



Experimental Study of Solutions to Reduce the Effect of Soil Swelling on Concrete Lining of Conveyance Canals

F. Behrooz Sarand^{1,*}, M. Hajialilue-Bonab²

¹Department of Civil Engineering, Islamic Azad University (Tabriz Branch), Tabriz, Iran.

²Geotechnical Group, University of Tabriz, Tabriz, Iran.

ABSTRACT: Damage to canal concrete lining is one of the common problems in irrigation and drainage network projects. Results of several studies show that swelling of unsaturated expansive soils usually led to these damages. In a recent paper, this phenomenon is studied by physical modeling. In this paper, two different ways are studied to control and reduce the effect of swelling soil on canal lining. The first way is the optimization of the number and location of joints on canal lining and the second is the investigation of the effect of canal wall slope on soil-lining interaction behavior. For this purpose, the irrigation and drainage network of the Tabriz plain canal that is under construction on expansive soil is selected as a reference for the geometric properties of the canal section. The physical models are constructed on a small scale (1/10) in the laboratory and two techniques are used in tests: the PIV method and instrumentation. By using of PIV method displacement vectors, volumetric contours, and the magnitude of them in bed soil are obtained and drawn. In addition, the results of physical modelings show the effect of joints to control and distribute of expansive soil-canal lining interaction forces. In the other hand the strain gauges recorded data show that the relative displacement of panels and destructive bending moments of lining are decreased by considering joints on location of maximum internal forces in the canal section. Also it is inferred that the variation of canal wall slope is not an effective way to reduce the lining damages.

Review History:

Received: 8/11/2018

Revised: 10/20/2018

Accepted: 10/30/2018

Available Online: 12/15/2018

Keywords:

Physical modeling

Canal

Concrete lining

Swelling, Joint

1. INTRODUCTION

One of the most common types of problematic soils is expansive soils. They pose problems for civil engineering in general and geotechnical engineering in particular [1]. They undergo severe volume changes corresponding to change in moisture content [1-4]. The damages in the hydraulic canals constructed on expansive soils are observed in the forms of cracking in the concrete lining and their uplift. Over time and with the occurring of thaw and freezing cycles, lining fine micro-cracks are become larger and provide a situation for water penetration and plant growth. These factors eventually lead to a change of hydraulic canal characteristics and finally its destruction [5]. To overcome the swelling of soil and to prevent structural damages during the site selection and/or construction stages, engineers have developed several techniques. Stabilization of clay soils using lime, cement, or fly ash has long been used to improve the workability and mechanical characteristics of the soils in geotechnical engineering. Fundamentally, lime stabilization refers to the stabilization of the soils by the addition of burned limestone products, either calcium oxide or calcium hydroxide. Lime is the most effective and widely used chemical additive for expansive soils [6]. However, in many projects such as

*Corresponding author's email: sarand@iaut.ac.ir

irrigation canals, chemical stabilization is not a suitable option to deal with swelling and impose huge costs on the project.

This paper aims to study and discuss the effect of expansive soil on canal structure by physical modeling. Also, it is attempted to suggest ways to control and reduce the effect of soil swelling on canal lining damages. For this purpose, the geometric properties of the Tabriz plain canal are selected as a reference for physical models considering small-scale relations (1:10).

2. METHODOLOGY

A physical model is a small scale of structure or mass in the desired scale. In this part of the paper, the physical models that are planned to study the interaction behavior between expansive soil and canal lining are explained.

2.1. Test box

As discussed before, in this research Tabriz plain canal dimensions are considered as reference. Therefore the dimensions of the test box are selected based on these canal characteristics by considering small-scale requirements (scale: 1:10). As shown in Fig. 1, the test apparatus consists of a bottom box (i), a top extension (ii), a lid (rigid plate) (iii), and two Perspex sheets. The bottom box, the principal



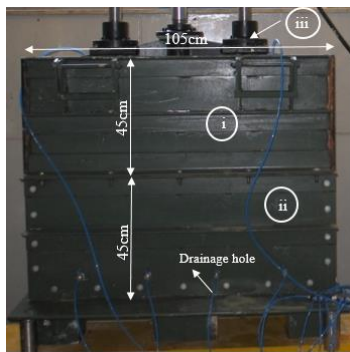


Fig. 1. Configuration of the laboratory test box.

part of the test apparatus where the canal is constructed, has a rectangular shape with open side faces. It has 1050 mm length, 200 mm width, and 450 mm height (this height is doubled when the top-extension is added).

2.2. Soil sample preparation

In this study, Bentonite and Kaolin are selected for preparing the slurry of test samples. Several laboratory tests are done to select the percentage of these soils in the sample mixture. Based on the results of these tests, in the first step, the weighted mixture of 30% Bentonite and 70% Kaolin is selected to prepare the slurry (Test 1). This mixture becomes to 20% Bentonite and 80% Kaolin in Tests 2, 3, and 4 based on obtained results from Test 1.

2.3. Lining and instruments

An aluminum sheet with 2 mm thickness is used to modeling of concrete lining. This thickness is selected based on characteristics of Tabriz plain canal lining and considering the model scale. For monitoring the behavior of canal lining and calculation of bending moment, eight strain gauges are considered on the Aluminum sheet.

2.4. Physical tests program

In this paper, four tests are performed to study the effect of joints and canal wall slope on the interaction behavior of expansive soil and canal lining. The main specifications of these tests are explained in Table 1.

3. RESULTS AND DISCUSSION

The distribution of vertical displacement of soil in test 1 that has been obtained from the PIV method is shown in Fig. 2 as contours. By referring to Fig. 2, it can be seen that the amount of soil swelling in the canal surface and just under the lining is greater than other points. The magnitude of displacement vectors in the base of the model is very low. The maximum value of soil swelling is approximately seen in the middle height of the canal section and equal to 9.5 mm in this model. It shows that the middle point of canal section height is a critical point and the maximum value of interaction force between expansive soil and lining has occurred in this position. In addition, the concentration of

Table 1. Specifications of tests.

Test Number	Mixture of soil sample	Slope of the canal walls	Number of joints on wall
Test1	30%B+70%K	1.5H:1V	1
Test2	20%B+80%K	1.5H:1V	1
Test3	20%B+80%K	1.5H:1V	2
Test4	20%B+80%K	1.75H:1V	2

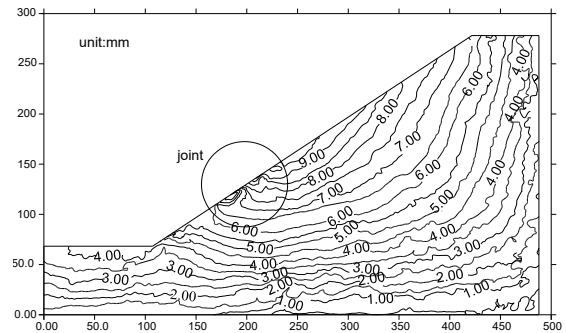


Fig. 2. Vertical displacement contours of soil in Test 1.

displacement contours around joint location is clearly seen in this Figure. This phenomenon can be expressed by the relative displacement of panels in two sides of joints in canal walls. Another issue that can be discussed is the different values of heave between bottom and wall.

In Test 2 the characteristics of the soil sample are changed but the properties of lining and the number and arrangement of instruments are the same as Test 1. The maximum value of swelling in Test 2 is recorded at about 4.5 mm. It can be seen that the amount of swelling is approximately halved compared with the first test. This result emphasizes the effect of active clay mineral presence such as Bentonite on soil mass heave.

In Test 3, two series of joints are embedded in the canal wall. Because in Test 3, the specifications of bed soil are the same as Test 2, the magnitude of displacement is approximately equal in these tests. By considering additional joints in the model of Test3, the relative displacement between two panels is significantly reduced. This reduction is led to decreasing the interaction pressure between two panels and ultimately fragmentation in this zone is minimized. This phenomenon emphasizes the effect of joints to control the deformed shape of the lining and relative displacement of panels. The effect of wall slope on canal lining and expansive bed soil interaction behavior studied in Test 4. As already mentioned, the slope of the canal wall is changed to 1.75H: 1V. By comparing the results of Tests 3 and 4, it is derived that the decreasing of canal wall slope has not only been effective in reducing the uplift of panels but also the relative displacement of panels is partly increased insides of upper joint. So based on these results, it is cleared that the optimization of the number and arrangement of joints on the canal section has a more prominent role than the wall slope variation to control expansive soil and lining interaction behavior.

4. CONCLUSIONS

Based on the obtained results from physical tests, by embedding additional joint in the mid-height of the canal section, the destructive forces can be controlled. This suggestion way has been examined in this paper. So, optimization of the number and location of joints in the canal section is a significant way to reduce the lining damages in canals that are constructed on expansive soils. In general and for the current case, considering two series of joints are recommended in both walls of the canal section, first series near the canal bottom, the intersection point of wall and bottom, and second series about the middle height of canal section, the concentration point of interaction forces. Change of canal wall slope is another option that is studied to control soil-lining interaction behavior. The results show that the decreasing canal wall slope has not also affect on reduction of relative displacement of panels but also lead to an increase of destructive bending moments of the lining.

REFERENCES

- [1] Chen, F.H., 1988. "Foundations on Expansive Soils", Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam.
- [2] Johnson, L.D. and Snethen, D.R., 1978. "Prediction of potential heave of swelling soil", Geotechnical Testing Journal, Vol. 1, No. 3, pp.117-124.
- [3] Holtz, W.G. and Gibbs, H.J., 1956. "Engineering properties of expansive clays", Transactions, ASCE, Vol. 121, pp. 641-677.
- [4] Rao, A.S., Phanikumar, B.R. and Sharma, R.S., 2004. "Prediction of swelling characteristics of remoulded and compacted expansive soils using free swell index", The Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, Vol. 37, No. 3, pp. 217-226.
- [5] Rahimi, H. and Abbasi, N., 2008. "Failure of concrete canal lining on fine sandy soils: a case study for the Saveh project", Irrigation and Drainage, John Wiley & Sons, Ltd., 57, pp.83-92.
- [6] Nelson, J.D. and Miller, D.J., 1992. "Expansive Soils - Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering", John Wiley and Sons., USA.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

F. Behrooz Sarand, M. Hajjalilue-Bonab, *Experimental Study of Solutions to Reduce the Effect of Soil Swelling on Concrete Lining of Conveyance Canals*, Amirkabir J. Civil Eng., 53(1) (2021) 33-36.

DOI: [10.22060/ceej.2018.14816.5751](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.14816.5751)





مطالعه آزمایشگاهی راهکارهای اصلاحی جهت کاهش اثر تورم خاک بر لاینینگ بتنی کانال‌های انتقال آب

فریبا بهروزسرنده^{۱*}، مسعود حاج علیلو^۲

^۱ استادیار-گروه عمران- دانشکده فنی- دانشگاه آزاد اسلامی تبریز

^۲ استاد، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷/۰۵/۲۰

بازنگری: ۱۳۹۷/۰۷/۲۸

پذیرش: ۱۳۹۷/۰۸/۰۸

ارائه آنلاین: ۱۳۹۷/۰۹/۲۴

کلمات کلیدی:

مدل‌سازی فیزیکی

کانال

رویه بتنی

تورم

درز

خلاصه: آسیب دیدگی پوشش بتنی کانال‌های انتقال آب یکی از مشکلات رایج در پروژه‌های شبکه‌های آبیاری و زهکشی می‌باشد. بررسی‌های انجام شده حاکی از این واقعیت می‌باشد که تورم خاک‌های رسی غیراشباع واقع در بستر کانال‌ها علت اصلی این آسیب‌ها می‌باشد. در مقاله حاضر به مدل‌سازی فیزیکی این پدیده جهت بررسی رفتار اندرکنشی رویه بتنی و خاک بستر به منظور ارائه روش‌های اجرایی برای کاهش آسیب‌ها پرداخته شده است. در مدل‌سازی‌های انجام شده دو راهکار برای کاهش اثر تورم بر روی رویه بررسی شده است: بهینه کردن تعداد و آرایش درزها و اثر شیب دیواره بر رفتار اندرکنشی خاک و رویه. بدین منظور مشخصات هندسی کانال انتقال آب دشت تبریز به عنوان مینا انتخاب گردیده و از مقیاس ۱:۱۰ در مدل‌سازی‌ها استفاده شده است. در آزمایشات انجام شده از دو روش سرعت‌سنجی تصویری (PIV) و سیستم ابزار دقیق برای ارزیابی رفتار استفاده گردیده است. به کمک نتایج حاصله از آزمایشات، بردارها، کنتورهای جابه‌جایی و همچنین کرنش‌های حجمی رسم گردیده است. از طرفی نتایج مربوط به قرانت کرنش‌سنج‌ها، توزیع لنگر خمشی ایجاد شده در طول رویه در اثر فشار تورم را نشان می‌دهد. بر اساس نتایج با قرار دادن ردیف درزها در محل‌های مناسب در مقطع کانال که شامل محل تمرکز جابه‌جایی‌ها می‌باشد، می‌توان به نحو بسیار چشمگیری از جابه‌جایی نسبی پانل‌ها ممانعت کرده و لنگرهای مخرب ایجاد شده در رویه را کاهش داد. همچنین نتایج نشان می‌دهند که تغییر شیب دیواره کانال نمی‌تواند به عنوان راهکار مؤثر در کنترل آسیب دیدگی رویه‌ها مطرح باشد.

