

# بررسی رفتار کششی انکرهای گروتی در خاک مارن تبریز با آزمایش‌های مقیاس واقعی

امیرعلی ماهوتی (دانشجوی دکتری)

پردیس بین‌المللی ارس، دانشگاه تبریز

هوشنگ کاتبی\* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، گروه ژئوتکنیک، دانشگاه تبریز

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۳۹۷ (درداشت شف)

توسعه‌ی شهر تبریز بر روی لایه‌های مارن و تمایل روزافزون به ساخت گودهای عمیق، باعث اجرای انکرهای گروتی در خاک‌های مارن شده است. هدف نوشتار حاضر، بررسی ظرفیت کششی انکرهای گروتی اجراشده در مارن تبریز، رفتار آن‌ها در برابر آزمایش‌های خزش و پایش بلندمدت در برابر نیروهای کششی است. لذا ۱۰ عدد انکر گروتی یک شکل با مقیاس واقعی به طول آزاد ۴ متر، طول تزریق‌شده‌ی ۳ متر و قطر ۱۱ سانتی‌متر داخل خاک مارن در سایت پژوهشی دانشگاه تبریز ساخته شد. آزمایش‌های کشش برای ۴ انکر انجام و نیروی گسیختگی و پارامترهای خزشی به دست آمد. جهت پایش بلندمدت، ۶ انکر در نیروهای مختلف قفل، نیروی باقی‌مانده در آن‌ها به مدت ۶ ماه قرائت و کاهش نیرو در طول زمان با روابط ریاضی پیش‌بینی و با قرائت‌های واقعی مقایسه شد. نتایج نشان داد که تغییر شکل و نشست پد بتنی تکیه‌گاه انکر به علت خزش در مارن، قابل توجه و سبب کاهش نیروی باقی‌مانده در قفل هستند.

واژگان کلیدی: انکرهای گروتی، مارن تبریز، مقاومت کششی، خزش، پایش بلندمدت.

amirali\_mahouti@yahoo.com  
katebi@tabrizu.ac.ir

## ۱. مقدمه

هسته‌ی اولیه‌ی شهر تبریز در سطوح توپوگرافی هموار و بسترهای آبرفتی شکل گرفته است، ولی با رشد و توسعه در جهت شرقی، بخش وسیعی از شهر در یک بستر توپوگرافی ناهموار و بیشتر بر روی لایه‌های مارن قرار گرفته است. گران‌قیمت بودن اراضی در ناحیه‌ی مورد بحث، علاقه به احداث طبقات بیشتر و نیاز به گودبرداری عمیق از یک سو و همچنین وجود سازه‌های موجود در اطراف زمین‌ها و محدودیت فضای کار از سوی دیگر، باعث رو آوردن هر چه بیشتر به روش‌های تسلیح درجا شده است. روش‌های تسلیح درجا به دو گروه عمده‌ی انکر<sup>۱</sup> (مهاری) و نیلینگ<sup>۲</sup> (میخ‌گذاری) تقسیم می‌شوند. در یک تعریف کلی، انکرها نیروی کششی وارد بر آن‌ها را تا نقطه‌ی مورد نظر در خاک انتقال و به توده‌ی مورد نظر تحویل می‌دهند؛ ولی نیل‌ها<sup>۳</sup> با توجه به گروت‌ریزی کل طول‌شان، نیروهای وارده از حرکت خاک را جذب و به صورت محوری در کل طول‌شان تحمل می‌کنند و بنابراین عملکرد متفاوتی دارند.

مسیر راه آهن لندن - بیرمنگهام بر می‌گردد. ولی با وجود این، سدالشرفه در الجزایر، اولین مورد استفاده‌ی گسترده و چشم‌گیر از انکرها به مفهوم امروزی است که در سال ۱۹۳۴ انجام شد.<sup>[۱]</sup> در ایالات متحده، از سال ۱۹۷۰، یک سری مطالعات در رابطه با انکرهای دائمی توسط مؤسسه‌ی پس‌تندگی<sup>۴</sup> و اداره‌ی فدرال بزرگراه‌ها<sup>۵</sup> جمع‌بندی و منتشر شده است.<sup>[۲-۷]</sup> مطالعات مذکور در نهایت به تدوین استانداردهای معتبری که تعادلی بین دانش تئوری و تجربیات عملی هستند، منجر و به‌عنوان مراجع و آیین‌نامه‌های معتبر در سطح جهان استفاده شده‌اند.<sup>[۸]</sup>

انکرهای گروتی موقت و روش‌های محاسبه‌ی آن‌ها نیز در خاک‌های مختلف توسط تعدادی از پژوهشگران بررسی شده است.<sup>[۹-۱۳]</sup> در خاک‌های چسبیده، مقاومت انکرها معمولاً به ضریبی از مقاومت برشی زهکشی‌نشده‌ی خاک مربوط می‌شود که پژوهشگران نسبت به تعریف ضریب مذکور در خاک‌های مختلف تلاش کرده‌اند.<sup>[۱۰-۱۳، ۱۵]</sup> طول آزاد و مهارتی انکرها، پارامتر تأثیرگذاری در رفتار آن‌هاست و توسط افراد و سازمان‌های مختلف مطالعه شده است.<sup>[۱۶]</sup> علاوه بر نوع خاک، روش‌های اجرایی نیز تأثیر زیادی در رفتار انکرها دارند که یکی از آن‌ها مقدار فشار گروت بوده و تأثیر افزایش آن توسط پژوهشگران بررسی شده است.<sup>[۱۷، ۱۸]</sup> افزایش ذکرشده به دلیل مجموعه‌ی عوامل، از قبیل: افزایش مقاومت تک‌محوری گروت

تاریخ استفاده از انکرها به اواخر قرن نوزدهم و برای نگهداری دیواره‌ی کانال در

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۱/۳۱، اصلاحیه ۱۳۹۵/۸/۱۶، پذیرش ۱۳۹۵/۸/۲۲.

DOI:10.24200/J30.2018.1360

گیرش یافته تحت فشار، افزایش تنش تماسی گروت با محیط اطراف و گروت تریقی شده به درزه و ترک هاست. [۱۹]

یک سری آزمایش‌های مقیاس واقعی و در ادامه شبیه‌سازی عددی در کروی جنوبی، عملکرد انگرها و نحوه‌ی پخش تنش در طول آن‌ها را با ابرار بندی دقیق در طول انگرها نشان داده و مدل رفتاری حاکم بر آن‌ها را مشخص کرده است. [۲۰، ۲۱] از دستگاه سانتریفیوژ نیز برای این منظور و فهم بهتر پخش نیرو بین خاک و انگر استفاده شده است. [۲۲] در سال‌های اخیر، مطالعات جهت بهبود عملکرد انگرها و افزایش ظرفیت باربری آن‌ها متمرکز شده و روش «انگرهای چندگانه در یک گمانه» بسط و گسترش یافته است. [۲۳-۲۶] این روش شامل نصب چند واحد انگر در یک گمانه است که هر واحد یک مهاری، طول آزاد، طول گیردار و نهایتاً تجهیزات پیش‌تنیدگی مختص خود دارد. همچنین استفاده از تسمه‌های پلیمری مسلح شده با فیبر کربن به جای میلگرد و استرند، متداول و رفتار کششی آن‌ها مطالعه شده است. [۲۷] مواد مذکور به علت مقاومت بالا در برابر خوردگی و خواص مکانیکی مناسب، در بین سال‌های ۱۹۹۳ الی ۲۰۱۵، در بیش از ۸۰ پروژه در ژاپن، [۲۸] و پل آیزهای چین، به کار برده شده‌اند. [۲۹]

مطالعات آزمایشگاهی و مدل‌سازی‌های عددی نشان داده‌اند که نحوه‌ی انتقال نیرو از انگر به خاک اطراف به شرایط آن خاک از لحاظ سختی یا نرمی بستگی دارد. [۳۰] بنابراین رفتار انگرها در خاک مارن عموماً سخت‌تر نسبت به نهشته‌های دانه‌ی عموماً نرم آن متفاوت خواهد بود. هدف از پژوهش حاضر، بررسی مقاومت کششی انگرهای گروتی اجرا شده در مارن تریز و رفتار آن‌ها در برابر خزش و همچنین پایش بلندمدت آن‌ها در برابر قفل نیروهای کششی است. آزمایش‌ها بر روی ۱۰ انگر با اندازه‌ی واقعی و اجرا شده در داخل لایه‌ی خاک مارن، در سایت پژوهشی واقع در دانشگاه تبریز انجام شد که شامل آزمون کششی خزش و پایش بلندمدت انگرها بود. در نتیجه‌ی آزمون‌های مذکور، مقاومت کششی نهایی انگرها در مارن اندازه‌گیری شد و رفتار خزشی آن‌ها به دست آمد. همچنین کاهش نیروی قفل شده در طول زمان بررسی و تلاش شد تغییر شکل انگرها و کاهش نیرو در آن‌ها با روابط ساده‌ی ریاضی مدل و پیش‌بینی شوند.

