

VPLYV SPÔSOBU VÝPOČTU NA NÁVRH SEKUNDÁRNEHO OSTENIA INFLUENCE OF THE METHOD OF CALCULATION ON THE DESIGN OF THE SECONDARY LINING

JURAJ ORTUTA, JÁN BOLTVAN, VLADIMÍR ŠTEFKO

ABSTRAKT

Tunely patria medzi najzložitejšie geotechnické stavby nielen v hornatom teréne krajiny. Nejde len o zložitosť samotnej realizácie, ale aj o zložitosť projektovej prípravy takejto stavby. Prvé problémy pri projektovaní sa vyskytujú hneď na začiatku prípravy, v súvislosti s inžinierskogeologickým prieskumom a opisom prostredia, v ktorom sa bude tunel realizovať. Ďalším problémom je samotný statický výpočet, ktorý zahŕňa hodnoty určené na základe prieskumu, ktoré sa musia v záujme idealizácie určitým spôsobom zjednotiť. Statický výpočet sa v súčasnosti spravidla vykonáva pomocou metódy konečných prvkov, v ktorej je možné simulovať proces razenia, ako aj samotnú výstavbu tunela. Článok sa zaoberá vplyvom rôznych výpočtových postupov na dimenzovanie sekundárneho ostenia a vplyvom týchto postupov na výsledok, ktorý ovplyvňuje najmä ekonomické aspekty súvisiace s optimalizáciou návrhu.

ABSTRACT

Tunnels belong among the most complex geotechnical structures not only in the mountainous terrain of the countryside. It is not only about the complexity of the construction itself, but also about the complexity of the design preparation of such a construction. The first design problems appear at the very beginning of the preparation in connection with the engineering-geological survey and the description of the environment in which the tunnel structure will be implemented. Another problem is the static calculation itself, which includes the values determined on the basis of the survey, which must be unified in a certain way for the sake of idealisation. Currently, the static calculation is usually carried out using the Finite Element Method, in which it is possible to simulate the tunnel excavation process, as well as the tunnel construction itself. The paper deals with the influence of various calculation procedures on the dimensioning of the secondary lining and the influence of these procedures on the result, which mainly influences the economic aspects related to the optimisation of the design.

ÚVOD

Jedným zo znakov moderného štátu je aj vyspelá infraštruktúra a rozvinutá doprava. Prioritou každej vlády je spojiť veľké aglomerácie pomocou cestnej, najmä diaľničnej siete. Táto snaha sa preniesla do budovania diaľnic naprieč územiami, ktoré nie sú vždy spojené s ideálnym topografickým tvarom. S tým sú spojené finančné problémy a navyšovanie ceny hlavne kvôli zlým geologickým podmienkam a rad ďalších z toho vyplývajúcich problémov, ako je oneskorenie výstavby, poprípade dostavby už začatých stavebných úsekov.

Medzi najzložitejšie stavby v hornatých reliéfoch krajiny patria tunely. Tu sa nejedná len o zložitosť samotnej realizácie, ale aj o zložitosť projekčnej prípravy takejto stavby. Prvé problémy pri návrhu sa vyskytnú hneď na začiatku, ktorý je spojený s inžinierskogeologickým prieskumom a popisom prostredia, v ktorom sa bude tunel realizovať. Ďalší problém je samotný statický výpočet, do ktorého vstupujú práve hodnoty určené na základe výsledkov prieskumu, ktoré sa musia kvôli idealizácii určitým spôsobom zjednocovať. Statický výpočet sa v súčasnosti robí prevažne pomocou metódy konečných prvkov, pri ktorej je možné simulovať postup razenia, ako aj samotnú výstavbu tunela.

Článok sa bude venovať práve vplyvom odlišných výpočtových postupov na dimenzovanie sekundárneho ostenia a dopadu týchto postupov na konečný výsledok, ktorý ovplyvňuje ekonomické aspekty spojené s optimalizáciou návrhu.

HĽADANIE SPRÁVNEHO POHĽADU NA MECHANIKU HORNÍN

Rozvoj podzemného stavebníctva na začiatku 20. storočia, ale

INTRODUCTION

One of the signs of a modern state is also advanced infrastructure and developed transport system. The priority of every government is to connect large agglomerations using a road network, especially a motorway network. This effort has been transferred to the development of motorways across territories which are not always associated with an ideal topography. Financial problems and price increases are associated with this, mainly due to poor geological conditions and a number of other resulting problems, such as the delay in construction, or completing of already started construction sections.

Tunnels are among the most complex structures in the mountainous relief of the countryside. This is not only about the complexity of the implementation itself, but also about the complexity of the design preparation of such an object. The first design problems appear at the very beginning. They are connected with the engineering-geological survey and the description of the environment in which the tunnel will be built. Another problem is the static calculation itself, which includes the values determined on the basis of survey results, which must be unified in a certain way due to idealisation. Currently, the static calculation is mainly done using the Finite Element Method, where it is possible to simulate the tunnel excavation process, as well as the construction of the tunnel itself.

The paper will dedicate itself to the influence of different calculation procedures on the dimensioning of secondary lining and the influence of these procedures on the final results, which affects the economic aspects associated with the optimisation of the design.

hlavne po druhej svetovej vojne priniesol so sebou zvýšené požiadavky na mechaniku zemín a hornín z hľadiska hľadania a spracovania takých metód návrhu výstuže do ostenia podzemných diel, ktoré by technicky a ekonomicky boli podriadené praxi. Ako veľký nedostatok sa prejavil fakt, že mechanika hornín sa zaoberala len jednou stránkou problému, a to otázkou zafaženia ostenia tlakom horniny, zatiaľ čo druhá stránka, navrhovanie konštrukcie ostenia, bola odsúvaná. Teórie stavebnej mechaniky boli rozvíjané bez ohľadu na špecifiká, ktoré sa pri konštrukcii ostení ako stavebnej konštrukcii v podzemí objavujú. Preto pretrvávali staré výpočtové postupy, ktoré nerešpektovali závažné odlišnosti v správaní sa konštrukcie ostenia v porovnaní s ostatnými stavebnými konštrukciami [1].

V podzemnom staviteľstve sa tento problém prejavuje v stále používanej metóde analógie založenej na empirických skúsenostiach a nie exaktnom poznaní prírodných procesov. To vedie k predimenzovaniu konštrukcií v snahe poistiť si statický výpočet pre prípad neočakávaných alebo neznámych vplyvov. Exaktné matematicky prepracované teórie stavebných konštrukcií tu narážajú na nedostatky v poznávaní procesov odohrávajúcich sa v horninovom masíve. To vyvoláva množstvo nejasností vo funkcii výstuže ako takej; vzájomné ovplyvňovanie horninového prostredia a výstuže a podobne.

Mechanika hornín prešla niekoľkými etapami svojho vývoja. V prvej etape to bolo spoznávanie vysvetľujúcich funkcií. Čiže snaha nájsť teórie objasňujúce procesy, s ktorými sa geotechnik stretáva v podzemí. Druhá etapa sa spája so snahou spoznať príčiny vzniku horninových tlakov a iných javov v podzemí. Rozvoj poznávacej funkcie bol príčinou rozvoja pozorovaní in situ, rozvoja laboratórnych metód, matematického a fyzikálneho modelovania. Táto etapa je samozrejme stále živá a vyžaduje si stále veľa práce. Tvorí ale zároveň prechod k tretej etape, etape prognostickej. Toto najvyššie štádium rozvoja náuky stále dôraznejšie vyžaduje, aby veda pružne reagovala na zmeny prírodných a technických podmienok pri realizácii podzemných stavieb.

TEORETICKÉ ZÁKLADY

Stanovenie zafaženia ostenia podzemných stavieb vždy bolo jednou zo základných a najťažších úloh geotechnika. Na rozdiel od úloh, ktoré stoja pred statikom v rámci pozemných stavieb a ich konštrukcií s relatívne presne danými vonkajšími zafaženiami, je úloha geotechnika v podzemnom staviteľstve neporovnateľne obtiažnejšia. Nie je to dané len neurčitou zafažením konštrukcie, ale hlavne rozdielnym poňatím statickej funkcie ostenia ako celku [2].

