نمذجة رقمية ثنائية البعد بطريقة العناصر المنتهية للتشوهات الناتجة عن تنفيذ الأنفاق ضمن المدن باستخدام الآلة الدرعية.

د. ريم بوبو*

ملخص

يتناول هذا البحث تحليل لتشوهات التربة الناتجة عن تنفيذ الأنفاق السطحية باستخدام الآلة الدرعية. الغاية من البحث دراسة تأثير الضغوط المطبقة من قبل الآلة الدرعية بالإضافة لخصائص الوسط المحفور وذلك على كل من الانتقالات الشاقولية متمثلة بحوض الهبوط السطحي وعلى الانتقالات الأفقية في كتلة التربة المحيطة بالنفق. تضمن البحث اقتراح طريقة نمذجة عددية ثنائية البعد لعملية تنفيذ النفق مع التركيز على دور كل من الضغط المطبق من قبل الآلة الدرعية لتدعيم واجهة الحفر وضغط حقن الملاط خلف كسوة النفق، وذلك في دراسة لمعطيات مشروع امتداد نفق Milan المنفذ ضمن تربة رملية باستخدام آلة درعية مدعمة بضغط التربة. تمت مقارنة نتائج النمذجة العددية مع كلٍ من نتائج القياسات الحقلية ونتائج الطرق التحليلية والتجريبية المقترحة لحساب الهبوطات السطحية أعلى الأنفاق. تم توظيف النموذج العددي (2D–FE Model) لإجراء دراسة بارامترية مع التركيز على دور معامل دفع التربة الجانبي k_0 في تطور تشوهات التربة المحيطة بالنفق.

كلمات مفتاحية: نفق سطحي، آلة درعية، تشوهات التربة، حوض الهبوط، طرق تجريبية، طريقة العناصر المنتهية.

* أستاذ مساعد ـ قسم الجيوتكنيك ـ كلية الهندسة المدنية ـ جامعة حمص.

Two-dimensional numerical modeling using finite elements method of deformations resulting from TBM tunnelling in urban area.

Abstract

This research analyses soil deformations resulting from TBM tunnelling. The objective of this research is to study the effect of the pressures applied by the TBM, along with the characteristics of the excavated soil, on both vertical and horizontal displacements in the soil mass surrounding the tunnel. The research suggests a two-dimensional numerical modeling for the tunneling process, focusing on the role of both the face pressure and the grout injection pressure. The study case is the Milan Underground Line 1 Extension excavated in sandy soil using earth pressure machine (EPB). The results of the numerical analysis were compared with the field measurements data, as well as with the results of the proposed empirical and analytical methods. A 2D-FE numerical model was employed to realize a parametric study, focusing on the role of k_0 in the development of soil deformations around the tunnel.

Keywords: Shallow tunnel, TBM, soil deformations, settlement trough, empirical methods, Finite elements method.

مقدمة

يتسبب تنفيذ الأنفاق السطحية ضمن الأوساط الترابية بحدوث تشوهات في كتلة التربة المحيطة بالنفق في الاتجاهين الأفقي والشاقولي. تتجلى الانتقالات الشاقولية في هبوط الطبقات التي تعلو النفق حيث تظهر الهبوطات على سطح الأرض الطبيعية على شكل حوض هبوط. أما الانتقالات الأفقية في كتلة التربة المحيطة بالنفق فتأخذ قيمتها الأعظمية في مستوي محور النفق وتتناقص باتجاه السطح. إن اعتماد التقنيات الحديثة لتنفيذ الأنفاق ومنها الآلات الدرعية قد ساهم في الحد من قيم هذه التشوهات بشكل كبير، حيث نتناول اليوم حالات أنفاق لا تتجاوز قيم الهبوطات السطحية أعلاها بضعة ميلمترات. إن التحكم بموضوع التشوهات الناتجة عن تنفيذ الأنفاق السطحية مرتبط بشكل أساسي باختيار الآلة الدرعية الملائمة للوسط المحفور وبالمقدرة على الإدارة الدقيقة لبارامترات هذه الآلة أثناء تقدمها وذلك حسب طبيعة التربة وأبعاد النفق وغيرها من ظروف موقع العمل. من أهم الصعوبات التي تواجه تناول هذه العوامل في دراسة التشوهات الناتجة عن تنفيذ الأنفاق هو عدم توفر قياسات حقلية كافية لها، كما أن بعض هذه العوامل تتطلب نمذجة ثلاثية الأبعاد لتحليلها بشكل دقيق حيث أهملت معظم النماذج ثنائية الأبعاد بارامترات الآلة الدرعية واقتصرت على دراسة الخصائص الجيوتكنيكية والجيومترية للمشروع قيد الدراسة.

أهمية وأهداف البحث

يهدف هذا البحث إلى التنبؤ بالتشوهات الناتجة عن تنفيذ الأنفاق باستخدام الآلة الدرعية ذات الواجهة المدعمة، حيث يتناول كلاً من الهبوطات الشاقولية والانتقالات الأفقية الناتجة عن أعمال تنفيذ النفق. يعتمد البحث نمذجة عددية ثنائية الأبعاد بطريقة العناصر المنتهية لتحليل دور كلٍ من الضغط المطبق من قبل الآلة الدرعية لتدعيم واجهة الحفر والضغط المطبق لحقن الملاط خلف كسوة النفق المنفذة حديثاً.

إن الهدف الأساسي لهذا البحث هو اقتراح طريقة مبسطة لنمذجة ثنائية الأبعاد تتضمن تأثير هذه الضغوط التي غالباً ما أهملت في النماذج ثنائية الأبعاد التقليدية. كما يهدف البحث لدراسة تأثير معامل دفع التربة الجانبي k_0 على قيم الانتقالات الشاقولية والأفقية الناتجة عن تنفيذ النفق.

تتجلى أهمية هذا البحث في تحليل العوامل المؤثرة على التشوهات الناتجة عن حفر وتنفيذ الأنفاق السطحية باستخدام الآلة الدرعية، والتوصل إلى فهم أعمق لتأثير طبيعة الوسط المحفور والضغوط المطبقة من الآلة الدرعية على التشوهات الناتجة عن تنفيذ الانفاق السطحية، الأمر الذي يمكن أن يساعد على اقتراح حلول مساعدة لتقليل قيم هذه التشوهات.

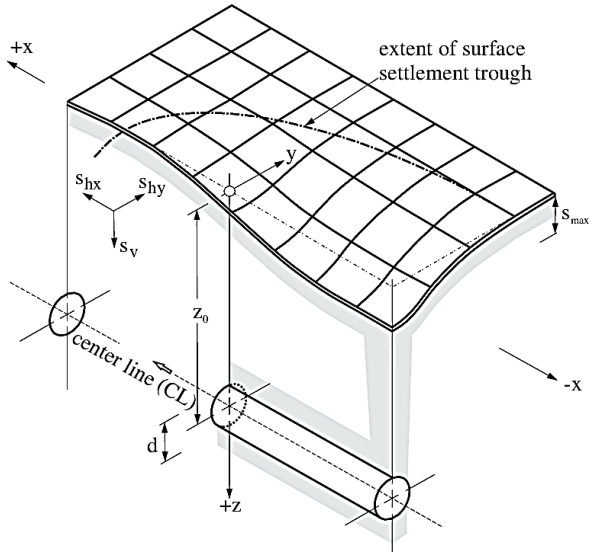
1. تشوهات التربة الناتجة عن تنفيذ الأنفاق السطحية

يسبب حفر التربة تغيير حالة الاجهادات الأولية السائدة في الوسط المحفور مما يخلق تشوهات في كتلة التربة المحيطة بالنفق، حيث تنتقل هذه التشوهات باتجاه سطح الأرض بحسب طبيعة التربة وعمق النفق وطريقة تنفيذه. إن التحكم بقيم هذه الانتقالات يتطلب المعرفة الجيدة بكافة العوامل المؤثرة والمتعلقة سواءً بطريقة تنفيذ النفق أو بطبيعة وخصائص الوسط المحفور.

تناول العديد من الباحثين دراسة التشوهات الناتجة عن تنفيذ الأنفاق السطحية ضمن المدن حيث غالباً ما تم ربط تطور التشوهات قصيرة وبعيدة الأمد بخصائص الوسط المحفور وبعوامل تشغيل الآلة الدرعية [1, 2, 3].

1.1 الانتقالات الشاقولية السطحية أعلى حفريات الأنفاق

يمكن دراسة الانتقالات الشاقولية الناتجة عن أعمال تنفيذ النفق باتجاهين طولاني وعرضي كما يبين الشكل 1:

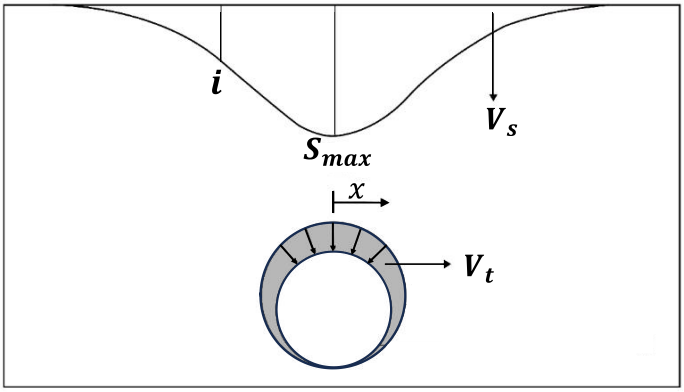


الشكل 1: حوض هبوط ثلاثي الأبعاد أعلى حفريات الأنفاق.

يدرس تطور الانتقالات مع تقدم أعمال حفر النفق إما في مقطع طولي موازي لمحور النفق [4, 5] (الهبوط معبراً عنه بدلالة الزمن أو بحسب البعد عن واجهة الحفر)، أو في مقطع عرضي معامد لمحور النفق وهو الأكثر شيوعاً في الدراسات ثنائية الأبعاد [6, 7, 56] [8].

أظهرت المراقبة الحقلية للعديد من مشاريع الأنفاق المنفذة بالآلة الدرعية [9, 10] أن الانتقالات الشاقولية في مقطع طولاني تتجلى على شكل منحني هبوط يبدي نقطة انعطاف تعبر عن ميله الأعظمي وذلك في لحظة مرور الآلة الدرعية في واجهة الحفر.

أكدت الدراسات المرجعية التي اعتمدت الطرق التجريبية والتحليلية [1, 11, 12, 13] لدراسة التشوهات في محيط الأنفاق أن الانتقالات الشاقولية في مقطع عرضي معامد لمحور النفق تأخذ شكل حوض هبوط يعبر عنه بمنحني غوصي يأخذ قيمته الأعظمية S_{max} أعلى محور النفق كما يبين الشكل 2.



الشكل 2: حوض الهبوط السطحي في مقطع عرضي معامد لمحور النفق.

من القيم الهامة المستخدمة لتوصيف حوض الهبوط: قيمة i التي تمثل احداثي نقطة الانعطاف لمنحني حوض الهبوط (شكل 2) وقيمة الهبوط السطحي الأعظمي S_{max}.
يمكن ربط قيم المتغيرين i, S_{max} مع العوامل الجيومترية C, D, H بحسب طبيعة الوسط المحفور حيث أن: D هو قطر النفق، C: سماكة التغطية أعلى النفق، H: عمق محور النفق.

تم اقتراح العديد من العلاقات التجريبية من أجل تقدير قيمة i في مختلف أنواع الترب. يبين الجدول 1 بعض هذه العلاقات وأكثرها استخداماً بحسب نوع التربة المدروسة.

جدول 1: علاقات تجريبية اقترحت لحساب قيمة i.