مکانیک خاک کلاسیک، مواد مذکور از نوع رسی یا سیلتی با خاصیت خمیری بالا طبقه‌بندی می‌شوند و استعداد هوازدگی زیادی دارند و هر چه از سطح به عمق پیش برویم، وضعیت آن‌ها از لحاظ استقامت بهتر می‌شود. آزمایش‌های انجام شده مرتبط با پژوهش حاضر نشان داده‌اند که کانی‌های غالب مارن تریز عموماً شامل: کوارتز، ایلیت، کلسیت و آلبیت هستند. درصد مواد آلی در مارن تریز کمتر از ۶٪ است و تأثیر زیادی در خواص خاک نخواهد داشت و مقدار کربنات کلسیم در حدود ۱۱٪ الی ۳۴٪ متغیر بوده است.

### ۳. طراحی انگرها براساس روش موجود

مقاومت نهایی<sup>۷</sup> انگرها اساساً برابر مقاومت اصطکاکی<sup>۸</sup> بین گروت و خاک، مقاومت اصطکاکی بین استرند (یا میلگرد) و گروت و مقاومت گسیختگی گروت، هر کدام که کوچک‌تر باشد، خواهد بود. با توجه به بررسی مقاومت و رفتار انگرها در خاک مارن در پژوهش حاضر، فقط مقاومت اصطکاکی بین گروت و خاک بررسی شده است. مقاومت اصطکاکی نهایی بین گروت انگر و خاک در خاک‌های چسبنده به صورت روابط ۱ و ۲ محاسبه می‌شود: [۱]

$$Q_{uf} = \pi D L_{\alpha} f_{max} \quad (1)$$

$$f_{max} = \alpha S_u \text{ (Cohesive soil)} \quad (2)$$

که در آن‌ها،  $Q_{uf}$  مقاومت اصطکاکی نهایی،  $D$  قطر بخش گروت ریزی شده‌ی انگر،  $f_{max}$  بیشینه‌ی تنش اصطکاکی بین خاک و گروت،  $L_{\alpha}$  طول مهارشده‌ی انگر،  $\alpha$  ضریب کاهنده‌ی تجربی<sup>۹</sup> و  $S_u$  مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی خاک چسبنده است. مقادیر توصیه شده برای  $\alpha$  و  $f_{max}$  در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده است. همچنین در پژوهش دیگری، [۳۱] مقاومت اصطکاکی بین مارن ساوانا در ایالت جورجیا و بتن، ۱/۵۳ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع اندازه‌گیری شده است.

### ۴. آزمون‌های کشش انگر

#### ۴.۱. سایت پژوهشی ژئوتکنیک

دانشگاه تبریز در بخش شرقی شهر قرار دارد و لایه‌های زیرین آن عموماً پس از مقداری آبرفت درشت‌دانه، شامل لایه‌های مارنی است. برای ایجاد سایت پژوهشی در مطالعه‌ی حاضر، با حفاری آزمایشی چند نقطه در داخل دانشگاه، تلاش شد تا محلی مناسب برای ایجاد سایت پژوهشی به گونه‌ی که از سطح تا عمق مورد مطالعه، شامل

جدول ۱. مقادیر توصیه شده‌ی  $\alpha$  برای خاک‌های چسبنده.

نوع خاک	مقاومت برشی ( $kg/cm^2$ )	ضریب $\alpha$
رس لندن [۱۰]	۰٫۹	۰٫۳۵-۰٫۳
رس بیش‌تحکیم یافته خیلی سفت تارانیا، ایتالیا [۱۴]	۲٫۷	۰٫۳۶-۰٫۲۸
مارن سفت تا خیلی سفت لیستر انگلیس [۱۱]	۲٫۸۷	۰٫۰۶-۰٫۴۸
سیلت رسی ژوهانسبورگ [۱۵]	۰٫۹۵	۰٫۴۵
رس سفت تگزاس [۱۳]	۱٫۲	۰٫۶۶-۰٫۶۳

#### ۲. بررسی مارن‌های منطقه

مارن یک اصطلاح کلی برای خاک‌های کربناته است، ولی اصطلاح محلی مارن تبریز، رده‌ی خاصی از خاک‌های مارن را در بر می‌گیرد. [۳۱] ترازقی و پک، مارن را نوعی خاک کربناته‌ی دریایی سفت تا بسیار سفت به رنگ سبز تعریف کرده‌اند. سوور، مارن را به‌عنوان نهشته‌ی ماسه‌ی با سیلت و رس، شامل کلسیت به رنگ خاکستری یا سبز معرفی کرده است و مک کارتی نیز مارن را یک سنگ آهک نرم می‌داند. میچل، مارن را مصالحی نرم، کربناته و غنی از رس دانسته و بل، اشاره کرده است که مارن یک اصطلاح با معانی مختلف است که برای سنگ‌های با ۳۵ الی ۶۵ درصد کربنات و مقدار زیادی از رس به کار می‌رود. قواش، مارن را رسوبات آهکی با ۵۵ الی ۸۰ درصد کربنات معرفی کرده است. [۳۱]

مارن‌های تبریز، رسوبات کربناته‌ی دریاچه‌ی هستند که در نواحی شرقی، شمالی و جنوبی شهر برون‌زد دارند و در بیشتر نواحی شهر، تشکیل‌دهنده‌ی سنگ بستر هستند و در زیر رسوبات آبرفتی قرار دارند. مارن‌های مذکور به رنگ‌های مختلفی، از جمله: زرد، زیتونی (سبز)، قهوه‌ی (به ندرت) و خاکستری مشاهده می‌شوند که لایه‌های زرد و زیتونی در سطح و قهوه‌ی و خاکستری در عمق قرار دارند. از نظر

جدول ۲. بیشینه‌ی تنش اصطکاکی  $f_{max}$  بین خاک و گروت در طول مهارشده برای برخی سنگ‌ها و خاک‌های چسبنده. [۹۸]

متوسط تنش نهایی جدار ( $kg/cm^2$ )	نوع خاک
۰٫۳-۰٫۷	رس سیلتی نرم
۰٫۳-۰٫۷	رس سیلتی
۰٫۳-۱٫۰	رس سفت، حالت خمیری متوسط تا زیاد
۰٫۷-۱٫۷	رس خیلی سفت، حالت خمیری متوسط تا زیاد
۱٫۰-۲٫۵	رس سفت، حالت خمیری متوسط
۱٫۴-۳٫۵	رس خیلی سفت، حالت خمیری متوسط
۲٫۸-۳٫۸	سیلت ماسه‌یی خیلی سفت، حالت خمیری متوسط
۱٫۵-۲٫۵	مارن هوازده
۸-۱۴	شیل‌های سخت
۲-۸	شیل‌های نرم



شکل ۱. اجرای انکرها در سایت پژوهشی.

جدول ۳. خلاصه‌ی نتایج آزمون‌های لایه‌ی مورد آزمایش.

مشخصات عمق ۴ الی ۷ متری	آزمون
$S_u = ۴٫۶ kg/cm^2$	مقاومت برشی زهکشی‌نشده
$\Phi = ۲۱^\circ, c = ۲٫۶ kg/cm^2$	برش مستقیم
$q = ۵٫۸ kg/cm^2$	مقاومت تک‌محوری
$\Phi = ۱۹^\circ, c = ۱٫۸۴ kg/cm^2$	برش سه‌محوری
$LL = ۷۵, PL = ۵۸, PI = ۱۷$	حدود اتربرگ
$\gamma = ۱۹۷۸ kg/cm^3$	وزن مخصوص طبیعی
$W = ۳\%$	رطوبت طبیعی
$LOI = ۳۱٫۲\%, TGA : ۲۶٫۳\%$	درصد کربنات کلسیم
$XRF : ۱۶٫۴\%$	(۳ روش)
$O.C = ۵٫۶\%$	درصد مواد آلی
کوآرتز-کلسیت-دولومیت	کانی‌های اصلی
ایلیت-مونت موریلونیت-الیپت	(پراش اشعه‌ی ایکس)
	کانی‌های فرعی
	(پراش اشعه‌ی ایکس)
$N = ۵۲$	آزمون نفوذ استاندارد

جهت اتصال به جک آزمون، ۴٫۵ متر و قطر انکر ۱۱ سانتی‌متر بود. قبل از اجرای انکرها به منظور ایجاد یک سطح باربر برای آزمایش‌های بارگذاری، اقدام به ساخت پدهای بتنی مسلح به ابعاد  $۱۲^\circ \times ۱۲^\circ$  سانتی‌متر و عمق  $۴^\circ$  سانتی‌متر (مشابه پی‌های تکی) در زمین شد. هنگام بتن‌ریزی یک سوراخ به قطر ۱۳ سانتی‌متر برای ساخت انکر در وسط پدها اجرا شد. تعداد ۱۰ عدد از پدها برای مطالعه‌ی حاضر استفاده و مابقی برای سایر مطالعات مشابه نگهداری شد. در ادامه، اقدام به حفاری محل انکرها به روش دورانی با چرخ زنجیری و تخلیه‌ی مصالح به روش بادی مطابق شد (شکل ۱).