۱- مقدمه

افزایش حجم آنها بوده و با از دست دادن رطوبت، انقباض و کاهش حجم در آنها رخ می‌دهد [۱-۵]. تورم در واقع تغییر در فاصله دانه‌ها بوده و از تغییر در میزان آب موجود در محیط حاصل می‌شود و این مسأله معادله توزیع نیروهای داخلی را در درون توده خاک تحت شعاع قرار می‌دهد [۶ و ۷]. در اثر فرایند تورم و انقباض، ترک‌خوردگی‌هایی روی سازه‌های سبک مهندسی که بر روی چنین خاک‌هایی احداث شده‌اند، ایجاد می‌شود. از جمله ی این سازه‌ها می‌توان به پی‌های سبک، دیوارهای حائل، پیاده‌روها، باند فرودگاه‌ها و کانال‌ها اشاره نمود [۱]. از آنجا که چنین سازه‌های سبکی قادر به مقابله با فشار تورمی حاصل از خاک‌های متورم شونده نیستند

یکی از انواع شایع خاک‌های مسأله دار خاک‌های متورم شونده می‌باشند. خاک‌های متورم شونده بصورت گسترده در کل سطح جهان مشهود بوده و وجود آنها معضلاتی را برای مهندسی عمران علل الخصوص مهندسی ژئوتکنیک ایجاد می‌کند [۱]. خاک‌های متورم شونده به علت مکانیسم رفتاری خاص آنها در برابر تغییر رطوبت، به سازه‌هایی که درون و یا روی آنها ساخته شده‌اند آسیب می‌رسانند. این نوع از خاک‌ها در اثر تغییر رطوبت تغییر حجم قابل توجهی از خود نشان می‌دهند بطوری‌که در شرایط جذب آب شاهد

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: sarand@iaut.ac.ir



بنتونیت بوده و فشار تورمی نمونه‌ها ۰/۸۷٪-۰/۶۰٪ کاهش نشان داده است [۱۳]. استفاده از آب دریا به جای آب آشامیدنی در تثبیت شیمیایی خاک‌های رسی باعث بهبود بهتر مشخصات مهندسی و پارامترهای تحکیمی رس گردیده است [۱۴]. اما در بسیاری از پروژه‌های بزرگ نظیر کانال‌های انتقال آب به علت حجم بسیار بالای عملیات اجرایی، تثبیت شیمیایی به عنوان گزینه مناسب نبوده و هزینه زیادی را به پروژه تحمیل می‌کند؛ در حالی که در احداث سازه‌های کوچک مانند ساختمان‌های سبک می‌تواند به عنوان گزینه‌ای برای اصلاح بستر مطرح گردد.

از آنجا که در طی بازرسی‌های صحرایی مربوط به کانال انتقال آب دشت تبریز خساراتی نظیر ترک خوردگی رویه بتنی و بالازدگی پانل‌ها مشاهده گردید. بنابراین هدف از مقاله اخیر، مطالعه رفتار اندرکنشی خاک متورم شونده و رویه بتنی کانال به کمک مدل‌سازی فیزیکی (با انتخاب مشخصات هندسی کانال دشت تبریز به عنوان مینا) و ارائه راهکارهایی برای کاهش آسیب‌های وارد بر این سازه‌ها بوده و تأکید اساسی بر بهسازی تعداد و آرایش محل درزها و تغییر شیب دیواره کانال به عنوان راهکارهای اجرایی می‌باشد.

۲- مدل‌سازی فیزیکی

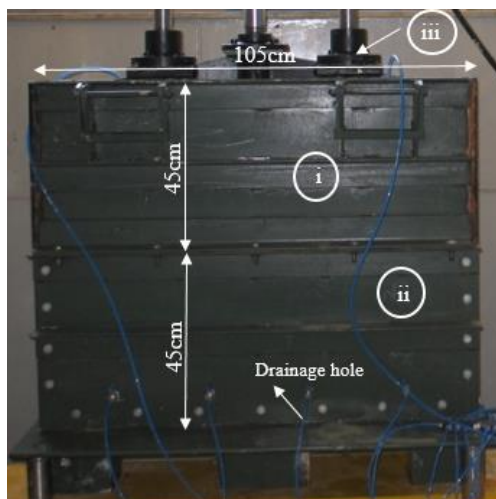
تا حال مسائل مختلفی در شاخه‌های گوناگون علوم مهندسی با استفاده از مدل‌های فیزیکی مطالعه شده‌اند. لذا استفاده از مدل فیزیکی سابقه‌ای طولانی در تحقیقات و هم‌چنین مطالعات مهندسی در پروژه‌های مختلف دارد. یک مدل فیزیکی در واقع کوچک شده سازه یا توده واقعی به مقیاس مورد نظر است. اگر مدل فیزیکی بر اساس اصول صحیح طراحی و ساخته شده باشد، رفتار آن بسیار شبیه واقعیت خواهد بود. بر این اساس در مقاله حاضر نیز، اندرکنش خاک متورم شونده غیراشباع-رویه بتنی کانال به کمک مدل‌سازی آزمایشگاهی با مقیاس (۱:۱۰) مورد مطالعه قرار گرفته است. در ادامه روند انجام آزمایشات به اختصار توضیح داده شده است.

۲-۱- تجهیزات مورد نیاز برای انجام آزمایشات

در این بخش تجهیزات و دستگاه‌های ساخته شده برای انجام آزمایشات فیزیکی معرفی شده و هر یک از آنها بطور خلاصه شرح داده شده است.

لذا دچار ترک خوردگی‌هایی در این شرایط می‌شوند [۳]. آسیب‌های بوجود آمده در سازه‌های احداثی بر روی خاک‌های متورم شونده از ترک خوردگی‌های ریز در پی‌ها یا ترک‌های دیوارها در ساختمان‌ها تا جابه‌جایی‌هایی برگشت ناپذیر در پی‌ها و اجزای برخی سازه‌ها دیده شده‌اند [۸]. آسیب‌های بوجود آمده در کانال‌های هیدرولیکی که بر روی خاک‌های متورم شونده ساخته می‌شوند به شکل ترک خوردگی در لاینینگ بتنی و بالازدگی آن قابل مشاهده می‌باشد. با گذشت زمان و با وقوع سیکل‌های ذوب و یخبندان، ترک‌های ریز بوجود آمده در روی رویه بتنی بزرگتر شده و محلی را برای نشت هر چه بیشتر آب و رشد گیاهان ایجاد می‌کنند و این عوامل در نهایت به تغییر مشخصات هیدرولیکی کانال‌ها و تخریب آنها منتهی می‌گردد. تخریب رویه بتنی کانال‌ها نیز یکی از مشکلات معمول شبکه‌های آبیاری و زهکشی در ایران می‌باشد [۹].

به منظور غلبه بر تورم خاک و جلوگیری از آسیب دیدگی سازه‌ها، تکنیک‌های متعدد و پیشرفته‌ای توسط مهندسی چه در مرحله مطالعات صحرایی و چه در مرحله ساخت بکار گرفته می‌شود. تثبیت خاک‌های رسی توسط آهک، سیمان و یا مصالح آتشفشانی طی سالیان متمادی توسط مهندسی ژئوتکنیک برای افزایش کارایی و بهبود مشخصات مکانیکی این نوع از خاک‌ها استفاده شده است. در واقع تثبیت با آهک به اصلاح خاک‌ها به کمک افزودن محصولات سنگ آهک نظیر اکسید کلسیم و یا هیدروکسید کلسیم اطلاق می‌شود [۱۰]. آهک یک ماده افزودنی شیمیایی بسیار معمول و مؤثر برای خاک‌های متورم شونده می‌باشد [۱۱]. در سال‌های اخیر در رویکرد جدیدی به استفاده از مواد زاید برای مقابله با رفتار تورمی خاک‌های رسی پرداخته شده است. به عنوان نمونه در سال ۲۰۱۱ در مطالعه آزمایشگاهی به تأثیر خاکستر پوسته برنج، خاکستر زغال سنگ و خاکستر کوره آهن در رفتار تورمی رس‌ها پرداخته شده است. نتایج بدست آمده حاکی از تأثیر بهتر خاکستر پوسته برنج نسبت به سایر مواد افزودنی در اصلاح خاصیت تورمی و افزایش مقاومت فشاری نمونه‌ها می‌باشد [۱۲]. استفاده از مواد افزودنی غیر معمول دیگری برای اصلاح ویژگی‌های تورمی رس‌ها در تحقیقات مختلف بررسی شده است. در مطالعه‌ای استفاده از ترکیب هیدروکسید منیزیم، آب دریا و پساب کارخانه زیتون بر روی رفتار تورمی بنتونیت مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج حاکی از کاهش چشمگیر خصوصیات خمیری



شکل ۱. جعبه آزمایش ساخته شده جهت مدل سازی های فیزیکی
Fig. 1. Configuration the laboratory test box

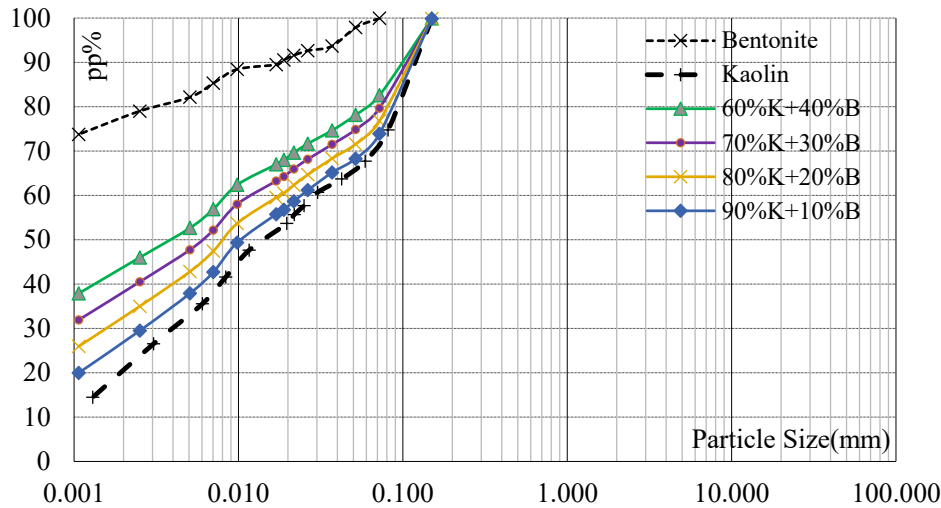
۲-۱-۱- جعبه آزمایش

می باشد. این دوغاب درون میکسر رسی و کیوم دار در شرایط خلا ساخته شده و سپس بدرون جعبه آزمایش منتقل می گردد. صفحات طلقی شفافی به ضخامت ۳۰ میلی متر در دو وجه باز شو جعبه پایینی نصب می گردد تا امکان مشاهده جابه جایی های بوجود آمده در توده خاک در اثر تورم ایجاد گردد. درپوش که جک اعمال فشار بر روی آن نصب می شود نیز دارای دو سوراخ است که شیرهای زهکشی به آن وصل می باشند. ابعاد اولیه جعبه آزمایش بر اساس ابعاد هندسی کانال انتقال آب دشت تبریز و با مقیاس (۱:۱۰) انتخاب شده است.

۲-۲- تهیه نمونه آزمایش

شبکه آبیاری و زهکشی دشت تبریز شامل شش ناحیه عمرانی و در سطح ۴۰۰۰۰ هکتار می باشد. با توجه به این سطح بسیار گسترده، تنوع بالایی در مشخصات خاک بستر وجود دارد. در مدل سازی انجام شده در مقاله اخیر، طولی از کانال دشت تبریز به عنوان مینا انتخاب

برای انجام آزمایشات فیزیکی جعبه صلبی همانند شکل ۱ طراحی و ساخته شده که این جعبه شامل قسمتهای زیر می باشد: (i) جعبه تحتانی، (ii) جعبه فوقانی، (iii) درپوش که بصورت یک صفحه صلب می باشد و (iv) دو صفحه شفاف طلقی (Plexiglas). جعبه پایینی که قسمت اصلی جعبه آزمایش است و مدل کانال درون آن ساخته می شود، مستطیلی شکل بوده و دارای دو وجه باز شو می باشد. این جعبه فلزی بوده و دارای طول ۱۰۵۰ میلی متر و عرض ۲۰۰ میلی متر و ارتفاع ۴۵۰ میلی متر است (این ارتفاع زمانی که جعبه بالایی روی آن قرار داده می شود دو برابر می شود). در وجوه جانبی جعبه ۸ سوراخ با قطر ۱۰ میلی متر تعبیه شده است که به آنها شیرهای زهکش نصب شده و اجازه زهکشی را به نمونه حین فرایند تحکیم می دهد. هدف از ساختن جعبه فوقانی و نصب آن روی جعبه اصلی، امکان فراهم نمودن فضای کافی برای قرارگیری دوغاب رسی



شکل ۲. آزمایش دانه‌بندی مصالح اولیه نمونه آزمایش

Fig. 2. Results of gradation tests

جدول ۱. پارامترهای اولیه مصالح حاصل از آزمایشات شناسایی

Table 1. Initial properties of soil samples

عنوان مصالح	G_s	$\gamma_{dmax}(kN/m^3)$	$PI(\%)$	$LL(\%)$	Activity(%)
بنتونیت	۲/۷۲	-	۱۴۶	۱۹۰	۱/۸۷
کائولین	۲/۶۵	-	۱۰	۳۰	۰/۵
ترکیب ۳۰٪ بنتونیت + ۷۰٪ کائولین	۲/۶۸	۱۶	۴۲	۶۵	۱/۱۱
ترکیب ۲۰٪ بنتونیت + ۸۰٪ کائولین	۲/۶۷	۱۵/۸۵	۳۳	۵۵	۱/۰۳

مدل‌سازی فیزیکی، آزمایشات شناسایی اولیه‌ای برای انتخاب ترکیب نمونه انجام پذیرفت که این آزمایشات شامل آزمایشات دانه‌بندی به روش هیدرومتری، تعیین دانسیته، حدود اتربرگ، تحکیم و تورم و... می‌باشد. در این آزمایشات درصد‌های مختلف بنتونیت و کائولین مخلوط شده و آزمایشات پایه بر روی آنها انجام یافت. بر مبنای نتایج حاصل از این آزمایشات و هم‌چنین مشخصات خاک منطقه، ترکیب وزنی ۳۰٪ بنتونیت به علاوه ۷۰٪ کائولین برای تهیه دوغاب اولیه نمونه انتخاب گردید (آزمایش اول) و سپس این ترکیب بصورت ۲۰٪ بنتونیت به علاوه ۸۰٪ کائولین اصلاح گردید. برخی از نتایج مربوط به آزمایشات شناسایی در شکل ۲ و جدول ۱ آورده شده است.

در جدول فوق G_s دانسیته ویژه، γ_{dmax} وزن مخصوص خشک ماکزیمم، PI اندیس پلاستیسیته، LL حد روانی و Activity درصد فعالیت ($A = \frac{PI}{\leq 0.002mm}$) مصالح می‌باشد.

