



Problem Set 5 (submitted individually by each student)

In an area of Northern Greece, a new high-speed railway line is going to be constructed. The new railway, will pass through mountain and the construction of a railway tunnel with equivalent tunnel diameter, $D=9\text{m}$, it is necessary to be constructed. The maximum tunnel overburden height, is about $H=250\text{ m}$ (measured from the tunnel axis). The tunnel it is going to be excavated through the flysch formation of the Pindos geological zone.

In order to investigate the geological and geotechnical characteristics of the tunnel area, boreholes and laboratory tests on the rock samples were carried out. From the geological and geotechnical preliminary design of the project, two (2) engineering geological units emerged, with their characteristics presented on the following **Table 1**.

Table 1. Geotechnical parameters per engineering geological unit.

Engineering Geological Unit (A) - Sandstone Flysch		
Maximum tunnel overburden height (H)	250 m	
GSI	50	
Unit weight (γ)	26 kN/m ³	
Intact rock compression strength (σ_{ci})	38 MPa	
Intact rock elastic modulus (E_i)	35 GPa	
m_i	19	
Poisson ratio (ν)	0.4	
Friction angle (ϕ)	35°	
Disturbance factor (D)	0	
Excavation phases	2 (Top heading & bench)	
Engineering Geological Unit (B) – Thrust zone		
Maximum tunnel overburden height (H)	55m	
GSI	25	
Unit weight (γ)	23 kN/m ³	
Intact rock compression strength (σ_{ci})	18 MPa	
Intact rock elastic modulus (E_i)	20 GPa	
m_i	9	
Poisson ratio (ν)	0.3	
Friction angle (ϕ)	30°	
Disturbance factor (D)	0	
Excavation phases	4 (Top heading, temporary invert, bench, final invert)	

The coefficient of horizontal stress (K_o), estimated to **0.4**.

On the following **Figures 1 & 2**, the typical tunnel excavation cross sections for the project, are presented. Section A will be used on the engineering geological unit (A) and Section B will be used on the engineering geological unit (B).

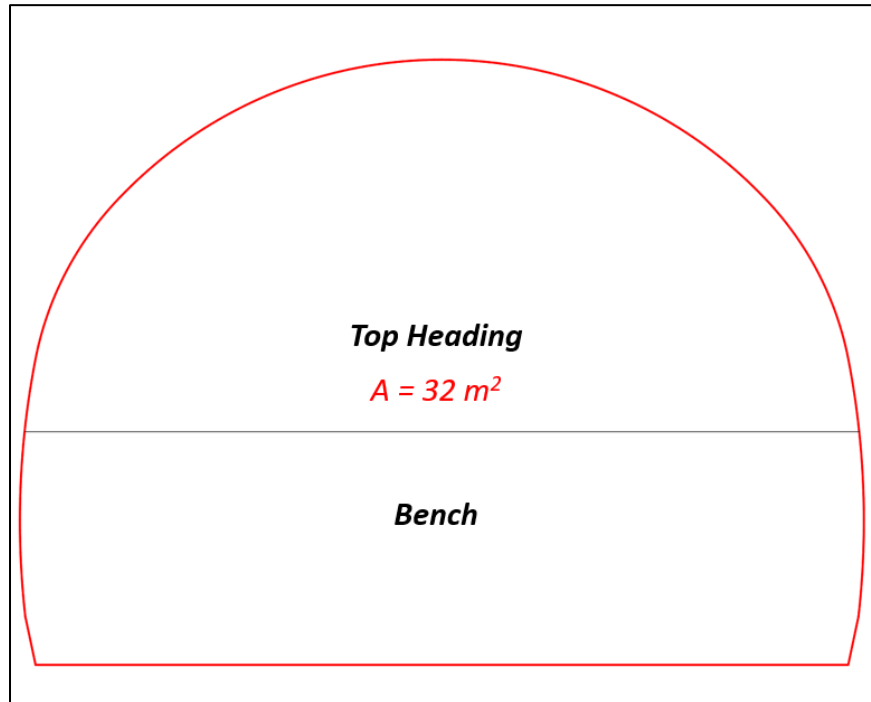


Figure 1. Section A – Excavation in two phases.