العلاقة	مجال التطبيق	المرجع
$i = 0.4H + 1.92$	غضار ورمل	Schmidt [14]
$i = 0.386H + 2.84$	غضار ورمل	Ariglu [15]
$i = R.\left(\frac{H}{D}\right)^{0.8}$	غضار ورمل	Clough and Schmidt [16]
$i = k * H$	$k = 0.2 - 0.3$ للرمل	O'Reilly and New [12]

	$k = 0.4 - 0.7$ للغضار	
$i = 0.4H + 0.6$	غضار	Herzog [17]
$i = \frac{D}{2} \times 1.15 \left(\frac{H}{D}\right)^{0.9}$	غضار	Loganathan *et al.* [18]
$\frac{i_x}{R} = \left(\frac{H}{2R}\right)^n$	غضار ورمل $n = 0.8 - 1.0$	Peck [1]

أما قيمة هبوط سطح الأرض الأعظمي أعلى النفق S_{max} فقد تم حسابه في معظم المعادلات المقترحة كنسبة من حجم حوض الهبوط V_S المحسوب لمتر طولي من مسار النفق [19]. إن العلاقات المقترحة لحساب V_Sهي في الغالب علاقات تجريبية تختلف بحسب الظروف الجيولوجية والجيومترية للنفق المدروس.

اقترح في العديد من المراجع [13, 14, 20] استخدام القيمة V_L أو ما يدعى بفاقد الحجم Volume Loss وتحسب كنسبة مئوية تعطى بالعلاقة $V_L = V_S/V_t$ حيث أن V_t هو حجم المقطع العرضي للنفق المحفور وذلك في المتر الطولي.

يبين الجدول 2 بعض العلاقات التجريبية والتحليلية المقترحة لحساب قيمة S_{max} في مختلف أنواع الترب.

جدول 2: علاقات رياضية اقترحت لحساب S_{max}الهبوط السطحي الأعظمي أعلى الأنفاق.

العلاقة	المرجع
$S_{max} = 0.785[\gamma_n \times H + \sigma_s] \times \frac{D^2}{i \times E}$	Herzog [17]
$S_{max} = 0.0125 \times \frac{V_L}{i} \times \left(\frac{D}{2}\right)^2$	Schmidt [14]

$S_{max} = \frac{\gamma D^2}{E}(0.85 - \nu)$	Sagaseta [21]
$S_{max} = 0.313(\frac{V_L * D^2}{i})$	Mair and Taylor [13]
$S_{max} = 384\, V_L/105\pi R$	Wang *et al.* [22]
$S_{max} = \frac{(1+\upsilon^2)P_v}{E}\frac{4HR^2}{H^2-R^2}$	Atwell *et al.* [23]
$S_{max} = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}} = \frac{V_s}{2.5i}$	Peck [1]

نلاحظ من الجداول 2 أن الطرق التجريبية والتحليلية اختلفت في المعادلات المقترحة لحساب الهبوط الأعظمي أعلى الأنفاق وأن هناك تبايناً واضحاً في نتائج هذه الطرق.

نستعرض فيما يلي أهم طرق حساب الانتقالات الشاقولية (أعلى حفريات الأنفاق) المعتمدة في الدراسات المرجعية والتي تم توظيفها في هذا البحث:

طريقة Peck [1]:

اقترح Peck [1] المعادلة التجريبية التالية لحساب الانتقالات الشاقولية السطحية أعلى النفق:

$$S(x) = S_{max} \,.\, exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \qquad (1)$$

حيث أن:

$S(x)$: الهبوط في نقطة تبعد مسافة x عن محور النفق الشاقولي كما يبين الشكل 2.

S_{max}: الهبوط السطحي الأعظمي أعلى محور النفق.

i: إحداثي نقطة الانعطاف لمنحني حوض الهبوط كما يوضح شكل 2.

طريقة Oteo [24]

وهي طريقة نصف تجريبية انطلقت من علاقة Peck لحساب الانتقالات الشاقولية أعلى الأنفاق حيث أضاف Oteo معاملين تجريبيين هما Ψ, η. تحدد قيمة Ψ من تحليل قيم الانتقالات المقاسة

حقلياً، أما قيمة η فتحدد بحسب طبيعة التربة المحفورة [25]. اقترح Oteo المعادلة التالية لحساب الانتقالات الشاقولية السطحية أعلى النفق:

$$S(x) = \Psi \frac{\gamma D^2}{E}(0.85 - \nu)e^{\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right)} \quad (2)$$

كما اقترح العلاقة التالية لحساب قيمة i:

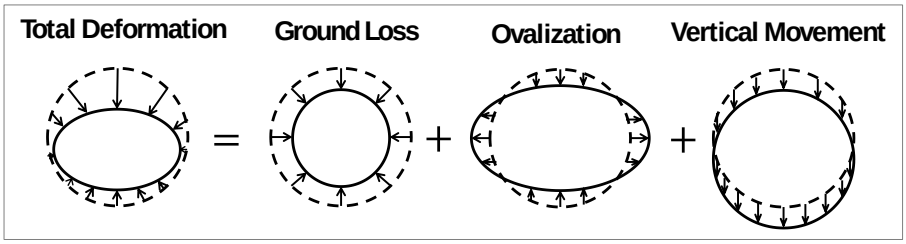
$$i = R.\eta.\left(1.05\frac{H}{D} - 0.42\right) \quad (3)$$

أما قيمة الهبوط S_{max} فتعطى بالعلاقة التالية، حيث أن υ هو معامل بواسون:

$$S_{max} = \Psi \frac{\gamma D^2}{E}(0.85 - \nu) \quad (4)$$

طريقة González & Sagaseta [26]

اقترحت هذه الطريقة بدايةً من قبل Sagaseta [27] حيث سمحت بتقييم مجال الإجهادات في التربة المتجانسة متماثلة الخواص غير القابلة للانضغاط. اعتمدت الطريقة أن التشوهات الكلية في محيط النفق تنتج كمحصلة مكونة من ثلاث مركبات هي: التقلص بالاتجاه القطري Radial contraction الناتج عن فاقد الحجم، والتوسع الجانبي (البيضوي) ovalisation الذي يحدث في مستوي القطر الأفقي للنفق، بالإضافة للانتقالات الشاقولية، كما يوضح الشكل 3:



الشكل 3: مركبات التشوهات الكلية في محيط حفريات الأنفاق وفق Sagaseta [27]

تم تطوير هذه الطريقة عام 2001 من قبل González and Sagaseta [26] بإضافة معامل الانضغاط الحجمي للتربة α وهو معامل تجريبي يأخذ قيمة مساوية للواحد في الترب الغضارية أما في الترب الحبيبية فتكون قيمة α أكبر من 1 وقد تصل قيمته إلى 2 حيث تعتمد قيمة هذا الثابت على عمق النفق وفق الحالات التالية:

$$if\ H/D < 2 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 2$$
$$if\ H/D > 4 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 1$$

وظفت المعادلة التالية لحساب الانتقالات الشاقولية السطحية أعلى النفق [26]:

$$S(x) = 2.\varepsilon.R\left(\frac{R}{H}\right)^{2\alpha-1}.\frac{1}{(1+\bar{x}^2)^{\alpha}}\left(1+\rho.\frac{1-\bar{x}^2}{1+\bar{x}^2}\right) \qquad (5)$$

حيث أن:

$$\bar{x} = \frac{x}{H} \ , \quad \varepsilon = \frac{V_L}{2} \quad , \quad \rho = \frac{\delta}{\varepsilon}$$

ε : معامل يعبر عن التقلص القطري radial contraction ويمثل قيمة الانتقال القطري منسوباً إلى نصف قطر النفق.

δ : معامل يعبر عن التوسع الجانبي (البيضوي) ويمثل نسبة التوسع الجانبي الأعظمي المقاس في مستوي محور النفق الأفقي منسوباً إلى نصف قطر النفق.

وبالتالي يمكن حساب القيمة ρ التي تعبر عن التوسع البيضوي النسبي من العلاقة $\frac{\delta}{\varepsilon}$.

ومنه نجد أن التشوهات في هذه الطريقة محكومة بثلاثة عوامل هي $\alpha, \delta, \varepsilon$ تعتمد على طبيعة التربة وأعمال الحفر، حيث أن تقدير هذه القيم مرتبط بطبيعة التربة وبالقياسات الحقلية ويتأثر بدقتها ويؤثر بنفس الوقت بشكل كبير على القيم المحسوبة وفق المعادلة [5].

طريقة Verruijt–Booker [28]

وهي من الطرق التحليلية التي اعتمدت بشكل مشابه لطريقة González and Sagaseta توظيف الثوابت δ, ε حيث تعتبر هذه الطريقة تعميماً لطريقة Sagaseta صالحاً للترب المنضغطة (مهما كانت قيمة معامل بواسون).

تحسب الانتقالات السطحية الشاقولية في هذه الطريقة من العلاقة التالية:

$$S(x) = 4\varepsilon.R^2\,(1-\upsilon)\frac{H}{x^2+H^2} - 2\delta.R^2.H.\frac{x^2-H^2}{(x^2+H^2)^2} \qquad (6)$$

حيث يحسب ε بدلالة V_L من العلاقة التالية:

$$\varepsilon = \frac{V_L}{4(1-\upsilon)} \qquad (7)$$

2.1 انتقالات التربة الأفقية الناتجة عن تنفيذ الأنفاق:

درس العديد من الباحثين [4, 29, 30] تشوهات التربة الأفقية الناشئة في جوار الأنفاق حيث يسبب تقدم الآلة الدرعية نشوء تشوهات أفقية في كتلة التربة بالاتجاهين الطولاني والعرضي. اتفقت الدراسات [31, 32] على أن مقدار واتجاه هذه التشوهات يعتمد بشكل أساسي على طبيعة التربة وظروف تقدم الحفر وعلى ارتفاع الحفرية.

بينت دراسة الانتقالات الأفقية في مقطع عرضي على نفق مترو ليون [33] نشوء انتقالات محدودة باتجاه النفق على سطح الأرض واندفاع التربة باتجاه الخارج في مستوي محور النفق الأفقي بينما تكون التربة شبه ثابتة لا تتحرك أسفل قاع النفق.

وجدت نفس الملاحظات الحقلية من قبل [4, 30] في العديد من ورشات الأنفاق المنفذة في اليابان حيث ترافق مرور الآلة الدرعية مع تشوهات أفقية باتجاه الخارج في مستوي محور النفق الأفقي ثم تعود التربة للتحرك باتجاه الداخل لاحقاً.

بشكل مشابه لانتشار التشوهات الشاقولية في التربة فإن التشوهات الأفقية التي تنشآ في مستوي محور النفق الأفقي تنتقل لسطح الأرض. إنما نجد القليل من الدراسات [34] تناولت حساب هذه الانتقالات السطحية بسبب صعوبة تحديدها حقلياً بدقة [35].

اقترح Lake [34] طريقة مبسطة لرسم منحني الانتقالات الأفقية بناءً على الانتقالات الشاقولية وعلى بعض العوامل الجيومترية (عمق محور النفق H والمسافة الأفقية x عن محور النفق)، حيث اعطى العلاقة التالية لحساب الانتقالات الأفقية $S_h(x)$ في مستوي سطح الأرض بناءً على قيمة الانتقالات الشاقولية $S(x)$:

$$S_h(x) = S(x).\frac{x}{H} \qquad (8)$$

إن هذا المبدأ المشابه لذلك المقترح من قبل [1] Peck يبين أن حقل الانتقالات في التربة أعلى النفق متمركز حول النفق حيث تخلق الانتقالات الأفقية على السطح منطقة مضغوطة في مستوي محور النفق ومنطقة مشدودة بعيداً قليلاً عن هذا المحور. إن وجود مناطق الشد والضغط هذه له تأثير كبير على الأبنية المجاورة، الأمر الذي يجب أن يؤخذ بعين الاعتبار عند دراسة التشوهات الناتجة عن الحفر.

