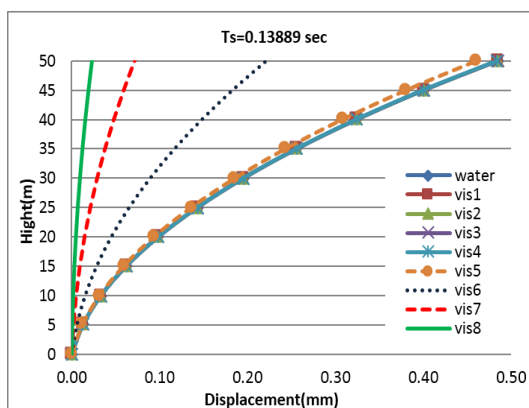
شکل ۲ تغییر مکان وجه بالادست سد به ازای سه پریود تحریک مختلف

همان طوری که از شکل (۲) پیداست مقادیر مختلف لزجت در پریود تحریک کمتر و بیشتر از پریود طبیعی مخزن بر پاسخ تغییر مکان سازه تقریباً بی تأثیرند، اما در پریود تحریک مساوی با پریود طبیعی مخزن، همان طور که در شکل (۲-الف) نشان داده شده است، لزجت بسته به مقدار آن تأثیر قابل توجهی روی پاسخها دارد.

همچنین از آنجا که برای محاسبه پریود تشدید با احتساب اثر اندرکنش روش تحلیلی وجود ندارد، نمودار پاسخ تغییر مکان تاج سدی به ارتفاع ۵۰ متر به ازای پریودهای تحریک مختلف برای سیال با دمای ۱۵ درجه سانتی گراد و لزجتی معادل ۱۰ برابر لزجت آب با در نظر گرفتن اثر اندرکنش در شکل (۳) ارائه

مخزن می باشد مدنظر قرار گرفته است. لزجت آب مخزن که با water نشان داده می شود برای حرارت ۱۵ درجه سانتی گراد، مدول بالک آب، K برابر MPa ۲۰۷۰,۷، مدول الاستیسیته و نیز ضریب پواسون مصالح سد نیز به ترتیب برابر MPa ۲۰۰۰۰,۰ و ۰/۲ انتخاب گردیده است. برای حالت بدون اثر جذب کف، حداکثر پاسخ تغییر مکان وجه بالادست سد با در نظر گرفتن انعطاف پذیری سد در مود اول ارتعاش آن به ازای مقادیر مختلف لزجت سیال مخزن شامل water (لزجت آب ۱۵ درجه سانتی گراد) و vis1 تا vis8 به ترتیب سیالی با لزجت ۱۰ تا ۱۰^۸ برابر لزجت آب برای سه تحریک متفاوت ω که عبارتند از تحریک با پریود مساوی، کمتر و بیشتر از پریود طبیعی مخزن در شکل (۲) مقایسه شده اند که در آن T_s معرف پریود تحریک می باشد.

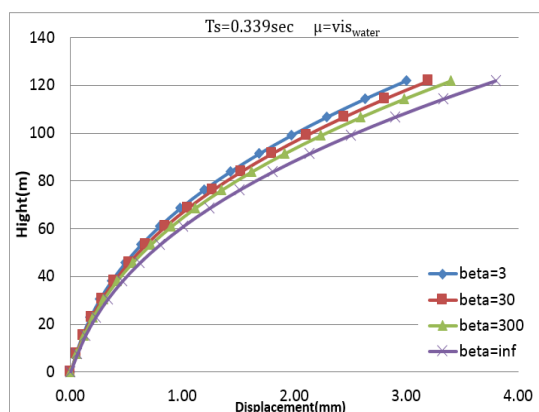
پریود تشدید برای سد صلب و مخزن غیر لزج، T_{Res} ، وقتی اتفاق می افتد که پاسخ فشار هیدرو دینامیک بینهایت گردد که در چنین حالتی برابر با $T_{Res} = \frac{4H}{nC}$ خواهد شد که با جایگذاری مقادیر عددی برای سد با ارتفاع ۵۰ متر و مخزن پر، پریود تشدید مخزن غیر لزج برابر با $T_{Res} = 0.13888 \text{ sec}$ می گردد [16, 18]. از طرف دیگر پریود طبیعی مخزن لزج برابر $T_{Res} = -0.000015 \pm 0.138889 \text{ i}$ بدست می آید که با نتایج مراجع [16, 18] یکی می باشد



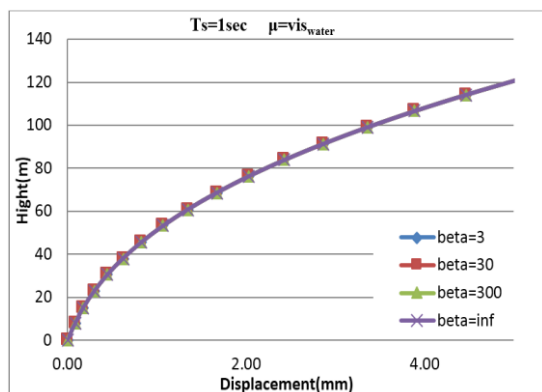
(الف)

گردیده است.

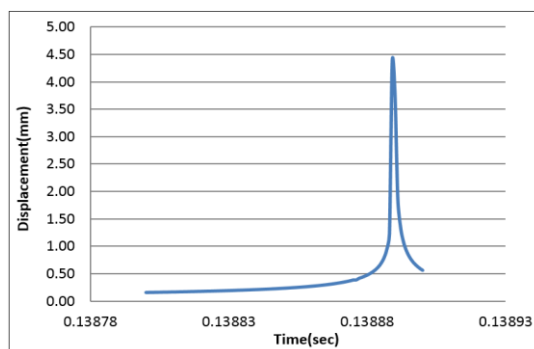
ملاحظه می شود که تشدید در پاسخ های سیستم سد-مخزن با سد انعطاف پذیر در پریودی بسیار نزدیک به پریود تشدید اصلی مخزن با سد صلب را نتیجه می دهد. بنابراین می توان با تقریب نسبتاً خوبی پریود تشدید سیستم سد-مخزن با سد انعطاف پذیر را با پریود تشدید مخزن در حالتی که سد صلب است برابر قرار داد.



(ب)



(پ)



شکل ۳ تغییر مکان تاج سد به ازای پریودهای تحریک مختلف

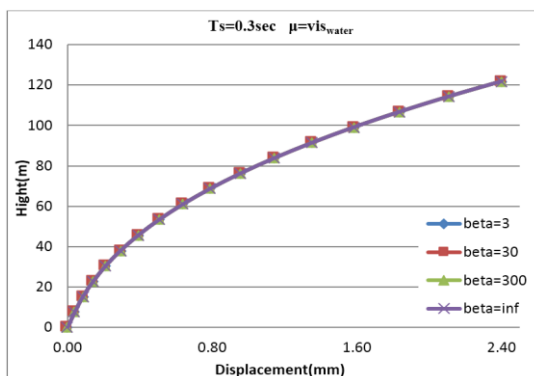
اثر جذب کف

تحریک افقی. در شکل (۴) اثر جذب کف بر حداکثر پاسخ ها در حالت تحریک افقی، برای سیال با لزجت آب و در پریود تحریک برابر، کمتر و بیشتر از پریود طبیعی مخزن نشان داده شده است. در این شکل ها $\mu = \text{vis}_{\text{water}}$ معرف سیال با لزجی برابر لزجت آب می باشد.

شکل ۴ تغییر مکان سد در ارتفاع برای مقادیر مختلف لزجت سیال به ازای مقادیر مختلف T_s و $\mu = \text{vis}_{\text{water}}$

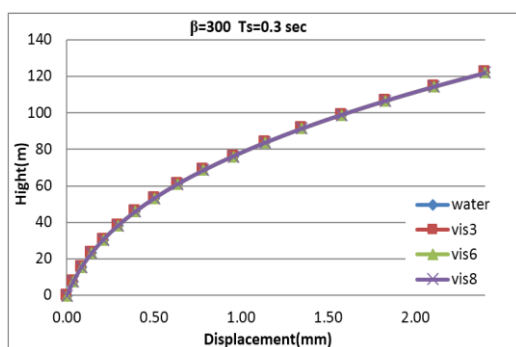
شکل (۴) نشان می دهد در تحریک افقی سیستم سد-مخزن، به ازای مقادیر مختلف β و لزجت سیال برابر لزجت آب، جذب کف در پریود تحریک کمتر و یا بیشتر از پریود تشدید مخزن تأثیری روی پاسخ ها ندارد و فقط به ازای تحریکی برابر با پریود تشدید مخزن مقادیر پاسخ ها تحت تأثیر قرار می گیرند. این تأثیر به گونه ای است که با افزایش β تغییر مکان ها بزرگ تر می شوند.

در شکل های (۵) و (۶) مقادیر حداکثر پاسخ های سد تحت شتاب هارمونیک افقی برای مود اول به ازای مقادیر مختلف لزجت سیال، در پریودهای مختلف

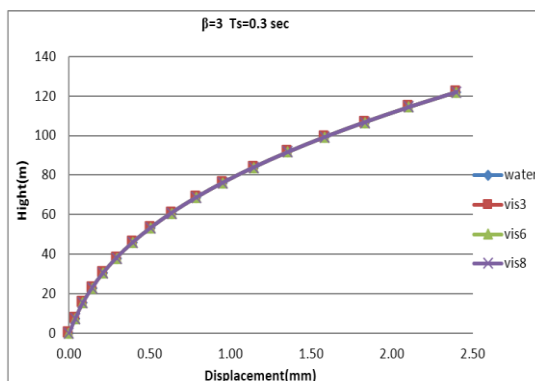


(الف)

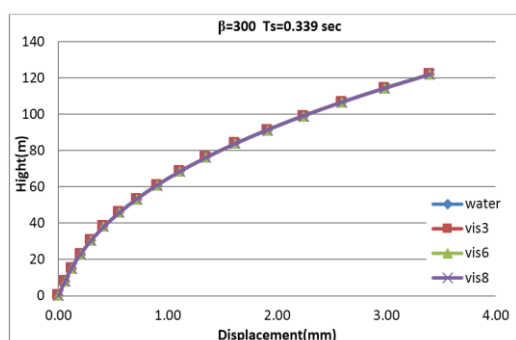
تحریک و برای دو مقدار متفاوت از β مقایسه شده است.