Súčasná chápanie ostenia ako spolupôsobiaceho a stabilizačného prvku v systéme hornina – ostenie predpokladá, že znalosť o pevnostných a deformačných vlastnostiach hornín tvoriacich horninový masív a materiáli ostenia zodpovedá požiadavkám na riešenie úlohy. Tu sa ale naráža na celý rad ťažkostí, a to aj napriek tomu, že sa výskum (hlavne in situ) vlastností hornín z hľadiska stability podzemných diel stále rozvíja. Všetko to súvisí najmä s tým, že hornina ako reprezentant masívu si plní svoju úlohu len čiastočne, pretože svojimi pevnostnými a deformačnými vlastnosťami vo väčšine prípadov nezodpovedá správaniu horninových blokov. Tento rozdiel medzi správaním prvku a celého systému je predovšetkým výsledkom zložitej genézy a procesom vývoja horninového masívu, ktorými behom svojej existencie prešiel. Jedná sa o vnútorné, ako aj vonkajšie vplyvy. Jedným z najdôležitejších je vplyv tektonických procesov, ktoré

SEARCHING FOR CORRECT VIEWING OF ROCK MECHANICS

The development of underground construction engineering at the beginning of the 20th century, but especially after the Second World War, brought with it increased requirements for soil and rock mechanics from the point of view of finding and processing such methods of designing reinforcement for the lining of underground workings, which would be technically and economically subordinate to the practice. A significant shortcoming was the fact that rock mechanics only dealt with one side of the problem, namely the issue of rock pressure acting of the lining, while the other side, the design of reinforcement, was pushed aside. The theories of structural mechanics were developed without respect to the specifics that will appear in the case of excavation support as a building structure in the underground. Therefore, the old calculation procedures, not respecting the significant differences in the behaviour of reinforcement in comparison with other building structures, persisted [1].

In underground construction, this problem is manifested in the still used method of analogy based on empirical experience and not exact knowledge of natural processes. This leads to the over-dimensioning of structures in an attempt to secure the static calculation in case of unexpected or unknown influences. Exact mathematically refined theories of building structures collide with shortcomings in the knowledge of the processes existing in the rock massif. This raises a number of ambiguities in the function of reinforcement as such; mutual influence of rock environment and reinforcement and the like.

Rock mechanics has passed through several stages of its development. In the first stage, it was the recognition of explanatory functions. That is, the effort to find theories clarifying the processes that a geotechnical engineer encounters underground. The second stage is associated with the effort to find out the causes of rock pressures and other phenomena underground. The development of the cognitive function was the cause of the development of in situ observations, the development of laboratory methods, mathematical and physical modelling. Of course, this stage is still alive and still requires a lot of work. But it also forms a transition to the third stage, the prognostic stage. This highest stage of the development of science strongly demands that science flexibly responds to changes in natural and technical conditions during the implementation of underground constructions.

THEORETICAL BASES

Determining the load acting on the lining of underground structures has always been one of the basic and most difficult tasks of a geotechnical engineer. In contrast to the tasks faced by a static engineer in the framework of building and building structures with relatively precisely given external loads, the role of the geotechnical engineer in underground construction is incomparably more difficult. It is not only due to the indeterminacy of the load acting on the structure, but mainly to a different concept of the function of the lining as a whole [2].

The current understanding of the lining as an interacting and stabilising element in the rock-lining system assumes that our knowledge of the strength and deformation properties of rocks forming the rock massif and the material of the lining meets the requirements for solving the task. But here we encounter a whole range of difficulties, despite the fact that research (mainly

spôsobili celý rad diskontinuit, a tým zmenu jeho mechanických vlastností. Tieto okolnosti spolu s ďalšími anomálnymi zmenami napätosti v priestore a čase vytvorili veľmi zložitý systém premenných, ktoré je nutné v statickom výpočte určitým spôsobom zohľadniť. V tejto fáze je väčšinou potrebné využiť skúsenosti geotechnika a týmto empirickým faktorom korigovať numerický výsledok.

V súčasnosti existuje množstvo teoretických riešení, ktoré sú ponúkané obvykle bez kritického prístupu a bez bližšie vymedzených podmienok platnosti, a tým aj použiteľnosti riešenia. Veľmi podstatnú úlohu tu ale zohrávajú skúsenosti riešiteľa.

MATEMATICKÉ MODELOVANIE V GEOMECHANIKE

Horninový masív, v ktorom sa razí podzemné dielo, sa musí skúmať ako systém so svojou štruktúrou danou počtom prvkov a vzájomnými vzťahmi, t.j. zameriavať sa na štruktúru a správanie. V prípade, že skúmanie týchto zákonitostí reálneho systému je ťažké, alebo dokonca nemožné, nahradzuje sa pôvodný systém iným, zjednodušeným, tzv. modelom. Tento model môže byť reálny (modelovanie ekvivalentnými materiálmi) alebo abstraktný (matematický). Medzi originálom a modelom musí existovať analógia, aby mohol model prognózovať vývoj originálu. Základom je rozhodnutie, ktorý model je pre danú úlohu najvhodnejší. Aj keď jednou zo základných vlastností človeka je schopnosť vytvárať abstraktné modely zodpovedajúce objektívnej realite, ich matematická formulácia je veľmi zložitá a niekedy až nemožná. Z toho vyplýva, že žiadny modelový systém nemôže obsahovať všetky vlastnosti objektívnej reality. Preto sa vždy musí počítať s odchýlkami medzi správaním originálu a výsledkami získanými z modelu. Aby bola zachovaná prijateľná miera adekvátnosti medzi originálom a modelom, konštruuje sa model tak, aby sa vytvorilo jeho približne rovnaké správanie ako pri origináli. Model je preto nutné neustále overovať a dopĺňať, a to najmä vtedy, keď sa získajú nové informácie (napríklad počas projektovania alebo už samotného razenia).

Geotechnické problémy a nutnosť matematického modelovania sa podľa množstva a kvality informácií môžu rozdeliť do štyroch oblastí (obr. 1). Pre tvorbu modelov je ideálna oblasť 4, v rámci ktorej je k dispozícii maximum znalostí a poznatkov, ako aj množstvo dát. V oblasti 3 je obvyklé spoliehať sa na štatistické spracovanie dát a hľadanie empirických korelácií. Nanešťastie je väčšina geotechnických úloh z oblasti 1 a 2. Modely vytvorené v rámci týchto oblastí by sa nemali stať rutinou, lebo ich nie je možné úplne overiť a je pri nich potrebný pragmatický prístup. Často je lepšie vytvoriť niekoľko jednoduchých modelov ako

in situ) of rock properties from the point of view of the stability of underground workings is still developing. All of this is mainly related to the fact that the rock as a representative of the massif fulfils the role only partially, because its strength and deformation properties in the majority of cases do not correspond to the behaviour of rock blocks. This difference between the behaviour of the element and the whole system is primarily the result of the complex genesis and the process of development of the rock massif that it passed through during its existence. These are internal as well as external influences. One of the most important is the influence of tectonic processes, which caused a number of discontinuities, and thus a change in its mechanical properties. These circumstances, together with other anomalous changes in stress in space and time, created a very complex system of variables which must be taken into account in a certain way in the static calculation. In this phase, it is usually necessary to use the experience of a geotechnical engineer and correct the numerical result with the empirical factor.

Currently, there are a number of theoretical solutions which are usually offered without a critical approach and without further defined conditions of validity, and thus the applicability of the solution. However, the experience of the person solving the problem plays a very important role here.

MATHEMATICAL MODELLING IN GEOMECHANICS

The rock massif through which the underground working is driven, must be examined as a system with its structure given by the number of elements and mutual relations, i.e. focus on structure and behaviour. In the event that the examination of these regularities of the real systems is difficult or even impossible, the original system is replaced with another, simplified, a so-called model. This model can be real (modelling with equivalent materials) or abstract (mathematical). An analogy must exist between the original and the model so that the model can forecast the development of the original. The basis is to decide which model is most appropriate for the given task. Even though one of the basic characteristics of a person is the ability to create abstract models corresponding to objective reality, the mathematical formulation of the models is very complex and sometimes even impossible. It follows from this fact that no model system can contain all the properties of objective reality. Therefore, deviations between the behaviour of the original and the results obtained from the model must always be taken into account. In order to maintain the acceptable degree of adequacy between the original and the model, the model is constructed to produce approximately the same behaviour as the original. Therefore, the model must be constantly verified and supplemented, especially when new information is obtained (for example, during design or during the actual excavation).

Geotechnical problems and the necessity for mathematical modelling can be divided into four areas according to the amount and quality of information (Fig. 1). For creating models, area 4, within which the maximum amount of knowledge and a lot of data is available, is ideal. In area 3, it is customary to rely on statistical processing of data and the search for empirical correlations. Unfortunately, the majority of geotechnical tasks are from areas 1 and 2. Models created within these areas should not become routine, as they cannot be fully verified and require a pragmatic approach. It is often better to create several simple models than one

Dáta Data	3. empirická korelácia + štatisticky predikované dáta 3. empiric correlation + statistically predicted data	4. znalosti + reálne dáta 4. knowledge + real data
	1. pragmatický prístup 1. pragmatic approach	2. nekompletné dáta 2. incomplete data
Znalosti Knowledge		

Obr. 1 Znáznornenie klasifikácie problémov

Fig. 1 Representation of problem classification

jeden komplexný. Jednoduché modely sa dajú následne vylepšovať a upravovať [4].