با توجه به جنس مصالح و عدم ریزش، از کیسینگ استفاده نشد. سپس میلگردهایی به قطر ۳۲ میلی‌متر که قبلاً آماده‌سازی، رزوه‌کاری و غلاف‌بندی شده بودند، در داخل گمانه‌ها قرار داده شدند و بلافاصله گروت‌ریزی طول مهارتی انکرها به اندازه‌ی ۳ متر انجام شد. فشار تزریق گروت همواره کمتر از ۰٫۵ بار حفظ و نسبت آب به سیمان آن برابر ۰٫۵ در نظر گرفته شد. میانگین مقاومت فشاری ۲۸ روزه تک‌محوری گروت‌ها برابر ۲۳ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع به دست آمد. میلگرد مورد استفاده از نوع آج‌دار به قطر ۳۲ میلی‌متر بود و براساس نتایج آزمون کشش انجام‌یافته بر روی آن، مدول کشسانی برابر  $۱۰۶ \times ۲۰۵$  کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع، نقطه‌ی تسلیم ۴۵۳ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع، و استحکام نهایی ۶۲۸ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع به دست آمدند. در نهایت، اقدام به ساخت پدستال و جاگذاری صفحه‌ی فلزی به ابعاد  $۳^\circ \times ۳^\circ$  و ضخامت ۱ سانتی‌متر در سر انکرها برای استقرار مناسب جک و امکان قفل کردن نیرو شد.

### ۳.۴. آزمون کشش

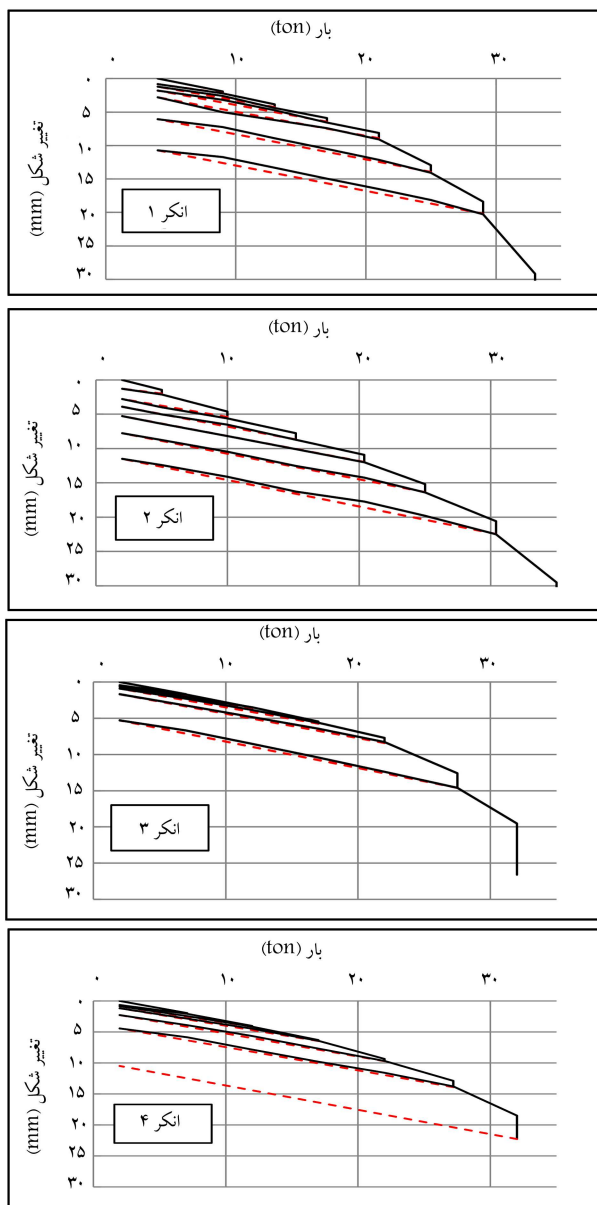
برای انجام آزمون‌های کششی اقدام به تهیه‌ی یک دستگاه کشش انکر، شامل: جک و پمپ هیدرولیک با قابلیت کشش ۴۰ تن نیرو و ابزار جانبی اندازه‌گیری، از قبیل: گیج، لودسل فشار و خط‌کش الکترونیکی شد. در شکل ۲، تجهیزات مورد استفاده برای انجام آزمون مشاهده می‌شود.

براساس اصول آیین‌نامه‌ی اداره‌ی حمل و نقل ایالات متحده، [۸] و به منظور بررسی رفتار کششی و بلندمدت انکر در داخل مارن، آزمون‌های کشش انکر همراه با اندازه‌گیری خزش  $1^\circ$  و آزمون برکش  $11^\circ$  برای پایش بلندمدت (۶ ماهه) نیروی قفل‌شده در آن، برنامه‌ریزی و انجام می‌شود. برای انجام آزمایش کشش، پس از نصب دستگاه و اعمال یک نیروی اولیه‌ی کمینه، اقدام به صفر کردن گیج‌های تغییرشکل شد و

مارن باشد، شناسایی شود. شرایط ذکرشده در دامنه‌ی تپه‌های روبروی ساختمان مرکزی شناسایی و اقدام به خاک‌برداری و تسطیح حدود  $۸^\circ$  متر مربع زمین شد. برای نمونه‌برداری و انجام آزمون‌های شناسایی، ۲ گمانه به عمق ۸ متر در داخل سایت حفاری شد. هر دو گمانه از ابتدا تا انتها، شامل مارن به رنگ زیتونی بود و برای پژوهش حاضر ایده‌آل بودند. جدول ۳، خلاصه‌ی نتایج آزمون‌های انجام‌یافته بر روی لایه‌ی مذکور را نشان می‌دهد، که با توجه به نتایج آزمون‌ها، لایه‌ی مورد بررسی طبق طبقه‌بندی یونیفاید در رده‌ی MH قرار دارد. با توجه به تزریق گروت در عمق ۴ الی ۷ متری، آزمایش‌های گزارش‌شده بر روی عمق ذکرشده متمرکز شده است.

### ۲.۴. حفاری و اجرای انکرها

با توجه به امکانات موجود و وضعیت زمین و لایه‌ها و در نظر داشتن کمینه‌های آیین‌نامه‌یی، طول کلی انکرها ۷ متر در داخل زمین و طول تزریق‌شده‌ی آن‌ها ۳ متر در نظر گرفته شده است. بنابراین طول آزاد انکرها با احتساب بخش بیرون آمده



شکل ۳. نمودار نیروی انکر در برابر مجموع تغییرشکل‌ها در طول آزمایش کشش انکرها.

مقدار  $\alpha$  (ضریب کاهشدهی تجربی) برای ۴ انکر آزمایش شده براساس  $S_{e2}$  (مقاومت برشی زهکشی نشدهی خاک) در جدول ۴ مشاهده می‌شود که بین  $0.61$  الی  $0.67$  است. همچنین شکل ۵، تغییرشکل‌های خزشی را در هر گام بارگذاری نشان می‌دهد که به طور دقیق‌تر بررسی شده است.

## ۲.۵. خزش و تنش خزشی بحرانی<sup>۱۲</sup>

تغییرشکل خزشی (وابسته به زمان) انکرهای آزمایش شده در نیروهای مختلف اندازه‌گیری شده‌اند و در شکل ۵ مشاهده می‌شوند. مبدأ آغاز اندازه‌گیری تغییرشکل‌ها، برابر ۱ دقیقه پس از اعمال نیروی هر مرحله است.<sup>[۸]</sup> از طریق نمودارهای مذکور، در هر مرحله‌ی بارگذاری، خزش معادل یک سیکل لگاریتمی قابل محاسبه است. مقادیر خزش برای تمامی گام‌های بارگذاری آزمون‌ها انجام شده است و نمودارهای شکل ۶،



شکل ۲. تجهیزات انجام آزمون کشش انکر.

نیروی‌های موردنظر در چند پله‌ی مختلف بارگذاری و باربرداری، تا رسیدن به معیار گسیختگی به انکر وارد شدند. مقدار خزش، برابر تغییرشکل انکر در فاصله‌ی ۱ دقیقه از اعمال بار تا زمان نهایی بارگذاری در هر پله است. این مقدار برابر تغییرشکل خزشی در هر نیرو و در هر دوره‌ی زمانی است. معیار گسیختگی یا مقاومت نهایی برابر نیروی متناظر با تغییرشکل دائمی انکر به اندازه‌ی  $10\%$  قطر آن است.<sup>[۱۳]</sup> همچنین برای بررسی رفتار بلندمدت انکر، اقدام به قفل انکرها در نیروهای مختلف شد و در بازه‌ی زمانی ۶ ماهه با انجام آزمون‌های برگشت، مقدار نیروی کاهش‌یافته در انکرها اندازه‌گیری شد.