2. عوامل تشغيل الآلة الدرعية

إن معظم العلاقات التجريبية والتحليلية المقترحة لدراسة الانتقالات الشاقولية والأفقية في محيط حفريات الأنفاق لم تأخذ بعين الاعتبار العوامل المتعلقة بتكنولوجيا تنفيذ النفق [36 ,25].

نركز هنا بشكل خاص على التنفيذ بالآلات الدرعية كونه يتم عبر عدة مراحل يوظف في كل منها عدد كبير من العوامل التقنية التي يمكن تسجيلها ضمن الآلة أثناء تقدمها [38 ,37]. من أهم هذه العوامل الضغوط المطبقة من قبل الآلة على الوسط المحفور كونها العامل الأساسي الذي يمكن أن يقاوم تشوهات التربة وفقدان الحجم [55]. إن التحليل الدقيق لهذه العوامل تم في اغلب دراسات النمذجة الرقمية من خلال موديلات ثلاثية الأبعاد [41 ,40 ,39] تتفاوت في درجة تعقيدها وتتسم باستهلاك الوقت والجهد. أما في أعمال النمذجة ثنائية الأبعاد [43 ,42] فقد اقتصرت بعض الموديلات على إدخال الضغط المطبق من قبل الآلة الدرعية لحقن الملاط خلف كسوة النفق البيتونية مسبقة الصنع [44] بينما أهمل ضغط تدعيم واجهة الحفر باعتبار تأثيره ثلاثي الأبعاد.

في الحالة العامة، يعتبر تطبيق الضغط P_{conf} من قبل الدرع المتوضع على تماس مع واجهة الحفر لتدعيم التربة في الواجهة من العوامل الهامة جداً كونه يضمن ثبات الحفرية ويتحكم بالتشوهات في التربة.

يطبق ضغط تدعيم واجهة الحفر في الآلة الدرعية المدعمة بضغط التربة عن طريق ضغط كتلة التربة المحفورة ضمن حجرة الحفر على واجهة النفق (حفر بحجم ثابت). وجد [45] أن زيادة ضغط تدعيم واجهة الحفر يمكن أن يقلل من الهبوطات وذلك من خلال دراسته لقياسات حقلية

منفذة في «Taipei's Rapid Transit Tunnels» حيث تم تنفيذ أربعة أنفاق باستخدام آلة درعية ذات واجهة مدعمة بضغط التربة.

كما بينت المراقبة الحقلية المنفذة من قبل [46] في مشروع MRTA في بانكوك والمنفذ باستخدام آلة درعية مدعمة بضغط التربة أن زيادة ضغط تدعيم الواجهة تقلل من هبوط سطح الأرض، حتى أنه لوحظ في بعض الحالات حدوث ارتفاع لسطح الأرض عند تطبيق قيم كبيرة لضغط تدعيم الواجهة.

اقترح [47] Lee *et al.* التعبير عن ضغط تدعيم واجهة الحفر منسوباً إلى ضغط التربة الأولي الأفقي في مستوي محور النفق وهو ما سمي بالقيمة EPR. حيث بينت القياسات المنفذة في ورشة نفق المترو 2 في شنغهاي أنه إذا كنت النسبة EPR >1 تبدي التربة سلوك ارتفاع بدلاً من الهبوط الذي يتطلب ان تكون النسبة EPR<1، كما اعتبر أن الانتفالات الشاقولية السطحية تكون معدومة عندما EPR=1.

بينما اقترح [40] Mollon *et al.* بناءً على نمذجة ثلاثية الأبعاد أن قيمة ضغط التدعيم المطبق على واجهة الحفر يجب أن يساوي قيمة دفع التربة الجانبي المحسوب في مستوي مركز النفق.

بينت [37] Vanoudheusden أن قيمة ضغط تدعيم واجهة الحفر المطبق من قبل الآلة الدرعية المدعمة بضغط التربة التي نفذت نفق المترو B في مدينة تولوز الفرنسية كانت مساوية $0.6\sigma_{v0}$ (حيث أن σ_{v0} هو الاجهاد الشاقولي المؤثر في مستوي قمة النفق).

تتضمن المرحلة التالية من مراحل تقدم الآلة الدرعية تنفيذ كسوة النفق تحت حماية غلاف الآلة Shield، يلي ذلك الحقن بملاط اسمنتي خلف كسوة النفق المنفذة وذلك لملء الفراغ الناتج عن انسحاب غلاف الآلة. تمت نمذجة هذه المرحلة بطرق عديدة فالبعض اعتمد على دراسة تغيير خصائص طبقة الملاط المحقون نتيجة تصلبها آخذين بعين الاعتبار كثافة الملاط وخصائص تصلبه [47]، بينما اتجه آخرون [48, 49] لنمذجة الضغط المطبق لحقن الملاط P_{inj} ودراسة تأثيره على التشوهات الناتجة عن هذه المرحلة من تنفيذ النفق.

في العموم، يرافق عملية الحقن تحرك التربة مبتعدةً عن محيط النفق حيث اعتبر Oota *et al.* [30] أن زيادة الفرق الجبري بين قيمة ضغط الحقن والاجهاد الأولي السائد في التربة يزيد من الهبوطات الشاقولية أعلى النفق.

يجب أن يطبق ضغط الحقن بقيمة كافية تضمن سيلان الملاط المحقون ومقاومة تشوهات التربة. بحسب Suwansawat et Einstein [50] إن تطبيق قيم كبيرة لضغط الحقن والملء الجيد للفراغات بالملاط يمكن أن يقلل بشكل كبير من هبوطات سطح الأرض.

بين Komiya *et al.* [51] أن حقن الملاط يمكن أن يؤثر على تشوهات التربة قصيرة الأمد، بينما تنشأ التشوهات طويلة الأمد بسبب تصلب الملاط المحقون ونتيجة انخفاض ضغط الماء المسامي الذي يرتفع عند حقن الملاط. بينت تجارب الحقن المنفذة خلال حفر نفق Koto-ku [51] حدوث ارتفاع في التربة الغضارية المحيطة بالنفق بلغ 15mm في لحظة الحقن على بعد حوالي 5m من نقطة تنفيذ الحقن (في مقطع عرضاني). يتزايد الهبوط الناتج عن التشديد مع مرور الزمن حتى يصل إلى 33mm بعد ثلاثة شهور من تنفيذ الحقن.

نسعى في هذا البحث إلى اقتراح منهجية للأخذ بعين الاعتبار قيمتي كلاً من ضغط تدعيم واجهة الحفر P_{conf} وضغط الحقن P_{inj} في نمذجة عددية ثنائية الأبعاد ودراسة تأثير هذه الضغوط على التشوهات المقاسة حقلياً في الحالة المدروسة لنفق سطحي منفذ باستخدام آلة درعية مدعمة بضغط التربة.

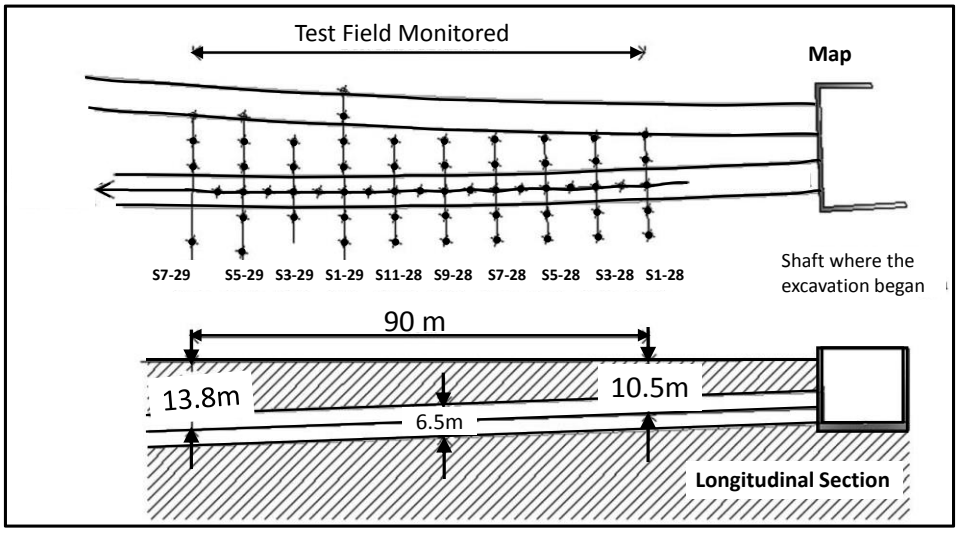
3. معطيات الدراسة – Case Study

يتناول البحث دراسة لمعطيات مأخوذة من مشروع Milan underground line 1 extension وهو امتداد لنفق المترو رقم 1 المنفذ في مدينة ميلانو في إيطاليا [52, 53]. تتراوح سماكة التغطية أعلى النفق بين 8-19m على كامل امتداد النفق حيث يبلغ قطر النفق 6.5m. منسوب المياه الجوفية يقع على عمق 10m أسفل سطح الأرض الطبيعية. الوسط المحيط بالنفق هو تربة رملية خصائصها الميكانيكية موضحة في الجدول 3.

جدول 3: خصائص التربة في مشروع Milan underground line 1 extension.

خصائص التربة	القيمة
الوزن الحجمي γ_b	$18\ KN/m^3$
الوزن الحجمي γ_{sat}	$22\ KN/m^3$
زاوية الاحتكاك الداخلي φ	$30°$
معامل المرونة E للتربة السطحية حتى عمق 15m	$75MPa$
معامل المرونة E للتربة المتوضعة على عمق أكبر من 15m	$100MPa$
معامل بواسون υ	0.3

نفذ النفق بواسطة آلة درعية مدعمة بضغط التربة، كسوة النفق بيتونية مسلحة مسبقة الصنع تبلغ سماكتها 30cm مؤلفة من حلقات متتالية يبلغ طول الحلقة الواحدة 1.4m. رافق المراحل المختلفة لإنشاء النفق تنفيذ حملة قياسات حقلية عبر نقاط ومقاطع قياس موزعة على كامل امتداد النفق كما يبين الشكل 4.



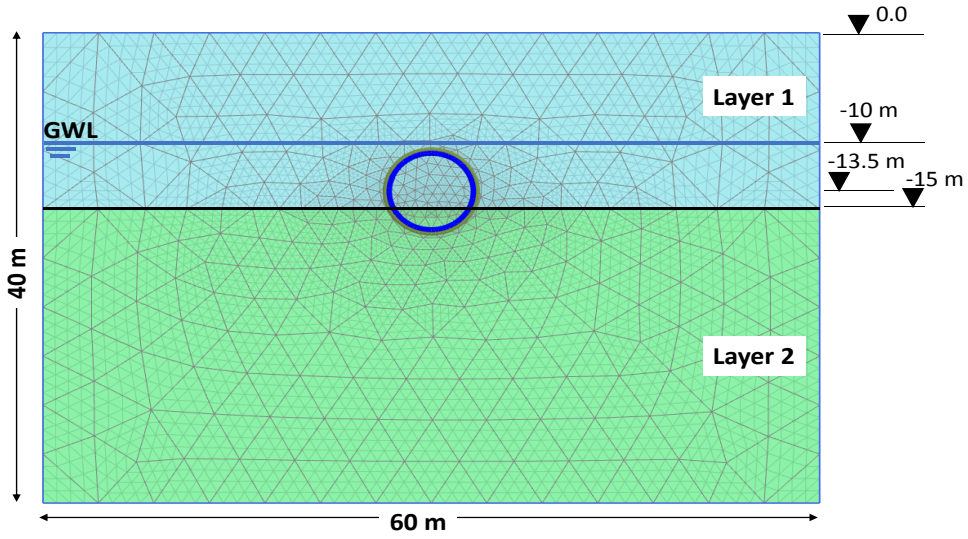
الشكل 4: مسقط ومقطع طولي يبين عمق النفق وتوزع مقاطع القياس على امتداد النفق [52].