Je nutné ale pochopiť, že matematický model je len nástroj pre pochopenie a riešenie problému. Musia sa vnímať nielen jeho silné stránky, ale aj slabé. Dôležité si je uvedomiť, že matematický model sám o sebe nie je riešením, pretože realitu iba imituje a aj to nie úplne presne.

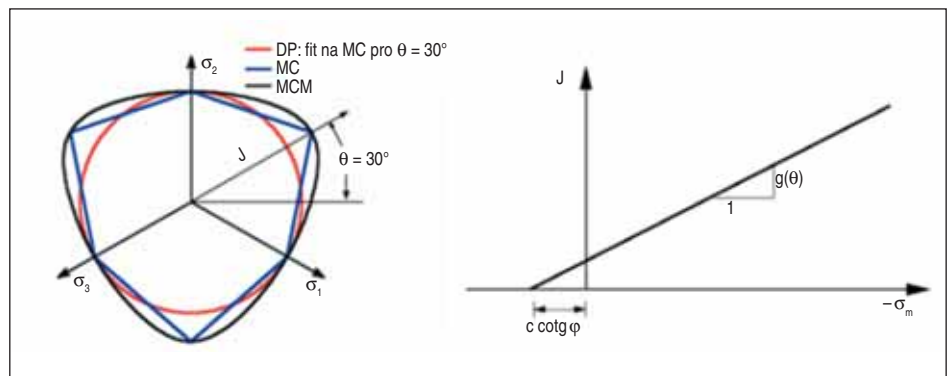
VÝSTAVBA MATEMATICKÉHO MODELU A POUŽITÁ VÝPOČTOVÁ METÓDA

Voľba materiálového konštitučného vzťahu a následné zadávanie parametrov hornín, resp. zemín do výpočtu, je jednou z najdôležitejších a zároveň najproblematickejších úloh pri modelovaní konštrukcie metódou konečných prvkov. Hlavnou úlohou materiálového modelu je čo možno najvierohodnejšie popísať chovanie horniny, resp. zeminy. Preto je správna voľba materiálového modelu priamo spojená so správnym modelovaním (obr. 2).

Materiálové modely sa dajú rozdeliť do dvoch skupín, a to na lineárne a nelineárne. Pre výpočty väčších konštrukcií sú nelineárne modely jedinou možnosťou ako minimalizovať neistotu výsledku, pretože lineárne modely zemín, napríklad pri výpočtoch podzemných konštrukcií, ako sú tunely (obr. 3), poskytujú úplne nereálne výsledky.

Modelovanie metódou konečných prvkov je pomerne zložitý proces. Väčšina geotechnikov má snahu vyriešiť komplikovanú úlohu na prvý pokus. Následne, ak úloha nekonverguje, je ťažké nájsť príčinu a musí sa pristúpiť k výstavbe nového modelu. Postup modelovania by sa dal zhrnúť do niekoľkých bodov:

1. Kompletne namodelovanie konštrukcie.
2. Zeminy/horniny a kontaktné prvky sa zadávajú ako pružné (lineárne modely).
3. Vygenerovanie hrubej siete.
4. Namodelovanie všetkých fáz výpočtu.
5. Výpočet všetkých fáz.
6. Prvé vyhodnotenia:
 - Ak výpočet skončil chybou, je konštrukcia pravdepodobne zle zadaná (nosník ma veľa vnútorných kĺbov, svorníky nie sú uchytané do konštrukcie atď.).
 - Ak výpočet skončil poslednou fázou, je nutné urobiť kontrolu deformácií, a tým aj reálnosť zadaných parametrov. Pri plastickom modeli zeminy sú deformácie vždy väčšie ako pri elastickom. Ak vychádzajú už v tejto fáze veľké, je potrebná úprava a k výpočtu s nelineárnym modelom sa nemusí pristupovať.
 - Ak výpočet skončil bez chýb a deformácie zodpovedajú realite, môže sa postupovať ďalej.



Obr. 2 Priemet plôch plasticity do deviatorovej a meridiánovej roviny

Fig. 2 Projection of plasticity surfaces onto the deviator and meridian planes

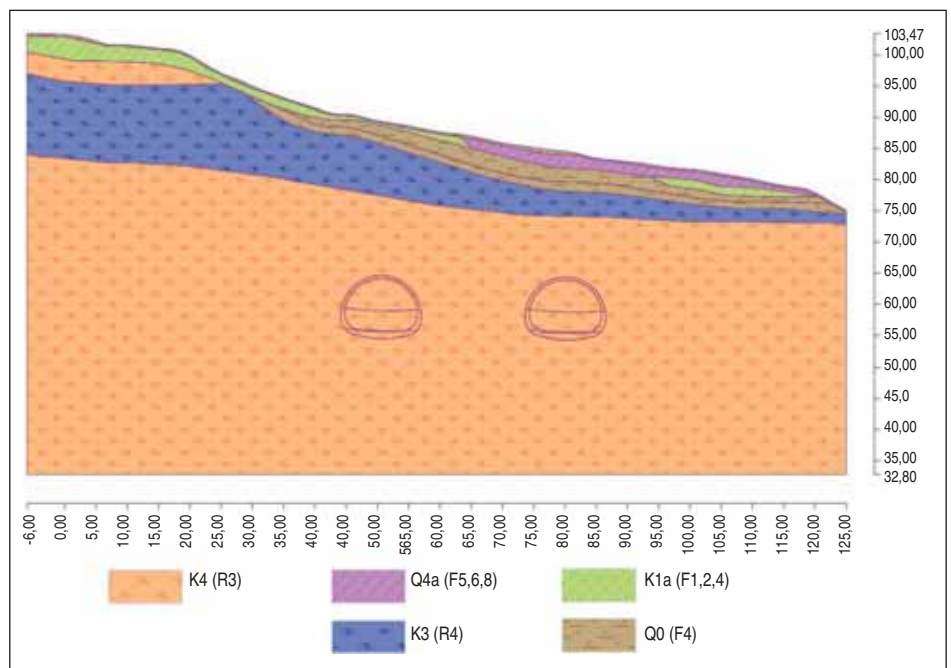
complex model. Simple models can subsequently be improved and modified [4].

However, it is necessary to understand that the mathematical model is only a tool for understanding and solving the model. It is necessary to perceive not only its strengths, but also its weaknesses. It is important to realise that the mathematical model in itself is not a solution, because it only imitates reality, and even not completely exactly.

DEVELOPMENT OF MATHEMATICAL MODEL AND CALCULATION METHOD USED

Choice of material constitutional relationship and subsequent input of rock or soil parameters into the calculation is one of the most important and at the same time most problematic tasks in the modelling of the structure using the Finite Element Method. The main task of the material model is to describe the behaviour of the rock or soil as reliably as possible. Therefore, the correct choice of the material model is directly connected with the correct modelling (Fig. 2).

Material models can be divided into two groups, namely linear



Obr. 3 Model dvojrúrovňového tunela, nadložie v modeli od 20–25 m, šírka výrubu 12,6 m a výška 10 m, osová vzdialenosť tunelových rúr 30 metrov

Fig. 3 Double-tube tunnel model, overburden thickness in the model ranging from 20–25m, excavation width 12.6m and height 10m, axial distance between tunnel tubes 30 metres

7. Zmena lineárneho materiálového modelu na nelineárny (Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Hardening Soil Model, atď.).
8. Výpočet všetkých fáz a opätovné vyhodnotenie podľa bodu 6.
9. Zjemnenie siete konečných prvkov a konečný výpočet.

Pri výbere správneho nelineárneho modelu horniny je potrebné mať čo možno najviac inžinierskogeologických informácií o mieste, kde bude konštrukcia umiestnená. Vychádza sa totiž z predpokladu, že každý konštitučný vzťah popisujúci materiál ma určité obmedzenia. Mohr-Coulombov, Drucker-Pragerov, ako aj a modifikovaný Mohr-Coulombov model sa môže zaradiť do skupiny modelov, ktoré vychádzajú z klasickej Coulombovej podmienky porušenia. Spoločným rysom týchto modelov je neobmedzené elastické pretvorenie za predpokladu geostatickej napätosti (obr. 2).

Druhú skupinu modelov tvoria Hardening Soil Model, modifikovaný Cam Clay, zovšeobecnený Cam Clay a hypoplastický model. Tieto modely majú už priamo v sebe zabudovaný mechanizmus spevňovania a pre výpočet v lokalite, ktorá je porušená trhlinami alebo zlomami, je ich použitie nevyhovujúce.