شده است که بعد از آبیگری، لاینینگ بتنی دچار آسیب دیدگی و بالازدگی شده است. لذا از خاک زیر کانال در این ناحیه نمونه برداری شده و تلاش گردیده است که مشخصات خمیری خاک نمونه مدل فیزیکی تا حد امکان نزدیک مشخصات خاک بستر کانال در این ناحیه باشد. در مطالعه حاضر، خاک بستر کانال تبریز در کیلومتر ۵+۳۰ به عنوان مبنا انتخاب شده است (در این کیلومتر لاینینگ آسیب دیده بود) که بر اساس آزمایشات انجام شده بطور میانگین مشخصات خمیری خاک در این ناحیه برابر $LL=48, PI=20$ و $PI=28$ بدست آمده است. از آنجا که یکی از پارامترهای مهم در مطالعات آزمایشگاهی، امکان تکرار پذیری آزمایشات در شرایط همسان می‌باشد. لذا از مصالح کارخانه‌ای شامل کائولین و بنتونیت به عنوان مواد اولیه برای تهیه نمونه آزمایش استفاده گردید تا مشخصات آنها در طی تمامی آزمایشات ثابت باشد. قبل از شروع مراحل مربوط به



شکل ۴. قاب عکس‌العمل و سیستم اعمال نیرو
Fig. 4. Hydraulic jack system



شکل ۳. میکسر رس و کیوم‌دار جهت تهیه دوغاب اشباع همگن
Fig. 3. Vacuum clay mixer

نمونه خارج می‌گردند. باربرداری یکباره به این صورت باعث می‌شود تا فشار جک به فشار آب منفذی منفی (suction) در نمونه تبدیل شود و این مقدار فشار منفی معادل شرایط صحرایی منطقه مورد مطالعه می‌باشد [۲۰]. شمای کلی سیستم ساخته شده در شکل ۴ نشان داده شده است. در شکل ۵ به عنوان نمونه نمودار نشست نمونه (برای ترکیب ۳۰٪ بنتونیت + ۷۰٪ کائولین) در برابر زمان و هم چنین گام‌های بارگذاری انجام شده که بیان کننده فرایند تحکیم می‌باشد آورده شده است. در این نمودار محور قائم سمت چپ مربوط به نشست نمونه و محور قائم سمت راست فشار جک را نشان می‌دهد.

۲-۲-۱- برش مقطع کانال

بعد از اینکه مرحله تحکیم نمونه به پایان رسید وجوه جانبی جعبه پایینی باز شده و دو قالب چوبی که به شکل مقطع کانال برش داده شده‌اند به دو طرف جعبه بسته می‌شود. بعد از آن قسمت اضافی کیک رسی که بالای این قالب قرار دارد به کمک یک رشته سیم بسیار نازک برداشته شده و در نهایت مقطع کانال به کمک یک تیغه فلزی تیز که بر روی قالب چوبی حرکت داده می‌شود شکل می‌گیرد. قالب، تیغه و سیم بکار رفته برای این هدف در شکل ۶ نشان داده شده است.

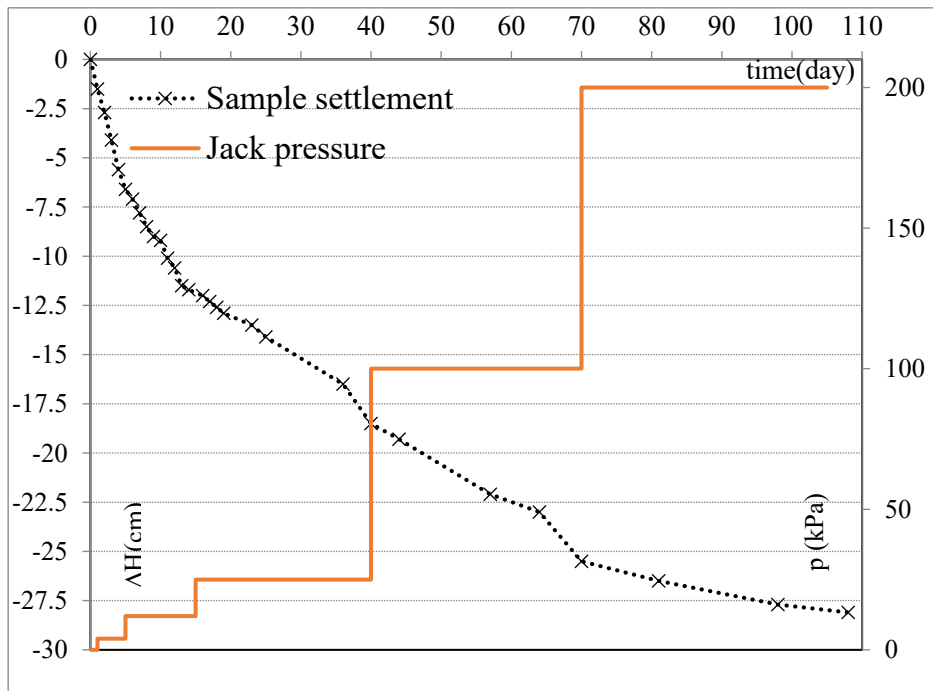
۲-۲-۲- رویه کانال و ابزاربندی

بعد از آماده سازی سطح نمونه، باید دو صفحه طلقی در دو وجه جعبه بسته شود. اصطکاک بین خاک و صفحه طلقی یک عامل بسیار حائز اهمیت است مخصوصاً زمانی که آزمایش به نحوی انجام می‌شود

مصلح مورد نیاز برای ساختن نمونه بصورت پودری با ترکیب انتخابی با رطوبتی تقریباً معادل ۱/۵ تا ۲ برابر رطوبت حد روانی خاک مخلوط به درون میکسر رس و کیوم دار ریخته شد [۱۵-۱۹]. میکسر ساخته شده برای این هدف در شکل ۳ نشان داده شده است. هدف از این کار ایجاد یک نمونه دوغابی کاملاً همگن و اشباع می‌باشد. لذا برای از بین بردن حباب‌های احتمالی، هوای درون دوغاب به کمک یک پمپ مکنده خارج گردید. تهیه چنین دوغابی درون میکسر به بیش از ۳ ساعت زمان نیاز دارد.

بعد از تهیه دوغاب اشباع، این مواد از درون میکسر به داخل جعبه آزمایش منتقل شده و با بازکردن شیرهای زهکش اجازه تحکیم به نمونه داده می‌شود. برای تسریع در روند تحکیم از جک هیدرولیکی اعمال نیرو استفاده گردید. فرایند کلی تحکیم برای ترکیب ۳۰٪ بنتونیت + ۷۰٪ کائولین در آزمایش اول حدود ۱۰۵ روز به طول انجامید و میزان تغییر ارتفاع نمونه هر روز ثبت گردید. از آنجا که این زمان برای کار تحقیقاتی و جهت امکانپذیری تکرار آزمایشات زمان طولانی می‌باشد. بر همین اساس و برخی دلایل دیگر در آزمایشات بعدی از ترکیب ۲۰٪ بنتونیت + ۸۰٪ کائولین جهت ساخت نمونه‌ها استفاده گردید تا بتوان زمان مورد نیاز جهت انجام عملیات تحکیم را کاهش داد.

فشار تحکیم بصورت پلکانی به نمونه اعمال گردید مراحل اعمال بار به ترتیب ۴، ۱۲، ۲۵، ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال می‌باشد. بعد از تکمیل مراحل تحکیم اولیه، عملیات مربوط به باربرداری انجام می‌شود. باربرداری در یک مرحله انجام شده و قبل از باربرداری تمامی شیرهای زهکش بسته می‌شوند و آب‌های اضافی جمع شده و از سطح



شکل ۵. نمودارهای بارگذاری و نشست نمونه مربوط به ترکیب ۳۰٪ بنتونیت + ۷۰٪ کائولین در برابر زمان
 Fig. 5. Process of loading and settlement of sample(30%B+70%K)



شکل ۶. برش مقطع کانال به کمک قالب، تیغه فلزی و سیم بسیار نازک
 Fig. 6. shaping of the canal section with template and thin string of wire

رویه بتنی کانال انتقال آب دشت تبریز (۱۲/۵ سانتی‌متر) محاسبه و انتخاب شده است. برای بدست آوردن ضخامت ورق، رویه بتنی کانال بصورت تیر ساده در نظر گرفته شده و از آنجا که فشار تورمی اعمالی از طرف خاک متورم شونده بستر در طول محدود رویه بصورت بار گسترده می‌باشد. لذا از رابطه زیر می‌توان برای بدست آوردن خیز ماکزیمم این تیر استفاده نمود.

$$\delta_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

که جابه‌جایی ذرات قابل مشاهده و اندازه‌گیری است. در آزمایشات اخیر پارامتر اصطکاک به کمک یک نوع گریس بسیار شفاف (Silicon grease) به حداقل رسیده است. لذا قبل از بستن صفحات طلقی، این گریس به سطح صفحه طلقی در محل تماس خاک با صفحه مالیده شده است. برای شبیه سازی رویه بتنی کانال در مدل‌سازی فیزیکی، از ورق آلومینیومی به ضخامت ۲ میلی‌متر استفاده شد تا بتوان تغییرشکل‌های بوجود آمده را براحتی ثبت نموده و تحلیل کرد. این ضخامت بر اساس مقیاس مدل‌سازی و در نظر گرفتن ضخامت



شکل ۷. کرنش‌سنج‌های نصب شده در سطح رویه مدل
Fig. 7. Strain gauges of lining model

بارگذاری انجام می‌گردد. بارگذاری توسط وزنه های ۵۰ گرمی و ۱۰۰ گرمی صورت گرفته است. در هر مرحله از بارگذاری ولتاژ قرائت شده و نمودار ولتاژ- بارگذاری برای هر کرنش‌سنج رسم می‌شود. برای یافتن لنگر یا کرنش در محل کرنش‌سنج از رابطه $\sigma = \frac{M}{\omega}$ و $\sigma = E\varepsilon$ استفاده می‌شود که در این رابطه $M = F.a$ می‌باشد. a بازوی لنگر، فاصله نقطه اعمال بار تا مرکز کرنش‌سنج می‌باشد. بدین ترتیب در آزمایش‌ها با ثبت ولتاژها و اعمال ضریب مربوطه می‌توان داده مورد نظر را بدست آورد. در این پروژه ضریب هر کرنش‌سنج برای بدست آوردن لنگر خمشی محاسبه شده است. با ضرب این عدد در خروجی‌های مربوطه نرم‌افزار DasyLab (نرم‌افزار جهت دریافت و مدیریت سیگنال‌های آنالوگ و دیجیتال الکتریکی) می‌توان نمودار لنگر خمشی رویه را برحسب کیلوگرم- سانتی‌متر بدست آورد. از آنجا که مقطع کانال حالت متقارن دارد لذا ابزاربندی این مقطع در یک راستا انجام یافته است. بر همین مبنا به تعداد ۸ جفت کرنش‌سنج در طول مقطع کانال نصب گردیده است. تلاش شده است که این ابزارها در محل‌هایی نصب شود که بهترین نتایج را برای تحلیل رفتار لاینینگ در اندرکنش با خاک متورم شونده در اختیار قرار دهد. ابزاربندی انجام شده برای یک حالت از آزمایشات به عنوان نمونه در شکل ۷ نشان داده شده است. برای اعمال وزن لاینینگ نیز از یک سربار خاص (گلوله‌های فلزی) که بتواند وزن را بصورت کاملاً یکسان پخش کند استفاده گردید. این سربار تنشی برابر 0.2 کیلو نیوتن بر مترمربع را بر سطح شیت آلومینیومی وارد می‌کند. در طول آزمایشات مقطع کانال همانند شرایط واقعی با آب پر شد. مدل نهایی ساخته شده و جزئیات آن در شکل ۹ نشان داده شده است.

در این رابطه q میزان نیروی اعمالی بر تیر در واحد طول، L طول تیر، E مدول الاستیسیته و I سختی خمشی مقطع مورد نظر می‌باشد. با در نظر گرفتن مقیاس مدل‌سازی می‌توان نوشت:

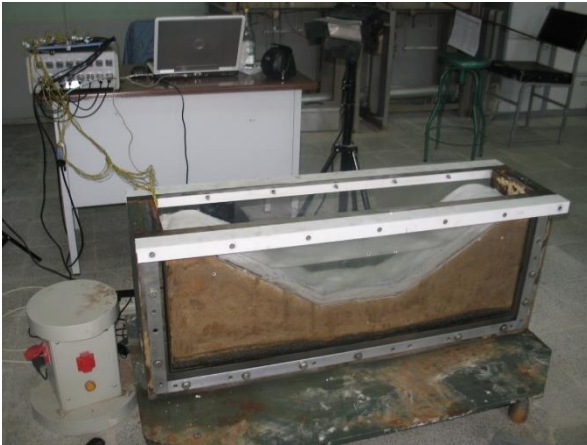
$$(\delta_{\max})_{\text{Prototype}} = 10(\delta_{\max})_{\text{Model}}$$

با منظور نمودن مدول الاستیسیته بتن (نمونه‌های بتنی کانال دشت تبریز) و آلومینیم به ترتیب برابر با $2/3 \times 10^5$ و 7×10^5 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع مقدار ضخامت معادل ورق آلومینیومی برابر با مقدار زیر از محاسبات حاصل می‌گردد.

$$t_{Al} = 1.78 \text{ mm}$$

که بر این اساس ضخامت ورق در آزمایشات برابر با ۲ میلی‌متر انتخاب شده است. همان‌طور که شکل ۷ دیده می‌شود سوراخ‌هایی به قطر حدود دو میلی‌متر با آرایش 5×5 سانتی‌متر در سطح رویه ایجاد گردید تا آب درون کانال بتواند از آن عبور نماید و خاک زیرین در تماس با آب قرار گیرد.