استمرت مراقبة القياسات الحقلية لتشوهات التربة وبشكل خاص هبوط سطح الأرض منذ بدء أعمال الحفر وحتى انتهاء المشروع.

4. نمذجة رقمية FE-2D

تمت نمذجة الحالة المدروسة باعتماد موديل ثنائي الأبعاد لمقطع عرضي للنفق المدروس بطريقة العناصر المنتهية باستخدام برنامج Plaxis 2D.

تمت نمذجة المقطع S-5-29 المبين في الشكل 4 حيث يتوضع النفق في وسط النموذج ويبلغ عمق مركز النفق 13.5m أسفل سطح الأرض الطبيعية. تم اعتماد موديل كامل (شكل 5) بالرغم من تناظر المسألة قيد الدراسة وذلك من أجل المقارنة مع القياسات الحقلية في المقطع المدروس، حيث أن نقاط القياس المتاحة في هذا المقطع لم توزع بشكل متناظر بالنسبة لمحور النفق (كما يظهر لاحقاً في الشكل 6). عرض النموذج المقترح 60m وارتفاعه 40m، يتكون النموذج من عناصر مثلثية ذات 15 عقدة. الشروط الطرفية تقليدية: تم تقييد الحركة الأفقية على الحواف الجانبية للنموذج، وتقييد الحركة الشاقولية في أسفل النموذج.



الشكل 5: مقطع عرضي يبين أبعاد النموذج وشبكة العناصر المنتهية المعتمدة في النمذجة.

يبين الجدول 4 معطيات النمذجة من خصائص طبقتي التربة المدروسة ومواصفات كسوة النفق البيتونية، حيث تمت دراسة السلوك المصرف للتربة باعتماد معيار مور كولومب كما تمت نمذجة الكسوة باعتبارها ذات سلوك مرن.

جدول 4: الخصائص الميكانيكية للطبقات المستخدمة في النمذجة.

الخصائص	طبقة التربة 1	طبقة التربة 2	كسوة النفق البيتونية
$\gamma\ (KN/m^3)$	18 & 22	22	25
$E\ (Mpa)$	100	75	25000
υ	0.3	0.3	0.2
$\varphi°$	30	30	
$\Psi°$	0	0	

إن نمذجة مراحل الحفر وتنفيذ كسوة النفق تمت بعد تحليل واسع للعديد من النماذج ثنائية البعد المقترحة في الدراسات المرجعية حيث تم التركيز على نقطتين أساسيتين:
بدايةً اقتصرت معظم النماذج ثنائية الأبعاد على الاكتفاء بنمذجة ضغط الحقن وأهملت ضغط تدعيم واجهة الحفر ولم يتم إدخاله في مراحل النمذجة ثنائية البعد بالرغم من أهمية هذا العامل حيث أنه يؤخذ بالحسبان في الموديلات ثلاثية الأبعاد فقط. قد يعود ذلك إلى صعوبة نمذجة هذا الضغط المطبق بالاتجاه Z في موديل ثنائي الأبعاد متوضع في جملة إحداثيات XY.

النقطة الثانية التي تم التركيز عليها في النموذج المقترح هو نمذجة التشوهات الناتجة عن فاقد الحجم Volume Loss: حيث اقترحت بعض النماذج تمثيل عملية تصلب الملاط المحقون من خلال تغيير خصائص طبقة الملاط في مراحل النمذجة (اعتماد طبقة ذات صلابة منخفضة لتمثيل الملاط الطري ومن ثم رفع قيمة صلابة هذه الطبقة في المرحلة التالية). بينما اقترح في العديد من النماذج الأخرى الاعتماد على تطبيق معامل التقلص (المتاح في برنامج Plaxis) وذلك في المرحلة الثانية من النمذجة أي بعد حفر النفق وقبل تنفيذ الكسوة البيتونية معتبرين أن الحفر هو المسبب الرئيسي لفاقد الحجم (وهي الطريقة المقترحة في دليل البرنامج [54]).

في الواقع إن عملية الحفر تترافق مع تدعيم طولاني يؤمنه غلاف الآلة المعدني Shield الذي تتم تحت حمايته تركيب وتثبيت حلقات الكسوة البيتونية مسبقة الصنع، ومن ثم يتسبب انسحاب الغلاف المعدني مع تقدم الآلة بترك فراغات محيطية بين كسوة النفق المنفذة ومحيط الحفرية. يتم ملء هذه الفراغات بالملاط المحقون الذي يتصلب لاحقاً، إذاً هنا وبعد هذه المرحلة أي بعد تصلب الملاط المحقون يتجلى فاقد الحجم وهبوط التربة المرافق له.

ولذلك تم في هذا البحث تطبيق معامل التقلص في المرحلة الأخيرة من النمذجة لتمثيل السلوك طويل الأمد للوسط المحفور الذي يترافق مع قيم الهبوطات النهائية. إذاً يمكن تلخيص مراحل النمذجة المقترحة كالتالي:

المرحلة 1: عملية الحفر بإلغاء تفعيل التربة في مقطع النفق مع تطبيق ضغط تدعيم موزع بانتظام على محيط الحفرية.

المرحلة 2: تفعيل كسوة النفق البيتونية.

المرحلة 3: تطبيق ضغط حقن الملاط خلف الكسوة، حيث يطبق كضغط موزع بانتظام على كامل محيط الحفرية.

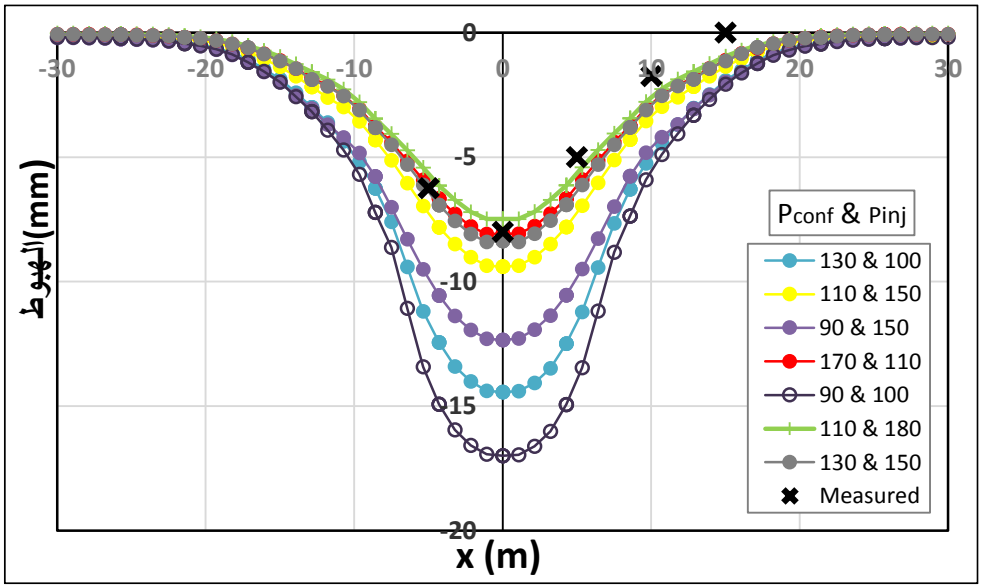
المرحلة 4: تطبيق معامل التقلص وهو نسبة تخفيض تمثل التقلص أو الانكماش الحاصل في التربة المحيطة بالنفق نتيجة تصلب طبقة الملاط المحقون وبالتالي هبوط التربة المحيطة بها.

تمت مقارنة نتائج النمذجة العددية مع قيم الهبوطات النهائية المقاسة في المقطع المدروس، كذلك مع النتائج التي تعطيها الطرق التجريبية والتحليلية ونستعرض النتائج فيما يلي.

5. النتائج والمناقشة

تم في البدء معايرة النموذج المقترح من خلال مقارنة الانتقالات الشاقولية السطحية (حوض الهبوط) في مقطع عرضي على محور النفق وهو مقطع القياس S–5–29. لم تتوفر قيم مرجعية مقاسة للضغوط المطبقة من قبل الآلة الدرعية خلال مراحل تقدمها ولذلك تم اختبار عدد كبير جداً من أزواج القيم P_{conf} & P_{inj} في الموديل المقترح ومقارنة قيم الهبوط الناتج مع القيم المقاسة حقلياً في المشروع.

نظراً لأن المقارنة تتم مع قيم الهبوط النهائي المقاس بعد انتهاء أعمال تنفيذ النفق فقد كان هناك صعوبة في معايرة قيم الضغوط المطبقة من قبل الآلة الدرعية في مرحلتين مختلفتين بوقت واحد معاً. يبين الشكل 6 مقارنة بين قيم الهبوطات النهائية المقاسة حقلياً ونتائج النمذجة الناتجة عن تطبيق قيم مختلفة للضغوط P_{conf} & P_{inj} (مقدرة بـ kPa)، حيث تم إجراء المعايرة السابقة باعتبار قيمة معامل تقلص مساوية 0.5.



الشكل 6: قيم الانتقالات الشاقولية المقاسة والمحسوبة من أجل قيم مختلفة لـ P_{conf} & P_{inj}.

يبين الجدول 5 قيم الهبوط السطحي الأعظمي الموافقة لتطبيق قيم مختلفة لـ P_{conf} & P_{inj} مع العلم أن القيمة المقاسة حقلياً للهبوط السطحي الأعظمي تبلغ 8 mm في المقطع المدروس.

جدول 5: قيم S_{max} المحسوبة من أجل قيم مختلفة للضغوط المطبقة من الآلة الدرعية.

P_{conf}	80	90	100	110	120	130	110	90	110	110	120	120	130
P_{inj}	150	150	150	150	150	150	180	100	170	130	130	160	160
S_{max}	24.5	12.3	10.5	9.39	8.8	8.4	7.49	17.0	8.08	10.8	10.20	8.10	7.70

بناءً على نتائج المعايرة والمقارنة مع القيم الحقلية تم اعتماد قيمة ضغط تدعيم واجهة الحفر P_{conf} مساوية 110kPa.عادةً ما يتم ربط هذه القيمة بقيمة الاجهاد الشاقولي المحسوب في مستوي مركز النفق كما ذكر أعلاه في الدراسة المرجعية [37, 40]، حيث تعطى في حالتنا المدروسة العلاقة بين هاتين القيمتين بالنسبة التالية:

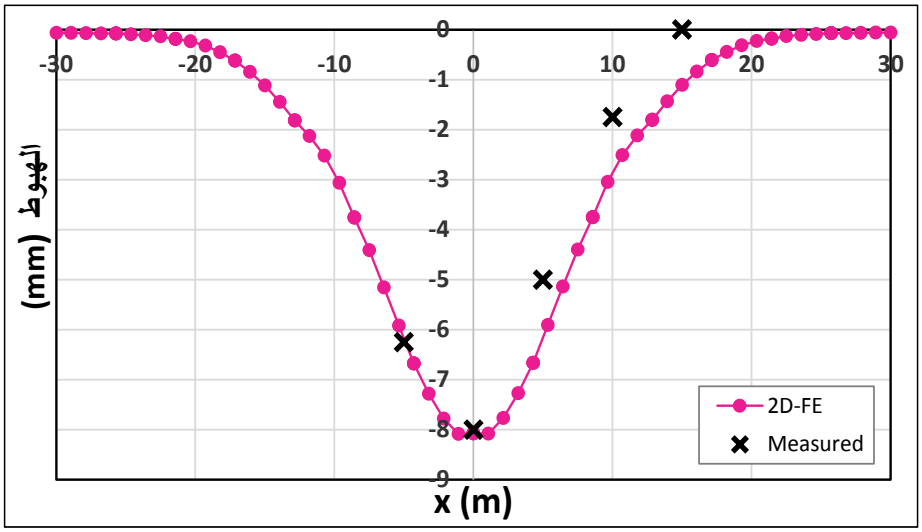
$$\frac{P_{conf}}{\sigma_{v0}} = \frac{110}{18 * 10 + 22 * 3.5} = 0.43$$

وهي قيمة مقاربة للقيمة التي اقترحها Mollon [40] والمساوية $k_0 . \sigma_{v0}$ حيث تبلغ قيمة k_0 في الحالة المدروسة 0.5.