## ۵. نتایج آزمون‌های بارگذاری

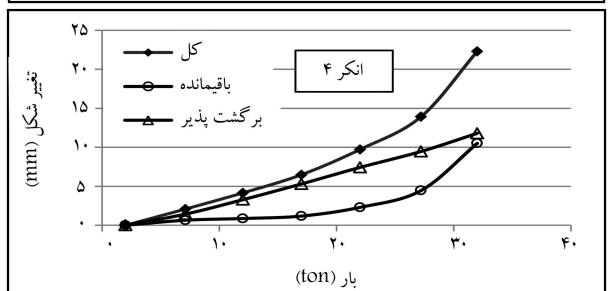
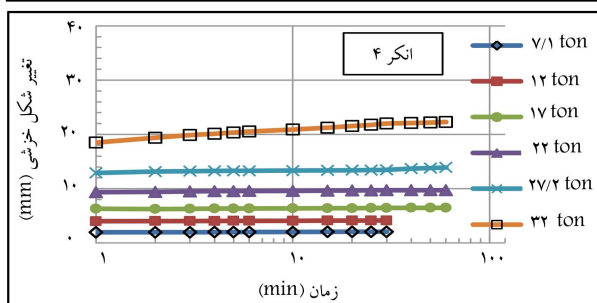
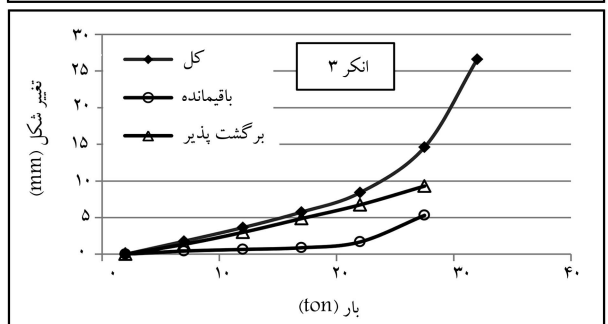
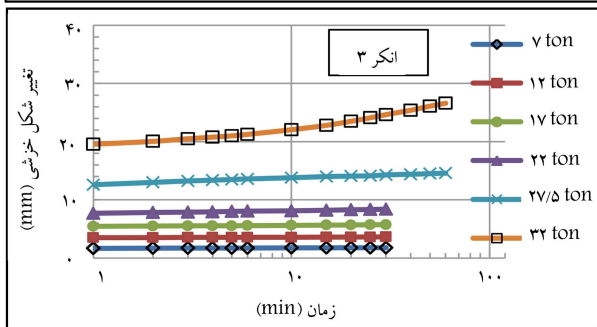
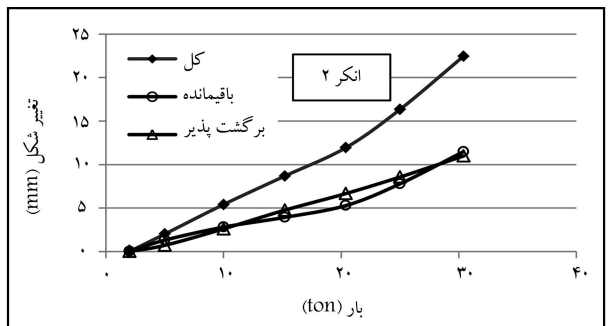
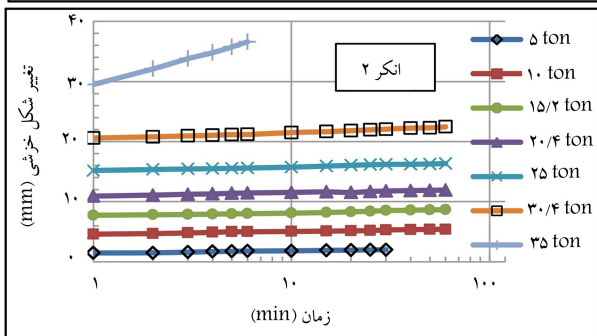
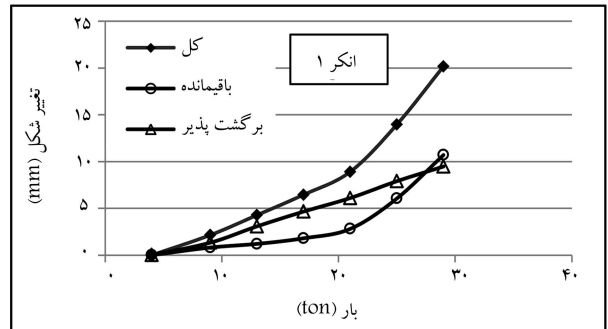
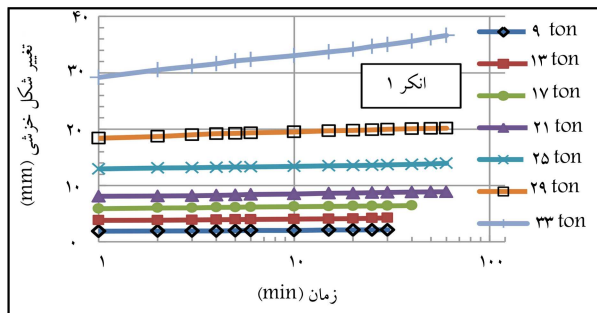
### ۵.۱. بار نهایی و بیشینه‌ی اصطکاک

نمودار نیرو - تغییرشکل به‌دست آمده از آزمایش‌های کشش انکرهای ۱ الی ۴ در شکل ۳ مشاهده می‌شوند. تغییرشکل باقی‌مانده (ماندگار) که برگشت‌ناپذیر است، برابر مقدار جابه‌جایی انکر هنگام بازگشت به نیروی هم‌ترازی خواهد بود. تغییرشکل کشسان نیز برابر کسر تغییرشکل باقی‌مانده از مقدار کل جابه‌جایی در هر نیرو است. نمودارهای شکل ۴، مقادیر تغییرشکل‌های برگشت‌پذیر، باقی‌مانده و کل را در انکرهای تحت آزمون نشان می‌دهند. در شکل مذکور، رفتار کشسان (برگشت‌پذیر) مجموعه‌ی انکرها شامل: میلگرد، گروت و خاک اطراف آن قابل نتیجه‌گیری است و همچنین با داشتن نمودار تغییرشکل باقی‌مانده‌ی هر انکر در برابر نیروی وارده، مقاومت نهایی گسیختگی قابل محاسبه خواهد بود.

مقاومت نهایی گسیختگی انکر برابر نیروی لازم برای ایجاد تغییرشکل ماندگار مساوی با  $10\%$  قطر انکر در نظر گرفته شده است.<sup>[۱۳]</sup> بر این اساس، مقدار نیروی مذکور در انکرهای ۱ الی ۴ محاسبه و در جدول ۴ ارائه شده است. در نتیجه، مقدار مقاومت اصطکاک نهایی جداره برابر با  $2.8$  الی  $3.11$  کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع به‌دست آمد که معادل با تنش جلدی نهایی است و در مقایسه با مقادیر توصیه‌شده در آیین‌نامه‌ی اداره‌ی فدرال بزرگراه‌ها،<sup>[۸]</sup> با رس خیلی سفت (حالت خمیری متوسط) و همچنین شیل‌های نرم مطابقت دارد و کمی بیشتر از مارن‌های هوازده است، که علت آن می‌تواند هوازده نبودن مارن موردبررسی باشد.

جدول ۴. مقادیر اندازه‌گیری شده از آزمایش‌های کشش و خزش.

انکر	مقاومت نهایی گسیختگی ton	تنش جلدی نهایی kg/cm <sup>2</sup>	ضریب کاهنده تجربی α	نیروی تنش خزشی بحرانی ton	نیروی گسیختگی خزشی ton
۱	۲۹	۲,۸۰	۰,۶۱	۲۸	۳۰,۵
۲	۲۹,۲	۲,۸۲	۰,۶۱	۲۹,۵	۳۱
۳	۳۰	۲,۸۹	۰,۶۳	۲۶	۲۹
۴	۳۲,۳	۳,۱۱	۰,۶۷	۲۶	۳۱,۵
متوسط	۳۰,۱	۲,۹	۰,۶۳	۲۷,۴	۳۰,۵



شکل ۵. نمودار خزش انکرها در طول زمان تحت بارهای ثابت.

شکل ۴. نمودار نیروی انکر در برابر تغییر شکل‌های برگشت پذیر، باقی مانده و کل.

جدول ۵. نیروهای به کار رفته برای قفل انکرها.