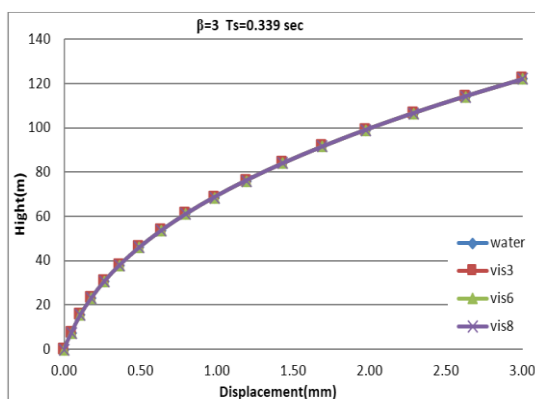
(الف)



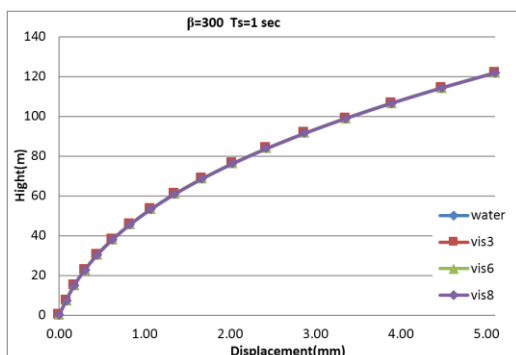
(الف)



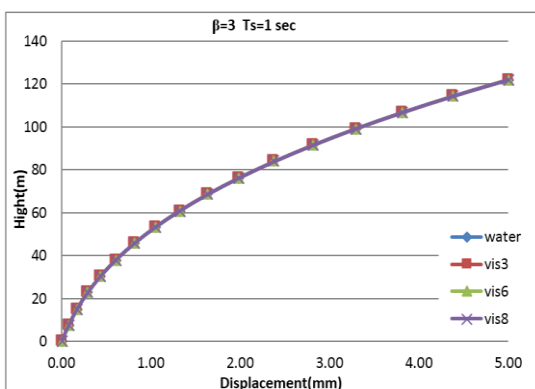
(ب)



(ب)



(پ)

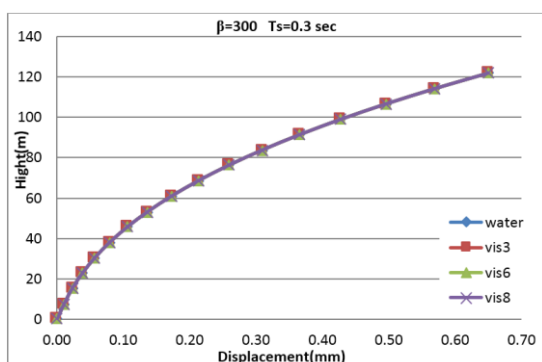


(پ)

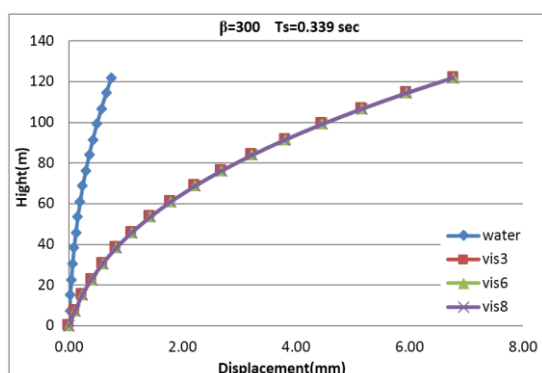
شکل ۶ تغییر مکان سد در ارتفاع برای مقادیر مختلف لزجت سیال به ازای مقادیر مختلف T_s و $\beta=300$

از شکل‌های (۵) و (۶) می‌توان نتیجه گرفت که در تحریک افقی سیستم سد-مخزن و به‌ازای مقادیر مختلف β ، تأثیر هم‌زمان اثر جذب کف و لزجت سیال اثر کاهنده نسبت به هم دارند درحالی‌که در پریود تحریک برابر، کمتر و بیشتر از پریود تشدید مخزن،

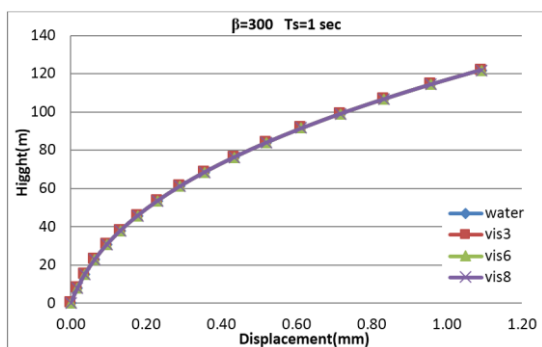
شکل ۵ تغییر مکان سد در ارتفاع برای مقادیر مختلف لزجت سیال به‌ازای مقادیر مختلف T_s و $\beta=3$



(الف)



(ب)



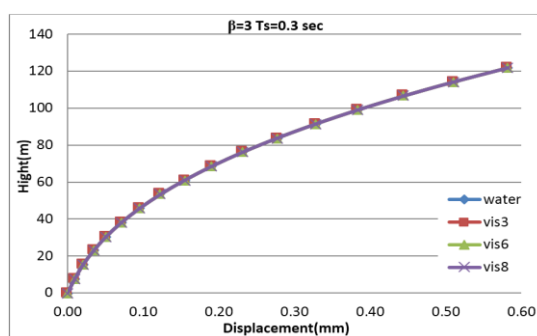
(پ)

شکل ۸ تغییر مکان سد در ارتفاع برای مقادیر مختلف لزجت سیال به ازای مقادیر مختلف T_s و $\beta=300$

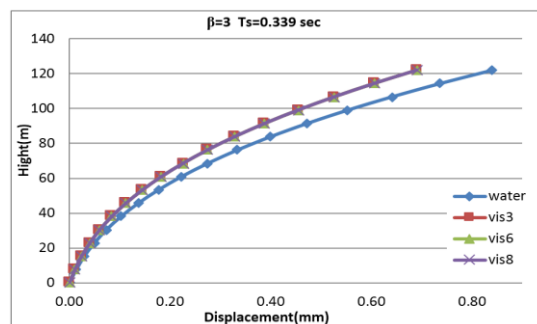
در شکل (۹) تغییر مکان وجه بالادست سد در مودهای مختلف سازه با یکدیگر مقایسه گردیده‌اند که نشان می‌دهند که با ترکیب مودهای مختلف سازه نتایج به نتایج مود اول نزدیک می‌باشد یعنی مود اول ارتعاشی مود حاکم می‌باشد.

تغییرات لزجت سیال و اثر جذب کف تأثیری روی پاسخ‌ها نمی‌گذارند لذا می‌توان نتیجه گرفت که اثر جذب کف باعث از بین رفتن تأثیر لزجت سیال می‌گردد.

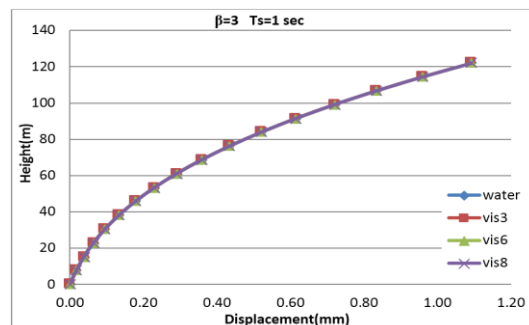
تحریک قائم. در شکل‌های (۷) و (۸) نیز پاسخ‌های سیال لزج تحت شتاب قائم برای مود اول برای مقادیر مختلف لزجت سیال در پریودهای مختلف تحریک و برای دو مقدار متفاوت از β مقایسه شده است.



(الف)



(ب)



(پ)

شکل ۷ تغییر مکان سد در ارتفاع برای مقادیر مختلف لزجت سیال به ازای مقادیر مختلف T_s و $\beta=3$

نتایج

در این تحقیق با ارائه روش تحلیلی، پاسخ سدهای بتنی وزنی تحت بار هارمونیک و در محدوده فرکانس ارائه گردید. کلیه تحلیل‌ها با فرض رفتار خطی مصالح سد و مخزن صورت گرفته است و معادلات حاکم بر محیط سد و مخزن که به ترتیب شامل معادله حرکت و معادله موج می‌باشد با احتساب انعطاف‌پذیری سد و لزجت مخزن به صورت تحلیلی حل شد و نتایج زیر حاصل گردید.

۱. برای تحریک هارمونیک سیستم سد-مخزن با انعطاف‌پذیری جسم سد با وجه بالادست قائم و کف مخزن افقی با احتساب لزجت مخزن، معادله دیفرانسیل حاکم به همراه شرایط مرزی حل دقیق دارد و می‌توان تابع پاسخ فرکانسی را به دست آورد.

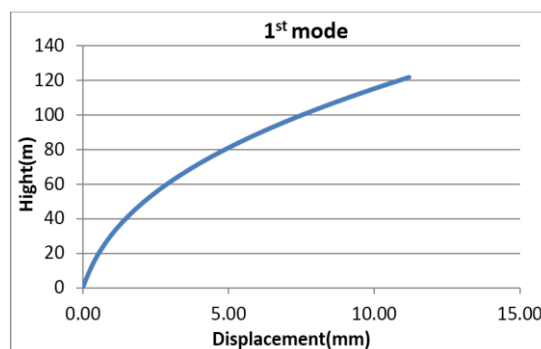
۲. در سیستم سد-مخزن، لزجت تنها در پریودهای تحریک نزدیک به پریود طبیعی سیستم تأثیر قابل توجهی بر پاسخ‌ها خواهد داشت.