كما تم اعتماد القيمة 170KPa لضغط الحقن حيث تم ربط هذه القيمة بقيمة الإجهاد الشاقولي المحسوب في مستوي قمة النفق (موضع تنفيذ الحقن) فكانت النسبة: 0.92 أي تساوي $1.8k_0$ وهي قيمة أكبر من القيم المقترحة في الدراسات المرجعية [40]، يعود ذلك إلى أن النفق منفذ تحت منسوب الماء الجوفي الأمر الذي تطلب تطبيق ضغط حقن مرتفع للتغلب على ضغط الماء الهيدروستاتيكي.

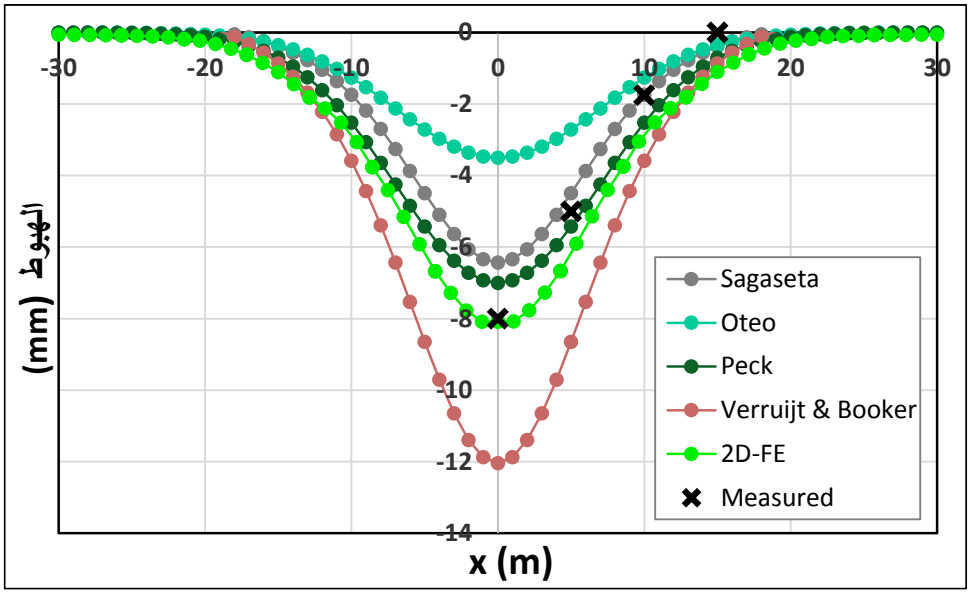
يبين الشكل 7 نتائج النمذجة باستخدام القيمتين P_{conf} =110 kPa، P_{inj} =170 kPa والتي تبدي تقارباً واضحاً مع القيم المقاسة حقلياً خاصة فيما يتعلق بقيمة الهبوط الأعظمي الذي بلغ

8.08 mm في نتائج النمذجة مقابل القيمة المقاسة حقلياً والتي بلغت 8. mm إلا أن عرض حوض الهبوط المحسوب بالنمذجة كان أكبر من عرض حوض الهبوط المقاس حقلياً.



الشكل 7: حوض الهبوط النهائي المحسوب بالنمذجة بالنسبة للقيم المقاسة حقلياً.

تمت في المرحلة التالية مقارنة قيم الانتقالات الشاقولية المحسوبة بالنمذجة (باعتماد القيم P_{conf} & P_{inj} المذكورة أعلاه) مع قيم الانتقالات التي تعطيها العلاقات الرياضية التجريبية والتحليلية المذكورة سابقاً. كما يبين الشكل 8:



الشكل 8: الانتقالات الشاقولية المحسوبة بالنمذجة وبالطرق النظرية نسبةً للقيم المقاسة حقلياً.

نلاحظ أن طريقة Verruijt & Booker لم تكن موفقة في التنبؤ بحوض الهبوط حيث أعطت قيمة 12mm للهبوط السطحي الأعظمي وهي أكبر بكثير من القيمة المقاسة حقلياً. بينما بالمقابل أعطت طريقة Oteo حوض هبوط قليل العمق بلغت فيه قيمة الهبوط الأعظمي 3.5mm وهي قيمة أقل بكثير من القيمة الحقلية.

نجحت طريقة Sagaseta في تمثيل الهبوطات السطحية في نقاط القياس الطرفية فأعطت شكل صحيح وعرض لحوض الهبوط يقارب حوض الهبوط المقاس حقلياً، في حين لم تعطي قيمة دقيقة للهبوط الأعظمي الذي بلغ وفق هذه الطريقة 6.4mm.

يمكن القول إن طريقة Peck أعطت التقريب الأمثل (بالمقارنة مع باقي الطرق النظرية) لحوض الهبوط المقاس حقلياً وللقيم التي تم الحصول عليها من خلال النمذجة المقترحة، حيث بلغت قيمة الهبوط الأعظمي 7mm بالمقارنة مع قيمة 8mm مقاسة حقلياً.

إن السبب الرئيسي للفروقات بين نتائج الطرق النظرية الأربعة يعود إلى اختلاف الفرضيات والمعادلات المعتمدة وقيم الثوابت التي وظفت في كل طريقة. وهنا نذكر بعض الملاحظات التي لا بد من التنويه لها فيما يتعلق بالطرق التجريبية والتحليلية:

- بدايةً إن جميع الطرق التحليلية والتجريبية تعتمد بشكل أساسي على قيمتي S_{max}, i حيث تم اقتراح الكثير من العلاقات الرياضية التي تعطي نتائج متفاوتة وتؤثر بشكل كبير على النتائج. كثير من العلاقات المذكورة في الجدولين 1, 2 أعلاه اعتمدت لحساب هذه القيم على توظيف قيمة V_L وهي قيمة غير معلومة دائماً في حال لم تتوفر القياسات المرتبطة بها.
- فيما يتعلق بطريقة Oteo: نلاحظ أنه وظف الثابت Ψ الذي بينت الحسابات أنه عامل مسيطر على النتائج. كما أن استخدام قيمة Ψ في المعادلة رقم 4 التي اقترحها لحساب الهبوط السطحي الأعظمي أعطى قيمة $S_{max} = 2.8mm$ وهي قيمة أقل بكثير من الهبوط الأعظمي المقاس حقلياً أو المحسوب بالنمذجة. ولهذا السبب لم يتم استخدام هذه العلاقة في الحسابات وتم توظيف قيمة S_{max} المقاسة حقلياً. يمكن الاستنتاج أن المعادلة 4 المقترحة من قبل Oteo غير دقيقة ولا ينصح باستخدامها.
- اعتمدت كلاً من طريقتي Sagaseta و Verruijt & Booker على الثوابت $\alpha, \varepsilon, \delta$ والتي تتطلب معرفة قيم التشوهات القطرية والجانبية (التوسع البيضوي) للنفق حيث أن قيمتي ε, δ ثابتة في كلا الطريقتين. كما تبين أن طريقة Sagaseta محكومة إلى حدٍ كبير بقيمة المعامل α المعبر عن الانضغاطية النسبية للتربة، وهو ما تسبب في الفارق الكبير بقيم الانتقالات بين هاتين الطريقتين بالرغم من ثبات قيمتي ε, δ. في الواقع، لم يعطي Sagaseta توصيات دقيقة لحساب قيمة α، حيث ميز بين حالتين لعمق النفق (2D, 4D) كما ذكر أعلاه مما يترك مجالاً كبيراً لم يوضح فيه كيفية تحديد قيمة α بدقة وذلك عندما يتراوح عمق النفق بين 2D−4D.
- يمكن الوصول إلى نتيجة مفادها أن طريقة Peck أعطت المعادلة الأكثر دقة لحساب الانتقالات الشاقولية دون أن تتطلب استخدام ثوابت تجريبية يصعب تحديدها بدقة وتسيطر على النتائج كما في باقي الطرق التجريبية والتحليلية.

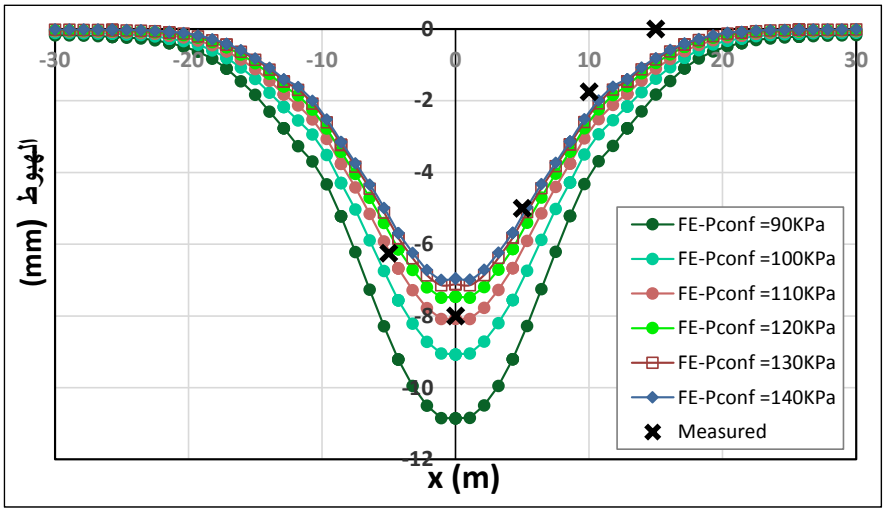
تبين من خلال الدراسة السابقة أن النموذج العددي ثنائي البعد المقترح في هذا البحث يعطي قيماً مقاربة للانتقالات المقاسة حقلياً وللقيم المحسوبة وفق طريقة Peck، وبناء عليه سيتم توظيفه لإجراء دراسة بارامترية لتأثير بعض العوامل على كلٍ من الانتقالات الشاقولية والأفقية الناتجة عن تنفيذ النفق.

6. تحليل متغيرات الدراسة Sensitivity Analysis

ركزت طريقة النمذجة المقترحة في هذا البحث على الضغوط المطبقة من قبل الآلة الدرعية أثناء تقدمها، ونظراً لتأثير كلاً من فاقد الحجم ومعامل دفع التربة الجانبي k_0 على سلوك التربة والانتقالات التي تبديها تم تحليل المتغيرات التالية:

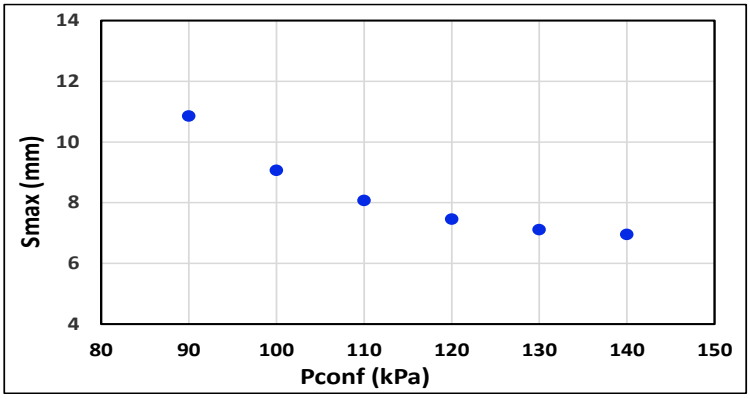
6.1 دراسة تأثير ضغط تدعيم واجهة الحفر P_{conf}

اعتبرت الدراسات المرجعية هذا العامل من أهم العوامل ذات الصلة الوثيقة بالانتقالات الشاقولية الناتجة عن أعمال تنفيذ الانفاق، ولهذا السبب تم دراسة تأثيره في الحالة المدروسة في هذا البحث. لدراسة تأثير ضغط تدعيم واجهة الحفر على الهبوط السطحي أعلى النفق تم تغيير قيمته بين 90−140 kPa مع تثبيت باقي العوامل معامل التقلص c وضغط حقن الملاط Pinj (P_{inj}=170KPa, c=0.5) كما يبين الشكل 9. إن القيمة الأصغرية المقترحة لضغط تدعيم واجهة الحفر في هذه الدراسة البارامترية هي القيمة الحدية التي تضمن عدم انهيار واجهة الحفر في الحالة المدروسة، حيث تبين أن تطبيق القيمة 70kPa يترافق مع انهيار واجهة الحفر في المرحلة الأولى من النمذجة. حتى أن تطبيق القيمة 80kPa ترافق مع قيم هبوط كبيرة تزيد عن 20mm أعلى محور النفق ولذلك لم تؤخذ في الدراسة.