برای اندازه‌گیری تغییرشکل‌ها و لنگرهای ایجاد شده در روی خود لاینینگ از کرنش‌سنج‌هایی استفاده شده است. خروجی‌های گیج‌ها بصورت ولتاژ الکتریکی است و باید آنها را به واحدهایی نظیر نیرو، جابه‌جایی، لنگر خمشی و ... تبدیل کرد. برای اینکار پس از نصب کرنش‌سنج‌ها در محل خود، رویه آلومینیومی مورد نظر را توسط گیره به انتهای میز بصورت کاملاً گیردار بسته و بصورت مرحله به مرحله



شکل ۹. مدل فیزیکی ساخته شده برای کانال ذوزنقه‌ای
Fig. 9. Constructed physical model for Trapezius canal



شکل ۸. پاشیدن ماسه رنگی به سطح نمونه برای استفاده از روش PIV
Fig. 8. Spread of sand particles on model surface for using of PIV method

۲-۴- برنامه آزمایشات

در این مقاله، چهار آزمایش برای بررسی اثر تعداد و محل درزها و هم چنین شیب دیواره کانال بر رفتار اندرکنشی خاک متورم شونده و رویه کانال انجام شده است. مشخصات اصلی این آزمایشات در جدول ۲ ارائه شده است. در این جدول H, K, B و V به ترتیب برای معرفی عبارات بنتونیت، کائولین، جهت افقی و جهت قائم استفاده شده است. همان طور که قبلاً توضیح داده شده است در هر یک از آزمایشات مربوط به مدل سازی فیزیکی، از ۸ جفت کرنش سنج استفاده گردیده است. جانمایی کرنش سنج‌ها و درزها بصورت شماتیک در شکل ۱۰ نشان داده شده است. در این شکل حروف K و J به ترتیب برای معرفی کردن کرنش سنج‌ها و درزها بکار رفته است. در جدول ۳ نیز موقعیت قرارگیری هر یک از درزها و هم چنین محل نصب کرنش سنج‌ها بصورت فاصله افقی از محور تقارن کانال (وسط کف کانال) بیان شده است. در این جدول m_1, m_2 و e_1, e_2 به ترتیب رطوبت و نسبت تخلخل نمونه‌ها را قبل از انجام تحکیم یعنی در وضعیت دوغاب و بعد از عملیات تحکیم و در شروع مدل سازی‌ها نشان می‌دهد. به عنوان نمونه مدل‌های فیزیکی ساخته شده در آزمایشات ۱ و ۴ در شکل ۱۱ نشان داده شده است.

۳- نتایج و بحث

۳-۱- نتایج آزمایشات مدل سازی فیزیکی حاصل از روش سرعت سنجی تصویری (PIV)

۳-۱-۱- نتایج مربوط به جابه‌جایی‌های ایجاد شده در توده خاک در شکل ۱۲ بردارهای جابه‌جایی کل ایجاد شده در توده خاک

۲-۳- روند انجام آزمایش

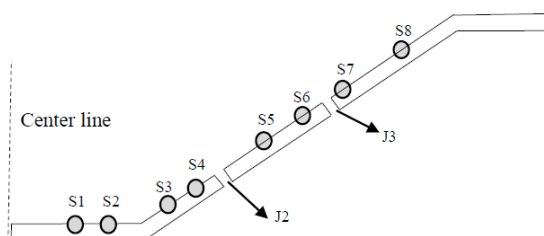
روش‌هایی که امکان اندازه‌گیری‌های دقیق را بدون استفاده از ابزار آلات مکانیکی گران قیمت بوجود می‌آورد نقش مؤثری در گسترش استفاده از مدل‌های فیزیکی خواهند داشت. یکی از این روش‌ها، اندازه‌گیری‌های تغییر شکل تصویر مینا می‌باشد. در این تحقیق از سیستم اندازه‌گیری تغییر شکل بر اساس روش PIV و فتوگرامتری نزدیک برد به عنوان روشی مناسب برای استفاده در مدل سازی‌ها و آزمایشات ژئوتکنیکی استفاده شده است. سیستم اندازه‌گیری تغییر شکل‌ها بر مبنای روش سرعت سنجی تصویری^۱ ذرات (PIV) و فتوگرامتری نزدیک برد برای اولین بار توسط white et al [۲۱] در سال ۲۰۰۳ توسعه یافته است. در مطالعه اخیر، از دوربین Canon G۱۰ با وضوح تصویر ۱۴/۷ مگاپیکسل برای تصویربرداری استفاده شد. لازم به ذکر است که انجام آزمایشات مبتنی بر روش PIV، دنبال کردن ذرات رنگی درون توده خاک می‌باشد. از آنجا که در تحقیق حاضر از ترکیب کائولین و بنتونیت که هر دو جزء کانی‌های رسی و فاقد دانه‌های رنگی در بافت خود می‌باشند، به عنوان خاک مینا استفاده شده است. لذا باید تدبیر خاصی برای استفاده از روش PIV در این نوع مصالح اندیشیده شود. در کار حاضر از ذرات ریز ماسه که از نظر قطر مابین الک ۱۰۰ و ۲۰۰ قرار دارد استفاده گردید و این ذرات به سطح مدل با فشار پاشیده شد تا یک سطح کاملاً یکنواخت حاصل گردد این تکنیک قبلاً توسط Take در سال ۲۰۰۳ پیشنهاد شده است [۲۰]. نحوه پاشش ماسه در شکل ۸ و نهایتاً مدل حاصل در شکل ۹ آورده شده است.

1 Particle Image Velocimetry

جدول ۲. مشخصات آزمایشات

Table 2. Specifications of tests

شماره آزمایش	ترکیب مصالح	شیب دیواره مقطع	تعداد درزها در دیواره	موقعیت درز
Test1	$30\%B+70\%K$	1.5H:1V	۱	به ارتفاع ۵ سانتی متر از کف کانال و روی دیواره
Test2	$20\%B+80\%K$	1.5H:1V	۱	به ارتفاع ۵ سانتی متر از کف کانال و روی دیواره
Test3	$20\%B+80\%K$	1.5H:1V	۲	بر اساس نتایج Test1 و Test2 انتخاب شده است.
Test4	$20\%B+80\%K$	1.75H:1V	۲	بر اساس نتایج Test1 و Test2 انتخاب شده است.



شکل ۱۰. شکل شماتیک محل قرارگیری کرنش سنج ها و درزها

Fig. 10. Schematic position of Joints and Strain gauges

جدول ۳. برخی از مشخصات نمونه خاک و رویه مدل در آزمایشات

Table 3. Some properties of soil sample and lining in models

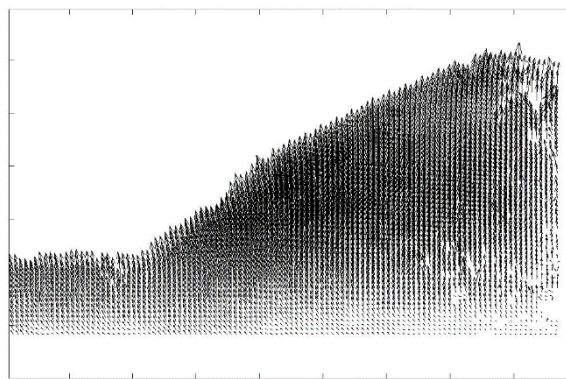
شماره آزمایش	مشخصات نمونه خاک				موقعیت قرارگیری درزها در دیواره (J:cm)		موقعیت نصب کرنش سنج ها (S:cm)										
	m_1 (%)	m_2 (%)	e_i	e_f	J_2	J_3	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5	S_6	S_7	S_8			
Test1	۱۵۸	۶۴	۴/۲	۱/۷	۲۰	-											
Test2	۱۰۰	۴۵	۲/۷	۱/۲	۲۰	۳۱/۲۵	۳/۱	۹/۴	۱۵	۱۷/۵	۲۴/۳	۲۸/۲	۳۲/۸	۳۸/۴			
Test3																	
Test4							۲۱	۳۴/۸	۳/۱	۹/۴	۱۵/۵	۱۸/۴	۲۵/۶	۳۰	۴۳/۱	۵۱/۱	

اتمام این آزمایش انتخاب گردید. علت اساسی این تغییر شکل ها، تورم بستر در اثر زایل شدن فشار آب منفذی منفی و به عبارت دیگر تغییر رطوبت خاک می باشد. با توجه به شکل ۱۲ می توان چنین

بعد از ۱۶ روز از شروع آزمایش اول (Test1) که به کمک روش PIV استخراج گردیده نشان داده شده است. بعد از ۱۶ روز نمودارها بسیار ناچیز و در حد صرف نظر کردن بوده است. لذا این زمان برای



شکل ۱۱. مدل‌های فیزیکی ساخته شده در آزمایشات Test1 و Test4
 Fig. 11. Constructed Physical models for Test1 and Test4

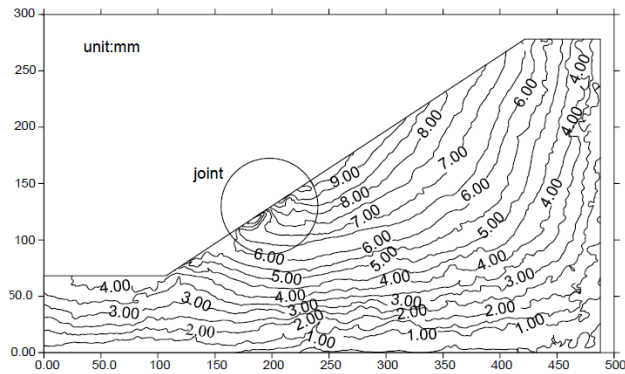


شکل ۱۲. بردارهای جابه‌جایی کل ایجاد شده در نمونه مربوط به آزمایش اول
 Fig. 12. Total displacement vectors of sample in Test1

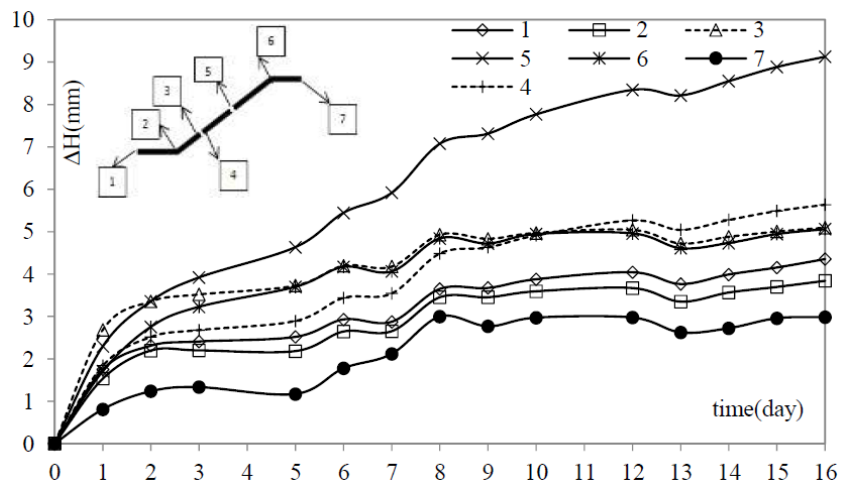
مدل‌سازی فیزیکی تأیید می‌کند.

در شکل ۱۳ مقادیر جابه‌جایی کل توده خاک در آزمایش اول بصورت منحنی‌های هم تراز رسم گردیده است. همان‌طور که از این شکل استنباط می‌شود در این آزمایش بیشترین مقدار تورم خاک در حدود ۹/۵ میلی‌متر بوده و در حوالی ارتفاع میانی دیواره مقطع کانال اتفاق افتاده است. هر اندازه از سطح دیواره و کف کانال به سمت عمق حرکت کنیم از مقدار این جابه‌جایی کاسته شده است تا جاییکه در کف مدل میزان تغییر شکل کل به حدود ۰/۵ میلی‌متر رسیده است. از آنجا که هدف از کار اخیر بیشتر مبتنی بر بررسی مکانیسم اندرکنشی خاک متورم شونده و رویه کانال می‌باشد لذا در شکل ۱۴ تغییرات جابه‌جایی قائم خاک درست در زیر رویه و در محل اندرکنش خاک - رویه بصورت تابعی از زمان نشان داده شده است. همان‌طور که از این نمودار بدست می‌آید میزان تورم خاک با زمان افزایش یافته و اندازه تورم نقاط مختلف در زیر لاینینگ با همدیگر تفاوت دارد.