۳. با تجزیه پاسخ فشار هیدرودینامیک به دو بخش حرکت صلب و انعطاف‌پذیر، هر یک از پاسخ‌ها تحت تأثیر لزجت قرار می‌گیرند، درحالی‌که در برآیند اثر لزجت به شدت ناچیز می‌گردد.

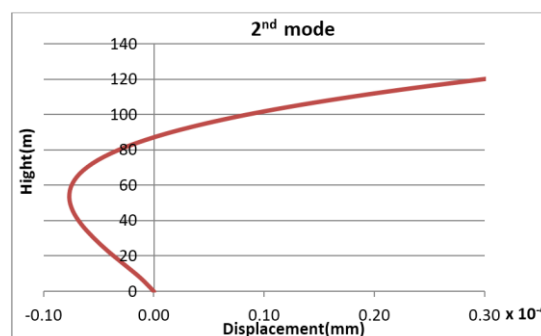
۴. تحریک سیستم سد-مخزن در پریود طبیعی منجر به تأثیر قابل توجه اثر لزجت بر پاسخ فشار هیدرودینامیک و پاسخ تغییر مکان سد می‌شود.

۵. برای تحریک افقی سیستم سد-مخزن، جذب انرژی توسط رسوبات کف مخزن سبب کاهش تأثیرگذاری اثر لزجت بر پاسخ‌ها در مقایسه با حالت بدون رسوب می‌گردد.

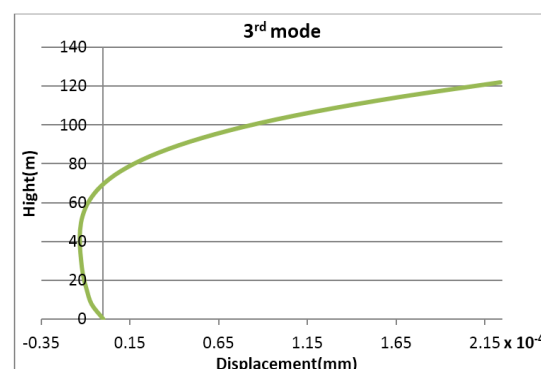
۶. در تحریک قائم، در صورت وجود جذب انرژی توسط رسوب کف مخزن لزجت سیال مخزن به شدت بر پاسخ تغییر مکان سد تأثیرگذار می‌باشد، به طوری‌که با کاهش مقدار جذب انرژی کف، افزایش لزجت منجر به افزایش شدید تغییر مکان می‌شود.



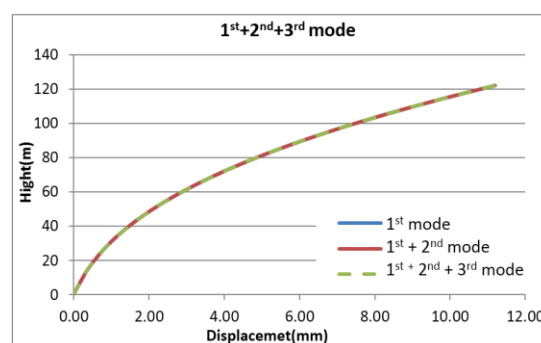
(الف)



(ب)



(پ)



(ت)

شکل ۹ تغییر مکان وجه بالادست سد در مودهای مختلف سازه

مراجع

1. Westergaard, H.M., "Water Pressure on Dams During Earthquakes", *Transaction ASCE*, Vol. 98, PP. 418-433, (1933).
2. Kotsubo, S.m, "Dynamic Water Pressure on Dams due to Irregular Earthquakes", *Memoirs Faculty of Engineering, Kyushu university*, Fakuoka, Japan, Vol. 18, No. 4, (1959).
3. Zangar, C.N., "Hydrodynamic Pressure on Dams due to Horizontal Earthquake Effects", *U.S. Bureau of Reclamation, Engg*, Monograph No. 11, Denver, Colo., (1952).
4. Bustamante J.I., Rosenblueth, E., Herrera, I., and Flores, A., "Presion Hydrodynamic en Presasy Depositos", *Boletin Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica*, Vol. 11, No. 2, (1963).
5. Chopra, A.K., "Hydrodynamic Pressure on Dams during Earthquakes", *Proc., American Society of Civil Engineering, Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 93, No. 6, PP. 205-224, (1967).
6. Chopra, A.K., "Earthquake Response of Concrete Gravity Dams", *Proc., American Society of Civil Engineering, Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 96, No. 4, PP. 443-454, (1970).
7. Chakrabarti, P., Chopra, A.K., "Hydrodynamic Pressure and Response of Gravity Dams to Vertical Earthquake Component", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 1, No. 4, PP. 325-335, (1972).
8. Chwang, A. T., "Hydrodynamic Pressures on Sloping Dam during Earthquakes, Part2: Exact theory", *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 87, PP. 343-348, (1987).
9. Tsai, C.S., Lee, G.C., Ketter, R.L., "A Semi-Analytical Method for Time-Domain Analyses of Dam-reservoir Interactions", *International journal for numerical method in engineering*, Vol.29, PP. 913-933, (1990).
10. Tsai, C. S., Lee, G. C., "Method for the Transient Analysis of Three-dimensional Dam-reservoir Interactions", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 116, No. 10, PP. 2151-2172, (1990).
11. Tsai, C.S., Lee, G.C., "Time-domain Analyses of Dam-reservoir System I: Exact Solution", *Journal of engineering mechanics*, (1991).
۱۲. عطارنژاد، ر.، فرساد، ع.، "حل بسته تحلیل اندرکنش سد و مخزن در حوزه زمان با در نظر گرفتن تغییرات ضخامت سد"، مجله دانشکده فنی، دوره ۳۹، شماره ۳، صفحات ۳۴۰-۳۲۹، (۱۳۸۴).
13. Fenves, G., Chopra, A.K., "Effect of Reservoir Bottom Absorption on Earthquake Response of Concrete Gravity Dams", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 11, PP. 809-829, (1983).
14. Bouaanani, N., Paultre, P., Proulx, J., "A Closed- from Formulation for Earthquake- induced Hydrodynamic Pressure on Dams", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 261, PP. 537-582, (2003).
15. Zingales, M., "Seismically Induced, Non-stationary Hydrodynamic Pressure in a Dam-reservoir System", *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 18, No. 2, PP. 151-163, (2003).

16. Navayi Neya, B., Alijani Ardeshir, M., "An Analytical Solution for Hydrodynamic Pressure on Dams Considering the Viscosity and Wave Absorption of the Reservoir", *Arabian Journal of Science Engineering*, Vol. 38, No. 8, PP. 2023-2033, (2013).
17. Chopra, Anil K., "Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering", Fourth Edition, Prentice Hall-International Series, (2011).
۱۸. علیجانی اردشیر، م.، "تعیین فشار هیدرودینامیک در مخزن سدهای بتنی وزنی تحت اثر بار دینامیکی با احتساب ویسکوزیته سیال"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه مازندران، (۱۳۸۸).
۱۹. یاسمی، م.، "حل بسته اندرکنش سد و مخزن تحت بارهای دینامیکی با احتساب ویسکوزیته مخزن"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، (۱۳۹۱).
۲۰. احمدی، م.ت.، نوایی نیا، ب.، "تحلیل هیدرودینامیک سد و مخزن به روش لاگرانژی"، مجله بین المللی علوم مهندسی دانشگاه علم و صنعت ایران، جلد ۶، شماره ۱-ب، (۱۳۷۴).
21. Fenves, G., Chopra, A., "Earthquake Analysis and Response of Concrete Gravity Dams", Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC-84/10, University of California, Berkeley, (1984).

$$\sin \psi^* = \begin{cases} \sin(F \cdot \theta) & F \cdot \theta \leq \psi_p \\ \sin \psi_p & F \cdot \theta > \psi_p \end{cases} \quad (5)$$

where

$$\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \varphi^* - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi^* \sin \varphi_{cv}} \right) \quad (6)$$

$$\sin \varphi_{cv} = \frac{\sin \varphi_p - \sin \psi_p}{1 - \sin \varphi_p \sin \psi_p} \quad (7)$$

where ψ^* is the mobilized dilatation angle and F is a constant value which shows the mobilized dilatation angle increase rate ($0 < F < 1$). φ^* and ψ_p are the mobilized dilatation angle and peak dilatation angle, respectively. φ_{cv} is the critical state friction angle or friction angle of constant volume.

3- Simulation and Results

In this study, two groups of data are used for modeling. First, drained consolidated triaxial experimental results of plastic concrete of Soumbar dam are used as an example of low strength and soft plastic concrete and second plastic concrete of Three Gorges project cofferdams is used as an instance for high strength and relatively hard plastic concrete. Simulation has been done on an element and all the aforementioned functions and dependencies are

applied on the plastic concrete constitutive model using FISH. In each step of the analysis, plastic shear strain is calculated and are updated based on the defined functions for every variable all parameters. By changing the parameters and conducting trial and error, the results obtained from the modified model are in good agreements with the experimental data. These parameters are determined as a function of confining pressure. The results of the simulation in different confining pressure are given in Figure 1.

4- Conclusion

The main purpose of this research study is to present a perspective to simulate plastic concrete material with a hardening/softening strain constitutive model in the deviated stress- axial strain and volumetric strain-axial strain conditions. According to simulation results of experimental data, stress-strain curves resulted from numerical analysis for both soft plastic and hard one is in compliance with experimental outputs considering the modifications made in the hardening/softening plastic concrete. Furthermore, volumetric strain-axial strain curves resulted from modified potential function for soft plastic concrete, in low confining pressure for hard plastic, are fit to the data although in high confining pressures for hard plastic concrete before maximum value, volumetric strain values of numerical model have some deviations from the experimental data.