الشكل 9: تأثير قيمة P_{conf} على الانتقالات الشاقولية الناتجة عن تنفيذ النفق.

يبين الشكل 10 العلاقة بين الهبوط الأعظمي S_{max} وضغط تدعيم واجهة الحفر P_{conf}، حيث نجد أن زيادة P_{conf} من 90−140kPa أدى إلى انخفاض S_{max} من 10.9−7mm. يكون هذا الانخفاض واضحاً عند القيم الصغيرة للضغط ويميل للاستقرار من أجل القيم الأكبر اعتباراً من 120kPa. وهنا نجد أن تطبيق قيم كبيرة لضغط تدعيم واجهة الحفر يصبح غير فعال أكبر من حد معين بلغ في الحالة المدروسة 120kPa.

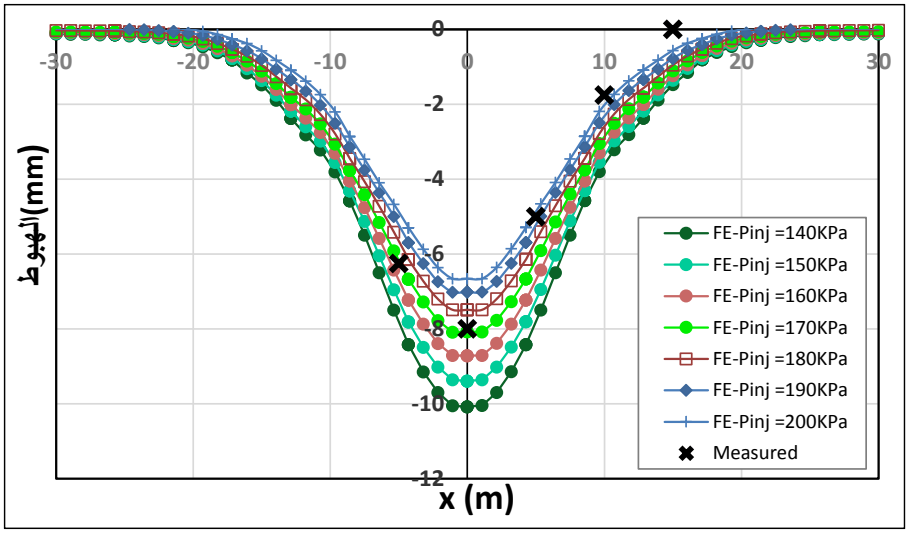


الشكل 10: تأثير ضغط تدعيم الواجهة P_{conf} على الهبوط السطحي الأعظمي أعلى النفق.

نستنتج إذاً أن ازدياد ضغط تدعيم واجهة الحفر يترافق مع انخفاض قيم الهبوط السطحي المحسوب أعلى النفق وتقليل عرض حوض الهبوط وهو ما أكدته الدراسات المرجعية.

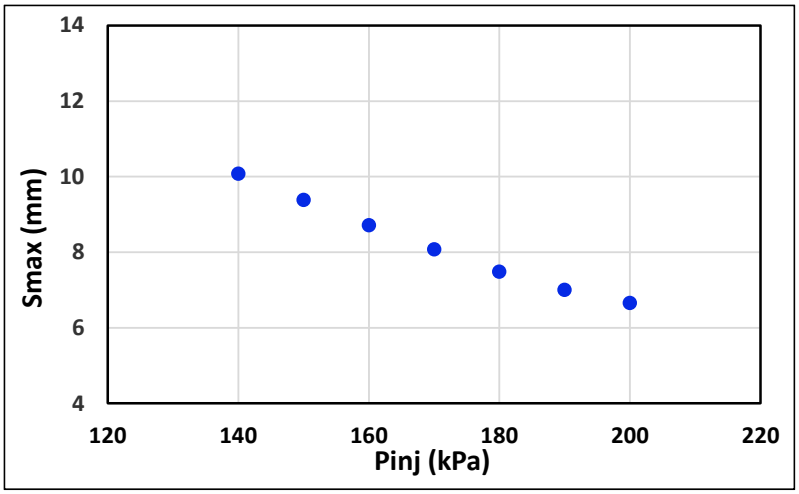
6.2 دراسة تأثير ضغط الحقن P_{inj}

تم في هذه المرحلة تثبيت القيمة 110kPa لضغط تدعيم واجهة الحفر وتغيير قيمة ضغط الحقن بين 140–200KPa. أظهرت النتائج أن ازدياد قيمة ضغط الحقن أدى إلى تخفيض قيم الهبوط السطحي كما يبين الشكل 11.



الشكل 11: تأثير ضغط الحقن P_{inj} على الهبوطات السطحية الناتجة عن تنفيذ النفق.

يبين الشكل 12 أن ازدياد قيمة ضغط الحقن P_{inj} من 140kPa إلى 200kPa أدى إلى تناقص قيمة الهبوط السطحي الأعظمي المقاس أعلى محور النفق من 10mm إلى 6.7mm.

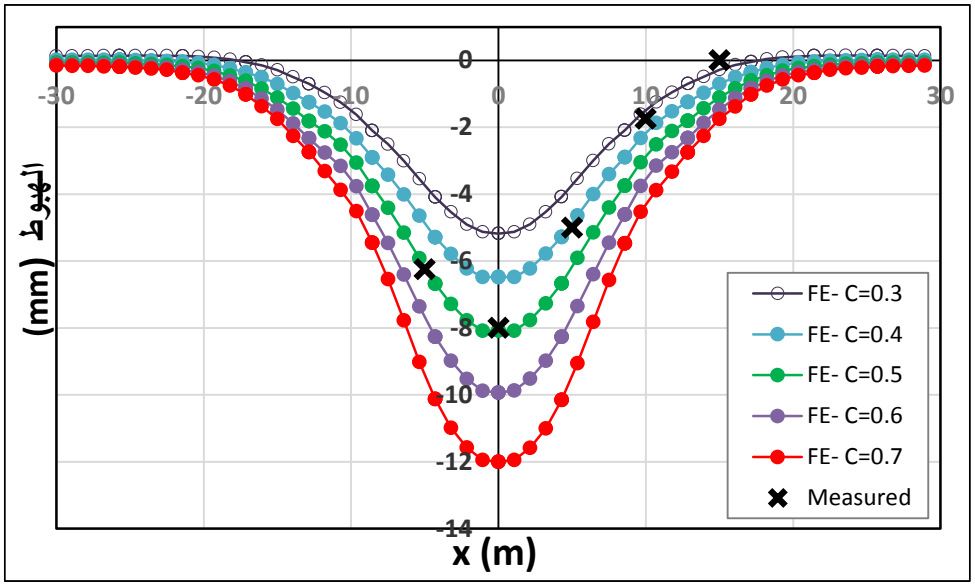


الشكل 12: تأثير ضغط الحقن P_{inj} على الهبوط السطحي الأعظمي أعلى النفق.

6.3 دراسة تأثير معامل التقلص c

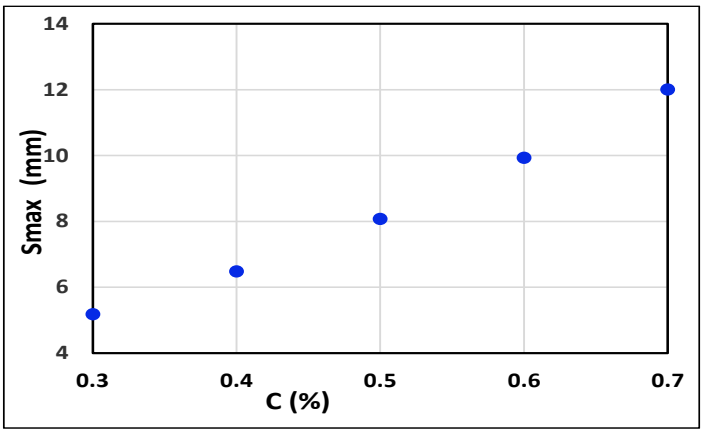
يعتبر هذا العامل كما ذكر سابقاً أحد العوامل الهامة في النمذجة لأنه يعبر عن فاقد الحجم في التربة أحد المسببات الأساسية للهبوط أعلى النفق، ونظراً لأن هذا البحث اقترح إدخاله في المرحلة الأخيرة من النمذجة بعد مرحلتي الحفر والحقن قمنا بدراسة تأثيره على النتائج.

يعبر معامل التقلص c عن نسبة حجم حوض الهبوط منسوباً إلى حجم المقطع العرضي للنفق المحفور في المتر الطولي. لدراسة تأثير هذا المعامل تم تغيير قيمته من 0.3 إلى 0.7 مع تثبيت قيمتي كل من ضغط تدعيم الواجهة (110 KPa) وضغط حقن الملاط (170k kPa) واعتماد نفس مراحل النمذجة السابقة (شكل 13).



الشكل 13: تأثير معامل التقلص على الانتقالات الشاقولية السطحية الناتجة عن تنفيذ النفق.

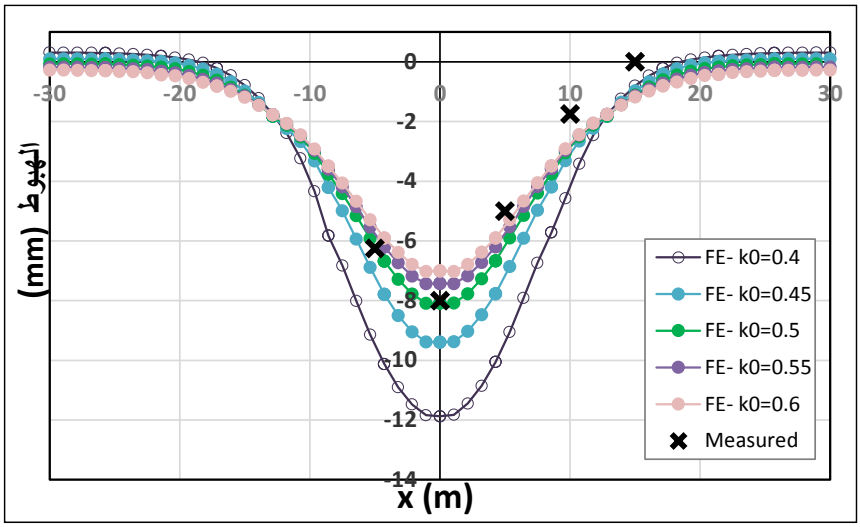
بينت الدراسة أن زيادة قيمة هذا العامل من 0.3 إلى 0.7 ترافقت مع ازدياد قيمة الهبوط السطحي الأعظمي أعلى النفق من 5.2mm إلى 12mm كما يبين الشكل 14.