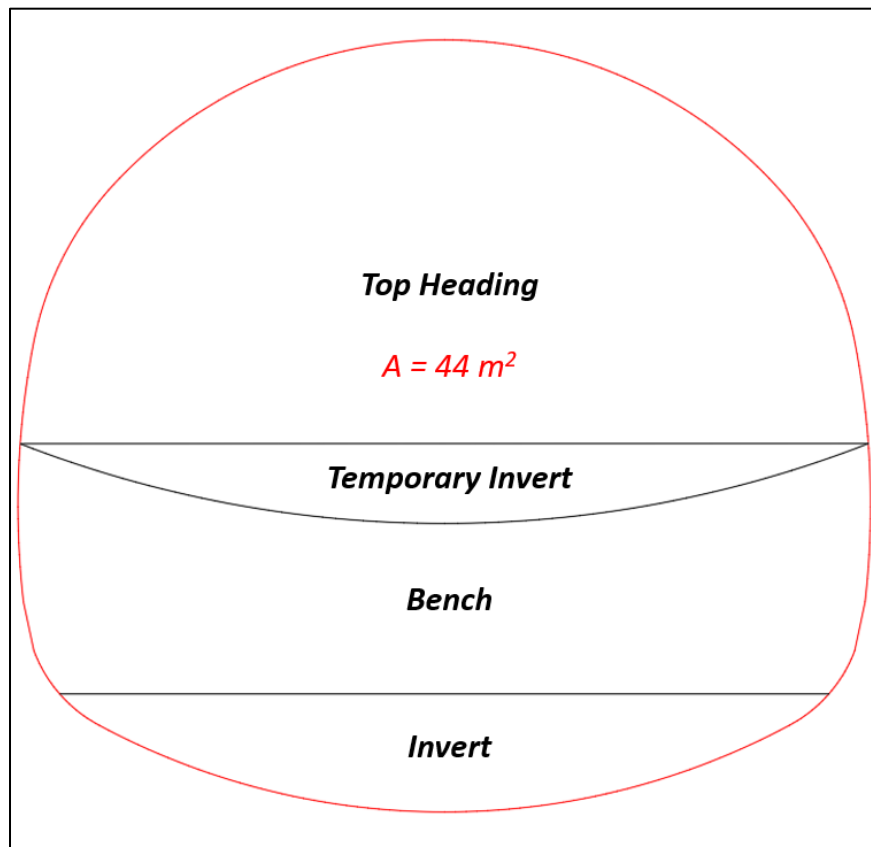


Figure 2. Section A – Excavation in four phases.

The tunnel primary support, will consist of a combination of the following tunnel support measures: a) Shotcrete, b) Bolts and c) Steel sets. On the following **Table 2**, the support measures parameters, are presented.

Table 2. Tunnel support measures properties.

Shotcrete	
Concrete class	C30/37
Reinforcement	T188 wire mesh
Compression strength (f_{ck})	30 MPa
Tensile strength (f_{tk})	6 MPa
Elastic modulus (E_{shot})	17 GPa
Poisson ratio (ν)	0.2
Unit weight (γ_{shot})	25 kN/m ³
Rockbolts	
Type	Fully bonded
Diameter (d)	25 mm
Tensile capacity (F_{tk})	270 kN
Elastic modulus (E_{steel})	200 GPa
Length (L)	6 m
Pattern	1 x 1.5 m (longitudinal x radial)
Swelllex bolts	
Type	Dextra DM160
Length (L)	3 m
Pattern	3 x 3 m (longitudinal x radial)
Steel sets	
Type	HEB 140
Elastic modulus (E_{steel})	200 GPa
Longitudinal spacing	1 set every excavation advance length

For the engineering geological unit (A), due to the good ground conditions, the tunnel excavation advance length, is set to **3m** (drill and blast method excavation advance).

For the engineering geological unit (B), due to the poor ground conditions, the tunnel excavation advance length, is set to **1m**.

Swelllex bolts, will be placed on the primary support of Section A and rockbolts (fully bonded) on the primary support of Section B.