MODELOVANIE POSTUPU VÝSTAVBY A POSÚDENIE SEKUNDÁRNEHO OSTENIA

V rámci štúdie bol urobený statický výpočet dvoj Rúrového tunela (obr. 3) s použitím geotechnického prístupu. Ako software bol použitý program GEO5 2023, modul Tunel [3].

Nadložie nad tunelovými rúrami je 24 metrov a v rámci geológie je zahrnuté celé horninové prostredie. Ide o geneticky pestré kvartérne zeminy, ktoré prechádzajú do hornín skalného podložia. Jedná sa o zástupcov kriedy od slieňovcov až po vápence.

Generálne je na povrchu skalného podložia vyvinutá premenne mocná eluviálna vrstva charakterizovaná štrkovitými až kamenitými ílmi. Mocnosť je ovplyvnená erozívnymi pochodmi v minulosti. Týmto predpokladom zodpovedali aj geotechnické parametre použité vo výpočte.

Modelovalo sa primárne ostenie a v ďalších fázach aj sekundárne ostenie. To sa staticky posudzovalo na základe výpočtom určených vnútorných síl.

Prvý variant predstavoval geotechnický prístup, kde sa už v rámci výstavby modelu zohľadňuje celková skladba dvojplášťového tunela.

Druhým variantom bolo posúdenie bežne používané v praxi, a to modelovanie postupu razenia so zapojením kontaktných napätí, pričom výpočet primárneho ostenia bol ako posledný krok fázy budovania a vypočítané kontaktné napätia sa preniesli do klasickeho statického posudzovania sekundárneho ostenia.

A (geotechnický prístup): Fázy budovania, ktorých súčasťou je aj sekundárne ostenie:

1. Určenie primárnej geostatickej napätosti.
2. Modelovanie výrubu kaloty LTR, osadenie kotiev, aktivácia výrubu.
3. Vystrojenie klenby kaloty primárnym ostením z čerstvého betónu.
4. Zvýšenie materiálových charakteristík tvrdého betónu pre kalotu.
5. Modelovanie výrubu stien tunela, osadenie kotiev, aktivácia výrubu.
6. Vystrojenie stien primárnym ostením z čerstvého betónu.

and non-linear. For the calculations of larger structures, non-linear models are the only option to minimise the uncertainty of the result, because linear soil models, for example, in the calculations of underground structures such as tunnels (Fig. 3), provide completely unrealistic results.

Modelling using the Finite Element Method is a rather complex process. Most geotechnical engineers try to solve a complicated task on the first attempt. Subsequently, if the task does not converge, it is difficult to find the cause and a new model must be developed. The modelling procedure could be summarised in several points:

1. Complete modelling of the structure.
2. Soils/rocks and contact elements are entered as elastic ones (linear models).
3. Generation of a coarse network.
4. Modelling of all calculation phases.
5. Calculation of all phases.
6. First assessments:
 - If the calculation ended with an error, the structure is probably entered incorrectly (the beam has many internal joints, the rockbolts are not fixed in the structure, etc.).
 - If the calculation ended in the last phase, it is necessary to check the deformations, and thus also the reality of the specified parameters. In the case of a plastic model of the soil, deformations are always greater than in the case of elastic one. If they are already large at this stage, adjustment is needed and it is not necessary to approach the calculation with a non-linear model.
 - If the calculation ended without errors and the deformations correspond to reality, it is possible to proceed further.
7. Changing the linear material model to a non-linear one (Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Hardening Soil Model, etc.).
8. Calculation of all phases and repeated assessment according to point 6.
9. Refinement of the finite element mesh and final calculation.

When choosing the right non-linear rock model, it is necessary to have as much engineering-geological information as possible about the place where the structure will be located. It is based on the assumption that every constitutive relationship describing the material has certain limitations. Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, as well as the modified Mohr-Coulomb model can be included in the group of models based on the classical Mohr-Coulomb fracture conditions. A common feature of these models is unlimited elastic deformation under the assumption of geostatic state of stress (Fig. 2).

The second group of models consists of the Hardening Soil Model, the modified Cam Clay, the generalised Cam Clay and a hypoplastic model. These models already have a consolidation mechanism built in them, and their use is unsuitable for calculation in a location that is disturbed by cracks or fractures.

MODELLING OF THE CONSTRUCTION PROCEDURE AND ASSESSMENT OF THE SECONDARY LINING

As part of the study, a static calculation of a double-tube tunnel (Fig. 3) was carried out using a geotechnical approach. The GEO5 2023 program, the Tunel module [3] was used as the software.

The tunnel overburden is 24 metres high and the geology covers the entire rock environment. There are genetically diverse Quaternary soils there, passing into the bedrock. These are representatives of the Cretaceous rock, from marlstone to limestone.

7. Zvýšenie materiálových charakteristík tvrdého betónu pre kalotu.
8. Modelovanie výrubu kaloty PTR, osadenie kotiev, aktivácia výrubu.
9. Vystrojenie klenby kaloty primárnym ostením z čerstvého betónu.
10. Zvýšenie materiálových charakteristík tvrdého betónu pre kalotu.
11. Modelovanie výrubu stien tunela, osadenie kotiev, aktivácia výrubu.
12. Vystrojenie stien primárnym ostením z čerstvého betónu.
13. Zvýšenie materiálových charakteristík tvrdého betónu pre kalotu.
14. Modelovanie sekundárneho ostenia LTR.
15. Modelovanie sekundárneho ostenia PTR.
16. Odstránenie kotiev z modelu.
17. Odstránenie primárneho ostenia z modelu, simulácia jeho degradácie.
18. Zafaženie ostenia teplotou: leto.
19. Zafaženie ostenia teplotou: zima.

B (statický prístup): Fázy budovania na určenie kontaktných napätí:

1. Určenie primárnej geostatickej napätosti.
2. Modelovanie výrubu kaloty LTR, osadenie kotiev, aktivácia výrubu.
3. Vystrojenie klenby kaloty primárnym ostením z čerstvého betónu.
4. Zvýšenie materiálových charakteristík tvrdého betónu pre kalotu.
5. Modelovanie výrubu stien tunela, osadenie kotiev, aktivácia výrubu.
6. Vystrojenie stien primárnym ostením z čerstvého betónu.
7. Zvýšenie materiálových charakteristík tvrdého betónu pre kalotu.
8. Modelovanie výrubu kaloty PTR, osadenie kotiev, aktivácia výrubu.
9. Vystrojenie klenby kaloty primárnym ostením z čerstvého betónu.
10. Zvýšenie materiálových charakteristík tvrdého betónu pre kalotu.
11. Modelovanie výrubu stien tunela, osadenie kotiev, aktivácia výrubu.

In general, a variably thick eluvial layer characterised by gravelly to stony clay is developed on the surface of the bedrock. The thickness is affected by erosive processes in the past. The geotechnical parameters used in the calculation correspond to these assumptions.

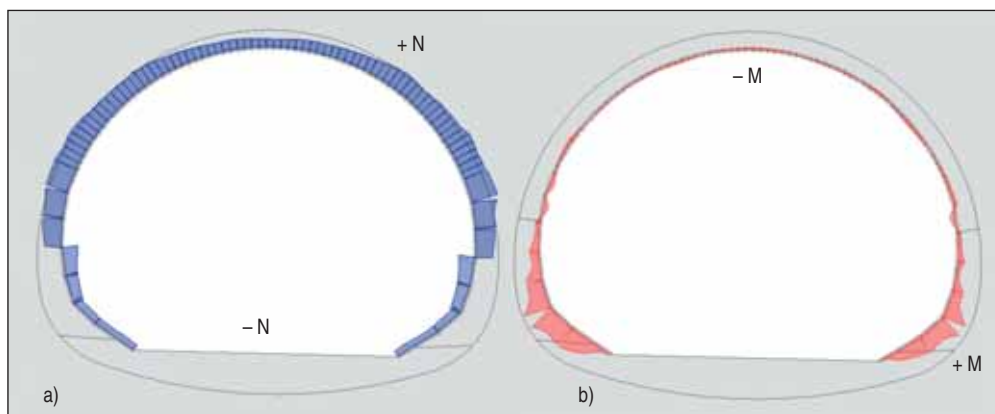
The primary lining was modelled and, in the next stages, also the secondary lining. This was statically assessed on the basis of internal forces determined by calculation.

The first variant represented a geotechnical approach, where the overall composition of the double-shell lined tunnel is already taken into account within the framework of the creation of the model.

The second variant was an assessment commonly used in practice, namely the modelling of the excavation procedure with the involvement of contact stresses, while the calculation of the primary lining was the last step of the construction phase and the calculated contact stresses were transferred to the classic static assessment of the secondary lining.