الشكل 14: تأثير معامل التقلص c على الهبوط السطحي الأعظمي أعلى النفق.

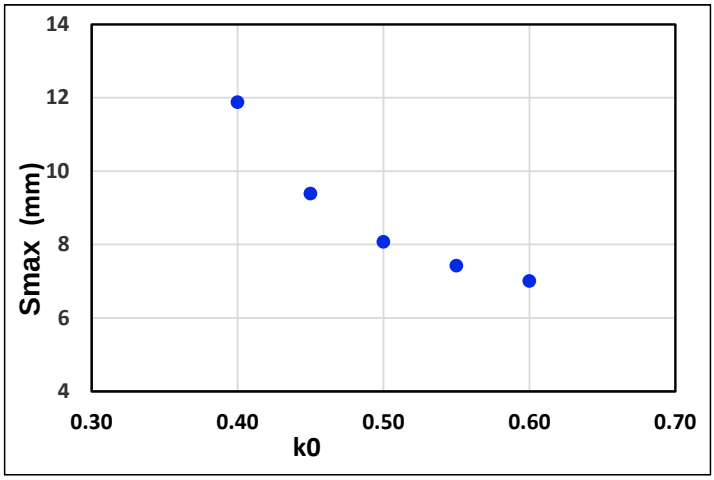
6.4 دراسة تأثير معامل دفع التربة الجانبي k_0

نظراً لأهمية هذا العامل تم دراسة تأثيره على كلٍ من التشوهات الشاقولية والأفقية، حيث تم تغيير قيمته من 0.6–0.4 مع تثبيت باقي العوامل فكانت النتائج كما يبين الشكل 15.



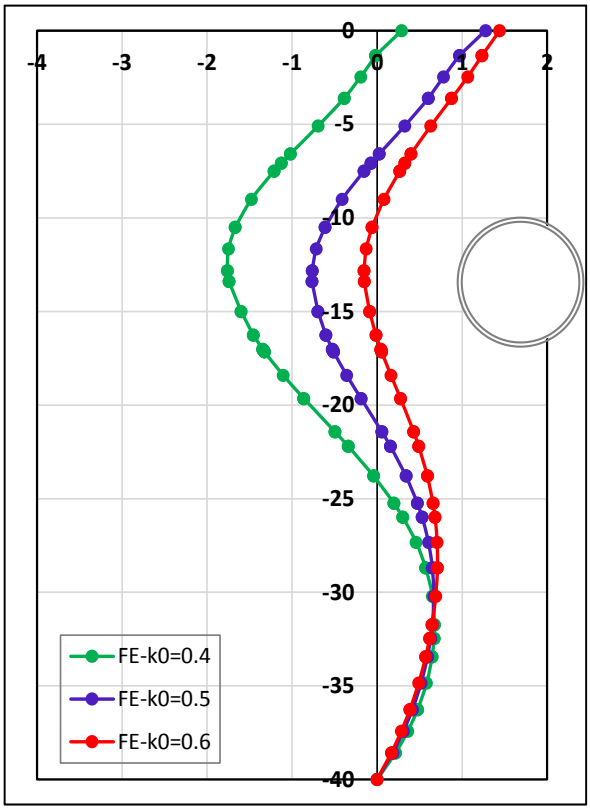
الشكل 15: تأثير معامل دفع التربة الجانبي k_0 على الهبوط السطحي الناتج عن تنفيذ النفق.

نلاحظ من الشكل 16 أن ازدياد قيمة k_0 تترافق مع تناقص الهبوط السطحي الأعظمي، حيث بلغت قيمة الهبوط الأعظمي 12mm من أجل k_0 مساوية 0.4 وانخفضت إلى 7mm عندما كانت قيمة k_0 مساوية 0.6 في حين أن هذا العامل لم يكن له أي تأثير على عرض حوض الهبوط كما بين الشكل 15.



الشكل 16: تأثير قيمة k_0 على الهبوط السطحي الأعظمي أعلى النفق.

من أجل فهم تأثير هذا العامل على تطور التشوهات الكلية في محيط النفق تمت مراقبة تأثيره على التشوهات الأفقية النهائية الناتجة عن تنفيذ النفق كما يبين الشكل 17.



الشكل 17: تأثير قيمة k_0 على الانتقالات الأفقية الناتجة عن تنفيذ النفق.

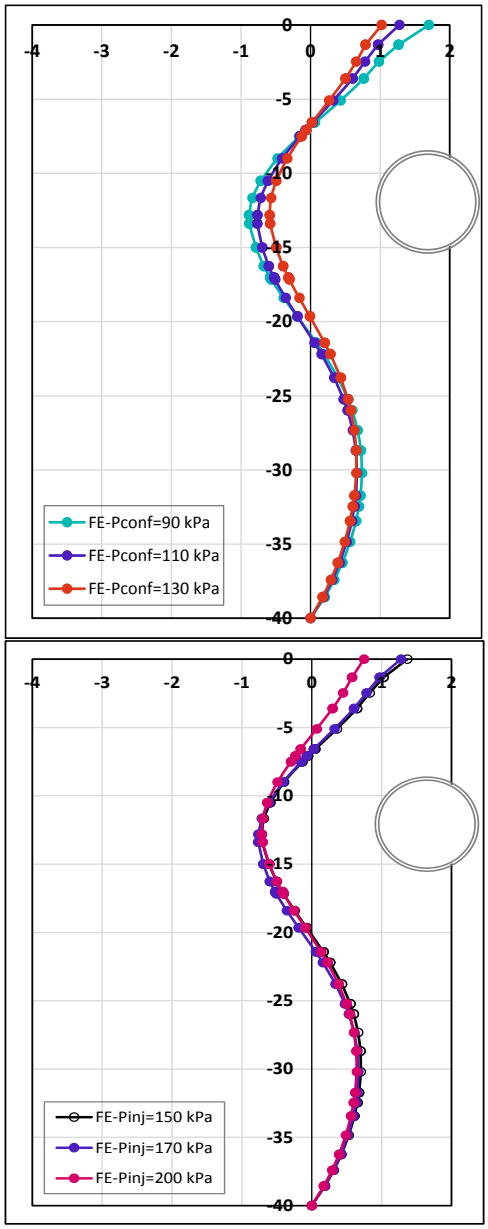
بينت الدراسة أن ازدياد قيمة k_0 من 0.6-0.4 ترافقت مع تناقص التشوهات الأفقية الأعظمية في مستوي محور النفق من 1.74mm-0.15.

إن النتائج السابقة تشرح سلوك التربة في محيط حفرية النفق، حيث أن ازدياد قيمة k_0 تعني ازدياد الاجهاد الأفقي في محيط النفق حيث يلعب هذا الاجهاد دور مقاومة ذاتية للتشوهات confining pressure. وبالتالي يترافق ازدياد هذه المقاومة الذاتية مع تناقص كلاً من التشوهات الأفقية في مستوي محور النفق والهبوط السطحي أعلى النفق.

6.5 دراسة تأثير الضغوط المطبقة من الآلة الدرعية على الانتقالات الأفقية

وجدنا اعلاه أن التشوهات الأفقية الناتجة عن أعمال تنفيذ النفق مرتبطة بقيمة k_0، تم التحري عن تأثير كلاً من ضغط تدعيم واجهة الحفر وضغط الحقن على هذه التشوهات الأفقية من خلال دراسة بارامترية تضمنت تطبيق كلاً من القيمتين الأصغرية والأعظمية لهذه الضغوط.

بين هذا التحليل أن الضغوط المطبقة من قبل الآلة الدرعية تؤثر بشكل طفيف على التشوهات الأفقية في مستوي سطح الأرض الطبيعية بينما لا تؤثر على التشوهات الأفقية الأعظمية في مستوي محور النفق كما يبين الشكل 18.



الشكل 18: تأثير الضغوط المطبقة من الآلة الدرعية على التشوهات الأفقية في جوار النفق.

يمكن تفسير ذلك بأن سطح الأرض الطبيعية الحر يكون عرضة للهبوط والتشوه الأفقي نتيجة عدم وجود أبنية أو منشآت سطحية في الحالة المدروسة، في حين أن التربة المحيطة بالنفق تلعب دور مقاوم للتشوهات تحت تأثير الضغوط المطبقة من الآلة الدرعية.

يمكن القول كخلاصة أن العامل الأساسي الذي يحدد قابلية التشوه/المقاومة في الوسط المحيط بحفرية النفق هو معامل دفع التربة الجانبي.

الاستنتاجات والتوصيات

تضمن هذا البحث نمذجة عددية ثنائية البعد لنفق منفذ باستخدام آلة درعية مدعمة بضغط التربة حيث بنيت الدراسة على معطيات مأخوذة من مشروع Milan underground line 1 extension وهو امتداد لنفق المترو رقم 1 المنفذ في مدينة ميلانو في إيطاليا. اقترح في هذا البحث إدخال تأثير الضغط المطبق من قبل الآلة الدرعية لتدعيم واجهة الحفر في النموذج ثنائي البعد المعتمد، كما اقترح تمثيل فاذ الحجم Volume Loss عن طريق توظيف معامل التقلص المتاح في برنامج Plaxis وذلك في المرحلة الأخيرة من النمذجة لتمثيل تصلب الملاط المحقون والسلوك طويل الأمد للوسط المحفور. وبناءً عليه تم التوصل للنتائج التالية:

- أعطت منهجية النمذجة المقترحة توافق جيد مع قيم الانتقالات الشاقولية السطحية المقاسة حقلياً، كما أعطت النمذجة العددية نتائج أكثر دقة من نتائج الطرق النظرية التحليلية والتجريبية التي وظفت في هذا البحث.
- بمقارنة نتائج الطرق النظرية التي تم توظيفها في هذا البحث كانت نتائج كلاً من طريقتي Verruijt & Booker و Oteo غير مرضية أبداً. كما تبين أن كلاً من طريقتي Peck, González & Sagaseta تعطي شكلاً صحيحاً لحوض الهبوط يقارب شكل وعرض الحوض المقاس حقلياً. فيما يتعلق بقيمة الهبوط الأعظمي، أعطت طريقة Peck القيمة الأقرب للقيم المقاسة حقلياً. يعود السبب في هذه الاختلافات إلى أن هذه الطرق سواء التحليلية أو التجريبية تعتمد على ثوابت عديدة يتم تحديدها بناءً على خصائص التربة المحفورة وعمق النفق بشكل أساسي. هذه الثوابت لا تأخذ بعين الاعتبار تكنولوجيا التنفيذ المستخدمة وهي ذات تأثير كبير على النتائج وبنفس الوقت يصعب تحديدها بدقة.

- بينت الدراسة البارامترية أن عوامل تشغيل الآلة الدرعية تؤثر بشكل أساسي على الانتقالات السطحية الشاقولية أعلى النفق وليس لها تأثير على الانتقالات الأفقية الناشئة في جوار النفق. حيث تبين أن ازدياد ضغط تدعيم الواجهة يترافق مع انخفاض قيم الهبوط أعلى النفق وتقليل عرض حوض الهبوط، في حين لم يؤثر ازدياد قيم ضغط الحقن على شكل أو عرض حوض الهبوط واقتصر تأثيره على تخفيض قيمة الهبوط الاعظمي أعلى النفق.
- بينت الدراسة أهمية معامل التقلص المعبر عن فاقد الحجم وتأثيره الكبير على الهبوطات الناتجة عن تنفيذ النفق حيث أن ازدياد قيمة هذا العامل ترافقت مع ازدياد الهبوط أعلى النفق.
- أظهرت الدراسة أن معامل الدفع الجانبي k_0 ذو تأثير هام على كل من الانتقالات الشاقولية والأفقية الناتجة في محيط النفق. إن ازدياد قيمة هذا المعامل ترافقت مع تناقص كلاً من الهبوط الاعظمي أعلى النفق والانزياحات الأفقية في جوار النفق. حيث تبين أن الانتقالات الأفقية محكومة بشكل أساسي بقيمة معامل دفع التربة الجانبي ولا تتأثر بالضغوط المطبقة من قبل الآلة الدرعية.