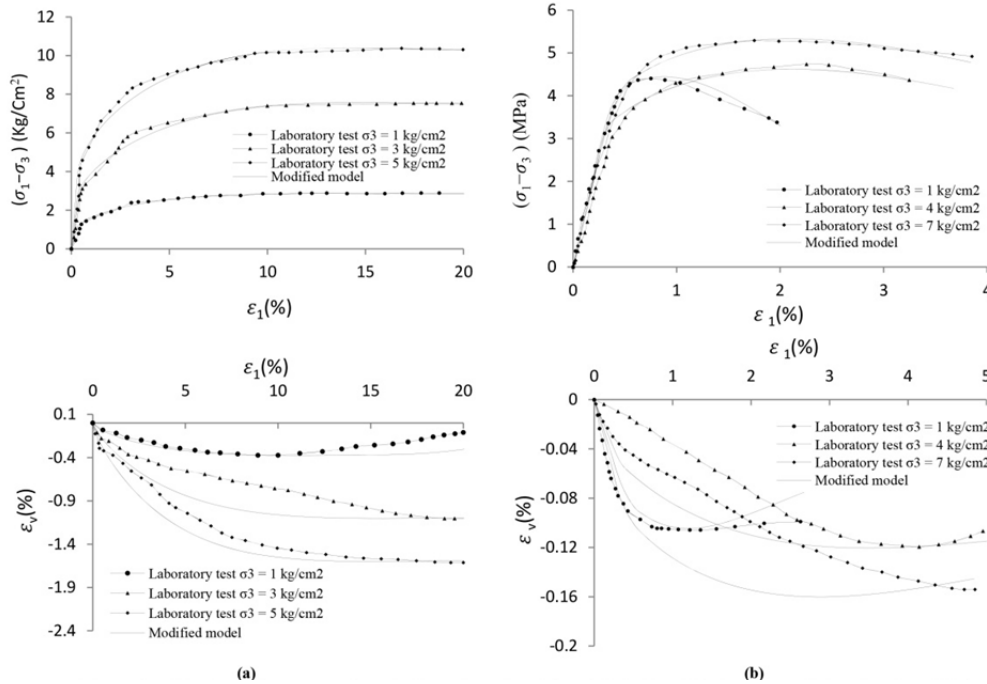


Fig. 1. The results of the Simulation Stress-Strain and Volumetric Strain-Axial strain behavior of plastic concrete (a) Soumbar dam, (b) Three Gorges project cofferdams

A Strain Hardening/Softening Elasto-Plastic Constitutive Model for Plastic Concrete Materials

M. Mehmandoust Kotlar¹

A. Akhtarpour^{2*}

M. Salari³

1-Introduction

Plastic concrete, a kind of concrete with higher ductility and less penetration and strength in comparison with conventional concrete, is used as one of the effective methods to control hydraulic structure leakage built on alluvial deformable foundations. Due to the behavioral difference between plastic concrete and conventional concrete, most of the constitutive models proposed for conventional concrete have very limited ability to simulate deformable behavior of plastic concrete materials and in most cases they use the simple Mohr-Coulomb model for this material. Therefore, determining a constitutive model which can simulate plastic concrete volumetric strain-axial strain and stress-strain behavior seems essential. In this study, using a series of drained triaxial test results, plastic concrete material behavior is modeled with an elasto-plastic model that includes hardening strain and softening strain behavioral characteristics of this type of material. FLAC^{2D} has been used for simulation purposes. In this regard, by accurate investigation of available experimental data and with the help of the Vermeer and De Borst hardening-softening strain model, some equations are presented to predict the hardening and softening behavior of plastic concrete. This constitutive model consists of Mohr-Coulomb yield surface and includes mobilized Experimental functions for Mohr - Coulomb main parameters (ψ , c , ϕ), which can simulate the hardening strain and softening strain behavioral characteristics. With proposing special functions for friction, cohesion and dilatation mobilized, we have modified yield and potential surface in order to have enough reprehensive ability to simulate stress-strain and volumetric strain-axial strain behavior of plastic concrete in drained triaxial test loading conditions. Simulation results have shown that the modified

constitutive model has excellent performance in simulating plastic concrete material behavior.

2- Modified Version of the Vermeer and De Borst hardening / softening strain model to plastic concrete:

An accurate constitutive model for plastic concrete should be able to consider maximum shear strength, hardening/softening behavior, and stiffness change dependent on confining pressure.

Elastic modulus dependence to confining pressure is represented by the Janbu equation:

$$E_i = K.P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (1)$$

where P_a is the atmospheric pressure, K is the modulus number, and n is the exponent constant that determines the rate of variation of E with σ_3 .

In order to simulate the hardening and softening behavior of materials, we used the mobilized friction angle ϕ^* and the mobilized cohesion c^* , both of which are dependent on plastic strain ε^p . Therefore, yield function may be defined by the following equation:

$$f = \tau^* - \sigma^* \sin \phi^* - c^* \quad (2)$$

where τ^* is the mobilized shear strength.

In pursuance of increasing the accuracy of distinguishing between plastic and elastic behavior in plastic concrete materials and to simulate material frictional hardening, the Vermeer and de Borst equation is modified to eq. 3:

$$\begin{cases} \sin \phi^* = \sin \phi_0 + 2 \frac{\sqrt{(\varepsilon^p \varepsilon^f)}}{\varepsilon^p + \varepsilon^f} \\ \quad (\sin \phi_p - \sin \phi_0) & \text{for } \varepsilon^p < \varepsilon^f \\ \sin \phi^* = \sin \phi_p & \text{for } \varepsilon^p > \varepsilon^f \end{cases} \quad (3)$$

where, ε^f is plastic strain at peak friction angle ϕ_p and ϕ_0 is the initial friction angle.

Eq. 4 is suggested for the purpose of simulating the strain softening behavior of plastic concrete material in this study:

$$c^* = c \exp \left[- \left(\frac{\varepsilon^p}{\varepsilon^c} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (4)$$

where ε^c is a constant similar to ε^f in dehardening eq. 3 for the mobilised friction angle ϕ^* .

In order to model the volumetric behavior of plastic concrete, Rowe dilatation theory is applied. According to both Rowe limiting assumptions and numerical modeling of available plastic concrete experimental results, eq. 5 that is a modified form of Rowe function is presented:

¹ M.Sc. Graduated in Geotechnical, Ferdowsi University of Mashhad.

^{2*} Corresponding Author, Assistant Professor, Ferdowsi University of Mashhad.
Email: akhtarpour@um.ac.ir

³ MSc. Graduated in Geotechnical, Ferdowsi university of Mashhad.

comparison with experimental results through Hu et al., the following conclusions are drawn:

1. Structural damage identification in this research is based on two approaches: a) detection of the damage geometry position; and b) investigation of the intensity of damage. Identifying the location of damage and assessing the severity of it in each element requires two powerful objective function to be resolved. Hence, using multi-objective optimization is considered.
2. The natural frequency variation of the structure has a significant effect on the response of the modal assurance criterion based on the mode stiffness. Since natural frequency variations in the form of modal square summation are affected in this objective function, the first objective function is sensitive to the intensity of damage in the structure.
3. The location of the damage in the structure is very effective in the values of the mode shape vectors. In other words, the modal assurance criterion based on mode shape is sensitive to the location of damage. Therefore, the second objective function is an appropriate function for determining the geometric position of damage in the structure.
4. The CPU time for running the multi-objective particle swarm optimization algorithm is about 50 seconds for plotting the optimal Pareto front curve for each iteration, while for multi-objective evolutionary algorithm based on decomposition, plotting an optimal Pareto front curve for each iteration takes about 40 seconds. Therefore, the multi - objective evolutionary optimization algorithms used in this study have an appropriate convergence rate. Moreover, it is observed that a multi-objective evolutionary algorithm based on decomposition has better performance in terms of speed and accuracy than the multi-objective particle swarm algorithm.

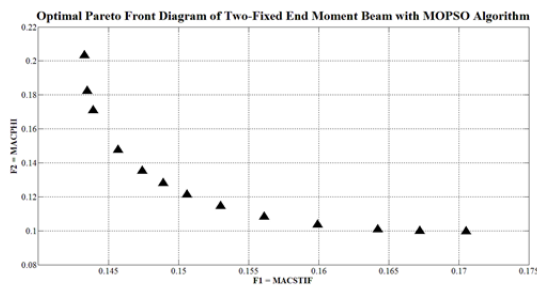


Fig. 1. Optimal Pareto Front Curve with MOPSO

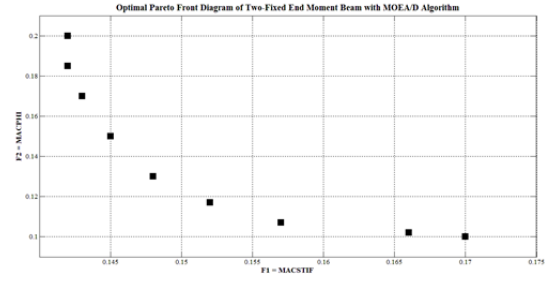


Fig. 2. Optimal Pareto Front Curve with MOEA/D

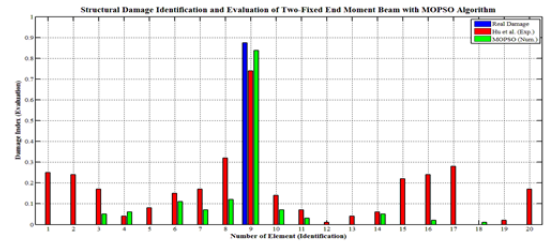


Fig. 3. Comparison MOPSO and Hu. et al

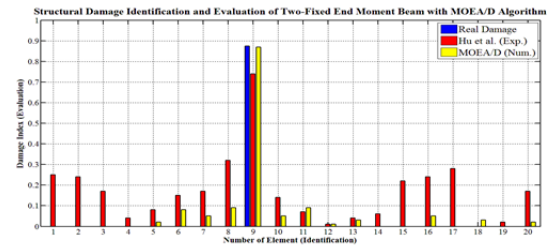


Fig. 4. Comparison MOEA/D and Hu. et al

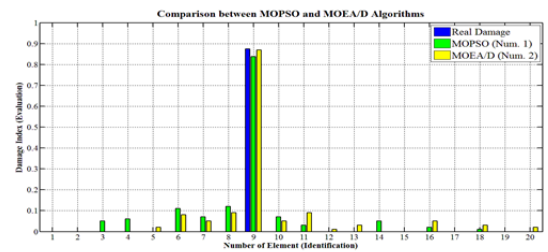


Fig. 5. Comparison MOPSO and MOEA/D

Structural Damage Identification Using MOPSO and MOEA/D Multi-Objective Evolutionary Optimization Algorithms