استنباط نمود که اندازه بردارهای تغییر شکل هر اندازه به سمت عمق مدل حرکت می‌کنیم کاسته می‌شود. علت این پدیده را می‌توان به دو عامل وابسته دانست. یکی از این عوامل اثر وزن خاک لایه‌های فوقانی است که در مقابل فشار تورمی مقابله می‌نماید. در مرحله دوم تأثیر نفوذپذیری خاک مدل می‌باشد که به دلیل پایین بودن ضریب گذردهی هیدرولیکی خاک، نفوذ آب به قسمت‌های پایین مدل کمتر بوده است. لذا تغییر شکل در این نواحی نسبت به قسمت‌های فوقانی مدل کاهش یافته است. همچنین مطابق این شکل مشاهده می‌شود که برآیند بردارهای تغییر مکان غالباً به سمت بالا می‌باشد و این پدیده حاکی از این واقعیت می‌باشد که پدیده تورم قائم نمونه بر تغییر شکل آن در جهت افقی غالب بوده است. همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شد اندازه بردارهای جابه‌جایی کل در اعماق بستر مدل در مقایسه با کف کانال بسیار ناچیز می‌باشد. این مسأله از طرفی رعایت عمق ناحیه فعال خاک (Active Zone) را در انتخاب ابعاد



شکل ۱۳. کنتورهای جابه‌جایی کل ایجاد شده در نمونه مربوط به آزمایش اول
Fig. 13. Total displacement contours of sample in Test 1

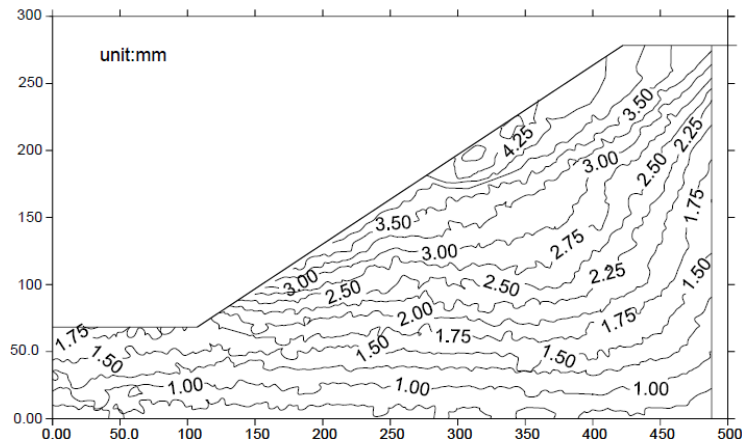


شکل ۱۴. تغییرات جابه‌جایی قائم خاک در محل اندرکنش خاک بستر و رویه کانال در Test 1
Fig. 14. Displacement of bed soil at soil-lining interaction points in Test 1

جابه‌جایی نسبی ایجاد شده مبین پدیده جابه‌جایی نسبی پانل‌ها در شرایط واقعی است که عیناً در مشاهدات صحرایی نیز دیده می‌شود. بر اساس نتایج بدست آمده از این آزمایش حداکثر میزان تورم کف کانال در حدود ۳ تا ۴ میلی‌متر بوده است و در دو طرف درز کف جابه‌جایی نسبی قابل ملاحظه‌ای مشاهده نگردیده است. نتیجه مهم دیگری که از نمودار ۱۴ می‌توان استنباط نمود نقش درز به عنوان محل تمرکز جابه‌جایی‌ها و نهایتاً ممانعت از انتشار نیروهای اندرکنشی در کل سطح رویه و جلوگیری نمودن از ایجاد ترک‌ها در سطح رویه می‌باشد. لذا موقعیت قرارگیری و تعداد درزها در رویه کانال‌ها می‌تواند به عنوان عامل تأثیرگذار جهت کاهش خسارات وارد بر رویه‌ها مورد بررسی قرار گیرد. ایجاد توری حداکثر برابر با حدود ۹ میلی‌متر در طول آزمایش برای این نمونه مقدار بسیار چشمگیری می‌باشد و با در

با توجه به این نمودار مشاهده می‌شود که نرخ تورم بستر با گذشت زمان کاهش یافته است و در روزهای نخست شیب نمودارها بیشتر از روزهای دیگر می‌باشد و نرخ تورم بعد از گذشت ۱۰ روز کاهش چشمگیری داشته است.

حداکثر میزان جابه‌جایی قائم خاک بستر در زیر رویه، در نقطه میانی طول بالای درز در دیواره کانال (نقطه ۵) اندازه‌گیری شده و برابر با ۹/۲ میلی‌متر می‌باشد. چنین به نظر می‌رسد که ماکزیمم مقدار نیروی اندرکنشی نیز در حوالی همین ناحیه به وقوع می‌پیوندد. با مقایسه نمودارهای جابه‌جایی مربوط به نقاط ۳ و ۴ که در دو طرف درز دیواره قرار دارند مشاهده می‌شود که میزان تورم بستر در این دونقطه یکسان نبوده و این پدیده حاکی از ایجاد جابه‌جایی نسبی در دو طرف درز برابر با ۰/۶ میلی‌متر می‌باشد. این



شکل ۱۵. کنتورهای جابه‌جایی کل ایجاد شده در نمونه مربوط به آزمایش دوم (Test 2)
 Fig. 15. Total displacement contours of sample in Test 2

نمود که در شرایط طبیعی نیز وجود درصد پایین مصالح رسی فعال به شدت بر روی پتانسیل تورم خاک تأثیر گذاشته و ممکن است در اثر اعمال فشار تورم، صدمات زیادی را به سازه‌های سبک ساخته شده بر روی خود وارد نماید. از طرفی می‌توان چنین نتیجه‌گیری نمود که مکانیسم رفتاری خاک متورم شونده در اندرکنش با رویه در هر دو آزمایش یکسان بوده و تغییر ترکیب خاک مبنا تأثیری بر نوع رفتار آن نداشته است. با توجه به نتایج حاصل به نظر می‌رسد موقعیت درزها در مکانیسم رفتار اندرکنشی خاک- رویه نقش مهمی را بازی می‌کنند و از آنجا که رویه کانال در دو آزمایش دارای مشخصات یکسانی از لحاظ شیب و آرایش درزها هستند. لذا مکانیسم رفتاری مدل در هر دو آزمایش تغییر نکرده است.

از آنجا که در آزمایش دوم ترکیب تهیه نمونه‌ها نهایی شده است. لذا نمونه مربوط به آزمایش سوم نیز با طرح اختلاط نهایی (ترکیب ۲۰٪ بنتونیت به علاوه ۸۰٪ کائولین و رطوبتی برابر ۱۰۰٪) تهیه شده است. در این آزمایش نیز به علت یکسان بودن شرایط تهیه نمونه و بارگذاری، اتمام فرایند تحکیم در حدود ۸۰ روز بطول انجامیده است.

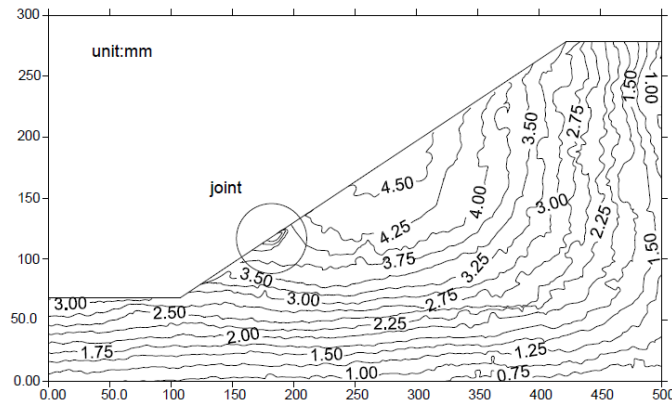
با توجه به نتایج بدست آمده از دو آزمایش اول و دوم در آزمایش سوم برای مدل‌سازی رویه کانال از دو ردیف درز در هر دیواره و یک ردیف درز در کف کانال استفاده شده است. مشخصات نمونه ساخته شده و هم چنین آرایش درزها به ترتیب در جداول ۲ و ۳ آورده شده است.

با مراجعه به شکل ۱۶ و با مقایسه اندازه بردارهای حاصل از این

نظر گرفتن مقیاس مدل‌سازی می‌توان چنین استنباط نمود که اگر این مدل‌سازی با ابعاد واقعی انجام می‌گردد تورمی در حدود ۹ تا ۱۰ سانتی‌متر در این بازه زمانی ایجاد می‌گردد که مقدار بسیار بزرگ و شاید دور از انتظاری در شرایط طبیعی باشد. بنابراین در آزمایشات بعدی تصمیم به کاهش درصد بنتونیت در ترکیب گرفته شد تا از طرفی سرعت تهیه نمونه افزایش یابد و هم از میزان تورم بستر تا حدودی کاسته شده و مقدار معقولی حاصل گردد.

همان‌طور که در جدول ۲ و ۳ آورده شده است تنها تفاوتی که بین آزمایش دوم و اول وجود دارد اصلاح ترکیب خاک می‌باشد. در شکل ۱۵ مقادیر جابه‌جایی کل توده خاک بصورت منحنی‌های هم تراز برای آزمایش دوم نیز رسم گردیده است. با مراجعه به این شکل چنین دریافت می‌شود که در آزمایش دوم بیشترین مقدار جابه‌جایی در حدود ۴/۵ میلی‌متر بوده و همانند آزمایش اول در حوالی ارتفاع میانی دیواره مقطع کانال اتفاق افتاده است. در آزمایش دوم نیز تمرکز کنتورهای جابه‌جایی در محل درز دیواره در مدل آزمایش کاملاً مشهود می‌باشد. لذا در این آزمایش نیز نقش درز در انتقال جابه‌جایی‌ها اثبات می‌گردد و صحت نتیجه حاصل از آزمایش اول تأیید می‌شود.

با مقایسه جابه‌جایی‌های کل در مدل‌های مربوط به آزمایشات اول و دوم مشاهده می‌گردد که حداکثر تورم خاک از حدود ۹ میلی‌متر به ۴/۵ میلی‌متر کاهش یافته است. در واقع کاهش ۱۰ درصدی بنتونیت در ترکیب خاک نمونه آزمایش دوم باعث کم شدن ۵۰ درصدی تورم بستر گردیده است. لذا می‌توان چنین نتیجه‌گیری



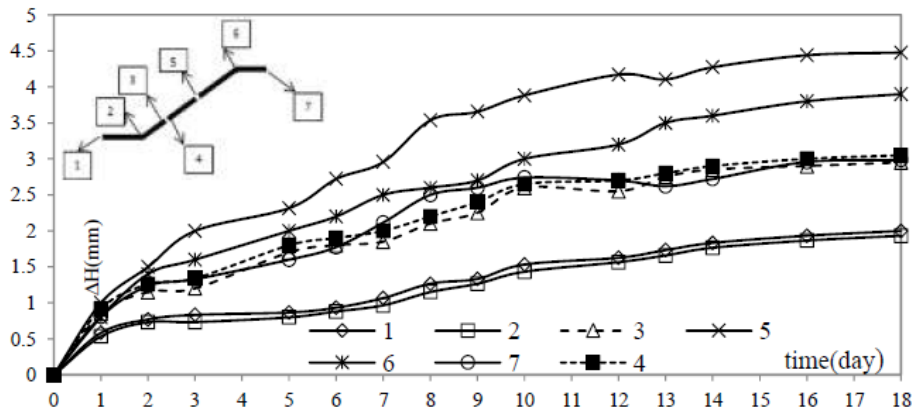
شکل ۱۶. کنتورهای جابه‌جایی کل ایجاد شده در نمونه مربوط به آزمایش سوم (Test 3)

Fig. 16. Total displacement contours of sample in Test 3

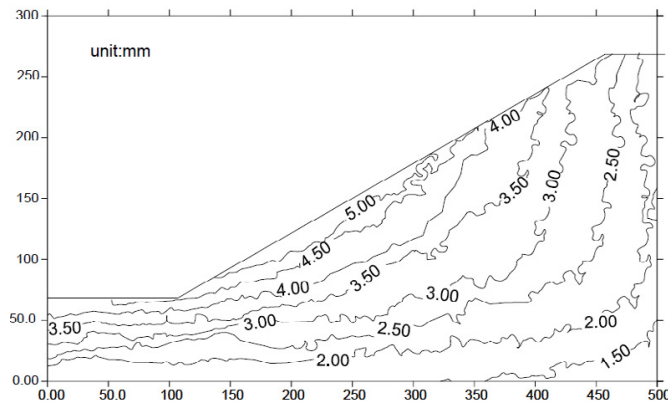
آزمایش با آزمایش دوم چنین بدست می‌آید که میزان جابه‌جایی توده خاک در هر دو آزمایش تقریباً یکسان بوده و افزایش تعداد درزها تغییری را در میزان جابه‌جایی خاک بوجود نیاورده است. در واقع هدف از قرار دادن درزها کاهش میزان نیروها نبوده بلکه پیدا کردن راهی برای مقابله بهتر با این نیروهاست تا کمترین آسیب به سازه وارد آید. نکته قابل توجهی که می‌توان در اینجا به آن اشاره نمود از بین رفتن تمرکز کنتورها در محل درز دیواره است که در دو آزمایش قبلی (شکل‌های ۱۳ و ۱۵) کاملاً مشهود بود. در واقع این مسأله را می‌توان چنین توضیح داد که افزایش تعداد ردیف درزها از یک ردیف درز در دیواره به دو ردیف درز باعث توزیع تغییرشکل‌های نسبی ایجاد شده خاک در اندرکنش با رویه شده و به تبع آن از جابه‌جایی نسبی پانل‌های دیواره کانال نسبت به هم کاسته شده است. لذا با وجود اینکه از میزان تورم کل بستر در این آزمایش کاسته نشده ولی جابه‌جایی نسبی پانل‌ها مهار شده است. در شرایط واقعی جابه‌جا شدن بیش از اندازه پانل‌ها نسبت به هم باعث وارد آوردن فشار از طرف آنها به همدیگر شده و نهایتاً منجر به خرد شدن پوشش بتنی در محل درز می‌شود و نهایتاً این ناحیه خرد شدگی محلی برای فرار آب و رشد گیاهان هرز شده و تخریب کانال را به دنبال دارد. بدین ترتیب نقش بهینه کردن تعداد و موقعیت درزها در کاهش احتمال به وجود آمدن این مخاطرات به کمک کنتورهای جابه‌جایی آشکار می‌گردد.