بناءً على النتائج التي تم التوصل إليها في هذا البحث لا بد أن نشير إلى التوصيات التالية:

- دراسة تأثير الضغوط المطبقة من قبل الآلة الدرعية على الانتقالات الشاقولية والأفقية في حال وجود منشآت على سطح الأرض الطبيعية والمقارنة مع النتائج التي تم التوصل إليها في هذا البحث.
- تطبيق منهجية النمذجة المقترحة على مشاريع أخرى منفذة في تربة مختلفة أو باستخدام نوع آخر من الآلات الدرعية.
- إجراء نمذجة ثلاثية الأبعاد لدراسة التأثير ثلاثي الأبعاد للضغوط المطبقة من قبل الآلة الدرعية.

المراجع:

[1] Peck R.B. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground. State-of-the-Art report. In: Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 3, Mexico City, p. 225-290.

[2] Cording E.J., Hansmire W.H. (1975). Displacements around soft ground tunnels. General Report of Session IV: Tunnels in soil, In: Proceedings of 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 571-633.

[3] Attwell P.B., Farmer L.W. (1974). Ground disturbance caused by shield tunnelling in a stiff, overconsolidated clay. Engineering geology, vol. 8, 1974, p.361-381.

[4] Hashimoto T., Hayakawa K., Mizuhara K. Konda T. (2000). Investigation on successive settlement due to shield tunneling. In: Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Tokyo, p. 233-238.

[5] Litsas D., Sitarenios P., Kavvadas M. (2017). Parametric investigation of tunnelling induced ground movement due to geometrical and operational TBM complexities. Italian Geotechnical Journal-Rivista Italiana Di Geotecnica, 51(4), 22-34.

[6] Maynar M. M., Rodriguez L. M. (2005). Predicted versus measured soil movements induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension. Canadian geotechnical journal, 42(4), 1160-1172.

[7] Boubou R., Emeriault F., Kastner R. (2010). Artificial neural network application for the prediction of ground surface movements induced by shield tunnelling. Canadian Geotechnical Journal, 47(11), 1214-1233.

[8] Mazek S. A., Almannaei H. A. (2013). Finite element model of Cairo metro tunnel-Line 3 performance. Ain Shams Engineering Journal, 4(4), 709-716.

[9] Hwang R.N., Fan C.B., Yang G.R. (1995) Consolidation settlements due to tunneling. In: Proceedings of South East Asian Symposium on Tunneling and Underground Space Development, Bangkok, p. 79-86.

[10] Ou C.Y., Hwang R. N., Lai W.J. (1998). Surface settlement during shield tunnelling at CH218 in Taipei. Canadian Geotechnical Journal, vol. 35, n°1, p. 159-168.

[11] Clough G.W., Schmidt, B. (1981). Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. In: Soft Clay Engineering, Amsterdam, p. 569-636.

[12] O'Reilly M.P., New B.M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction. In: Proceedings of the International Symposium on Tunnelling, London, p. 173-181.

[13] Mair R.J., Taylor R.N., (1993). Bracegirdle A. Subsurface settlement profiles above tunnels in clay. Géotechnique, vol. 43, p. 315-320.

[14] Schmidt B., (1969). A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. Can. Geotech. J. 11-22.

[15] Arioglu E., (1992). Surface Movements Due to Tunnelling Activities in Urban Areas and Minimization of Building Damages. Short Course, Istanbul Technical University, Mining Engineering Department.

[16] Clough G.W., Schmidt B., (1981). In: Brand, E.W., Brenner, R.P. (Eds.), Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay. Elsevier.

[17] Herzog M., (1985). Surface subsidence above shallow tunnels. Bautechnik 62, 375–377.

[18] Loganathan N., Poulos H. G., Stewart D. P. (2000). Centrifuge model testing of tunnelling-induced ground and pile deformations. Geotechnique, 50(3), 283-294.

[19] Tikhoniuk I. A. (2024). Overview of analytical and empirical methods for calculating the settlements of the soil surface during of tunneling. Construction and Geotechnics, 15(4), 78-101.

[20] Möller S. C. (2006). Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Stuttgart, Germany: Univ. Stuttgart, Inst. f. Geotechnik, pp. 108-125.

[21] Sagaseta C. and Moya J.F. (1980). Estimation of ground subsidence over urban tunnels, 2nd int. conf. «ground movements and structure». Cardiff, pp. 331-345.

[22] Wang J., Zhou P., Song Z., Li S., Zhang Q. (2022). A new calculation method for tunneling-caused stratum settlement. KSCE J. Civ. Eng. 26 (6), 2624–2640.

[23] Attewell P.B., Yeates J., Selby A.R., (1986). Soil Movement Induced by Tunnelling and Their Effects on Pipelines and Structures. London.

[24] Oteo C, Moya JF. (1979). Estimation of the soil parameters of Madrid in relation to the tunnel construction. Proc 7th Euro conf. on soil mechanics and foundation engineering, vol. 3, Brighton. pp 239–47.

[25] Melis M., Medina L., Rodríguez J. M. (2002). Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension. Canadian Geotechnical Journal, 39(6), 1273-1287.

[26] González C., Sagaseta C. (2001). Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro. Computers and Geotechnics, 28(6-7), 445-468.

[27] Sagaseta C. (1987). Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. Géotechnique, 37(3): 301–20.

[28] Verruijt A, Booker JR. (1996). Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. Géotechnique, 46(4):753–6.

[29] Ahmed N. Z., El-Shourbagy M., Akl A., Metwally K. (2021). Field monitoring and numerical analysis of ground deformation induced by tunnelling beneath an existing tunnel. Cogent Engineering, 8(1).

[30] Oota H., Nishizawa K., Hashimoto T., Nagaya J. (2006). Prediction of shield tunnelling influences on ground deformation based on the construction process. In: Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Amsterdam, p. 275-281.

[31] Mroueh H., Shahrour I. (1999). Modélisation tridimensionnelle du creusement de tunnels en site urbain. Revue française de génie civil, 3(1), 7-23.

[32] Adachi T. (1985). Some supporting methods for tunnelling in Japon and their analytical studies. In: 5th International Conference on numerical methods in geomecanics, Nagoya, vol. 4, p.747-1754.

[33] Ollier C. (1997). Étude expérimentale de l'interaction sol–machine lors du creusement d'un tunnel peu profond par un tunnelier à pression de boue. Thèse de Doctorat. INSA de Lyon, 323 p.

[34] Lake L., Rankin W., Hawley J. (1992). Prediction and effects of the ground mouvements caused by tunneling in soft ground beneath urbain areas. Construction industry research and information association, London, CIRIA Project Report 30.

[35] Demagh R., Emeriault F., Hammoud F. A. R. I. D. (2013). 3D modelling of tunnel excavation using pressurized tunnel boring machine in overconsolidated soils. Studia geotechnica et mechanica, 35(2), 3-17.

[36] Niu G., He X., Xu H., Dai S. (2024). Tunnelling-induced ground surface settlement: A comprehensive review with particular attention to artificial intelligence technologies. Natural Hazards Research, 4(1), 148-168.

[37] Vanoudheusden E., Petit G., Robert J., Emeriault F., Kastner R., Lamballerie J. Y., Reynaud B. (2006). Analysis of movements induced by tunnelling with an earth-pressure balance machine and correlation with excavating parameters. Proceedings of the Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Bakker *et al.*(eds.), Taylor & Francis Group, London, 81-86.

[38] Likitlersuang S., Surarak C., Suwansawat S., Wanatowski D., Oh E., Balasubramaniam A. (2014). Simplified finite-element modelling for tunnelling-induced settlements. Geotechnical Research, 1(4), 133-152.

[39] Kasper T., Meschke G. (2006). On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunnelling. Tunnelling and underground space technology, 21(2), 160-171.

[40] Mollon G., Dias D., Soubra A. H. (2013). Probabilistic analyses of tunneling-induced ground movements. Acta Geotechnica, 8(2), 181-199.

[41] Dias D., Kastner R. (2013). Movements caused by the excavation of tunnels using face pressurized shields—Analysis of monitoring and numerical modeling results. Engineering Geology, 152(1), 17-25.

[42] Alsirawan R., Sheble A., Alnmr A. (2023). Two-dimensional numerical analysis for TBM tunneling-induced structure settlement: A proposed modeling method and parametric study. Infrastructures, 8(5), 88.

[43] Lei-Kilany M. E., El-Sayed T. A., Mohab R. A. (2017). Numerical analysis of tunnel boring machine in soft ground. Jokull Journal, 67(5).

[44] Liu C., Cui J., Zhang Z., Liu H., Huang X., Zhang C. (2021). The role of TBM asymmetric tail-grouting on surface settlement in coarse-grained soils of urban area: Field tests and FEA modelling. Tunnelling and Underground Space Technology, 111, 103857.

[45] Chang C.T., Wang J.J., Chen Y.W. (2000). Factors influencing the ground loss due to tunnels driven by EPB shield. In: Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Tokyo, p. 209-212.

[46] Suwansawat S., Einstein H.H. (2006). Artificial neural networks for predicting the maximum surface settlement caused by EPB shield tunnelling. Tunnelling and underground space technology, vol. 21, p. 133-150.

[47] Lee K.M., Ji H.W., Shen C.K., Liu J.H., Bai T.H. (2000). A case study of ground control mechanisms of EPB shield tunneling in soft clay. In: Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Tokyo, p.251-256.

[48] Chakeri, H., Ozcelik, Y., & Unver, B. (2013). Effects of important factors on surface settlement prediction for metro tunnel excavated by EPB. Tunnelling and Underground Space Technology, 36, 14-23.

[49] He S., Li C., Wang D., Liu X. (2021). Surface settlement induced by slurry shield tunnelling in sandy cobble strata—A case study. Indian Geotechnical Journal, 51(6), 1349-1363.

[50] Suwansawat S., Einstein H.H. (2007). Describing settlement troughs over twin tunnels using a superposition technique. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, vol. 133, n°4, p. 445-468.

[51] Komiya K., Soga K., Agaki H., Jafari M.R., Bolton M.D. (2001). Soil consolidation associated with grouting during shield tunneling in soft clayey ground. Géotechnique, vol. 51, n°10, p. 835-846.

[52] Falco, L. (2022). A real time passengers flow prediction with an empirical assignment model and train run simulation in underground lines of Milan.

[53] Lagulli G., Silvestri M., Messineo L., Antiga A. (2020). An application of the Observational Method to deal with sudden water level changes: the 4 tunnels for the extension of the line 1 of the Milan subway. TA-AITES World Tunnel Congress, WTC2020 and 46th General assembly, Malaysia.

[54] Brinkgreve R., Vermeer P. A. (2019). PLAXIS 2D reference manual CONNECT edition V20. Delft University: Delft, The Netherlands.

[55] بوبو ريم (2018). التنبؤ بهبوطات سطح الأرض الناتجة عن حفر الأنفاق السطحية باستخدام منهجية شعاع الدعم الآلي Support Vector Machin، مجلة جامعة البعث، المجلد 40، العدد 24، 176-153.

[56] بوبو ريم (2025). تحليل باستخدام الشبكات العصبونية الاصطناعية للهبوط السطحي الأعظمي أعلى الأنفاق المنفذة بالطريقة النمساوية الحديثة. مجلة جامعة حمص، المجلد 47، العدد 6، 118-87.