انکر	تخمین نیروی قفل	نیروی قفل
۵	$0.75 \times P_d^* = 17.2 \text{ ton}$	۱۷ تن
**۶	$0.75 \times P_d = 17.2 \text{ ton}$	۱۷ تن
۷	$P_d = 22.9 \text{ ton}$	۲۳ تن
**۸	$P_d = 22.9 \text{ ton}$	۲۳ تن
۹	$P_{fail}(ave)^{***} = 30.5 \text{ ton}$	۳۰ تن
۱۰	$P_{C.C.T}(ave)^{****} = 27.4 \text{ ton}$	۲۷ تن

$$*P_d = P_{fail}(ave) / (1.33) = 22.9 \text{ ton}$$

\*\* پس از هشت روز از شروع قفل، نیروی باقی‌مانده دوباره به مقدار اولیه

قفل رسانده شده و آزمایش ادامه داده شد.

\*\*\* متوسط نیروی متناظر با گسیختگی خزشی

\*\*\*\* متوسط نیروی متناظر با تنش خزشی بحرانی

این مقدار ۰٫۹۹ الی ۱٫۲۴ (متوسط ۱٫۱) برابر نیروی متناظر تنش خزشی بحرانی است.

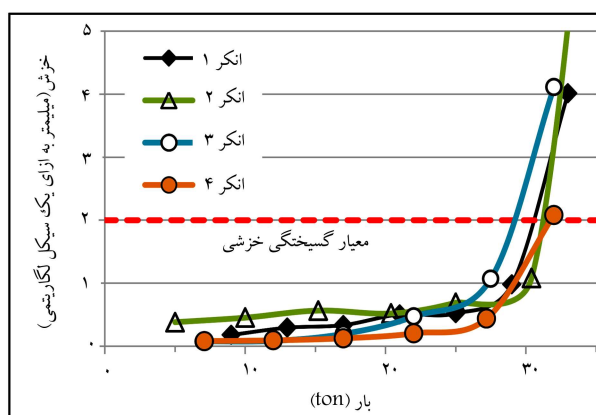
با در نظر داشتن توصیه‌ی بیشتر آیین‌نامه‌ها که برای محاسبه‌ی بار طراحی انکر، ضریب اطمینان ۱٫۳۳ برای نیروی گسیختگی خزشی را توصیه می‌کنند، می‌توان گفت در انکرهای مورد آزمون در پژوهش حاضر، به طور متوسط، بار طراحی ضریب اطمینان ۱٫۳۱ نسبت به گسیختگی نهایی، ضریب اطمینان ۱٫۳۳ نسبت به گسیختگی خزشی و ضریب اطمینان ۱٫۲ نسبت به تنش خزشی بحرانی دارد. حال با توجه به لزوم رعایت ضریب اطمینان کمینه برابر با ۱٫۱ نسبت به تنش خزشی بحرانی، ایرادی برای نیروی مفروض طراحی (که با اعمال ضریب اطمینان ۱٫۳۳ نسبت به گسیختگی خزشی به دست می‌آید) وارد نیست و فرض ضریب اطمینان مذکور، اطمینان کافی را در برابر سایر معیارهای گسیختگی و تغییرشکل پیش خواهد آورد و کافی خواهد بود.

مقدار خزش در یک سیکل لگاریتم زمان به ازاء بار طراحی انکرها به فرض ثابت بودن در طول زمان، برابر ۰٫۲ الی ۰٫۶ میلی‌متر (به مقدار متوسط ۰٫۴۶ میلی‌متر) است که این مقدار معادل ۱٫۸ الی ۴٫۷ میلی‌متر (به مقدار متوسط ۳٫۵ میلی‌متر) به ازاء ۱۰۰ سال خواهد بود، که مقدار ناچیزی است.

#### ۴.۵. کاهش نیرو در زمان و آزمایش‌های قفل انکرها

پس از انجام آزمایش‌های انکرهای ۱ الی ۴ و تحلیل نتایج، اقدام به بارگذاری و قفل انکرهای شماره‌های ۵ الی ۱۰ در نیروهای مختلف (کمتر و بیشتر از بار طراحی) مطابق با جدول ۵ شده است. بار طراحی ( $P_d$ ) در جدول مذکور برابر اعمال ضریب اطمینان ۱٫۳۳ نسبت به متوسط بار گسیختگی خزشی ( $P_{fail}(ave)$ ) در نظر گرفته شده و ( $P_{C.C.T}(ave)$ ) متوسط نیروی متناظر با تنش خزشی بحرانی (هر دو مستخرج از جدول ۴) است.

برای این منظور از یک عدد مهره‌ی متناسب با قطر رزوه‌شده‌ی میلگرد استفاده شد. همچنین برای انتقال نیرو از مهره به صفحه‌ی فلزی پدستال، اقدام به تراشکاری یک قطعه‌ی فلزی توخالی با مقطع دایره و به ابعاد مورد نظر به نحوی که مزاحم



شکل ۶. نمودار نیرو در برابر خزش معادل یک سیکل لگاریتمی.

تغییرات (به میلی‌متر) آن را نسبت به نیروی اعمال‌شده‌ی هر گام نشان می‌دهد. بررسی نمودارها نشان می‌دهد در تمامی انکرهای تحت آزمون، با افزایش نیروی کششی در هر مرحله‌ی بارگذاری، مقدار خزش معادل یک سیکل لگاریتمی افزایش می‌یابد. این نسبت افزایش تا یک نقطه‌ی معین به صورت خطی با شیب ملایم و پس از آن به طور ناگهانی افزایش بیشتری پیدا می‌کند. این نقطه به عنوان تنش خزشی بحرانی معرفی و توصیه شده است تا قفل انکرها در نیرویی کمتر از نقطه‌ی مذکور انجام یابد.<sup>[۸]</sup> دلیل پدید آمدن نقطه‌ی تنش خزشی بحرانی می‌تواند رفتار مشابه تحکیم خاک برای خزش انکر باشد. نیروی متناظر نقطه‌ی مذکور برای هر انکر از نمودارهای شکل ۶ قابل محاسبه و در جدول ۴ ارائه شده است. مشاهده می‌شود که مقدار نیروی متناظر نقطه‌ی تنش خزشی بحرانی عموماً کمتر از نیروی گسیختگی نهایی اندازه‌گیری‌شده براساس تغییرشکل ماندگار است. با توجه به اینکه تغییرشکل‌های خزشی بزرگ در درازمدت باعث از دست رفتن نیروی قفل‌شده در انکر می‌شوند، نیروی معادل تنش خزشی بحرانی به عنوان حد بالا برای قفل نیرو در نظر گرفته می‌شود.

همچنین در جدول ۴، نیروی معادل با ۲ میلی‌متر خزش در یک سیکل لگاریتم زمان محاسبه و ارائه شده است. این مقدار در حقیقت معادل ۱۵ میلی‌متر تغییرشکل به ازاء ۱۰۰ سال اعمال نیرو است و به عنوان یک تغییرشکل معادل گسیختگی (نیروی گسیختگی خزشی)<sup>[۱۳]</sup> استفاده شده است.<sup>[۳۳]</sup> برای محاسبه‌ی خزش در یک سیکل لگاریتم زمان، از شکل ۵ استفاده شده است. هر یک از نمودارها به تنهایی می‌توانند با یک خط معادل شوند. با در نظر داشتن خط مذکور، مقدار تغییرشکل خزشی در سیکل‌های زمانی ثابت (به عنوان مثال از ۱ الی ۱۰ دقیقه در مقایسه با از ۱۰ الی ۱۰۰ دقیقه) مقداری ثابت خواهد بود، که با عنوان «خزش برای یک سیکل لگاریتمی» تعریف می‌شود. این مفهوم امکان مقایسه‌ی انکرهای مختلف و بارگذاری‌های متفاوت نسبت به هم را آسان‌تر می‌کند (شکل ۶). مشاهده می‌شود نیروی معادل ذکر شده، در انکرهای آزمایش‌شده عموماً بزرگ‌تر از معیار تنش خزشی بحرانی است و در نهایت نتیجه گرفته می‌شود در خاک‌های مورد مطالعه‌ی پژوهش حاضر، معیار تنش خزشی بحرانی زودتر از معیارهای دیگر برای محدود کردن گسیختگی یا تغییرشکل‌های بزرگ وارد عمل شود و باید مد نظر قرار بگیرد.

#### ۳.۵. ضرایب اطمینان

با در نظر داشتن نتایج آزمون کشش انکرهای ۱ الی ۴، نیروی گسیختگی نهایی ۰٫۹۴ الی ۱٫۰۳ (متوسط ۰٫۹۸) برابر نیروی گسیختگی خزشی است. همچنین

غیرخطی مدل‌های روابط ۳ و ۵ قابل احساس است، ولی اکثراً مدل‌سازی خطی نمودارهای مذکور طبق رابطه ۴، خطای زیادی را در مسئله وارد نمی‌کند و می‌توان تمامی نمودارهای به‌دست آمده از آزمایش‌ها (غیر از نمودار متناظر با نیروی گسیختگی کامل) را مطابق آن و به‌صورت خطی (البته در فضای نیمه‌لگاریتمی) مدل کرد.<sup>[۲۰]</sup> بنابراین با توجه به موارد ذکرشده، مقدار تغییرشکل انکر متناظر با هر نیرو در مدت زمان دلخواه به سادگی قابل محاسبه و پیش‌بینی خواهد بود.