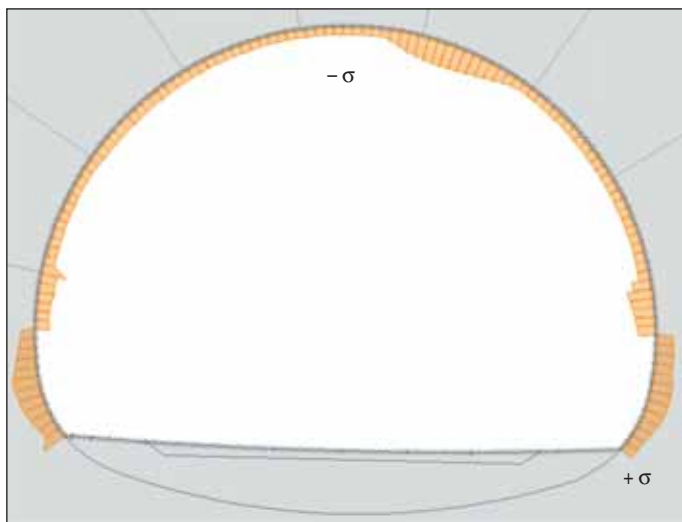
A (geotechnical approach): Model creation phases, the part of which is also secondary lining:

1. Determination of primary geostatic state of stress.
2. Modelling of the excavation of the top heading of the left-hand tunnel tube (LTT), installation of anchors, the activation of the excavation.
3. Installation of the top heading vault primary lining made from fresh concrete.
4. Increasing the material characteristics of hard concrete for the top heading.
5. Modelling of the excavation of the side walls, installation of anchors, the activation of excavation.
6. Installation of fresh concrete primary lining of walls.
7. Increasing the material characteristics of hard concrete for top heading.
8. Modelling of the excavation of the top heading of the right-hand tunnel tube (RTT), installation of anchors, the activation of the excavation.
9. Installation of the top heading vault primary lining made from fresh concrete.
10. Increasing the material characteristics of hard concrete for top heading.
11. Modelling of the excavation of the side walls, installation of anchors, the activation of excavation.
12. Installation of fresh concrete primary lining of walls.
13. Increasing the material characteristics of hard concrete for top heading.
14. Modelling of the LTT secondary lining.
15. Modelling of the RTT secondary lining.
16. Removing anchors from the model.
17. Removing primary lining from the model, simulating its degradation.
18. Loading of the lining with temperature: summer.
19. Loading of the lining with temperature: winter.



Obr. 4 Výsledný priebeh vnútorných síl v sekundárnom ostení bez vplyvu teploty pre prístup A (maximálne hodnoty: a) normálová sila (N) 259,9 kN; b) ohybový moment (M) 22,7 kNm)

Fig. 4 The resulting distribution of internal forces in the secondary lining without the influence of temperature on approach A (maximum values: a) normal force (N) 259.9kN; b) bending moment (M) 22.7kNm)



Obr. 5 Priebeh vypočítaných kontaktných napätí pre prístup B (maximálna hodnota: $\sigma = 352,8 \text{ kPa}$)

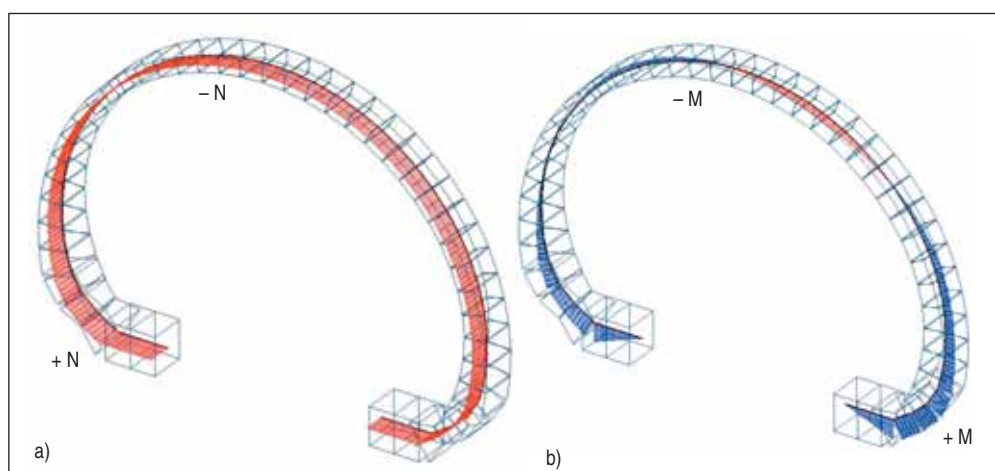
Fig. 5 Distribution of calculated contact stresses for approach B (maximum value: $\sigma = 352.8 \text{ kPa}$)

12. Vystrojenie stien primárnym ostením z čerstvého betónu.
13. Zvýšenie materiálových charakteristík tvrdého betónu pre kalotu.

Hlavný rozdiel s pohľadu optimalizácie je v tom, že pri statickom prístupe k celkovému posúdeniu sa kontaktné napätia prenášajú na sekundárne ostenie v plnom rozsahu. Je to spôsobené tým, že v rámci modelu sa medzi primárne a sekundárne ostenie vnáša teoretická vrstva (predstavuje hydroizoláciu, ktorá zabraňuje priekamom), ktorá eliminuje šmykové sily. Takto sa eliminuje spolupôsobenie primárneho ostenia a sekundárne ostenie sa dimenzuje na celkové, mnohokrát až nereálne, zaťaženie.

V geotechnickom prístupe nebol tento zaužívaný pohľad aplikovaný na optimalizáciu a hydroizolačná vrstva sa zanedbala. Na sekundárne ostenie sa síce prenesú aj šmykové sily, ale tým, že sa ponechalo primárne ostenie, bolo dosiahnuté zníženie celkového zaťaženia sekundárneho ostenia natoľko, že aj celkový dimenzačný posudok bol oveľa priaznivejší.

Výstupom geotechnického prístupu k výpočtu sekundárneho ostenia podľa prístupu „A“ sú vnútorné sily, na základe ktorých sa bude navrhovať výstuž (obr. 4).



Obr. 6 Výsledný priebeh vnútorných síl v sekundárnom ostení bez vplyvu teploty pre prístup B (maximálne hodnoty: a) normálová sila (N) 1592,48 kN, b) ohybový moment (M) 869,24 kNm)

Fig. 6 The resulting distribution of internal forces in the secondary lining without the influence of temperature for approach B (maximum values: a) normal force (N) 1592.48kN, b) bending moment (M) 869.24kNm)

B (static approach): Creation phases for the determination of contact stresses:

1. Determination of primary geostatic state of stress.
2. Modelling of the excavation of the top heading of the LTT, installation of anchors, activation of the excavation.
3. Installation of the top heading vault primary lining made from fresh concrete.
4. Increasing the material characteristics of hard concrete for the top heading.
5. Modelling of the excavation of the side walls, installation of anchors, the activation of excavation.
6. Installation of fresh concrete primary lining of walls.
7. Increasing the material characteristics of hard concrete for top heading.
8. Modelling of the excavation of the top heading of the RTT, installation of anchors, the activation of the excavation.
9. Installation of the top heading vault primary lining made from fresh concrete.
10. Increasing the material characteristics of hard concrete for top heading.
11. Modelling of the excavation of the side walls, installation of anchors, the activation of excavation
12. Installation of fresh concrete primary lining of walls.
13. Increasing the material characteristics of hard concrete for top heading

The main difference from an optimisation point of view is that in the static approach to the overall assessment, the contact stresses are fully transferred to the secondary lining. It is caused by the fact that within the model, a theoretical layer (representing the waterproofing which prevents seepage) is introduced between the primary and secondary linings, eliminating shear forces. In this way, the interaction of the primary lining is eliminated and the secondary lining is dimensioned for the total, often even unrealistic, load.

In the geotechnical approach, this usual view was not applied to the optimisation and the waterproofing layer was omitted. It is the fact that shear forces are also transferred to the secondary lining, but by retaining the primary lining, the overall load on the secondary lining was reduced to such an extent that the overall dimensioning assessment was much more favourable.

The output of the geotechnical approach to the calculation of the secondary lining according to approach “A” provides the internal forces, on the basis of which the reinforcement will be designed (Fig. 4).

The result which is required for the design of the reinforcement in the case of a combination of geotechnical calculation and classical static calculation according to approach “B”, is, as mentioned above, the pattern of distribution of contact stresses (Fig. 5), which will be transferred to the model of the secondary lining. Subsequently, a calculation is carried out to

Výsledok, ktorý sa vyžaduje pre návrh výstuže v prípade kombinácie geotechnického výpočtu a klasického statického výpočtu podľa prístupu „B“, je, ako bolo spomenuté hore, priebeh kontaktných napätí (obr. 5), ktoré sa prenesú do modelu sekundárneho ostenia. Následne prebehne výpočet na určenie vnútorných síl a navrhne sa výstuženie (obr. 6).