M. Jahangiri^{1*}

B. Ahmadi-Nedushan^{2*}

1- Introduction

Structures are subject to different types of damage during their operation due to confrontation with a variety of destructive phenomena. Many currently operative structures such as dams, tunnels, hospitals, schools and public places that have been built a few decades ago, are facing the risk of destruction. In the case of failure of such structures, above the drastic losses are imposed to the infrastructures and large scale assets of the country, and irreparable human tragedies will be inevitable. Accordingly, early or at least on time detection of damage, analysis of the damaged structures and monitoring of their health is a critical concern for retrofitting, rehabilitation and useful lifetime increase of the structures.

Early reports on applications of optimization algorithms in the field of damage detection are based on single-objective optimization methods. On the other hand, many optimization problems in engineering field are too complex to be solved by traditional gradient based methods. Consequently, in recent years, several evolutionary optimization algorithms have been introduced as powerful and efficient tools to solve complex engineering optimization problems which are not easy to solve by traditional optimization methods. Therefore, in the current study, Multi-Objective Particle Swarm Optimization (MOPSO) and Multi-Objective Evolutionary Algorithm Based on Decomposition (MOEA/D) have been used for simultaneous optimization of the objective functions.

This paper investigates the ability of multi-objective optimization methods for structural damage identification in a simply supported beam and two fixed end moment beams. Finally, multi-objective evolutionary algorithms were applied to explore the best answer for structural damage identification, among all points of the optimal Pareto.

front curve by computation of discrepancy function. For final verification of the proposed method, the results of our numerical modeling procedure are compared with those reported by other researchers.

2- Objective Functions and Optimization Algorithms

The main objective of this research study is to

investigate the capability of multi-objective optimization methods for diagnosis and assessment of damage in structures. "Damage Diagnosis" signifies the geometric position identification of the damage and "Damage Assessment" corresponds to evaluation of the severity of the damage in the structure. Hereupon, it has been tried first to diagnose the damage on the basis of numerical modeling of the structure, i.e., vibrational modal analysis, in both intact and damaged states using a finite element method.

$$F_1 = 1 - \prod_{i=1}^{NM} \text{MACSTIF}_i \quad (1)$$

$$[K] = \sum_{i=1}^{NM} \frac{\omega_i^2}{M_i} \cdot [M] \cdot \{\Phi_i\} \cdot \{\Phi_i\}^T \cdot [M] \quad (2)$$

$$F_2 = 1 - \prod_{i=1}^{NM} \text{MACPHI}_i \quad (3)$$

$$\text{MAC} = \frac{|\{x\}^T \{y\}|^2}{(\{x\}^T \{x\})(\{y\}^T \{y\})} \quad (4)$$

Subsequently, the multi-objective particle swarm optimization method and multi-objective evolutionary algorithm based on decomposition method are employed to find the feasible answer on the optimal Pareto front curve. The objective functions used include modal assurance criterion of mode stiffness (MACSTIF) and modal assurance criterion of mode shapes (MACPHI).

The first objective function (MACSTIF) is sensitive to the intensity of damage and it has been defined using properties of structural stiffness. Modal stiffness of the structure indicate a pattern of structural stiffness in each vibration mode. The second objective function (MACPHI) is sensitive to the location of damage and it has been defined using properties of mode shapes. Mode shapes of the structure indicate a pattern of structural deformation in each vibration mode.

3- Structural Damage Identification

For the final verification of the proposed method, the results of our numerical modeling were compared with those of other researchers. It was demonstrated that the proposed method is an effective and appropriate structural modal analysis based technique for localization and estimation of the severity of damage.

4- Conclusions

Based on the optimal pare to front curves with the MOPSO and MOEA/D evolutionary algorithms and their numerical results of structural damage identification for two fixed end moment beams and

¹ Master Graduate of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Yazd University.

² Corresponding Author, Associate Professor of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Yazd University.

E-mail: behrooz.ahmadi@yazd.ac.ir

Table 1. Properties of specimens

Specimens	t(mm)	h (mm)	P (mm)	L (mm)	B (mm)	g (mm)
C0	15	-	-	-	-	-
C1h150p50g1	15	150	50	113.3	-	1
C2h150p50g5	15	150	50	105.3	-	5
C3h75p50g1	15	75	50	113.3	-	1
C4h75p50g5	15	75	50	105.3	-	5
C5h75h75p50g1	15	75	50	113.3	-	1
C6h75h75p50g5	15	75	50	105.3	-	5
C7h75p50b230g 1	15	75	50	113.3	230	1*

Table 2. Values of displacements applied to the end of the beam (ATC-24)

Step no.	1	2	3	...	6	...	9	10	...	13	14	...	18
Displacement(mm)	±3	±6	±9	...	±18	...	±30	±35	...	±50	±60	...	±100

Figure 4 represents Von Mises stress distribution and Figure 5 represents the force-displacement curve at the end of the beam for C1h150p50g1 specimen have been shown.

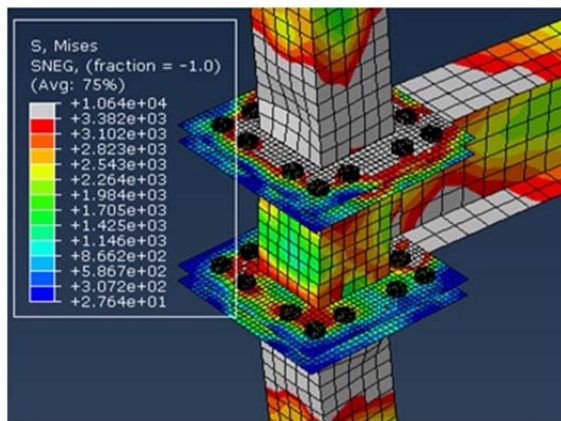


Fig. 4. Contour plot for Von Mises stress distribution in C1h150p50g1 specimen (unit: kg/cm²)

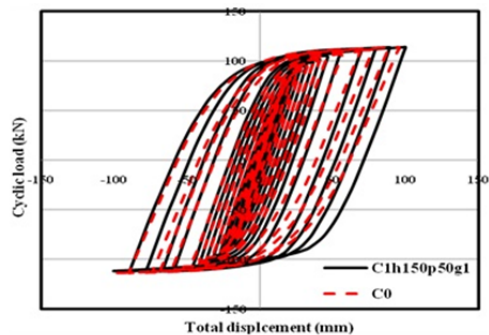


Figure 5. Force-displacement curves for C1h150p50g1 specimens

3- Conclusions

In this paper, the effect of the pyramidal sections on the force-displacement curve of the pre-fabricated steel moment connection under cyclic loads has been investigated. For this purpose, the connection was modeled and analyzed using ABAQUS. The main results of this study can be summarized as follows:

1. All of the specimens can bear 0.01 rad. in the linear region and 0.06 rad. in the nonlinear region. The values presented above indicate that this form has a good ductility and if appropriate amounts are chosen for the plastic moment of the beam, columns, and the short column, this form can be considered as a special moment frame.
2. If appropriate dimensions are not selected for the pyramidal section, when plastic hinge is created in the beam, torsion occurs to the beam and the resistant of the connection decreases
3. In all of the specimens with lateral support, adding a pyramidal section improves the performance of the connection.
4. Adding a pyramidal section on the connection plate causes a decrease in the amount of stress on the connection plate.

Interactions of Column Pyramid Head and Special Prefabricated Steel Connection under Cyclic Loading

M. Kazemi Torbaghan¹ M. R. Sohrabi^{2*}
H. haji kazemi³

1-introduction

An ideal form is a form whose main members tolerate different combinations of optimal loading. The most important factors in selecting the structural form are the number of stories and non-structural considerations. Connections are one of the most effective parameters on the behavior of structure forms. In this paper, a steel special connection under cyclic loads has been studied. This connection is used in prefabricated steel structures in which all parts such as beams, columns, boxes, braces, doors and windows are manufactured in the factory and then carried to the site and assembled together with bolts. Components of this structural form including box-shaped columns are then connected to the lateral end plate and the pyramidal is perched to the top of this plate. There are box sections at the end of the beams that connect to lateral end plates from above and below. In this form, ceilings can be constructed completely in the factory, then carried to the site and placed on the columns. The implementation of prefabricated ceilings is difficult, especially on the upper floors. In what follows, a new method for faster and easier ceiling assembly has been evaluated. For faster and easier assembly, place a pyramidal section on the connection plate of down floor column such that when the ceilings are to be implemented, the pyramidal section is placed on the short column. Figure 1 indicates the components of connection and implementation process with this pyramidal section.