یکی دیگر از موارد تأثیرگذار در پیش‌بینی نیروی باقی‌مانده در انکر پس از گذشت یک زمان مشخص، نشست تکیه‌گاه سر انکر (فعل انکر) در درازمدت است که برای خاک‌های ریزدانه بیشتر مورد توجه است. این نشست می‌تواند در اثر عوامل مختلف پیش‌آید که در هر حال موجب کاهش نیرو در انکر خواهد شد. برای در نظر داشتن این موضوع در آزمایش‌های پژوهش حاضر، نشست پدهای بتنی در طول تمامی آزمایش‌های انکرهای ۱ الی ۴ (حتی آزمایش‌های خزش) و در تمامی زمان‌های اندازه‌گیری، به کمک گیج‌های متصل به یک تکیه‌گاه مستقل با دقت ۰/۱ میلی‌متر اندازه‌گیری شده و همچنین نشست صفحات قفل در برخی از انکرها در بازه‌ی زمانی ۶ ماهه پایش شده‌اند. مجموعه‌ی اطلاعات به دست آمده امکان پیش‌بینی نشست پدها در طول زمان و به‌ازاء نیروهای مختلف را فراهم می‌کند که ارائه‌ی محاسبات آن خارج از موضوع نوشتار حاضر است و با دانش ابتدایی مهندسی پی قابل انجام است.

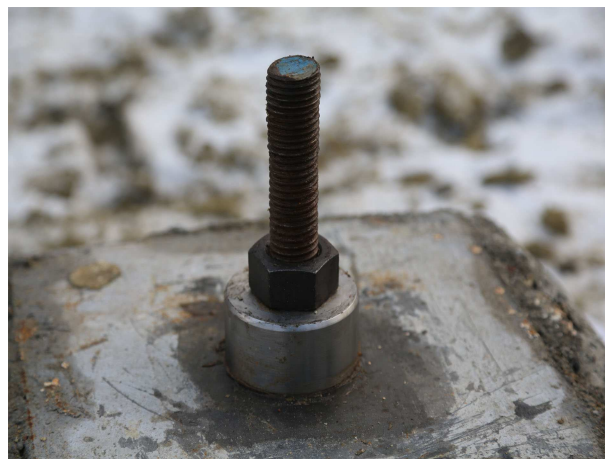
در نهایت با در دست داشتن مجموع نشست‌های انکر و تکیه‌گاه قفل ( $\Delta_t$ ) در یک بازه‌ی زمانی مشخص، مقدار نیروی از دست‌رفته در انکر ( $\Delta P$ ) به شرح رابطه‌ی ۶ قابل پیش‌بینی خواهد بود:<sup>[۲۰،۲۳]</sup>

$$\Delta P = \frac{\Delta_t A_b E_b}{L_e} \quad (6)$$

که در آن،  $A_b$  سطح مقطع میلگرد،  $E_b$  مدول کشسانی میلگرد و  $L_e$  طول کشسان معادل انکر است که به راحتی از نمودار رفتار کشسان انکر (شکل ۴) در هر نیرو قابل محاسبه و در حقیقت برابر طول فرضی میلگردی است که تغییرشکل کشسان آن در هر نیروی وارده، برابر تغییرشکل کشسان انکر در همان نیرو باشد. کاربرد مهم رابطه‌ی ۶ می‌تواند پیش‌بینی نیروی از دست‌رفته‌ی انکر در اثر نشست تکیه‌گاه آن باشد که باید مقدار مذکور در عمل محاسبه و به مقدار نیروی محاسبه‌شده‌ی قفل اضافه شود.

با توجه به موارد ذکرشده، مقدار نیروی از دست‌رفته‌ی هر انکر قفل‌شده در طول زمان دلخواه، قابل پیش‌بینی است. بسیار مهم و قابل توجه است که بازه‌ی زمانی انتخاب‌شده برای پیش‌بینی نیروی از دست‌رفته باید به گونه‌ی باشد که کاهش نیروی متناظر با آن زمان مقدار کمی باشد، چون مدل پیش‌بینی تغییرشکل انکر و پی خود تابعی از مقدار نیروست و بنابراین باید به‌صورت پله پله نسبت به پیش‌بینی نیروی از دست‌رفته در طول زمان موردنظر اقدام کرد. با توجه به ماهیت لگاریتمی تغییرشکل‌ها، بازه‌های زمانی منتخب در ابتدا کوتاه و در ادامه، بلندتر خواهند شد.

نمودارهای شکل ۸، منحنی پیش‌بینی نیروی باقی‌مانده در انکرهای شماره‌های ۵ الی ۱۰ را نشان می‌دهند. همچنین نقاط متناظر با نیروهای قرانت‌شده در زمان‌های مختلف و در بازه‌ی ۶ ماهه پس از انجام قفل در نمودارهای مذکور وارد شده است، که هم‌خوانی مناسبی را با مدل پیش‌بینی دارد و کارایی آن را نشان می‌دهد. برای مشاهده‌ی وضعیت کاهش نیرو در انکر بدون دخالت نشست تکیه‌گاه، مقدار نشست از مدل پیش‌بینی حذف و نیروی واقعی قرانت‌شده با



شکل ۷. سیستم قفل انکر به صفحه‌ی فلزی پدستال.

حرکت میلگرد در داخل آن نشود، شد. توان باربری مهره و قطعه‌ی مذکور زیر جک بتن‌شکن بررسی و اطمینان حاصل شد که ضریب اطمینانی بیش از ۱/۲ برابر نیروی گسیختگی نهایی انکرها را دارد. شکل ۷، سیستم قفل انکر به صفحه‌ی فلزی پدستال را نشان می‌دهد. در ادامه، نیروی باقی‌مانده در انکرها به مدت ۶ ماه در زمان‌های مختلف پایش شد.

برای پیش‌بینی نیروی باقی‌مانده در انکر پس از گذشت یک زمان مشخص، باید تغییرشکل خزشی آن در طول زمان موردنظر به‌دست آید. برای این منظور باید از نمودارهای شکل ۵ استفاده شود، تا تغییرشکل متناظر با هر نیرو در هر زمانی به‌دست آید. کمی دقت در نمودارهای شکل ۵ و تجربه حین آزمایش‌ها نشان می‌دهد که در نیروهای کم، شیب نمودار تغییرشکل در طول زمان با افزایش زمان، کاهش می‌یابد. این شیب در نمودار متناظر با نیروهای نزدیک به گسیختگی، افزایشی بوده و در نیروهای بین این دو بدون تغییر (نمودار خطی) است.

با توجه به رفتار مذکور روابط ۳ الی ۵ در نیروهای مختلف برای مدل‌کردن نمودارهای مشابه شکل ۵ توصیه شده‌اند.<sup>[۲۳،۲۰]</sup>