V statickej praxi bola v posledných desaťročiach používaná metóda navrhovania a posudzovania konštrukcií podľa medzných stavov. Dosiahnutie niektorého z medzných stavov (únosnosť, deformácia, vznik trhlín) závisí od mnohých faktorov.

Výpočty podľa prvej skupiny medzných stavov sa robia s ohľadom na porušenie kritického prierezu ostenia. Kritickým prierezom sa rozumie taká časť ostenia, v ktorej dôjde pri určitom spôsobe namáhania k vyčerpaniu únosnosti. Keď sa predpokladá využitie ostenia v oblasti pružnosti (tu sa nepripúšťa vznik plastických kĺbov), potom kritický prierez určuje celkovú únosnosť. Výpočtom sa teda preukáže, že ostenie je pri spolupôsobení s horninovým masívom dostatočne únosne a zabezpečuje trvalú stabilitu.

Výpočty podľa druhej skupiny medzných stavov sa robia so zameraním na pretvorenie ostenia, vznik a správanie trhlín. Týmto sa kontroluje, či deformácia ostenia neprekročí medzné hodnoty, pri ktorých by došlo k problémom pri bežnej prevádzke tunela. Výpočtom vzniku a správania trhlín sa preukazuje, že použiteľnosť

determine the internal forces and the reinforcement is designed (Fig. 6).

In the statics practice, the method of designing and assessing structures according to limit states has been used in recent decades. Reaching one of the limit states (bearing capacity, deformation, formation of cracks) depends on many factors.

Calculations according to the first group of limit states are made with regard to the breaking of the critical cross-section of the lining. The critical cross-section is understood as that part of the lining in which the bearing capacity will be exhausted under a certain way of stressing. When it is assumed that the lining will be used in the area of elasticity (the formation of plastic joints is not allowed here), the critical cross-section is determined by the overall load-bearing capacity. The calculation will therefore prove that the load-bearing capacity of the lining is sufficient when interacting with the rock massif and ensures permanent stability.

Calculations according to the second group of limit states are made with a focus on the strain in the lining, the formation and behaviour of cracks. This is used for checking whether the deformation of the lining does not exceed the limit values which would cause problems during normal tunnel operation. By calculating the occurrence and behaviour of cracks, it is demonstrated that the utility of the tunnel will not be impaired by the permeability of the lining or the corrosion of the reinforcement.

Tab. 1 Porovnanie zaťaženi pre oba postupy výpočtu

Výpočet pri zachovaní degradovaného primárneho ostenia								
Bod	Veličina	Charakteristické zaťaženie na m'	Maximálne zaťaženie na m'	Prídavok k charakt. zať. od prem. zať.	Parciálny súčiniteľ	Súčiniteľ pre premennú časť zaťaženia	Návrhové zaťaženie na m'	
1	N (kN)	-924	-2108,4	-1184,4	1	0,9	-1989,96	posudok
	V (kN)	20,6	3,7	-16,9	1,35	1,5	2,46	bez výstuže
	M (kNm)	10,3	-58,7	-69	1,35	1,5	-89,595	
2	N (kN)	-947,9	-1899,9	-952	1	0,9	-1804,7	posudok
	V (kN)	90,2	197,9	107,7	1,35	1,5	283,32	bez výstuže
	M (kNm)	-13	-71,1	-58,1	1,35	1,5	-104,7	
3	N (kN)	-963,6	-1890,9	-927,3	1	0,9	-1798,17	posudok
	V (kN)	-100,7	-166,7	-66	1,35	1,5	-234,945	bez výstuže
	M (kNm)	-13	-71,1	-58,1	1,35	1,5	-104,7	
4	N (kN)	-939,3	-2180,4	-1241,1	1	0,9	-2056,29	posudok
	V (kN)	-27,4	3,7	31,1	1,35	1,5	9,66	bez výstuže
	M (kNm)	5,8	-58,7	-64,5	1,35	1,5	-88,92	
5	N (kN)	-963	-1841	-878	1	0,9	-1753,2	posudok
	V (kN)	-82,6	-138,2	-55,6	1,35	1,5	-194,91	bez výstuže
	M (kNm)	32,1	-40,4	-72,5	1,35	1,5	-65,415	
6	N (kN)	-898,7	-1905,7	-1007	1	0,9	-1805	posudok
	V (kN)	-87,9	-189,3	-101,4	1,35	1,5	-270,765	bez výstuže
	M (kNm)	8,8	-85,2	-94	1,35	1,5	-129,12	
7	N (kN)	-951,9	-1958,9	-1007	1	0,9	-1858,2	posudok
	V (kN)	107,5	190,4	82,9	1,35	1,5	269,475	bez výstuže
	M (kNm)	-10,9	-69,3	-58,4	1,35	1,5	-102,315	
8	N (kN)	-949,5	-1974,8	-1025,3	1	0,9	-1872,27	posudok
	V (kN)	-64	-146,9	-82,9	1,35	1,5	-210,75	bez výstuže
	M (kNm)	-10,9	-69,3	-58,4	1,35	1,5	-102,315	

Výpočet pri vnesení kontaktných napätí na sekundárne ostenie v plnom rozsahu								
Bod	Veličina	Charakteristické zaťaženie na m'	Maximálne zaťaženie na m'	Prídavok k charakt. zať. od prem. zať.	Parciálny súčiniteľ	Súčiniteľ pre premennú časť zaťaženia	Návrhové zaťaženie na m'	
1	N (kN)	-926,32	-1251,17	-324,85	1	0,9	-1218,685	posudok
	V (kN)	74,86	101,07	26,21	1,35	1,5	140,376	bez výstuže
	M (kNm)	29,47	39,89	10,42	1,35	1,5	55,415	
2	N (kN)	-930,66	-1257,08	-326,42	1	0,9	-1224,438	posudok
	V (kN)	73,86	99,64	25,78	1,35	1,5	138,381	bez výstuže
	M (kNm)	17,32	38,23	20,91	1,35	1,5	54,747	
3	N (kN)	-936,27	-1264,72	-328,45	1	0,9	-1231,875	posudok
	V (kN)	72,43	97,71	25,28	1,35	1,5	135,701	bez výstuže
	M (kNm)	-8,71	36,57	45,28	1,35	1,5	56,162	
4	N (kN)	-910,42	-1229,48	-319,06	1	0,9	-1197,574	posudok
	V (kN)	158,5	214,72	56,22	1,35	1,5	298,305	bez výstuže
	M (kNm)	68,7	92,83	24,13	1,35	1,5	128,94	
5	N (kN)	-943,56	-1274,59	-331,03	1	0,9	-1241,487	posudok
	V (kN)	70,6	95,33	24,73	1,35	1,5	132,405	12/150
	M (kNm)	-17,43	37,35	54,78	1,35	1,5	58,640	
6	N (kN)	-975,07	-1316,77	-341,7	1	0,9	-1282,6	posudok
	V (kN)	-82,42	-111,8	-29,38	1,35	1,5	-155,337	12/150
	M (kNm)	147,94	200,07	52,13	1,35	1,5	277,914	
7	N (kN)	-969,23	-1308,93	-339,7	1	0,9	-1274,96	posudok
	V (kN)	-91,89	-124,34	-32,45	1,35	1,5	-172,727	12/150
	M (kNm)	168,97	228,59	59,62	1,35	1,5	317,540	
8	N (kN)	-965,49	-1303,95	-338,46	1	0,9	-1270,104	posudok
	V (kN)	-78,24	-105,94	-27,7	1,35	1,5	-147,174	16/150
	M (kNm)	187,81	254,21	66,4	1,35	1,5	353,144	