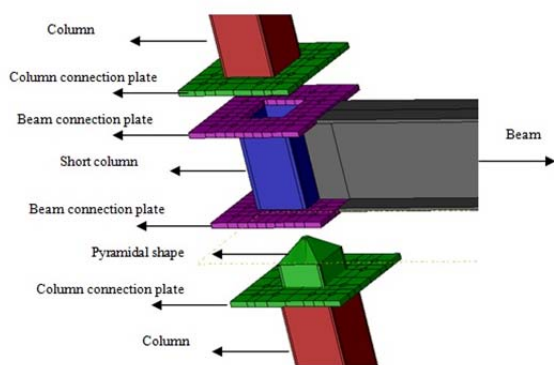


Fig. 1. Components of the proposed connection and implementation process

2- Modeling

In order to validate the finite element models, the numerical results were first compared with the experimental results of the Specimen from Yang and Kim's reported research study. Figure 2 represents the selected moment

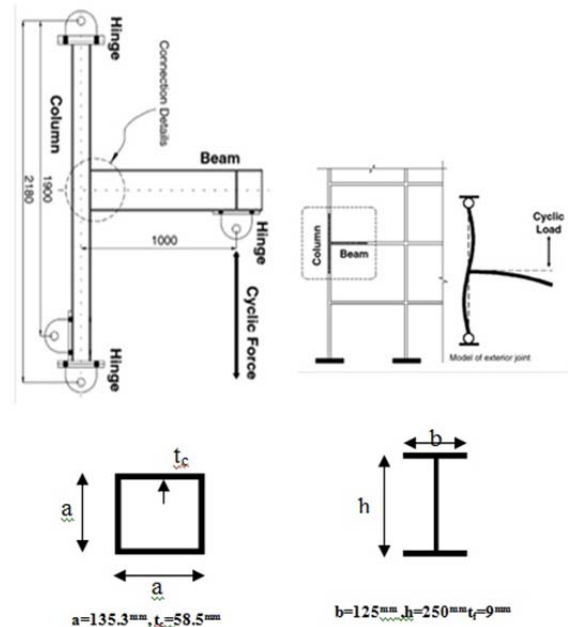


Fig. 2. Model feature and configuration, a: test set-up, b: model of the exterior joint, c: beam section, d: column section

frame, dimensions, the section of beam and columns, and the model of the exterior joint. The entire components used in this research study including columns, beams, connection plates, stiffeners and boxes are made of SS400 steel. The bolts are also A490. The mechanical properties of all materials are taken from the experimental specimens (Yang and Kim). Modulus of elasticity and the Poisson's ratio for all sections is 200 Gpa and 0.3, respectively. The name and properties of the specimens are presented in Table 1 and Figure 3.

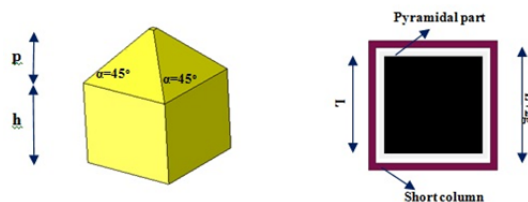


Fig. 3. Specimens parameters

The holes are standard and loading has been done in two steps. In the first step, according to the types and sizes of the bolts, pre-tension force equal to 107 kN was applied to all bolts (Salmon et al.) and in the second step the displacement was applied to the end of the beam according to the experimental set-up and the loading protocol of ATC-24 which is presented in Table 2.

¹ Civil Engineering Department, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran.

^{2*} Corresponding Author, Civil Engineering Department, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran.

³ Civil Engineering Department, Ferdowsi University, Mashhad, Iran).

function at the mean point. Therefore, the initial finite-step length is dynamically computed as follows:

$$\lambda_0 = \frac{15}{\|\nabla g(U_{U=\mu})\|^2} \quad (7)$$

The dynamical step size in Eq. (7) should satisfy the sufficient descent condition to provide global convergence of the DFSL formula as follows:

$$\lambda_k = \begin{cases} \lambda_{k-1} & \text{if } \|U_{k+1} - U_k\| < \|U_k - U_{k-1}\| \\ 0.75\lambda_{k-1} & \text{otherwise} \end{cases} \quad (8)$$

The DFSL method is as simple as the HL-RF method and is simpler than the conjugate reliability methods. The step size using Eq. (8) can be tended to zero when $k \rightarrow \infty$. Thus, this iterative method can be provided a fixed point.

3- Performance function of the rectangular plate

The limit state function of a plate under distributed load q and the boundary conditions 1-2-3-4 for displacement performance function which is schematically shown in Fig. 1 is defined as follows:

$$g = \frac{a}{R} - \alpha \frac{qa^4}{D} \quad (9)$$

where D is the stiffness of the plate which is given as $D = Et^3/(12(1-\nu^2))$, ν is Poisson's ratio, E is module of elasticity, t is plate thickness and R is the limited condition of the plate displacement that is selected based on the code design to be 240 and 360. α is the analytical coefficient which is computed using the finite element model of the plate with different conditions. The limit state function in Eq. (10) involves seven basic random variables including E , t , ν , α , a , q , and R with normal and log-normal random variables.

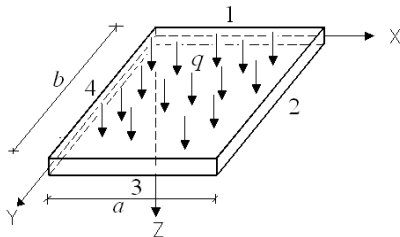


Fig. 1 Schematic view of rectangular plate with boundary 1-2-3-4

4- Reliability results

Figure 2 illustrates the failure probability of squared plates with different boundary conditions for three control coefficients as $R=240$, $R=360$ and $R=440$. As seen, the failure probabilities for plates with the free (F) boundary conditions are more than that of other plates with simple supported (S) and clamped (C) boundary conditions. The plate with clamped conditions (CCCC) has a failure probability form order -8 for $R=360$ while the failure probability is increased to order -5 for plates with boundary CCFC. Consequently, the boundary conditions of the plate can be controlled to reliable levels as well as the

resistances and dimensions of the plates. The type and arrangement of boundary conditions for controlling the maximum displacement of plates can be used to remarkably improve the reliability levels of the plate. The plate with the SCSC conditions can be used to improve the failure probability about 20% compared to the one with the SSCC conditions. It can be used to improve the reliability levels of the plate with free conditions with respect to a suitable arrangement of other conditions with clamped (C) boundary e.g. CSCF which can provide us with a failure probability of order -5.

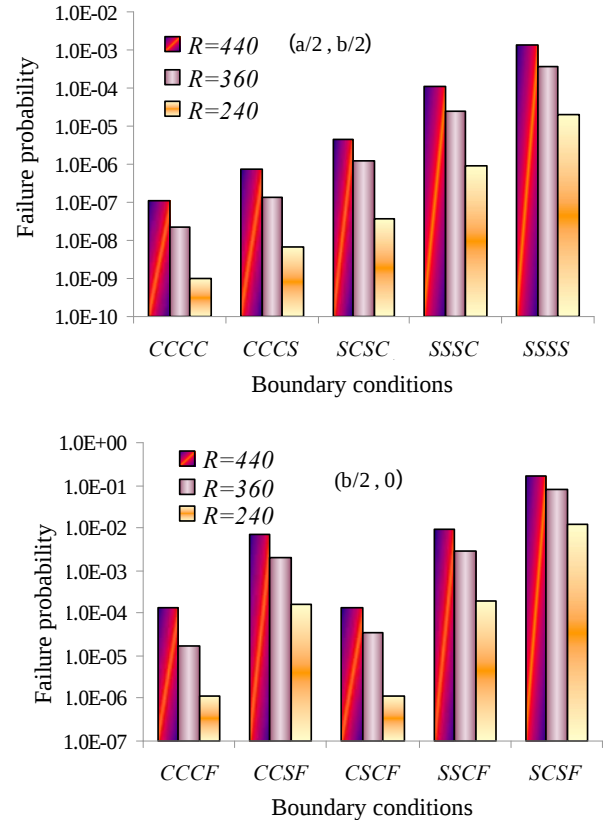


Fig. 2 Failure probabilities of the plate with respect to different boundary conditions

5- Conclusions

The failure probabilities of rectangular plates were evaluated using an iterative FORM formula-based dynamic finite-step length (DFSL) method. The DFSL is formulated based on dynamic step size, which is formulated using the Armijo rule and sufficient descent condition. The failure probability is more sensitive to dimensions than the distributed load compared to other conditions. The free boundary conditions strongly increase the failure probabilities. The suitable reliable levels are obtained using the boundary conditions CSCS, SSCS, CCCC, and CCCS. The locations of clamped boundary with another condition can be used to remarkably improve the safety levels of plates e.g. CSCF.

Evaluating Failure Probability of Rectangular Plates with Different Boundary Conditions using the Dynamic Finite-step Length Method

B. Keshtegar^{1*} S. Etedali²

1-Introduction

Rectangular plates are widely used to construct various structural/mechanical components in engineering systems. The box girder of log-span bridges, composite decks of buildings, plate aircraft panels, and steel shear walls to provide the lateral resistance of stories can be made based on plate elements. Plate structures involve various uncertainties to evaluate their performance including their dimensions, loads, analytical model and boundary conditions. Usually probabilistic models are applied to consider different uncertainties of plate elements under serviceability limit state surface. Design optimization methods with uncertainties have been used to evaluate reliable performance of probabilistic model of plates.