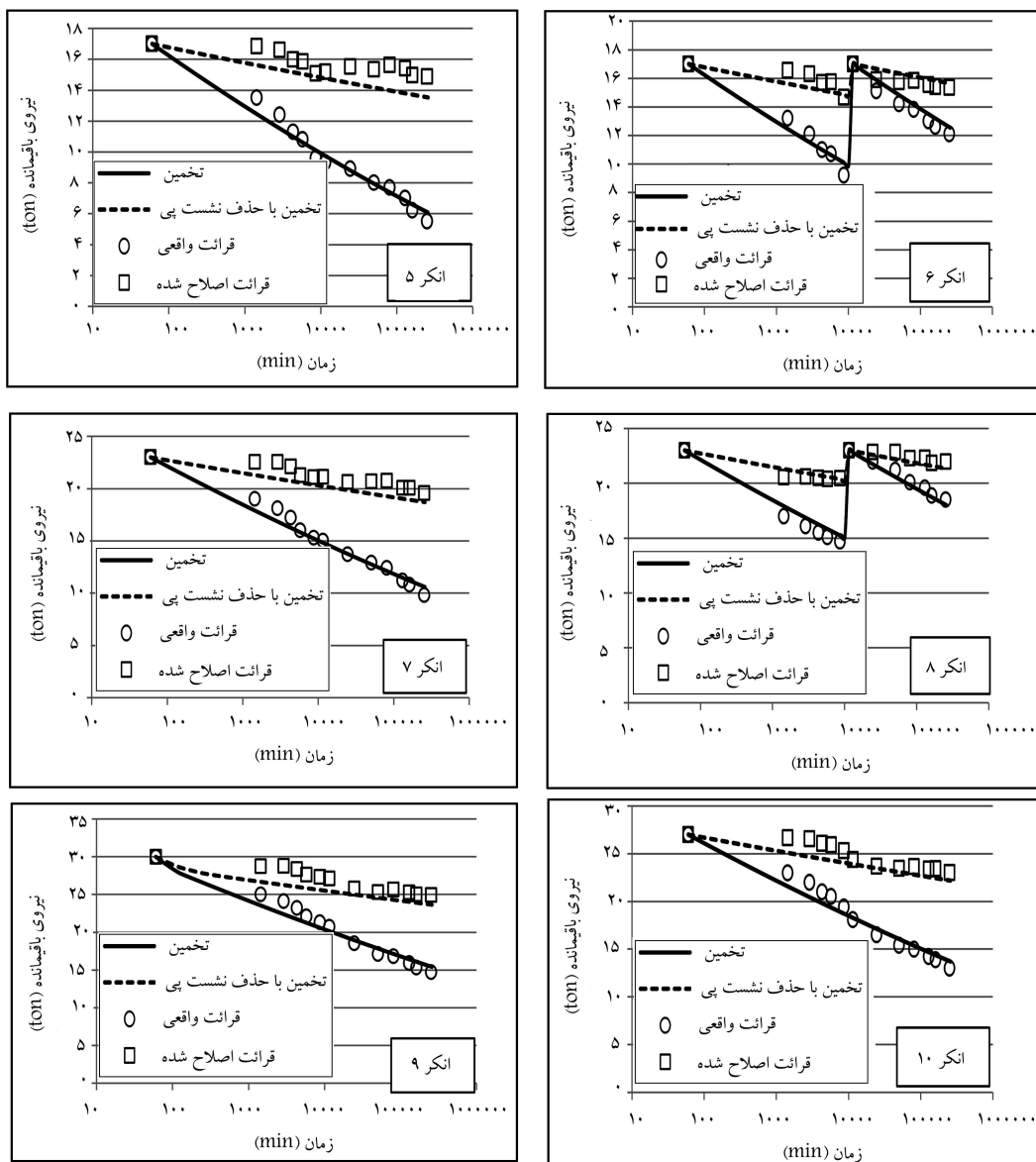
$$\text{for } \frac{p}{p_f} < 0.5, \quad \frac{\Delta_t}{\Delta_{t_1}} = \left(1 + \log \frac{t}{t_1}\right)^n \quad (3)$$

$$\text{for } 0.5 \leq \frac{p}{p_f} \leq 0.8, \quad \frac{\Delta_t}{\Delta_{t_1}} = \left(1 + \log \frac{t}{t_1}\right)^n \quad (4)$$

$$\text{for } \frac{p}{p_f} > 0.8, \quad \frac{\Delta_t}{\Delta_{t_1}} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^n \quad (5)$$

نمای ویسکوز  $n$  در ۴ انکر آزمایش‌شده‌ی پژوهش حاضر برابر ۰/۳ الی ۰/۳۵ برای رابطه‌ی ۳؛ ۰/۲۰ الی ۰/۰۸ برای رابطه‌ی ۴؛ و ۰/۴۴ الی ۰/۱۲ برای رابطه‌ی ۵ به‌دست آمده است، که باید مد نظر باشد. هر مقدار محاسبه‌شده برای یک نیروی متناظر با آن است، بنابراین نباید از میانگین این اعداد استفاده کرد. بررسی‌های پژوهش حاضر نشان می‌دهد که افزایش مقدار  $n$  با افزایش مقدار نیروی متناظر آن به ویژه در مقادیر به‌دست آمده برای محدوده‌ی مشخص‌شده در رابطه‌ی ۴ (در حقیقت مقادیر کمتر از تنش خزشی بحرانی)، خطی است.

با توجه به توصیه‌ی آیین‌نامه‌ها،<sup>[۹۸]</sup> قفل انکرها در حدود ۷۵٪ بار طراحی انجام می‌پذیرد و از سوی دیگر، قفل انکر در نیروهای خیلی کم، اقتصادی نخواهد بود. بنابراین مدل رفتاری انکرها در محدوده‌ی کارکرد واقعی بیشتر منطبق بر مدل رابطه‌ی ۴ و به‌صورت خطی در فضای نیمه‌لگاریتمی خواهد بود. بررسی بیشتر نمودارهای شکل ۵ نشان می‌دهد که در خاک مورد مطالعه، اگرچه رفتار



شکل ۸. رفتار بلندمدت انکرها در ۲ حالت واقعی و تصحیح شده برای نشست پد بنتنی.

خواهد شد. این مسئله یکی از مزایای استفاده از انکرها با طول آزاد زیاد و یکی از مهم ترین مزایای استفاده از انکر به جای نیل (با طول آزاد معادل صفر) خواهد بود. همچنین می توان برای کاهش اثر نشست تکیه گاه، مقدار طول آزاد را بیشتر در نظر گرفت و با پیش بینی مقدار نشست، بر نیروی اولیه ی قفل انکر افزود.

## ۶. نتیجه گیری

- مارن تبریز با حالت خمیری بالا، تغییر شکل های قابل توجهی در طول زمان در برابر اعمال تنش ثابت نشان می دهد و باید در هنگام اجرای انکر در لایه های مذکور، دقت کافی در شناخت رفتار بلندمدت و خزشی مارن به عمل آید.
- پیش بینی اصطکاک جداره در انکرهای اجرا شده برابر با ۲/۸ الی ۳/۱۱ کیلوگرم

فرض عدم نشست، اصلاح و بر مقدار آن افزوده می شود، که مقادیر مذکور در همان نمودارهای شکل ۸ مشاهده می شوند. نمودارها نشان می دهند که مقدار نیروی باقی مانده در انکرها با فرض حذف نشست تکیه گاه آن ها، بسیار بیشتر از مقدار مذکور در صورت وجود نشست در تکیه گاه خواهد بود، لذا نتیجه می شود یکی از عوامل بسیار تأثیرگذار در کاهش نیروی قفل انکر در مارن تبریز، نشست وابسته به زمان تکیه گاه قفل انکر است که باید در طراحی و اجرا به آن توجه شود.

یک نتیجه ی جالب دیگر از بررسی رابطه ی ۶ این است که در صورت بزرگ شدن مقادیر  $I_e$ ، مقدار نیروی از دست رفته کاهش پیدا خواهد کرد. به عنوان مثال، چنانچه طول  $I_e$  دو برابر شود، مقدار نیروی از دست رفته در شرایط مساوی نصف خواهد شد. به عبارتی دیگر، در حقیقت طول آزاد انکر (که میلگرد یا استرند است) همانند یک فنر و به عنوان عامل یک نیروی پتانسیل عمل می کند که هر چه طول آن بیشتر شود، کاهش نیروی قفل به علت تغییر طول ثابت کمتر



انکرهای ۱ الی ۴ مقایسه شد که انطباق بسیار مناسبی حاصل شد و نشان داد استفاده از مدل‌های مذکور، نتایج قابل قبولی را ارائه خواهند کرد.

- مقدار نیروی از دست‌رفته در طول ۶ ماه برای انکرهای شماره ۵، ۷، ۹ و ۱۰ به طور متوسط برابر ۵۴٪ نیروی اولیه‌ی قفل اندازه‌گیری شد که با فرض حذف نشست پد بتنی، این مقدار به حدود ۲۰٪ کاهش پیدا می‌کند. همچنین با بارگذاری مجدد انکر به مقدار اولیه‌ی قفل پس از گذشت ۸ روز (پس از استهلاک نشست پد بتنی) در انکرهای شماره ۶ و ۸، کاهش نیرو در انکر ۶، از ۶۴٪ مشاهده شده در انکر ۵ به ۲۶٪ و در انکر ۸، از ۵۴٪ مشاهده شده در انکر ۷ به ۲۲٪ کاهش یافت و نتیجه گرفته شد که نشست خزشی پدهای بتنی اجرا شده در خاک مارن تبریز به‌عنوان سر انکر جهت ایجاد تکیه‌گاه برای قفل نیرو قابل توجه است و تأثیر زیادی را در کاهش نیروی قفل شده در انکر خواهد داشت و حذف این نشست به هر روشی، موجب کاهش مقدار نیروی از دست‌رفته قفل انکر خواهد شد.
- استفاده از انکرهای با طول آزاد بیشتر در عمل مورد توصیه است.
- در پروژه‌های اجرایی، کشش، و بارگذاری مجدد انکرها و قفل آن‌ها پس از گذشت مدت زمان کافی برای نشست تکیه‌گاه قفل، علاوه بر بالا بردن اطمینان از عملکرد، باعث کاهش نیروی از دست‌رفته‌ی قفل در طول زمان و در اثر نشست تکیه‌گاه خواهد شد.
- اجرای انکرهای آزمایشی در پروژه‌های اجرایی، قبل از مراحل طراحی نهایی و انجام آزمایش‌های کشش (مشابه آنچه در پژوهش حاضر مطرح شد) اکیداً توصیه می‌شود و موجب افزایش اطمینان طرح خواهد شد.