It is required to:

1. Plot the tunnel longitudinal tunnel displacement profile (LDP), in the form of ($\lambda - x/D$) and ($u - x/D$), using the *Chern et al. 1998* LDP method. (*Using only the ground layer, where the tunnel will be excavated*).
2. Plot the convergence-confinement curve ($\lambda - u$), only for the ground layer where the tunnel will be excavated.
3. Simulate - analyze the tunnel excavation for the two engineering geological units (A & B), based on a two dimensional (2D) numerical analyses, using the RS2 – Rocscience software. The scope of the simulations, is the tunnel primary support design. It is necessary to be achieved the tunnel support design capacity requirements, according to EC2 EN 1992-1 (liner stresses and strength) envelope.

Check only the perimeter support and no the temporary invert.

On the numerical analyses, the effect of the third dimension (3D), will be simulated by the deconfinement factor (λ), using the relaxation method with the equivalent relaxation elastic modulus (E). The deconfinement factor (λ), will be the same in all excavation steps.

The minimum shotcrete thickness (t) on the tunnel perimeter, will be equal or higher of **15cm**. The maximum shotcrete thickness (t) on the tunnel temporary invert, will be equal or lower of **30cm**.

For the proposed tunnel support design (Sections A & B), the following values can be presented:

- The tunnel displacement (total displacement) on the tunnel crown, after the construction of the tunnel top heading.
- The tunnel displacement (total displacement) on the tunnel crown, after the construction of the tunnel temporary invert.
- The tunnel displacement (total displacement) on the tunnel crown, after the construction of the tunnel bench.
- The tunnel displacement (total displacement) on the tunnel crown, after the construction of the tunnel final invert.
- The maximum plastic zone length around the excavation, after the total tunnel excavation.

** The dilation angle (δ) on the numerical analysis and calculations, will be taken: $\delta = 0^\circ$.*

*** In the numerical analyses, the effect of the shotcrete hardening will be taken into account.*

**** The upper limit of the numerical model, will not be higher than $5 \times D$, where D: tunnel diameter.*

***** The rockmass will be simulated via Generalized Hoek & Brown failure criterion (2002).*

The results of this problem, should be presented in the form of a short technical report, where the basic assumptions, numerical model limits and final results will be presented.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ - ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΜΑΘΗΜΑ : ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΔΠΜΣ Σ.Κ.Υ.Ε. & ΔΠΜΣ Δ.Σ.Α.Κ.

ΑΚΑΔ. ΕΤΟΣ : 2024-25

Άσκηση 5 (υποβάλλεται ατομικά από τους φοιτητές)