The structural reliability analysis-based probabilistic model can be used based on the performance function to evaluate the safety levels of plates for considering different uncertainties. Generally, the analytical methods (such as: the first order reliability method, the first order second moment, the advanced mean value, and the second order reliability method) and simulation approaches (for example: Monte Carlo simulation, weighted simulation, subset simulation, and importance sampling) can be implemented to evaluate the failure probabilities of the structural /mechanical engineering problems. The first order reliability method (FORM) is widely used for structural reliability analysis due to its simplicity and efficiency by the following approximated integration for estimating the failure probability:

$$P_f = P[g(X) \leq 0] = \int_{g(X) \leq 0} f_X(x) dx \approx \Phi(-\beta) = \Phi(-\|U^*\|) \quad (1)$$

Commonly, the iterative FORM formula-based HL-RF method is applied for structural reliability analysis. However, the HL-RF may produce unstable results as chaotic and periodic solutions for highly nonlinear performance function. In the improved HL-RF, the convergence of the HL-RF method can be monitored using merit function. The stability transformation method, finite-step length, modified chaos control, conjugate chaos control, conjugate stability transformation methods are the modified versions of FORM to improve its robustness and efficiency for highly nonlinear reliability problems.

The conjugate search direction has been formulated, more computationally complex formulations. The steepest descent search direction for formulation of FORM are simpler than the conjugate reliability methods. The simplicity, robustness and efficiency of structural reliability methods are the major issues for selecting an iterative FORM formula to evaluate the failure probability of complex engineering systems.

Rectangular plates with different boundary conditions under the displacement performance function can be used for reliability analysis of real engineering problems. In this paper, a simple limit state function is defined to approximate the maximum displacement of plates subjected to distributed load based on the finite element model. The finite-step length approach is modified using an adaptive step size with Armijo line search. The results indicate that the boundary conditions and the arrangement of the plate can be used to improve the reliability levels of plates.

2- Dynamical finite-step length method

The dynamical finite-step length method (DFSL) is given by the following iterative formula of FORM:

$$U_{k+1} = \frac{g(U_k) - \nabla^T g(U_k) U_k}{\nabla^T g(U_k) \alpha_{k+1}^\lambda} \alpha_{k+1}^\lambda \quad (2)$$

where U_{k+1} is the new point in the normal standard space, α_{k+1}^λ stands the normalized finite-search direction vector, which is computed as follows:

$$\alpha_{k+1}^\lambda = \frac{U_{k+1}^\lambda}{\|U_{k+1}^\lambda\|} \quad (3)$$

where U_{k+1}^λ the finite-point, which is given as:

$$U_{k+1}^\lambda = U_k - \lambda_k \nabla g(U_k) \quad (4)$$

In which, λ_k is the dynamical finite-step length. The U_{k+1}^λ is located on the previous point when $\lambda_k = 0$. This means that the new point is a fixed point. A suitable value of λ_k can be used to control the convergence properties of the proposed DFSL method. In this paper, the Armijo rule is used to select the appropriate step size as follows:

$$\lambda_k \geq \frac{g(U_k + \lambda_k d_k) - g(U_k)}{m \|\nabla g(U_k)\|^2} \quad (5)$$

Where d_k is the search direction vector as $d_k = U_k - U_{k-1}$, m is a real positive value and $\nabla g(U_k)$ is the gradient vector of the limit state function at point U_k . Therefore, Eq. (6) can be simplified as follows:

$$\lambda_{\max} \geq \frac{M}{\|\nabla g(U_{U=\mu})\|^2} \quad (6)$$

where M is a positive large value, i.e. 1-100 and the value of 15 is used for it in the current study and $\nabla g(U_{U=\mu})$ is the gradient vector of the limit state

^{1*} Corresponding Author, Assistance professor, Department of Civil Engineering, University of Zabo, Zabol, Iran.

Email: Bkeshtegar@uoz.ac.ir

² Assistance professor, Department of Civil Engineering, Birjand University of Technology, Birjand, Iran

In order to simulate drains, the Chai et al. method has been used. In this method, the equivalent permeability for drain zones is considered. Hence, based on back-analysis results, the value of C_f (the permeability ratio of site to laboratory) reaches 8. In addition, (C_c) and (P_c) are modified with 0.12 and 190 kPa values in the software, respectively. Finally, the modified soil parameters are presented in Table 1.

Table 1. Back-analysis results of consolidation parameters of EM-2B

	K_h (CL-2) (m/day)	K_v (CL-2) (m/day)	C_f (CL-2)	C_c (CL-1)	P_c (CL-1-1) (kPa)
Plaxis 3D (After Preloading)	0.021	0.0104	8	0.12	190
Initial Design Parameters (Before Preloading)	0.0026	0.0013		0.17	180

According to the initial designs, for example, recorded value of the settlement in the center of the EM-2B settlement is approximately 122.2cm, while the settlement calculated in the center of the EM-2B embankment has been 132cm. Therefore, initial values of calculated settlement based on assumed parameters were higher than the measured values of settlement.

Lower values of measured settlements relative to calculated settlements can be attributed to the conservative determination of geotechnical parameters for settlement calculations. Besides, soil settlement induced by oil tanks has been compared before and after preloading based on modified soil parameters. The obtained simulation results indicated that after removing the embankment and construction of the oil tank during 30 days, the final settlement value reached about 9 cm.

3- Concluding Remarks

In this research, the numerical modeling of soil consolidation has been discussed using the pre-loading method with radial drainages in the Mahshahr oil depot as a case study. In this regard, back-analysis using instrumentation results was conducted by using the Plaxis 3D software based on the finite element method, and the results were compared with each other. The basic geotechnical parameters obtained by laboratory and field experiments have been modified using the above mentioned method. The results obtained from the analysis indicate that settlement values from the instrument data were less than the results obtained from back-analysis. Indeed, the effective laboratory parameters intended for primary calculations of consolidation settlement values of the soil (C_c and

P_c) were more and less than the actual measured values, respectively, and the effective laboratory parameters intended for time of soil consolidation calculations (K_h and K_v) were lower than the actual measured values. Finally, soil settlement induced by oil tanks was compared before and after preloading, and it was found that using this method for soil improvement can be very efficient in large-scale projects.

Estimating Geotechnical Design Parameters of Improved Soil by the Preloading Method Using Instrumentation Results and Numerical Approach- a Case Study

Kh. Mehrshahi¹

H. Alielahi^{2*}

1-Introduction

Before construction of engineering structures on compressible soft soils, it is inevitable to improve and modify these soils to prevent large unpredictable settlements resulting in damage to the structure. "Preloading" is a method widely used in soil improvement that dates back to the 1930s and earlier. It is a simple and economic method of increasing the strength parameters of saturated fine-grained soft soils. Easy implementation, monitoring and measuring the settlement of the ground using instrumentation and checking the behavior of this method during the procedure are among the advantages of this method. The preloading approach can be applied using radial drainage to enhance consolidation settlement rate, and without radial drainage by either embankment or vacuum. In general, soft clayey soils require a long time for settlement consolidation due to their low permeability. To increase the consolidation rate in these soils, radial drains are installed beneath the soil.

These drains cause artificial drainage paths under clay soils that increase the rate of the consolidation process by curtailing the drainage path, which in turn will rapidly increase the strength of the soil, increasing the capacity of bearing new load on the soil.

In this regard, in order to improve subsurface soft saturated clayey layers under the oil storage tanks in the Mahshahr project, the preloading method is assessed in this paper. In this case, we used embankment along with prefabricated vertical drains (PVDs) with a triangular pattern. Considering the different layers of soil and subsurface conditions at the project site of Mahshahr oil depot and compressible layers located in relatively large depths, the improvement extent has been high to modify soil characteristics in order to avoid soil settlement and failure due to the application of high loads from the tanks. The inaccuracy of embankment settlement estimates and the prolonged preloading operations are among the challenges of soil improvement using preloading. Therefore, proper selection of soil parameters including effective parameters in consolidation settlement values (C_s , C_c and P_c) and soil

consolidation time (K_h and K_v) can address preloading as a viable and practical option for soil improvement.

In this paper, back-analysis results of instrument data have been compared using Plaxis 3D software for EM-2B embankment (Figure.1), and the initial effective geotechnical parameters obtained from laboratory and field experiments have been modified using this method. Using the modified results of this study can help us to successfully evaluate and control the design of the mentioned project.



Fig 1. EM-2B embankment

2-Methodology

In order to perform numerical modeling, the Plaxis 3D software based on Finite Element Method has been used. This software was used to examine consolidation settlement according to Biot's theory formulations. For three-dimensional modeling of the embankment, the dimensions of both sides of the embankment must be set so that the actual ground conditions are considered with the least impact on the general behavior of the model. The embankment height of EM-2B is 14.6m. In order to determine the boundary conditions, three times the base of the embankment is considered from both sides of the model, and for the height of the geotechnical region influenced by the creation of the embankment which has been modeled in the program, a height equivalent to 60m has been considered based on bore holes data. Figure 2 shows the numerical modeling of the EM-2B embankment in the Plaxis 3D software. Besides, for the soil behavior the Soft Soil Creep is taken into account.

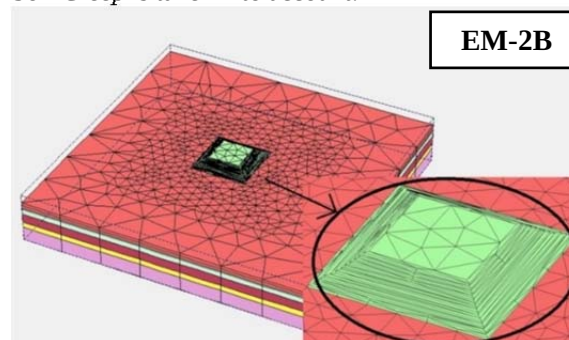


Fig 2. Three-dimensional modeling using Plaxis 3D Software

¹ Graduate, Department of Civil Engineering, Zanzan Branch, Islamic Azad University, Zanzan, Iran.