در ادامه تغییرات جابه‌جایی قائم خاک در آزمایش سوم درست در زیر رویه و در محل اندرکنش خاک- رویه بصورت تابعی از زمان در شکل ۱۷ نشان داده شده است. در این آزمایش نیز حداکثر میزان

جابه‌جایی قائم خاک بستر در زیر رویه، در نقطه میانی طول بالای درز در دیواره کانال (نقطه ۵) اندازه‌گیری شده و در حدود ۴/۵ میلی‌متر می‌باشد. در مقایسه شکل ۱۷ با نمودار مشابه در آزمایش دوم یعنی شکل ۱۴ تفاوت‌هایی دیده می‌شود. یکی از این تفاوت‌ها افزایش میزان جابه‌جایی‌ها در نقاط ۶ و ۷ در آزمایش سوم نسبت به آزمایش دوم می‌باشد. علت این مسأله را می‌توان در وجود ردیف درز دوم در دیواره کانال دانست که باعث می‌شود ترازهای بالایی مقطع آزادانه حرکت نمایند، زیرا در صورت نبودن این درز، رویه کانال به عنوان تیری یکپارچه عمل کرده و نیروی وارد بر آن که ناشی از اندرکنش خاک متورم شونده و رویه است افزایش می‌یابد. با مقایسه نمودارهای جابه‌جایی مربوط به نقاط ۳ و ۴ که در دو طرف درز دیواره قرار دارند جابه‌جایی نسبی در دو طرف درز در آزمایش سوم برابر با ۰/۱ میلی‌متر بدست می‌آید که این مقدار نسبت به نتایج آزمایش اول و دوم مقدار بسیار کمتری می‌باشد. بنابراین نتیجه‌ای که از این آزمایش بدست آمده حاکی از کاهش بیش از سه برابری جابه‌جایی نسبی پانل‌ها با افزودن یک ردیف درز دیگر در دیواره کانال می‌باشد. البته ذکر این نکته ضروری است که این ردیف درز در محل تمرکز بیشترین نیروهای اندرکنشی قرار داده شده است. با مراجعه به شکل ۱۷ ملاحظه می‌شود که نقاط ۴ و ۵ در دو طرف پانل میانی رویه به اندازه یک میلی‌متر نسبت به هم حرکت نموده‌اند. واضح است که امکان این جابه‌جایی آزادانه از ایجاد نیروهای اندرکنشی جلوگیری کرده و نهایتاً احتمال آسیب دیدگی رویه را از بین می‌برد. بر اساس نتایج بدست آمده از این آزمایش حداکثر میزان تورم



شکل ۱۷. تغییرات جابه‌جایی قائم خاک در محل اندرکنش خاک بستر و رویه کانال در آزمایش سوم (Test 3)
 Fig. 17. Displacement of bed soil at soil-lining interaction points in Test 3



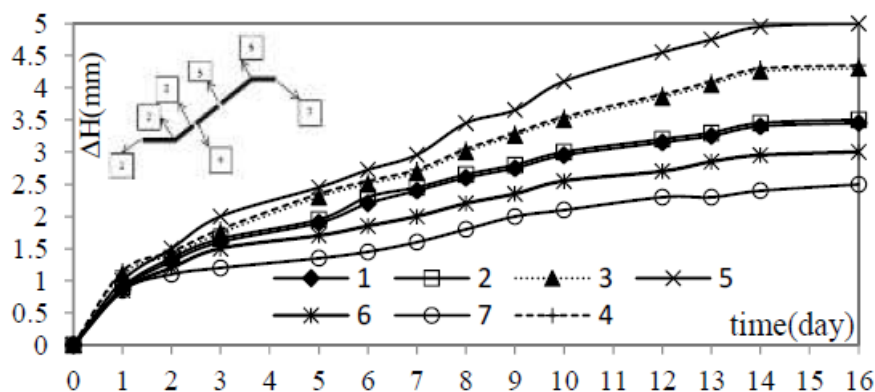
شکل ۱۸. کنترهای جابه‌جایی قائم ایجاد شده در نمونه مربوط به آزمایش چهارم (Test 4)
 Fig. 18. Total displacement contours of sample in Test 4

آزمایش شیب دیواره کانال از حالت (۱V:۱/۵H) در سه آزمایش اول به (۱V:۱/۷۵H) تغییر پیدا کرده و در واقع شیب دیواره‌ها ملایم‌تر در نظر گرفته شده است. با توجه به تغییر شیب دیواره و از طرفی ثابت نگه داشته شدن ارتفاع کانال (برابر با ۲۰ سانتی‌متر)، عرض باز شدگی مقطع در سقف کانال از ۸۵ سانتی‌متر در آزمایشات اول، دوم و سوم به ۹۵ سانتی‌متر در آزمایش چهارم رسیده است. در شکل ۱۸ منحنی‌های جابه‌جایی قائم مربوط به نمونه آزمایش چهارم نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود بیشترین مقدار جابه‌جایی قائم نمونه در حدود ۵ میلی‌متر بدست آمده است. این مقدار در سطح دیواره مدل و مشابه آزمایشات قبلی در حوالی میانه ارتفاع کانال ثبت گردیده است. در این آزمایش نیز با حرکت از سطح مدل به سمت عمق از مقدار عددی کنترهای جابه‌جایی قائم کاسته می‌شود که دلیل این پدیده قبلاً شرح داده شده

کف کانال در حدود ۲ میلی‌متر بوده است و در دو طرف درز کف جابه‌جایی نسبی قابل ملاحظه‌ای مشاهده نگردیده است.

در ادامه به بررسی نتایج حاصل از آزمایش چهارم پرداخته شده است. همان‌طور که قبلاً در جدول ۲ نیز آورده شده ترکیب خاک در تهیه نمونه مربوط به آزمایش چهارم مشابه نمونه‌های مربوط به آزمایشات دوم و سوم می‌باشد. بنابراین تمامی مراحل تهیه دوغاب و فرایند تحکیم، همانند آزمایشات قبلی است و با توجه به توضیحات مفصلی که قبلاً در این زمینه ارائه شده در این قسمت از آوردن توضیحات تکراری اجتناب شده است.

هدف از انجام آزمایش چهارم بررسی اثر شیب دیواره کانال بر رفتار اندرکنشی رویه و خاک متورم شونده می‌باشد. لذا با در نظر گرفتن نتایج بدست آمده از آزمایشات قبلی، آرایش درزها در رویه مدل مربوط به test4 مطابق جدول ۳ انتخاب گردیده است. در این



شکل ۱۹. تغییرات جابه‌جایی قائم خاک در محل اندرکنش خاک بستر و رویه کانال در آزمایش چهارم (Test 4)

Fig. 19. Displacement of bed soil at soil-lining interaction points in Test 4

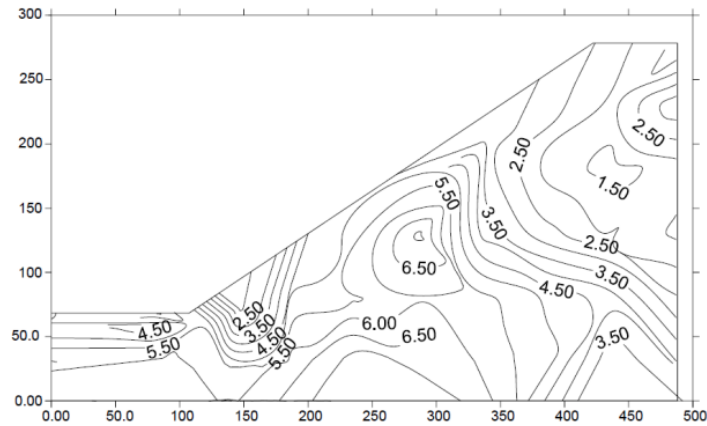
کاهش چشمگیر جابه‌جایی نسبی پانل‌ها با افزودن یک ردیف درز دیگر در دیواره کانال می‌باشد.

با مراجعه به شکل ۱۹ ملاحظه می‌شود که نقاط ۴ و ۵ در دو طرف پانل میانی رویه به اندازه ۱/۳ میلی‌متر نسبت به هم حرکت نموده اند. واضح است که امکان این جابه‌جایی آزادانه از ایجاد نیروهای اندرکنشی جلوگیری کرده و نهایتاً احتمال آسیب دیدگی رویه را از بین می‌برد. از طرفی با مقایسه نتایج دو آزمایش سوم و چهارم که تنها متغیر آزمایش شیب دیواره کانال می‌باشد مشاهده می‌گردد که ملایم‌تر کردن شیب دیواره‌ها تأثیر چندانی در کنترل جابه‌جایی نسبی پانل‌ها نداشته بلکه در درز فوقانی دیواره، جابه‌جایی نسبی پانل‌ها در آزمایش چهارم تا حدودی بیشتر از آزمایش سوم است که این مسأله به علت افزایش کلی مقدار تورم بستر حاصل شده است. بر اساس نتایج بدست آمده از این آزمایش حداکثر میزان تورم کف کانال در حدود ۳ میلی‌متر بوده است و همانند آزمایشات قبلی در دو طرف درز کف جابه‌جایی نسبی قابل ملاحظه ای مشاهده نگردیده است.

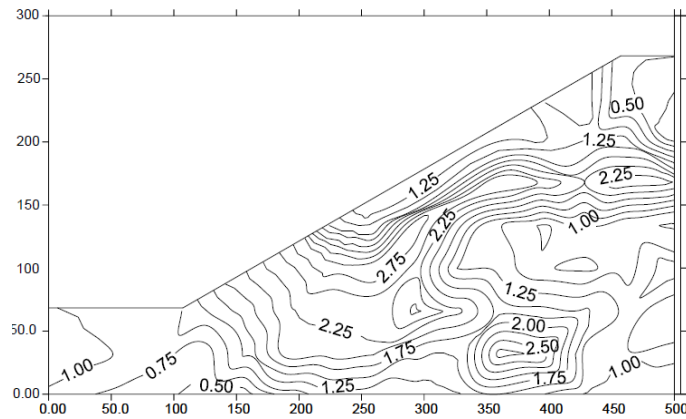
۱-۲-۳- نتایج مربوط به کرنش‌های حجمی ایجاد شده در توده خاک تکنیک دیگری که می‌توان در این نوع از مطالعات برای بررسی دقیق‌تر رفتار خاک متورم شونده بکار برد، استفاده از مفاهیم کرنش‌های برشی و حجمی ایجاد شده در طی آزمایشات می‌باشد. در شکل ۲۰ کنتورهای کرنش حجمی به وجود آمده در مدل مربوط به آزمایش اول رسم گردیده است. با توجه به شکل مشاهده می‌شود که بیشترین مقدار کرنش حجمی خاک در حدود ۶/۵٪ بدست آمده است. همان‌طور که

است. نکته قابل توجه که می‌توان به آن اشاره نمود این است که با وجود ثابت بودن مشخصات مکانیکی نمونه و بازه زمانی آزمایش در مقایسه با آزمایشات دوم و سوم، مشاهده می‌شود که ماکزیمم مقدار تورم نمونه مربوط به آزمایش چهارم تا حدودی بیشتر از نتایج بدست آمده برای آزمایشات قبلی می‌باشد. به عبارت دیگر با کاهش شیب دیواره همراه با ثابت نگه داشتن ارتفاع نمونه و تراز آب، تا حدودی بر مقدار جابه‌جایی قائم افزوده شده است. علت این مسأله را چنین می‌توان بیان نمود که با کاهش شیب دیواره کانال سطح نفوذ آب افزایش یافته است. یعنی در شرایط هیدرولیکی ثابت مساحت مؤثری که آب می‌تواند به سطح زیرین نفوذ کرده و منجر به تغییر رطوبت بستر شود افزایش یافته است و این مسأله منجر شده است که این تغییر رفتار مشاهده گردد.

در ادامه تغییرات جابه‌جایی قائم خاک در آزمایش چهارم درست در زیر رویه و در محل اندرکنش خاک- رویه بصورت تابعی از زمان در شکل ۱۹ نشان داده شده است. همان‌طور که در منحنی‌های جابه‌جایی قائم نیز مشاهده گردید، در این نمودار نیز مشخص می‌باشد همانند آزمایشات قبلی حداکثر میزان جابه‌جایی قائم خاک بستر در زیر رویه، در نقطه میانی طول بالای درز در دیواره کانال (نقطه ۵) اندازه‌گیری شده و در حدود ۵ میلی‌متر می‌باشد. با مقایسه نمودارهای جابه‌جایی مربوط به نقاط ۳ و ۴ که در دو طرف درز دیواره قرار دارند جابه‌جایی نسبی در دو طرف درز برابر با ۰/۰۵ میلی‌متر بدست می‌آید که این مقدار نسبت به نتایج آزمایش اول و دوم مقدار کمتری می‌باشد. بنابراین نتیجه ای که از این آزمایش بدست آمده حاکی از



شکل ۲۰. کرنش‌های حجمی بوجود آمده در خاک در آزمایش اول
Fig. 20. Volumetric strain contours of soil in Test 1



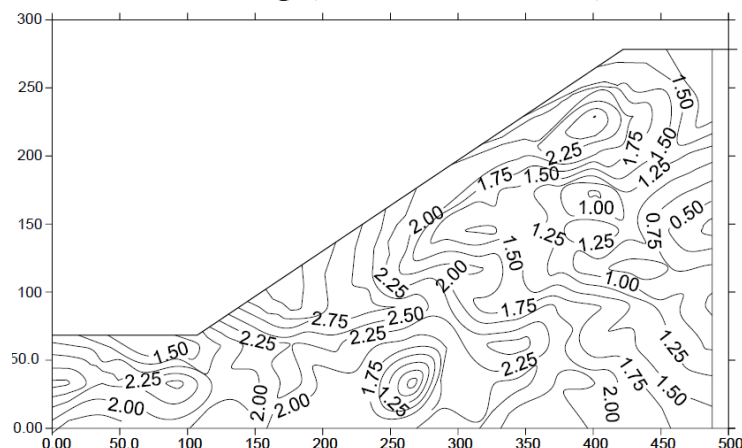
شکل ۲۱. کرنش‌های حجمی بوجود آمده در خاک در آزمایش سوم
Fig. 21. Volumetric strain contours of soil in Test 3

آید، زیرا همان‌طور که از شکل ۲۰ قابل مشاهده می‌باشد در این محل جهت منحنی‌های هم میزان تغییر یافته است.

با رسم کنتورهای مربوط به کرنش حجمی در آزمایش دوم نیز مشاهده می‌شود که همانند آزمایش اول محل تمرکز بیشترین مقادیر کرنش‌های حجمی در حوالی طول میانی دیواره کانال می‌باشد. با توجه به نتایج حاصل از دو آزمایش اول و دوم لزوم قرار دادن یک ردیف درز دیگر در هر دیواره کانال به منظور مقابله با ترک‌خوردگی رویه آشکار می‌گردد و در ضمن مشابه بودن مکانیسم رفتاری اندرکنشی خاک متورم شونده بستر و رویه کانال در هر دو آزمایش و یا به عبارت دیگر تکرار پذیری آزمایشات، حاکی از صحت و دقت قابل قبول روند آزمایشات و به تبع آن نتایج حاصل می‌باشد.