Table 1 Comparison of loads for both calculations

Calculation with maintaining degraded primary lining								
Point	Quantity	Characteristic load per m ²	Maximum load per m ²	Addition to charact. load by prem. load	Partial coefficient	Coefficient for variable part of load	Design load per m ²	assessment
1	N (kN)	-924	-2108.4	-1184.4	1	0.9	-1989.96	assessment
	V (kN)	20.6	3.7	-16.9	1.35	1.5	2.46	without reinforcement
	M (kNm)	10.3	-58.7	-69	1.35	1.5	-89.595	
2	N (kN)	-947.9	-1899.9	-952	1	0.9	-1804.7	assessment
	V (kN)	90.2	197.9	107.7	1.35	1.5	283.32	without reinforcement
	M (kNm)	-13	-71.1	-58.1	1.35	1.5	-104.7	
3	N (kN)	-963.6	-1890.9	-927.3	1	0.9	-1798.17	assessment
	V (kN)	-100.7	-166.7	-66	1.35	1.5	-234.945	without reinforcement
	M (kNm)	-13	-71.1	-58.1	1.35	1.5	-104.7	
4	N (kN)	-939.3	-2180.4	-1241.1	1	0.9	-2056.29	assessment
	V (kN)						9.66	without reinforcement
	M (kNm)	5.8	-58.7	-64.5	1.35	1.5	-88.92	
5	N (kN)	-963	-1841	-878	1	0.9	-1753.2	assessment
	V (kN)	-82.6	-138.2	-55.6	1.35	1.5	-194.91	without reinforcement
	M (kNm)	32.1	-40.4	-72.5	1.35	1.5	-65.415	
6	N (kN)	-898.7	-1905.7	-1007	1	0.9	-1805	assessment
	V (kN)	-87.9	-189.3	-101.4	1.35	1.5	-270.765	without reinforcement
	M (kNm)	8.8	-85.2	-94	1.35	1.5	-129.12	
7	N (kN)	-951.9	-1958.9	-1007	1	0.9	-1858.2	assessment
	V (kN)	107.5	190.4	82.9	1.35	1.5	269.475	without reinforcement
	M (kNm)	-10.9	-69.3	-58.4	1.35	1.5	-102.315	
8	N (kN)	-949.5	-1974.8	-1025.3	1	0.9	-1872.27	assessment
	V (kN)	-64	-146.9	-82.9	1.35	1.5	-210.75	without reinforcement
	M (kNm)	-10.9	-69.3	-58.4	1.35	1.5	-102.315	

tunela nebude narušená priepustnosťou ostenia alebo korodovaním výstuže.

Zatiaľ čo posúdenie ostenia podľa prvého medzného stavu sa striktno vyžaduje, posúdenie vzniku a správania trhlin je spravidla len súčasťou statického výpočtu ostenia s ohľadom na požiadavku na odolnosť proti priesakom podzemnej vody.

DVA PRÍSTUPY

Po určení/vypočítaní vnútorných síl v sekundárnom ostení bolo možné pristúpiť k návrhu výstuže a celkovému statickému posúdeniu železobetónovej konštrukcie.

Už vo veľkosti vypočítaných hodnôt sa ukazovali prvé rozdiely. Kontrola priebehu síl a napätostných stavov ale ukázala správnosť výpočtu a teda aj potvrdenie teórie, ako je dôležité brať do úvahy správanie sa horninového masívu z pohľadu mechaniky hornín a spolupôsobenia s navrhovanou konštrukciou.

Dôležitý rozdiel je, že pri geotechnickom výpočte prierezových síl sa uvažovalo s postupnou degradáciou primárneho ostenia. Táto degradácia bola vnesená priamo ako výpočtový krok s postupným strácaním pevnostných charakteristík. Túto degradáciu v modeli predstavuje vypustenie primárneho ostenia ako prvok

Calculation with applying full size contact stresses to the secondary lining								
Point	Quantity	Characteristic load per m ²	Maximum load per m ²	Addition to charact. load by prem. load	Partial coefficient	Coefficient for variable part of load	Design load per m ²	assessment
1	N (kN)	-926.32	-1251.17	-324.85	1	0.9	-1218.685	assessment
	V (kN)	74.86	101.07	26.21	1.35	1.5	140.376	without reinforcement
	M (kNm)	29.47	39.89	10.42	1.35	1.5	55.415	
2	N (kN)	-930.66	-1257.08	-326.42	1	0.9	-1224.438	assessment
	V (kN)	73.86	99.64	25.78	1.35	1.5	138.381	without reinforcement
	M (kNm)	17.32	38.23	20.91	1.35	1.5	54.747	
3	N (kN)	-936.27	-1264.72	-328.45	1	0.9	-1231.875	assessment
	V (kN)	72.43	97.71	25.28	1.35	1.5	135.701	without reinforcement
	M (kNm)	-8.71	36.57	45.28	1.35	1.5	56.162	
4	N (kN)	-910.42	-1229.48	-319.06	1	0.9	-1197.574	assessment
	V (kN)	158.5	214.72	56.22	1.35	1.5	298.305	without reinforcement
	M (kNm)	68.7	92.83	24.13	1.35	1.5	128.94	
5	N (kN)	-943.56	-1274.59	-331.03	1	0.9	-1241.487	assessment
	V (kN)	70.6	95.33	24.73	1.35	1.5	132.405	12/150
	M (kNm)	-17.43	37.35	54.78	1.35	1.5	58.640	
6	N (kN)	-975.07	-1316.77	-341.7	1	0.9	-1282.6	assessment
	V (kN)	-82.42	-111.8	-29.38	1.35	1.5	-155.337	12/150
	M (kNm)	147.94	200.07	52.13	1.35	1.5	277.914	
7	N (kN)	-969.23	-1308.93	-339.7	1	0.9	-1274.96	assessment
	V (kN)	-91.89	-124.34	-32.45	1.35	1.5	-172.727	12/150
	M (kNm)	168.97	228.59	59.62	1.35	1.5	317.540	
8	N (kN)	-965.49	-1303.95	-338.46	1	0.9	-1270.104	assessment
	V (kN)	-78.24	-105.94	-27.7	1.35	1.5	-147.174	16/150
	M (kNm)	187.81	254.21	66.4	1.35	1.5	353.144	

While the assessment of the lining according to the first limit state is strictly required, the assessment of the occurrence and behaviour of cracks is usually only part of the static calculation of the lining with regard to the requirement for resistance against inflows of groundwater

TWO APPROACHES

After determining/calculating the internal forces in the secondary lining, it was possible to proceed with the reinforcement design and the overall static assessment of the reinforced concrete structure.

The first differences already appeared in the magnitude of the calculated values. However, the checking on the distribution of forces and states of stress showed the correctness of the calculation and thus confirmed the theory, how important it is to take into consideration the behaviour of the rock massif from the point of view of rock mechanics and interaction with the structure being designed.

An important difference is that in the geological calculation of cross-sectional forces, the gradual degradation of the primary lining was taken into account already during the calculation. This degradation was introduced directly as a calculation step

Tab. 2 Množstvá výstuže stanovené pre oba postupy výpočtu

Geotechnický výpočet vnútorných síl								
dĺžka bloku ostenia 12,5 m								
pol.	ds	ks	L	dĺžka celkom [m]				
				B 500B				
	mm		m	ds = 12	ds = 16	ds = 18	ds = 20	
1	12	166	10,900	1809,40				
2	20	83	9,500				788,50	
3	12	166	5,900	979,40				
4	18	166	3,500			581,00		
5	18	166	3,300			547,80		
6	18	166	5,600			929,60		
7	18	166	3,500			581,00		
8	10	4814	-	2108,20				
9	12	148	11,400	1687,20				
10	16	112	11,400		1276,80			
11	12	48	3,350	160,80				
12	12	48	1,000	48,00				
13	16	26	3,850		100,10			
14	16	26	1,500		39,00			
15	16	20	3,500		70,00			
16	16	20	1,500		30,00			
17	12	483	1,500	724,50				
dĺžka celkom			[m]	7517,50	1515,90	2639,40	788,50	
jedn. hmotnosť			[kg/m]	0,888	1,579	1,998	2,466	
hmotnosť			[kg]	6675,54	2393,61	5273,52	1944,44	
hmotnosť celkom [kg]				16287,1				

Výpočet vnútorných síl na základe kontaktných napätí										
dĺžka bloku ostenia 12,5 m										
pol.	ds	ks	L	dĺžka celkom [m]						
				B 500B						
	mm		m	ds = 12	ds = 16	ds = 20	ds = 25	ds = 28	nosník	
1	16	166	10,900		1809,40					
2	25	166	10,900				1809,40			
3										
4	20	166	3,500			581,00				
5	28	166	3,300					547,80		
6	20	166	5,600			929,60				
7	20	166	3,000			498,00				
8	12	4814	-	1660,00						
9	12	148	11,400	1687,20						
10	16	100	11,400		1140,00					
11	12	48	3,350	160,80						
12	12	48	1,000	48,00						
13	16	26	3,850		100,10					
14	16	26	1,500		39,00					
15	16	15	3,500		52,50					
16	16	15	1,500		22,50					
17	12	23	1,500	34,50						
nosník	-	6	-						3300,00	
dĺžka celkom			[m]	3590,50	3163,50	2008,60	1809,40	547,80	3300,00	
jedn. hmotnosť			[kg/m]	0,888	1,579	2,466	3,853	4,834	1,000	
hmotnosť			[kg]	3188,36	4995,17	4953,21	6971,62	2648,07	3300,00	
hmotnosť celkom [kg]				26056,4						