^{2*} Corresponding Author: Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Zanzan Branch, Islamic Azad University, Zanzan, Iran.
Email: h.alielahi@iauz.ac.ir

- For small values of $\frac{H_0}{p}$ for labyrinth weir with downstream wall slope extending from the crest to the end of the cycle, vortices develop at the downstream apex of weir, leading to reduced discharge coefficient of flow, and these vortices disappear after a peak flow discharge.
- For lower values of $\frac{H_0}{p}$ for labyrinth weir with downstream slope extending from the crest to three quarters of the cycle, vortices develop at the downstream apex of the weir. These vortices lead to reduced discharge coefficient of flow and disappear as the flow height increases.
- For $\alpha=6^\circ$, aeration of flow is not observed.
- Downstream inclination leads to greater length of flow interference area for the flow passing through cycles than that without slope conditions.
- The aeration process stopped for $\alpha=11.25^\circ$ in the area where the slope of the downstream wall is extended. The general equation of discharge coefficient for weirs studied with downstream wall slope for the range of $0.13 < \frac{H_0}{p} < 0.96$ is as follows:

$$c_d = a\left(\frac{H_0}{p}\right)^3 + b\left(\frac{H_0}{p}\right)^2 + c\left(\frac{H_0}{p}\right) + d \quad (2)$$

The coefficients a, b, c, and d are calculated based on the angle and slope from Table 1.

Table 1- The coefficients a, b, c, and d

	slope	a	b	c	d	R ²
$\alpha=6^\circ$	84	0.67	-0.65	-0.42	0.62	0.98
	82	1.4	-1.72	0.01	0.58	0.96
	79	1.13	-1.15	-0.37	0.67	0.98
	68	0.47	-0.64	-0.54	0.68	0.98
$\alpha=11.25^\circ$	80	1.63	-2.61	0.71	0.56	0.99
	76	1.68	-2.49	0.84	0.64	0.97
	70	3.71	-5.8	2	0.47	0.94
	53	2.78	-4.28	1.24	0.54	0.96

4- Conclusions

The downstream slope of arced labyrinth weir reduced the disadvantages of labyrinth spillways, because the slope acts as an obstacle against the flow, thus preventing flow discharge.

- If the downstream slope is extended to the end of the cycle, in addition of increasing confluence, the vortices at the downstream apexes of the weir are affected. Hence, the passing flow rate over the spillway under ideal conditions is reduced. This type of slope at the downstream of weir is not recommended in small length.
- Downstream apex vortex is not observed when the downstream slope is connected the weir crest to mid-length of downstream cycle.
- When the slope extends from the crest to the end of the cycle the flow rate will have a reduction of 4.45

percent in the worst case. The latter is the worst case of this study.

- For a constant flow rate, the downstream slope makes higher flow as compared with the case without this slope condition.
- As the flow height increases, the effect of downstream slope on discharge coefficient decreases.
- A new equation for calculating discharge coefficient of labyrinth weir for different wall slopes which can be used in the range of the non-dimensional parameters of this study is suggested.

Effect of Downstream Wall Slope of Curved Labyrinth Spillways on Discharge Coefficient

M. Goodarzi^{1*} M. Ghodsian²
M. Mehraein³

1- Introduction

Labyrinth spillways have different shapes in plane such as triangular, trapezoidal, rectangular or elliptical. According to previous studies, if maximum flood exceeds the amount of design flood, the discharge cannot flow through the spillways of a dam in a specific head. One of the technical and economical approaches to solve this problem is to use labyrinth spillways. A labyrinth spillway in a given width has a greater crest length than typical linear spillways.

The flow rate for labyrinth spillways can be calculated by using equation 1:

$$Q = \frac{2}{3} c_d L_c H_0^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g} \quad (1)$$

In equation 1, L_c is the effective crest length, C_d is the discharge coefficient, Q is the flow rate over the spillway, g is the gravitational acceleration and H_0 is the total hydrostatic depth. Given the limitation of channel width or the reservoir in which the spillway is installed, increasing L_c by notching and creating a nonlinear weir is one of the most suitable ways to increase spillway discharge capacity.

Once labyrinth spillway cycles are placed on an arc, arced labyrinth spillways are created. Using this type of spillway in addition to length increase would lead to increased hydraulic conductivity in dam reservoirs.

To the best knowledge of the authors, research in this regard is in its primary stages. On the other hand, no study has been conducted regarding the effect of downstream walls on the hydraulic conductivity of these spillways, and it is necessary that complementary studies be conducted in this respect. In the present study, we consider the effect of downstream wall slope on the hydraulic conductivity of these spillways using laboratory studies.

2- Laboratory Equipment

The constructed labyrinth weir was installed in a flume 2 meters wide, 10 meters long, 90 centimeter

deep, and placed on a table. Water flow was injected into the flume by two pumps. Once the water level soars in the channel, the flow first passes over semi-circles installed on the channel. Once water height reaches the height of the table where labyrinth spillway cycles are located, the water flow passes over the table and flows into the cycles. Next, the water flow pours into the underground reservoir after passing over the spillway, and is again transferred into the flume via the pump.

Spillways were made of Plexiglass in 5 cycles ($N=5$), where N is the number of cycles, with a height of 10 cm, and the labyrinth weir crest was semicircular. In total, 200 tests were performed for 10 different forms of weir, with 4 downstream slopes where $\alpha=6^\circ$, $\theta=27.4^\circ$ and 4 other downstream slopes with $\alpha=11.25^\circ$, and $\theta=27.4^\circ$.

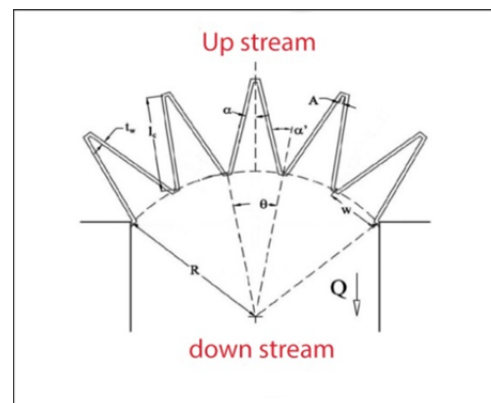


Fig. 1 The profile of Arc labyrinth spillway



Fig. 2- downstream slope and flow direction

3- Observations and Results

To investigate the effect of downstream slope of arced labyrinth weir, 8 slopes were tested and evaluated.

The flow rate for investigating downstream wall slope ranged from 29 to 179 L/s. Noteworthy observations for the effect of investigations on downstream slope are as follows:

^{1*}Corresponding Author: graduated student, Civil & Environmental Engineering Tarbiat Modares University.

² Professor, Civil & Environmental Engineering Tarbiat Modares University.

³ Assistant Professor, Faculty of Engineering Kharazmi university.

CONTENTS

The Effect of Downstream Wall Slope of Curved Labyrinth Spillways on Discharge Coefficient	M. Goodarzi - M. Ghodsian - M. Mehraein	1
Estimating the Geotechnical Design Parameters of Improved Soil by Preloading Method Using Instrumentation Results and Numerical Approach- a Case Study	Kh. Mehrshahi - H. Alielahi	13
Evaluating the Failure Probability of Rectangular Plates with Different Boundary Conditions Using a Dynamical Finite-Step Length Method	B. Keshtegar - S. Etedali	31
Interactions of the Column Pyramid Head and Special Prefabricated Steel Connection under Cyclic Loading	M. Kazemi Torbaghan - M. R. Sohrabi H. Haji Kazemi	43
Structural Damage Identification Using MOPSO and MOEA/D Multi-Objective Evolutionary Optimization Algorithms	M. Jahangiri - B. Ahmadi-Nedushan	63
A Strain Hardening/Softening Elasto-Plastic Constitutive Model for Plastic Concrete Materials	M. Mehmandoust Kotlar - A. Akhtarpour M. Salari	79
Numerical Analysis of Pile-Soil Interface Strength Properties Effects on the Lateral Stiffness of p-y Curves	H. Sharafi – Y. Shams Maleki	93
A Closed Form Solution of Dam Reservoir Interaction Considering Water Viscosity and Reservoir Bottom Absorption Effect	M. Yasami - B. Navayi Neya J. Vaseghi Amiri - M. Alijani Ardeshtir	113



JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

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

Editorial Board:

M. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
S. M. Hosseini	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. Kheirodin	Professor	Semnan University
A. Soroush	Professor	AmirKabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
R. Attarnejad	Professor	University of Tehran
M. Ghafoori	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Faghfour Maghrebi	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. R. Ghodrati Amiri	Professor	Iran University of Science & Technology
D. Mostofinejad	Professor	Isfahan University of Technology
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad

Text Editor: A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie – T. Hooshmand

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. 19

The Effect of Downstream Wall Slope of Curved Labyrinth Spillways on Discharge Coefficient M. Goodarzi - M. Ghodsian - M. Mehraein	1
Estimating the Geotechnical Design Parameters of Improved Soil by Preloading Method Using Instrumentation Results and Numerical Approach- a Case Study Kh. Mehrshahi - H. Alielahi	13
Evaluating the Failure Probability of Rectangular Plates with Different Boundary Conditions Using a Dynamical Finite-Step Length Method B. Keshtegar - S. Etedali	31
Interactions of the Column Pyramid Head and Special Prefabricated Steel Connection under Cyclic Loading M. Kazemi Torbaghan - M. R. Sohrabi H. Haji Kazemi	43
Structural Damage Identification Using MOPSO and MOEA/D Multi-Objective Evolutionary Optimization Algorithms M. Jahangiri - B. Ahmadi-Nedushan	63
A Strain Hardening/Softening Elasto-Plastic Constitutive Model for Plastic Concrete Materials M. Mehmandoust Kotlar- A. Akhtarpour M. Salari	79
Numerical Analysis of Pile-Soil Interface Strength Properties Effects on the Lateral Stiffness of p-y Curves H. Sharafi -Y. Shams Maleki	93
A Closed Form Solution of Dam Reservoir Interaction Considering Water Viscosity and Reservoir Bottom Absorption Effect M. Yasami - B. Navayi Neya - J. Vaseghi Amiri M. Alijani Ardeshtir	113

**Vol. 30, No. 1
Autumn, 2017**