در شکل ۲۱ کنتورهای کرنش حجمی بوجود آمده در مدل مربوط

از این نمودار استنباط می‌گردد محل تمرکز بیشترین مقادیر کرنش‌های حجمی در حوالی طول میانی دیواره کانال می‌باشد. این بدین معنی است که در این منطقه بیشترین احتمال تغییر حجم خاک وجود دارد و بیشترین نیرو به رویه کانال نیز در این ناحیه وارد می‌شود. در واقع این نتیجه می‌تواند دلیل بسیار روشنی از بوجود آمدن ترک‌ها در رویه در این منطقه باشد. با توجه به شکل عمومی منحنی‌های کرنش حجمی و توزیع اندازه این کرنش‌ها که بر اساس نتایج حاصل از آزمایش اول بدست آمده است چنین استنباط می‌گردد که قرار دادن یک ردیف درز دیگر در محلی که احتمال تغییر حجم خاک و به تبع آن افزایش نیروهای اندرکنشی خاک و رویه بیشتر است، می‌تواند راه حل مناسبی برای تعدیل نیروهای مخرب و نهایتاً کاهش آسیب دیدگی رویه باشد. محل برخورد دیواره کانال به کف نیز می‌تواند یک محل ضعف به شمار



شکل ۲۲. کرنش‌های حجمی بوجود آمده در خاک در آزمایش چهارم

Fig. 22. Volumetric strain contours of soil in Test 4

حجمی نداشته است. در واقع نتایج بدست آمده از مدل‌سازی‌های فیزیکی تا حال حاکی از این مطلب است که آرایش بهینه درزها بیشترین تأثیر را در کنترل نیروهای اندرکنشی ایفا می‌نماید. از آنجا که در آزمایش چهارم نیز از دو ردیف درز در دیواره کانال استفاده گردیده است لذا در نتایج بدست آمده تمرکز کنتور در حوالی درزها مشاهده نمی‌گردد و در واقع درزها توانسته اند نقش خود را در توزیع نیروهای اندرکنشی بدرستی انجام دهند.

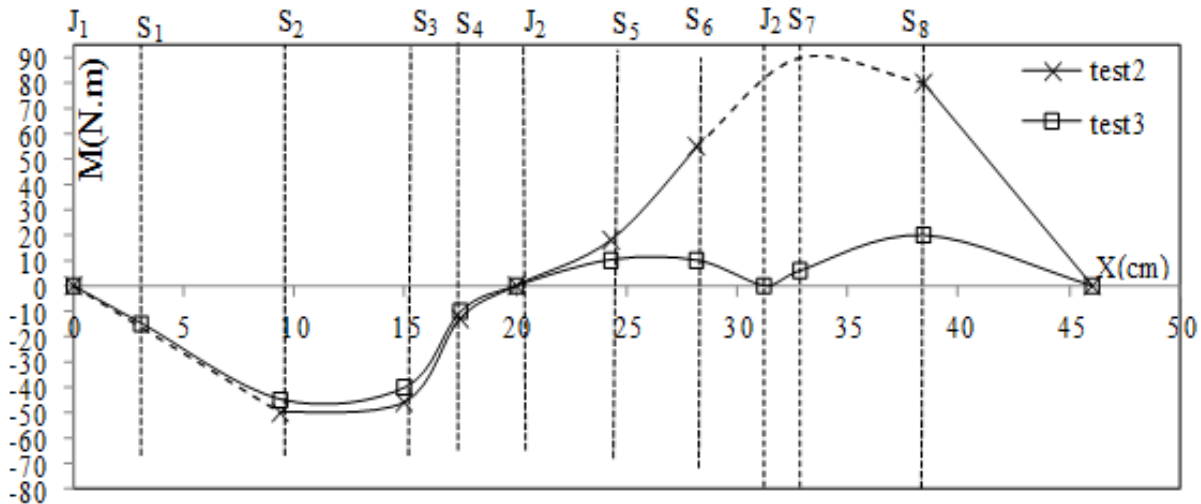
۳-۱-۳- نتایج آزمایشات مدل‌سازی فیزیکی حاصل از تحلیل

قرائت‌های کرنش‌سنج‌ها

همان‌طور که قبلاً هم اشاره شد در آزمایش اول به دلیل اینکه سطح کرنش‌سنج‌ها با ماده عایق آب‌بند پوشانده نشده بود، متأسفانه اطلاعاتی از داده‌های ابزار دقیق این آزمایش بدست نیامد؛ ولی از آنجا که آرایش درزها در آزمایش اول و دوم یکسان می‌باشد، لذا نتایج بدست آمده از آزمایش دوم قابل تعمیم خواهد بود. در جدول ۳ و شکل ۱۰ موقعیت نصب کرنش‌سنج‌ها و محل درزها معرفی گردیده است. در شکل ۲۳ مقادیر لنگرهای خمشی که توسط اطلاعات ثبت شده از کرنش‌سنج‌ها در آزمایشات دوم و سوم محاسبه گردیده، ارائه شده است. در این شکل محور افقی فاصله هر نقطه از خط تقارن مقطع کانال و محور قائم مقادیر لنگرها را نشان می‌دهند. در شکل حاضر، نتایج حاصل از آزمایش‌های دوم و سوم جهت مقایسه بصورت یکجا آورده شده است. موقعیت قرارگیری کرنش‌سنج‌ها و درزها نیز در

به آزمایش سوم رسم گردیده است. با توجه به شکل ۲۱ مشاهده می‌شود که در این آزمایش بیشترین مقدار کرنش حجمی خاک حوالی ۳٪ بدست آمده است. نکته قابل توجهی که نتیجه این آزمایش را از آزمایش دوم متمایز می‌کند از بین رفتن تمرکز کنتورهای کرنش در طول میانی ارتفاع دیواره کانال می‌باشد که علت آن تعبیه درز در این تراز از مقطع کانال می‌باشد. در واقع قرار دادن درزها در فواصل مناسب از مقطع کانال باعث شده است که بخش عمده جابه‌جایی‌های بوجود آمده در توده خاک در رده جابه‌جایی‌های صلب (جابه‌جایی بدون ایجاد نیرو و کرنش) قرار گرفته و سهم کمتری از این جابه‌جایی‌ها به کرنش‌هایی که منجر به تغییرشکل رویه می‌شوند تبدیل گردد. به عنوان مثالی از این نوع جابه‌جایی‌های صلب می‌توان به جابه‌جایی نسبی نقطه ۴ و ۵ در شکل ۱۷ اشاره نمود که در واقع پانل میانی با کمی دوران صلب در برابر تورم بستر عکس‌العمل نشان می‌دهد؛ در صورتی که اگر در نقطه ۵ درز وجود نداشته باشد باید انتظار ترک‌خوردگی را در این ناحیه از دیواره کانال را داشت. لازم به ذکر است که در حالت کلی کرنش‌های حجمی ایجاد شده در آزمایش سوم کمتر از آزمایشات اول و دوم می‌باشد.

در شکل ۲۲ کنتورهای کرنش حجمی به وجود آمده در مدل مربوط به آزمایش چهارم رسم گردیده است. با توجه به شکل ۲۲ مشاهده می‌شود که در این آزمایش نیز بیشترین مقدار کرنش حجمی خاک حوالی ۳٪ بدست آمده است. این مسأله بیانگر این مطلب است که ملایم‌تر کردن شیب دیواره تأثیر چندانی بر مقادیر کرنش‌های

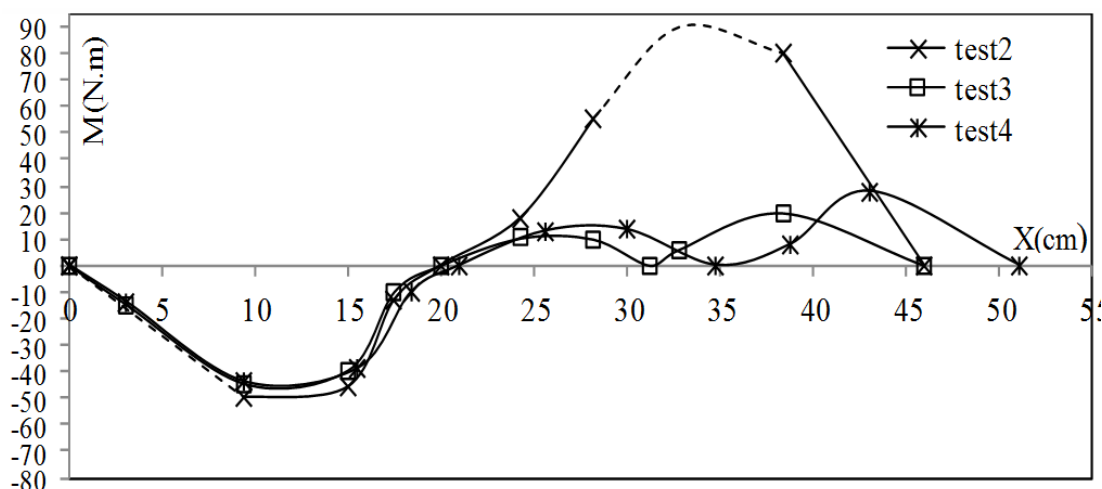


شکل ۲۳. مقادیر لنگرهای خمشی رویه کانال در مدل فیزیکی (آزمایش‌های دوم و سوم Test2, Test3)
 Fig. 23. Bending moment of canal lining (Test 2 and Test 3)

مقاومت ترک‌خوردگی رویه کانال تجاوز نماید ترک‌خوردگی آن را بدنبال خواهد داشت. به همین علت در آزمایش سوم یک ردیف درز دیگر (J۲) در روی دیواره کانال تعبیه شد تا اثر آن در توزیع نیروهای اندرکنشی و لنگرهای مخرب بررسی گردد. نتایج حاصل از تحلیل داده‌های بدست آمده از کرنش‌سنج‌ها در آزمایش سوم نیز در شکل ۲۳ آورده شده است. همان‌طور که در این شکل ملاحظه می‌گردد مقادیر لنگرها در کف و ترازهای پایین دیواره کانال در هر دو آزمایش تقریباً باهم برابرند و این به علت یکسان بودن ترکیب خاک بستر و مشخصات رویه در هر دو آزمایش می‌باشد. از آنجا که یک ردیف درز اضافی در آزمایش سوم در دیواره منظور شده است. لذا در ترازهای میانی و بالای دیواره مقادیر لنگر ها بطور محسوسی کاهش پیدا کرده است. در این آزمایش این ردیف درز در بین کرنش‌سنج‌های ۶ و ۷ تعبیه شده است. به همین علت مقادیر لنگرها در نقاط S۶ و S۷ به شدت کاهش یافته است. با مقایسه دو نمودار مربوط به آزمایشات دوم و سوم اثر درزها در تعدیل مقادیر لنگرهای خمشی رویه کانال و به تبع آن کاهش آسیب دیدگی رویه کانال کاملاً مشهود می‌باشد.

جهت مقایسه بهتر رفتار پوشش بتنی کانال در سه آزمایش دوم، سوم و چهارم، مقادیر لنگرهای خمشی ایجاد شده در رویه مدل بصورت یکجا در شکل ۲۴ نیز آورده شده است. از آنجا که در آزمایش چهارم شیب دیواره کانال تغییر کرده ولی ارتفاع مقطع ثابت مانده است لذا محل نصب کرنش‌سنج‌ها و موقعیت درزها در مدل اخیر

روی نمودار با خط چین نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل ۲۳ دیده می‌شود در آزمایش دوم دو ردیف درز، یک ردیف درز در وسط کف مدل (J۱) و یک ردیف درز دیگر در دیواره کانال (J۲) تعبیه شده است. از آنجا که این درزها همانند یک مفصل عمل می‌نمایند. لذا مقدار لنگر در آنها صفر بوده و کرنش‌سنج‌های نزدیک به این درز نظیر کرنش‌سنج‌های شماره ۴ و ۵ (S۴, S۵) مقادیر عددی کمی را ثبت نموده‌اند. هر اندازه از محل درزها فاصله گرفته می‌شود بر میزان نیروهای اندرکنشی بین رویه و خاک متورم شونده بستر افزوده شده و نهایتاً بر میزان لنگرهای خمشی ایجاد شده در رویه افزوده می‌شود. مقدار لنگر ایجاد شده در محل نصب کرنش‌سنج شماره ۸ (S۸) در آزمایش دوم حاکی از این پدیده می‌باشد. احتمال می‌رود در این آزمایش، مقدار لنگر در نقطه S۷ بیشتر از مقدار لنگر در S۸ باشد. زیرا اگر رویه را همانند تیری بر روی بستر فرض کنیم که فشار خاک متورم شونده بر آن بصورت بار گسترده اعمال شود بیشترین مقدار لنگر در حوالی مرکز دهانه خواهد بود که این محل تقریباً بر نقطه S۷ منطبق می‌باشد. از آنجا که کرنش‌سنج‌های S۱ و S۷ در حین آزمایش دوم دچار آسیب دیدگی شده‌اند. لذا اطلاعات بدست آمده از آنها قابل تفسیر نبوده و به همین علت امتداد نمودار در این محل‌ها بصورت خط چین رسم شده است. با توجه به توضیحات داده شده ملاحظه می‌شود که در آزمایش دوم، در ترازهای بالایی دیواره کانال افزایش بسیار چشمگیری در مقادیر لنگرها وجود دارد که این مقادیر اگر از



شکل ۲۴. مقایسه لنگرهای خمشی رویه کانال در مدل‌سازی‌های انجام شده (Test2, Test3, Test4)

Fig. 24. Comparing between bending moment of canal lining in Test 2, Test 3 and Test 4

مقطع نیز به نفع پروژه نمی‌باشد زیرا منجر می‌شود که از طرفی مقدار فرار آب از درون کانال افزایش یافته و راندمان کار پایین آید و از طرف دیگر امکان جذب آب توسط خاک و شرایط تورم مساعدتر گردد. به نظر می‌رسد تند کردن شیب دیواره کانال هم نتواند به عنوان راهکاری برای غلبه بر اثر تورم بستر بر رویه باشد زیرا با تند کردن شیب دیواره ها از حجم مفید انتقال آب کانال کاسته می‌شود. لذا طراحی برای انتقال دبی آب مشخصی به اجبار باید ارتفاع کانال را افزایش دهند و این امر نهایتاً منجر به افزایش و یا ثابت ماندن طول رویه می‌شود، لذا تأثیری در کاهش اثر نیروهای اندرکنش نخواهد داشت. لذا چنین می‌توان نتیجه‌گیری نمود که تغییر شیب دیواره کانال (چه افزایش و چه کاهش) نمی‌تواند به عنوان راهکاری برای کاهش آسیب دیدگی رویه کانال‌ها مطرح باشد و بهینه کردن تعداد و آرایش درزها به عنوان یک گزینه مناسب برای غلبه بر این مشکل پیشنهاد می‌شود. این مطلب به کمک نتایج آزمایشات فیزیکی اثبات گردید.