بر سانتی‌متر مربع و مقدار  $\alpha$  (ضریب کاهنده‌ی تجربی) برای جداری بین گروت و خاک مارن در حدود ۶۱/۰ الی ۶۷/۰ اندازه‌گیری شد. همچنین نیروی متناظر با تنش خزشی بحرانی به طور متوسط برابر ۹/۰ نیروی گسیختگی به دست آمد و زودتر از معیارهای دیگر برای محدود کردن گسیختگی یا تغییر شکل‌های بزرگ وارد عمل شد و بنابراین اندازه‌گیری آن حائز اهمیت شناخته شد.

- رابطه‌ی ۲ برای محاسبه‌ی مقاومت کششی انکرهای اجرا شده در مارن تبریز با به‌دست آوردن مقاومت برشی زهکشی‌نشده‌ی خاک قابل استفاده است.
- ضریب اطمینان بار طراحی، مقدار ۱/۳۱ نسبت به گسیختگی نهایی، ۱/۳۳ نسبت به گسیختگی خزشی و ۱/۲ نسبت به تنش خزشی بحرانی به دست آمد. بنابراین می‌توان با اعمال ضریب اطمینان ۱/۳۳ نسبت به بار معادل گسیختگی خزشی که از آزمایش‌های انکر در محل محاسبه شده است، بار طراحی را به دست آورد.
- مقدار خزش (تغییر شکل) در یک سیکل لگاریتم زمان به ازاء بار طراحی انکرها به فرض ثابت بودن در طول زمان، برابر ۲/۰ الی ۶/۰ میلی‌متر (به مقدار متوسط ۴۶ میلی‌متر) اندازه‌گیری شد، که این مقدار معادل ۱/۸ الی ۴/۷ میلی‌متر (به مقدار متوسط ۳/۵ میلی‌متر) به ازاء ۱۰۰ سال خواهد بود، که مقدار ناچیزی است.
- مقدار کاهش نیروی ۶ انکر قفل شده با نیروهای مختلف در طول ۶ ماه پایش شد و نتایج با تخمین حاصل از مدل‌های به دست آمده از آزمایش‌های کشش

## پانویس‌ها

1. Anchor
2. Nailing
3. Nail
4. post-tensioning institute
5. federal highway administration
6. single bore multi anchors
7. ultimate capacity
8. friction resistance
9. empirical reduction factor
10. extended creep test
11. lift-off test
12. critical creep tension
13. creep failure

## منابع (References)

1. Xanthakos, P.P., *Ground Anchors and Anchored Structures*, John Wiley & Sons Inc., New York (1991).
2. Nicholson, P.J., Uranowski, D. and Wycliffe-Jones, P.T. "Permanent ground anchors: Nicholson design criteria", Rep. FHWA/RD-81/151, FHWA, Washington, D.C. (1982).

3. Otta, L., Pantueck, M. and Goughnour, R. "Permanent ground anchors: Stump design criteria", Rep. FHWA/RD-82/152, FHWA, Washington, D.C. (1982).
4. Weatherby, D.E. "Tiebacks", Rep. FHWA/RD-82/047, FHWA, McLean, Va (1982).
5. Pfister, P., Evers, G., Guillaud, M. and Davidsin, R. "permanent ground anchors, soletanche design criteria", Rep. FHWA/RD-81/150, FHWA, Washington, D.C. (1982).
6. Cheney, R.S. "permanent ground anchors", Rep. FHWA/DP-68/1R, FHWA, Washington, D.C. (1988).
7. Weatherby, D.E., Chung, M., Kim, N.-K. and Briaud, J.-L. "Summary report of research on permanent ground anchor walls, Vol.2, Full-scale wall tests and a soil-structure interaction model", Rep. FHWA-R-98-066, FHWA, McLean, Va (1997).
8. Sabatini, P.J., Pass, D.G. and Bachus, R.C. "Geotechnical engineering circular No. 4, ground anchors and anchored systems", Rep. FHWA-IF-99-015, Federal Highway Administration, Washington, D.C. (1999).
9. Post-tensioning Institute, "Recommendations for prestressed rock and soil anchors, PTI DC35.1-14", Post-tensioning Institute, Phoenix, Arizona (2014).

10. Littlejohn, G.S. "Recent developments in ground anchor construction", *Ground Eng.*, **1**(3), pp. 32-36 (1968).
11. Littlejohn, G.S. "Soil anchors", *Ground Engineering, Proc. of an ICE Conf., Institute of Civil Engineers*, London, pp. 11-15 (June 16, 1970).
12. Ostermayer, H. and Scheele, f. "Research on ground anchors in non-cohesive soils", *Rev. Francaise Geotech.*, **3**, pp. 92-99 (1978).
13. Briaud, J.L. and Powers, W.F. "Should grouted anchors have short tendon bond length?", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, *ASCE*, **124**(2), pp. 110-119 (1998).
14. Sapio, G. "Comportamento di tiranti de ancoraggio In formazioi de argile preconsolidation", XII Convegno Nazionale de Geotechnica, Consenza, Italy (1975).
15. Neely, W.J. and Montague-Jones, M. "Pull-out capacity of straight shafted and underreamed ground anchor", *Die Siviele Ingenieur in Suid-Africa Jaargang*, **16**(4), PP. 131-134 (1974).
16. Littlejohn, G.S. "Design and estimation of ultimate load-holding capacity of ground anchors", *Ground Engineering*, **13**(8), pp. 33-40 (1980).
17. Chalmovsky, J. and Mica, L. "Influence of pressure grouting on the anchors carrying capacity in fine grained soil", *Procedia Engineering*, **57**, pp. 222-231 (2013).
18. Kulhawy, F. "Uplift behavior of shallow soil anchors", *Proceeding on the Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil*, pp. 1-25, Detroit, Michigan (1995).
19. Park, J., Qiu, T. and Kim, Y. "Field and laboratory investigation of pullout resistance of steel anchors in rock", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **139**(12), pp. 2219-2224 (2013).
20. Kim, N.-K. "Performance of tension and compression anchors in weathered soil", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, *ASCE*, **129**(12), pp. 1138-1150 (2003).
21. Kim, N.-K., Park, J.-S. and Kim, S.K. "Numerical simulation of ground anchors", *Computers and Geotechnics*, **34**(6), pp. 498-507 (2007).
22. Palop, K., Ivanovic, A. and Brennan, A. "Centrifuge modeling of the nondestructive testing of soil anchorages", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **139**(6), pp. 880-891 (2013).
23. Barley A.D. and Ostermayer, H., *Ground Anchors, Geotechnical Engineering Handbook*, Ernest & Sohn (2003).
24. Barley, A.D. and Windsor C.R. "Recent advances in ground anchor and ground reinforcement technology with reference to the development of the art", *GEO2000 International Conference on Geological and Geotechnical Engineering*, Melbourne, Australia, 47 p. (2000).
25. Fernandez Vincent, J. "Experiences with SBMA ground anchors in spanish soils", *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1, Paris: Presses des Ponts, pp. 1971-1974 (2013).
26. Vukotic, G. "The influence of bond stress distribution on ground anchor fixed length design. Field trial results and proposal for design methodology", *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1, Paris: Presses des Ponts, pp. 2119-2122 (2013).
27. Fan, H., Vassilopoulos, A. and Keller, T. "Pull-out behavior of CFRP Single-strap ground anchors", *J. Compos. Constr.*, **21**(3), (2016).
28. Tokyo Rope Co. Ltd. "Summary of application projects", <https://isabou.net/sponsor/nm-anchor/sekou.asp>, (2016).
29. Zhang, K., Fang, Z., Nanni, A., Hu, J. and Chen, G. "Experimental study of a large-scale ground anchor system with FRP tendon and RPC grout medium", *J. Compos. Constr.*, **19**(4) (2015).
30. Do, T. and Kim, Y. "Prediction of load transfer depth for cost-effective design of ground anchors using FBG sensors embedded tendon and numerical analysis", *J. Geomech. Eng., Techno-Press*, **10**(6), pp. 737-755 (2016).
31. Sadrekarimi, J. "Geotechnical properties of a lacustrine carbonate sediment", *Int. J. of Eng.*, Iran, **15**(4), pp. 347-356 (2002).
32. Tan, Y. and Lin, G. "Comprehensive load test on prestressed concrete piles in alluvial clays and marl in Savannah, Georgia", *J. Perform. Constr. Facil.*, **28**(1), pp. 178-190 (2014).
33. Briaud, J.L., Griffing, R. and Yeung, A. "Long-term behavior of ground anchors and tieback walls", Rep. FHWA/TX-99/1391-1, Texas Department of Transportation, Austin, Texas (1998).