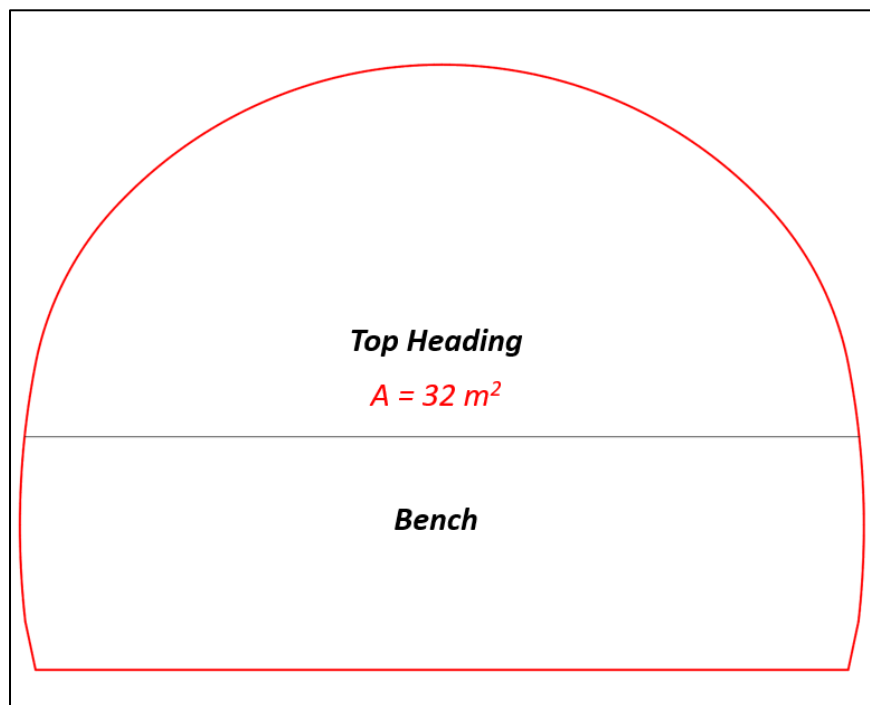
Σε περιοχή της Βόρειας Ελλάδας, πρόκειται να κατασκευαστεί νέα σιδηροδρομική γραμμή υψηλών ταχυτήτων. Η χάραξη του έργου θα διέλθει από ορεινό όγκο με κατασκευή σήραγγας, ισοδύναμης διαμέτρου $D = 9\text{ m}$. Το μέγιστο υπερκείμενο που θα συναντήσει η σήραγγα είναι περί τα $H = 250\text{ m}$. Ο γεωλογικός σχηματισμός που πρόκειται να συναντηθεί κατά διάνοιξη της σήραγγας είναι ο σχηματισμός του φλύσχη της Ζώνης Πίνδου. Για την διερεύνηση της περιοχής του έργου πραγματοποιήθηκαν δειγματοληπτικές γεωτρήσεις και εργαστηριακές δοκιμές επί των βραχωδών δειγμάτων. Από την γεωλογική και γεωτεχνική προμελέτη του έργου, προέκυψαν δύο (2) τεχνικογεωλογικές ενότητες, με τα χαρακτηριστικά αυτών να παρουσιάζονται στον **Πίνακα 1**.

Πίνακας 1. Γεωτεχνικές παράμετροι ανά τεχνικογεωλογική ενότητα.

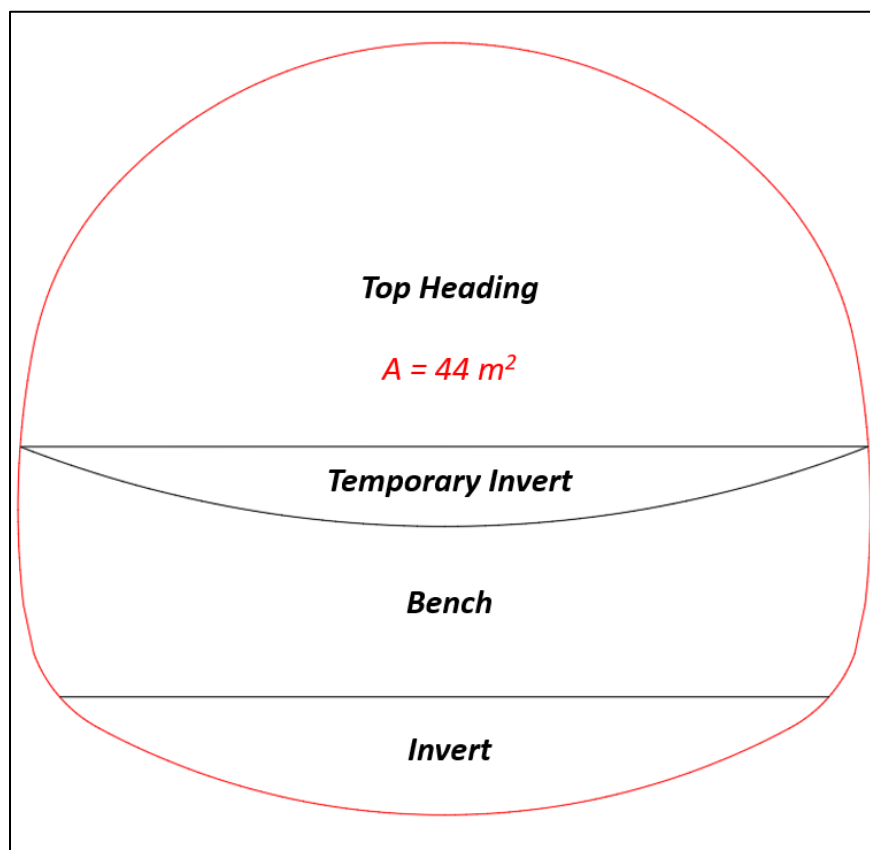
Τεχνικογεωλογική Ενότητα (Α) – Ψαμμιτικός Φλύσχος		
Μέγιστο ύψος υπερκείμενων (H)	250 m	
GSI	50	
Ειδικό βάρος (γ)	26 kN/m³	
Αντοχή άρρηκτου πετρώματος σε θλίψη (σ _{ci})	38 MPa	
Μέτρο ελαστικότητας άρρηκτου πετρώματος (E _i)	35 GPa	
Παράμετρος m _i	19	
Λόγος Poisson (ν)	0.4	
Γωνία τριβής (φ)	35°	
Βαθμός διαταραχής βραχώμαζας (D)	0	
Φάσεις - Στάδια εκσκαφής	2 (Άνω ημιδιατομή – Βαθμίδα)	
Τεχνικογεωλογική Ενότητα (Β) – Περιοχή Επώθησης		
Μέγιστο ύψος υπερκείμενων (H)	55m	
GSI	25	
Ειδικό βάρος (γ)	23 kN/m³	
Αντοχή άρρηκτου πετρώματος σε θλίψη (σ _{ci})	18 MPa	
Μέτρο ελαστικότητας άρρηκτου πετρώματος (E _i)	20 GPa	
Παράμετρος m _i	9	
Λόγος Poisson (ν)	0.3	
Γωνία τριβής (φ)	30°	
Βαθμός διαταραχής βραχώμαζας (D)	0	
Φάσεις - Στάδια εκσκαφής	4 (Άνω ημιδιατομή- Προσωρινό αναστρ. τόξο – Βαθμίδα – Τελικό αναστρ. τόξο)	

Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων (K_o), εκτιμήθηκε σε **0.4**.

Στα ακόλουθα **Σχήματα 1 & 2**, παρουσιάζονται οι τυπικές διατομές εκσκαφής της σήραγγας. Η Διατομή Α θα εφαρμοστεί στη τεχνικογεωλογική ενότητα (Α) και η Διατομή Β θα εφαρμοστεί στη τεχνικογεωλογική ενότητα (Β).



Σχήμα 1. Διατομή Α – Εκσκαφή σε δύο φάσεις.



Σχήμα 2. Διατομή Β – Εκσκαφή σε τέσσερις φάσεις.

Η προσωρινή υποστήριξη της σήραγγας, θα αποτελείται από τον ακόλουθο συνδυασμό μέτρων υποστήριξης; α) Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, β) Αγκύρια και γ) Μεταλλικά πλαίσια. Στον ακόλουθο **Πίνακα 2**, παρουσιάζονται οι παράμετροι των μέτρων υποστήριξης.

Πίνακας 2. Παράμετροι μέτρων προσωρινής υποστήριξης	
Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	
Κατηγορία	C30/37
Οπλισμός	T188 wire mesh
Θλιπτική αντοχή (f_{ck})	30 MPa
Εφελκυστική αντοχή (f_{tk})	6 MPa
Μέτρο ελαστικότητας (E_{shot})	17 GPa
Λόγος poisson (ν)	0.2
Ειδικό βάρος (γ_{shot})	25 kN/m ³
Αγκύρια βράχου	
Τύπος	Fully bonded
Διάμετρος (d)	25 mm
Φέρουσα ικανότητα (F_{tk})	270 kN
Μέτρο ελαστικότητας (E_{steel})	200 GPa
Μήκος (L)	6 m
Κάνναβος	1 x 1.5 m (διαμήκης x ακτινικά)
Αγκύρια Swellex	
Τύπος	Dextra DM160
Μήκος (L)	3 m
Κάνναβος	3 x 3 m (διαμήκης x ακτινικά)
Μεταλλικά πλαίσια	
Τύπος	HEB 140
Μέτρο ελαστικότητας (E_{steel})	200 GPa
Διαμήκης απόστασης	1 κάθε βήμα εκσκαφής

Για τη τεχνικογεωλογική ενότητα (A), λόγω της καλής ποιότητας της βραχώμαζας, το βήμα προχώρησης ορίστηκε σε **3m** (μήκος προχώρησης μεθόδου διάτρησης - ανατίναξης).