۴- نتیجه گیری

مطالعات انجام یافته در مقاله اخیر در زمینه بررسی رفتار اندرکنشی خاک‌های متورم شونده و رویه بتنی کانال‌ها به صورت مدل‌سازی‌های فیزیکی صورت پذیرفته است. در تحقیق حاضر، پروژه در حال احداث کانال انتقال آب دشت تبریز با توجه به موقعیت جغرافیایی، واقع شدن بر روی بستر متورم شونده و هم چنین مشاهده

منطبق بر مدل‌های قبلی نمی‌باشد. به همین دلیل در شکل ۲۴ از نشان دادن موقعیت آنها امتناع شده است. با مراجعه به شکل ۲۴ مشاهده می‌شود که در هر سه آزمایش مقادیر لنگر خمشی بدست آمده در کف کانال تقریباً بر هم منطبق است. این مسأله به علت یکسان بودن مشخصات رویه‌ها (طول و موقعیت درز) از خط تقارن کانال تا محل درز اول (J^1) در هر سه آزمایش حاصل شده است. تغییرات جزئی می‌تواند ناشی از برخی از خطاهای آزمایشگاهی نظیر خطا در نصب ابزارها، قرائت و تحلیل داده‌های بدست آمده از آنها و یا عدم یکسان بودن کامل مشخصات نمونه ساخته شده برای آزمایشات و نظایر آن باشد. مطابق نتایج حاصله، در دیواره کانال مقادیر لنگرهای خمشی ایجاد شده در آزمایش چهارم بیش از آزمایش سوم می‌باشد. این مسأله را می‌توان چنین بسط داد که ملایم‌تر کردن شیب کانال نمی‌تواند به عنوان راه حلی برای کاهش اثرات تورم بر رویه محسوب گردد، زیرا با این کار بر طول مؤثر رویه که در اندرکنش با خاک بستر می‌باشد افزوده شده و این امر نهایتاً منجر به افزایش لنگر خمشی مخرب در رویه می‌گردد. در واقع می‌توان چنین گفت که هر اندازه طول رویه افزایش می‌یابد برای جلوگیری از مخاطرات ناشی از تورم بستر باید بر تعداد ردیف درزها افزود. به عبارت دیگر ثابت نگه داشتن آرایش درزها از نظر تعداد و موقعیت قرارگیری آنها در دیواره و تنها تغییر شیب دیواره نمی‌تواند راه حلی برای جلوگیری از آسیب دیدگی رویه باشد. لازم به توضیح است که افزایش بی رویه تعداد درزها در

پیوسته و محاسبات ریاضی انجام یافته کنتورهای مربوط به کرنش‌های حجمی برای هر آزمایش بطور جداگانه رسم گردیده است.

• منحنی‌های مربوط به کرنش‌های حجمی نشان می‌دهند که اندازه و تمرکز این کنتورهای کرنش در حوالی ارتفاع میانی مقطع کانال (نصف ارتفاع دیواره کانال) به بیشترین مقدار خود رسیده است. این مسأله حاکی از وجود بیشترین مقدار نیروهای اندرکنشی در این موقعیت می‌باشد. ترک خوردگی‌های این ناحیه از مقطع کانال که در بررسی‌های صحرایی مشاهده گردیده گواهی بر صحت این نتیجه می‌باشد. با قرار دادن یک ردیف درز در این موقعیت، اثر مخرب این نیروها را بر روی رویه می‌توان کاهش داد که نتایج بدست آمده از آزمایش سوم این پیش بینی را تأیید می‌نماید.

• نتایج مدل‌سازی‌های فیزیکی نشان دادند که درزها به عنوان محلی برای تمرکز منحنی‌های جابه‌جایی بستر و به تبع آن جابه‌جایی نسبی پانل‌ها می‌باشند. لذا با تعبیه درزها در موقعیت‌های مناسب مقطع کانال، می‌توان از نقش آن در توزیع بهینه کنتورهای جابه‌جایی و نهایتاً به حداقل رساندن احتمال آسیب دیدگی رویه استفاده نمود. زیرا نتایج بدست آمده نشان دادند که با قرار دادن ردیف درز دوم در دیواره کانال مقدار جابه‌جایی نسبی پانل‌های دیواره بصورت چشمگیری کاهش یافته و در اثر آن فشار پانل‌ها به همدیگر کمتر شده و احتمال خردشدگی بتن نیز کاهش می‌یابد.

• هر اندازه فاصله آزاد درزها در دیواره کانال بیشتر باشد بر میزان لنگر خمشی مخرب ایجاد شده در روی پوشش بتنی در اثر فشار تورمی بستر افزوده می‌شود و زمانی که مقدار این لنگر بوجود آمده از مرز لنگر ترک خوردگی بتن عبور می‌نماید رویه شروع به ترک خوردگی می‌کند. در آزمایشات انجام شده این نتیجه به کمک داده‌های ثبت شده توسط کرنش‌سنج‌ها بدست آمده است.

• بر اساس مقادیر لنگر محاسبه شده از داده‌های ابزار دقیق، بیشترین مقادیر لنگر در محل برخورد دیواره به کف کانال و هم چنین طول میانی رویه در دیواره ایجاد می‌گردد. بنابراین درزهای دیواره کانال حداکثر باید نزدیک به این محل‌ها انتخاب گردند.

• بر اساس مطالعات فیزیکی آزمایشگاهی چنین نتیجه‌گیری گردید که در ابعاد مورد مطالعه اخیر قرار دادن یک ردیف درز در هر دیواره کانال نمی‌تواند در کاهش اثرات رفتار اندرکنشی خاک متورم شونده و رویه و توزیع جابه‌جایی‌ها کافی باشد و نیاز است که

آسیب‌های وارد شده بر مقطع کانال شامل ترک خوردگی و بالازدگی پانل‌ها به عنوان مبنای مدل‌سازی‌ها انتخاب گردیده است. پیدا کردن و پیشنهاد راه‌حل‌های ساده برای مقابله و کاهش آسیب دیدگی رویه بتنی کانال‌های انتقال آب به عنوان هدف اصلی تحقیق بوده است. بر همین اساس بهینه کردن تعداد و آرایش درزهای طولی در مقطع کانال به عنوان راهکار مطرح گردیده و تأثیر این درزها در مکانیزم رفتار اندرکنشی خاک بستر و رویه مطالعه گردیده است. از طرفی اثر شیب دیواره در رفتار اندرکنشی خاک متورم شونده بستر و پوشش کانال مسأله دیگری بود که باید مطالعه می‌گردید. در مطالعه حاضر این پارامترها به کمک مدل‌سازی‌های فیزیکی مورد بررسی قرار گرفته است. در مدل‌سازی‌های فیزیکی انجام شده نیز، در ابتدا مشخصات مقطعی از کانال انتقال آب دشت تبریز با منظور نمودن مقیاس ۱:۱۰ جهت ساخت مدل‌ها و انجام آزمایشات انتخاب شده است. نتایج کلی زیر را به عنوان گزیده ای از دستاوردهای این تحقیق می‌توان ارائه نمود.

• به علت محدودیت‌ها و پیچیدگی‌های خاص موجود، از روش PIV کمتر در مدل‌سازی‌های فیزیکی مربوط به مصالح رسی استفاده شده است ولی نتایج بدست آمده از آزمایشات اخیر نشان دادند که روش PIV به عنوان تکنیک بسیار موفق در بررسی رفتار خاک‌های متورم شونده می‌تواند مورد استفاده قرار گرفته و تغییرشکل‌ها و جابه‌جایی‌های بوجود آمده در بازه زمانی مورد نظر نشان دهد.

• مطالعات آزمایشگاهی مدل‌های فیزیکی نشان دادند که در خاک‌های متورم شونده، جابه‌جایی قائم جابه‌جایی غالب بوده و مقدار آن در مقایسه با جابه‌جایی افقی بسیار چشمگیرتر می‌باشد.

• بر اساس نتایج مدل‌سازی‌های فیزیکی مشاهده گردید که میزان جابه‌جایی قائم خاک با حرکت به سمت عمق کاهش می‌یابد. لذا محل اندرکنش خاک متورم شونده بستر و رویه (سطح مدل) به عنوان محل تمرکز منحنی جابه‌جایی با مقادیر بزرگ و در نتیجه محل تمرکز بیشترین نیروهای ناشی از تورم می‌باشد.

• سهم قابل توجهی از جابه‌جایی‌های بوجود آمده در توده خاک مدل در اثر تورم، بصورت جابه‌جایی‌های صلب بوده و این نوع جابه‌جایی‌ها نقشی در ایجاد کرنش‌های حجمی در توده خاک ندارند.

• به کمک مقادیر جابه‌جایی‌های ثبت شده توسط روش سرعت‌سنجی تصویری، اصول و تئوری‌های مربوط به مکانیک محیط

- 1976)), pp.562-557.
7. J.C.Parker, D.F.Amos and L.W. Zelazny, "Water adsorption and swelling of clay minerals in soil systems", Soil Science Society of America Journal 1982), 46), pp.456-450.
 8. A.J.Puppala, B.Katha and L.R. Hoyos, "Volumetric shrinkage strain measurements in expansive soils using digital imaging technology", Geotech Testing Journal, ASTM, Vol. 2004(27), No. 6
 9. H.Rahimi, N. Abbasi, "Failure of concrete canal lining on fine sandy soils: a case study for the saveh project", Irrigation and Drainage, John Wiley & Sons, Ltd., 2008(57), pp.-83 92.
 10. FG.Bell, "Stabilization and treatment of clay soils with lime", Part - 1: basic principles. Ground engineering, 21(2), (1988), pp.10-15.
 11. J.D.Nelson, D.J Miller, "Expansive Soils - Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering", John Wiley and Sons. (1992), USA.
 12. A. Seco, F. Ramirez, L. Miqueleiz, B. Garcia, "Stabilization of expansive soils for use in construction", Applied Clay Science, 352-348 (2011) 51.
 13. C. Urena, J.M. Azanon, F. Corpas, F. Nieto d, C. Leon, L. Pérez, "Magnesium hydroxide, seawater and olive mill wastewater to reduce swelling potential and plasticity of bentonite soil", Construction and Building Materials, 297-289 (2013)45.
 14. Dina A. Emarah, Safwat A. Seleem, "Swelling soils treatment using lime and sea water for roads construction", Alexandria Engineering Journal, (2017) Article in press.
 15. D.E.Sheeran, R.J.Krizek, "Preparation of homogeneous soil samples by slurry consolidation", Journal of Materials, 6 1971):(2) pp. 373-356.
 16. R.J. Mair, "Centrifugal modelling of tunnel construction in soft clay", Ph.D Thesis, (1979) Cambridge University, UK.
 17. C.M.Martin, "Physical and numerical modelling of offshore foundation under combined loads", Ph.D.Thesis, (1994), Oxford University, UK.
 18. S.H.Kim, "Interaction between closely spaced tunnels in clay", Ph.DThesis, (1996), Oxford University, UK.
 19. D.N.Chapman, A.H.C.Chan and D.V.L.Hunt, "Model tests

درز دیگری در محل تمرکز بیشترین نیروهای داخلی تعبیه شود. موقعیت تقریبی این ردیف درز جدید، توسط نتایج مدل‌های فیزیکی و هم چنین رفتارنگاری و تحلیل داده‌های ابزار دقیق نصب شده بر روی رویه مدل قابل پیش بینی است. از طرفی افزایش بی رویه تعداد درزها نمی‌تواند راهکار مناسبی برای به حداقل رساندن آسیب دیدگی کانال‌ها باشد. زیرا این درزها محلی برای نشت آب بوده و به عنوان یک نقطه ضعف در کانال‌ها می‌توانند محسوب گردند. لذا تعداد و محل قرارگیری آنها باید بهینه گردد.

• تغییر شیب دیواره کانال به عنوان راهکار دیگری بود که در تحقیق اخیر بصورت مدل‌سازی فیزیکی مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج نشان دادند که کاهش شیب دیواره نه تنها تأثیر چشمگیری بر کاهش میزان جابه‌جایی نسبی پانل‌ها ندارد بلکه منجر به افزایش لنگر مخرب در طول رویه شده و احتمال ترک‌خوردگی را افزایش می‌دهد.

مراجع

1. F.H.Chen, "Foundations on Expansive Soils", Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, (1988).
2. L.D.Johnson and D.R.Snethen, "Prediction of potential heave of swelling soil", Geotechnical Testing Journal, Vol. 1, No. 1978), 3), pp.124-117.
3. R.S.Sharma, "Constitutive modeling of unsaturated soils: stress variables and strain increment parameters", Proceedings, 10th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Tucson, Arizona. A.A. Balkema, Vol. 2001), 1), pp. 400-395.
4. W.G.Holtz and H.J.Gibbs, "Engineering properties of expansive clays", Transactions, ASCE, Vol. 1956), 121), pp. 677-641.
5. A.S.Rao, B.R.Phanikumar and R.S.Sharma, "Prediction of swelling characteristics of remoulded and compacted expansive soils using free swell index", The Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, Vol. 37, No. 2004), 3), pp. 226-217.
6. W.M.Schafer, M.J. Singer, "Influence of physical and mineralogical properties on swelling of soils in Yolo County, California", Soil Science Society of America Journal ,40

- slopes”, Ph.D Thesis, (2003), University of Cambridge, UK.
21. D.J.White, W.A. Take, W.A. and M.D. Bolton, “Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry”, *Geotechnique* 53, No.7, (2003) pp.63-619
- for investigating ground movements caused by multiple tunnelling in soft ground”. In proceedings of the 6th conferece on Physical Modelling in Geotechnics, London, Taylor& Francis Group, (2006), pp.1137-1133.
20. W.A. Take, “The influence of seasonal moisture cycles on clay

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

F. Behrooz Sarand, M. Hajjalilue-Bonab, *Experimental Study of Solutions to Reduce the Effect of Soil Swelling on Concrete Lining of Conveyance Canals*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(1) (2021) 149-170.

DOI: [10.22060/ceej.2018.14816.5751](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.14816.5751)