Table 2 Amount of reinforcement determined for both calculation procedures

Geotechnical calculation of internal forces								
secondary lining section length 12.5m								
pol.	ds	ks	L	length total [m]				
				B 500B				
	mm		m	ds = 12	ds = 16	ds = 18	ds = 20	
1	12	166	10.900	1809.40				
2	20	83	9.500				788.50	
3	12	166	5.900	979.40				
4	18	166	3.500			581.00		
5	18	166	3.300			547.80		
6	18	166	5.600			929.60		
7	18	166	3.500			581.00		
8	10	4814	-	2108.20				
9	12	148	11.400	1687.20				
10	16	112	11.400		1276.80			
11	12	48	3.350	160.80				
12	12	48	1.000	48.00				
13	16	26	3.850		100.10			
14	16	26	1.500		39.00			
15	16	20	3.500		70.00			
16	16	20	1.500		30.00			
17	12	483	1.500	724.50				
length total			[m]	7517.50	1515.90	2639.40	788.50	
unit weight			[kg/m]	0.888	1.579	1.998	2.466	
weight			[kg]	6675.54	2393.61	5273.52	1944.44	
total weight [kg]				16287.1				

Calculation of internal forces based on contact stresses										
secondary lining section length 12.5m										
pol.	ds	ks	L	length total [m]						
				B 500B						
	mm		m	ds = 12	ds = 16	ds = 20	ds = 25	ds = 28	beam	
1	16	166	10.900		1809.40					
2	25	166	10.900				1809.40			
3										
4	20	166	3.500			581.00				
5	28	166	3.300					547.80		
6	20	166	5.600			929.60				
7	20	166	3.000			498.00				
8	12	4814	-	1660.00						
9	12	148	11.400	1687.20						
10	16	100	11.400		1140.00					
11	12	48	3.350	160.80						
12	12	48	1.000	48.00						
13	16	26	3.850		100.10					
14	16	26	1.500		39.00					
15	16	15	3.500		52.50					
16	16	15	1.500		22.50					
17	12	23	1.500	34.50						
beam	-	6	-						3300.00	
length total			[m]	3590.50	3163.50	2008.60	1809.40	547.80	3300.00	
unit weight			[kg/m]	0.888	1.579	2.466	3.853	4.834	1.000	
weight			[kg]	3188.36	4995.17	4953.21	6971.62	2648.07	3300.00	
total weight [kg]				26056.4						

a nahrádza sa pomocou plochy, do ktorej sa vnesú materiálové parametre. To znamená, že keď bolo primárne ostenie budované z betónu C20/25, tak jeho degradácia predstavuje zníženie parametrov na hodnoty betónu C12/16. Pri betóne ako takom je jasne daný jednoosý tlak a pomocou Hoek-Brownovej podmienky bolo možné dopočítat parametre, potrebné ako vstup do výpočtu.

with gradual loss of strength characteristics. This degradation is represented in the model by the omission of the primary lining as an element and replacing it with a surface to which the material parameters are introduced. This means that when the primary lining was carried out using C20/25 concrete grade, its degradation represents a reduction of the parameters to the values of C12/16 concrete. For concrete as such, the uniaxial pressure is clearly

Tým, že sa jedná o dvojplášťový tunel, je na mieste si ponechať spolupôsobenie primárneho ostenia, ktoré v čase síce stráca svoju funkciu, ale nikdy o ňu neprichádza úplne. Takýmto spôsobom je možné znižovať mechanické vlastnosti v čase, ale zároveň o ne neprichádzať úplne.

Tab. 1 sumarizuje celkové posúdenie (kvôli priestoru ide len o časť tabuľky).

Výsledky ukazujú, že pri ďalšom spevňovaní a ustáľovaní horninovej klenby sa dosahovali také hodnoty pevnostných charakteristík, pri ktorých bolo možné úplné vypustenie výstuže a stačilo použitie prostého betónu. V najviac namáhaných miestach, kde bola nutná výstuž, sa mohlo pristúpiť minimálne k jej profilovej redukcii (tab. 2).

Po rozkreslení výstuže pre jeden blok bolo preukázané, ako je dôležité vedieť správne prepájať geotechniku s klasickou statikou a nájsť ten správny moment, kedy sa presúvajú vypočítané hodnoty z matematického modelu do finálneho posúdenia kritického prierezu.

Správne zvolený spôsob modelovania a jeho následná interpretácia obvykle vedie k optimalizácii, ktorá je spojená s úsporou. V tomto prípade sa jedná o ušetrenie takmer 37 % výstuže v rámci bloku a to len tým, že matematický model obsahoval celý postup výstavby a zohľadňoval všetky aspekty horninového prostredia spolu s prvkami, ktoré sú súčasťou razenia a svoju funkciu strácajú len postupne.

ZÁVER

Na začiatku akéhokoľvek statického geotechnického výpočtu je potrebné položiť si základné otázky, s ktorými je spojené modelovanie, a od ktorých sa odvíja ďalší postup: čo sa bude modelovať a aké výsledky zo statického výpočtu sú očakávané. Každá takáto analýza ma svoje špecifiká, ktoré sa musia rešpektovať. Túto zásadu je dôležité si uvedomiť hlavne pri jednotlivých fázach statického výpočtu a budovania podzemných diel.

Ako bolo v článku ukázané, správna interpretácia správania sa horninového masívu vedie k optimalizácii návrhu a ekonomickej úspore pri realizácii diela. Dôležité je ale zdôrazniť, že správne popisovanie mechanických vlastností hornín je založené najmä na skúsenostiach, ale v neposlednom rade aj na teoretickej príprave, a to už na univerzitnej pôde. Bez týchto základov nie je možné, aby geotechnický inžinier úplne pochopil, čo mu chce príroda povedať, ale to je už na úplne inú diskusiu...

Dipl.-Ing. JURAJ ORTUTA, jortuta@amberg.sk,

Ing. JÁN BOLTVAN, jboltvan@amberg.sk,

Ing. VLADIMÍR ŠTEFKO, vstefko@amberg.sk,

Amberg Engineering Slovakia, s.r.o.

Recenzoval *Reviewed:* Ing. Miloslav Frankovský

given, and with the help of the Hoek-Brown criterion it was possible to calculate the parameters needed as an input to the calculation.

Since a double-shell tunnel is in question, it is appropriate to retain the interaction of the primary lining, which loses its function over time, but never loses it completely. In this way, it is possible to reduce the mechanical properties over time, but at the same time not lose them completely.

The Table 1 summarises the overall assessment (due to space, it is only a part of the table).

The results show that during the further strengthening and stabilisation of the rock vault, such values of the strength characteristics were achieved where it was possible to completely omit the reinforcement and it was sufficient to use unreinforced concrete. In the most stressed places, where reinforcement was necessary, it was possible to proceed at least to its profile reduction (Table 2).

After drawing the reinforcement of one block in detail, it was demonstrated how important it is to know how to correctly connect geotechnics with classical statics and to find the right moment when the calculated values are transferred from the mathematical model to the final assessment of the critical cross-section.

A correctly chosen method of modelling and its subsequent interpretation usually leads to optimisation, which is associated with savings. In this case, almost 37% of the reinforcement within the block is saved and that is only because the mathematical model contained the entire construction process and took into account all aspects of the rock environment together with elements that are part of the excavation and lose their function only gradually.

CONCLUSION

At the beginning of any static geotechnical calculation, it is necessary to ask the basic questions which modelling is associated with and on which the next procedure depends: what will be modelled and what results provided by the static calculation are expected. Each such analysis has its own specifics that must be respected. It is important to be aware of this principle during the individual phases of static calculation and construction of underground workings.

As it was shown in the paper, the correct interpretation of the behaviour of rock massif leads to optimisation of the design and economic savings in the implementation of the working. However, it is important to emphasise that the correct description of the mechanical properties of rock is mainly based on experience, but not least also on theoretical training, already at university. Without these fundamentals, it is impossible for a geotechnical engineer to fully understand what the nature is trying to tell him, but it is for a completely other discussion.

Dipl.-Ing. JURAJ ORTUTA, jortuta@amberg.sk,

Ing. JÁN BOLTVAN, jboltvan@amberg.sk,

Ing. VLADIMÍR ŠTEFKO, vstefko@amberg.sk,

Amberg Engineering Slovakia, s.r.o.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] ALDORF, J. *Mechanika podzemných konštrukcií*. Ostrava 1999, ISBN-80-7078-695-7
- [2] CHABROŇOVÁ, J.: *Mechanika hornín*, Bratislava 2012, ISBN 978-80-227-3685-5
- [3] GEO5 Software, Modul MKP Tunel
- [4] HERLE, I.: *Základy matematického modelovania v geomechanike*, Praha 2003, ISBN 20-246-0745-x