Για τη τεχνικογεωλογική ενότητα (B), λόγω της πτωχής ποιότητας του εδάφους, το βήμα προχώρησης ορίστηκε σε **1m** (μήκος προχώρησης μεθόδου διάτρησης - ανατίναξης).

Τα αγκύρια τύπου Swellex θα αποτελούν μέρος της προσωρινής υποστήριξης για τη Διατομή A και τα αγκύρια βράχου, θα αποτελούν μέρος της προσωρινής υποστήριξης για τη Διατομή B.

Ζητείται:

1. Να σχεδιαστεί η καμπύλη διαμήκους προφίλ μετακινήσεων LDP, στη μορφή ($\lambda - x/D$) και ($u - x/D$), βασιζόμενοι στην μέθοδο *Chern et al. 1998*. (Να ληφθεί υπόψιν μόνο η στρώση εντός της οποίας διανοίγεται η σήραγγα).
2. Να σχεδιαστεί η καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης ($\lambda - u$), μόνο για τη στρώση εντός της οποίας διανοίγεται η σήραγγα.
3. Να πραγματοποιηθούν διδιάστατες (2D) αριθμητικές αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων RS2 – Rocscience της διάνοιξης της σήραγγας και για τις δύο τεχνικογεωλογικές ενότητες (A & B). Σκοπός των αναλύσεων, είναι η διαστασιολόγηση των μέτρων υποστήριξης. Είναι απαραίτητο να εξασφαλίζεται η επάρκεια των μέτρων προσωρινής υποστήριξης, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EC2 EN 1992-1 (περιβάλλουσα αστοχίας).

Για να ληφθεί υπόψιν η επίδραση της τρίτης διάστασης στις αναλύσεις, θα εφαρμοστεί της σύγκλισης – αποτόνωσης, μέσω του βαθμού αποτόνωσης (λ) και εφαρμόζοντας της μέθοδο της χαλάρωσης, με το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας χαλάρωσης (E).

Να λάβετε υπόψιν ότι το ελάχιστο πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, στην περίμετρο της εκσκαφής δεν θα πρέπει να είναι μικρότερο από **15 cm**, ενώ στο προσωρινό ανάστροφο τόξο δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 30cm.

Για την διατομή προσωρινής υποστήριξης που θα προτείνεται (Διατομές A & B), να υπολογίσετε τα ακόλουθα μεγέθη:

- Την μετακίνηση στην στέψη κατά την ολοκλήρωση της Άνω ημιδιατομής (top heading).
- Την μετακίνηση στην στέψη κατά την ολοκλήρωση του προσωρινού ανάστροφου τόξου (temporary invert).
- Την μετακίνηση στην στέψη κατά την ολοκλήρωση της βαθμίδας (bench).
- Την μετακίνηση στην στέψη κατά την ολοκλήρωση του τελικού ανάστροφου τόξου (final invert).
- Το μέγιστο μήκος της πλαστικής ζώνης με την ολοκλήρωση της εκσκαφής.

* Για του υπολογισμούς σας να λάβετε γωνία διαστολικότητας $\delta = 0^\circ$.

** Στις αναλύσεις να ληφθεί υπόψιν η σκλήρυνση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

*** Το άνω όριο στα αριθμητικά προσομοιώματα, να μην είναι μεγαλύτερο από $5 \times D$, όπου D: διάμετρος εκσκαφής.

**** Να γίνει χρήση του κριτηρίου αστοχίας *Generalized Hoek & Brown (2002)*.

Τα αποτελέσματα της παρούσας εργασίας να παρουσιαστούν υπό μορφή μικρή τεχνικής έκθεσης, όπου θα γίνεται παράθεση των βασικών παραδοχών, ορίων μοντέλου προσομοίωσης και τελικών αποτελεσμάτων.