

Locket, LB zeď odtokového kanálu MVE

Návrh a posouzení pažících konstrukcí a opěrných zdí, dodatek

Loket, LB zeď odtokového kanálu MVE

Návrh a posouzení pažících konstrukcí a opěrných zdí, dodatek

1. Úvod, podklady

Na základě objednávky od firmy Hydroka, s.r.o. Praha 4 z července 2023 předkládám dodatek k návrhu a statickému posouzení dočasných pažících konstrukcí potřebných pro rekonstrukci a výstavbu levobřežní zdi odtokového kanálu z MVE Loket. Dále je součástí návrhu posouzení konstrukce těchto opěrných zdí:

- a) MVE Loket, LB zeď odtokového kanálu MVE, dov. Masopust, červen 2023,
- b) LB a PB zeď odtokového kanálu z MVE Loket, výkresy: celková situace, příčné řezy č.3 a č.7 pažením stavební jámy, LB zeď – pohled na stav. jámu, příčné řezy opěrnou zdí, Mürabell, s.r.o. Hudlice, 07/2023,

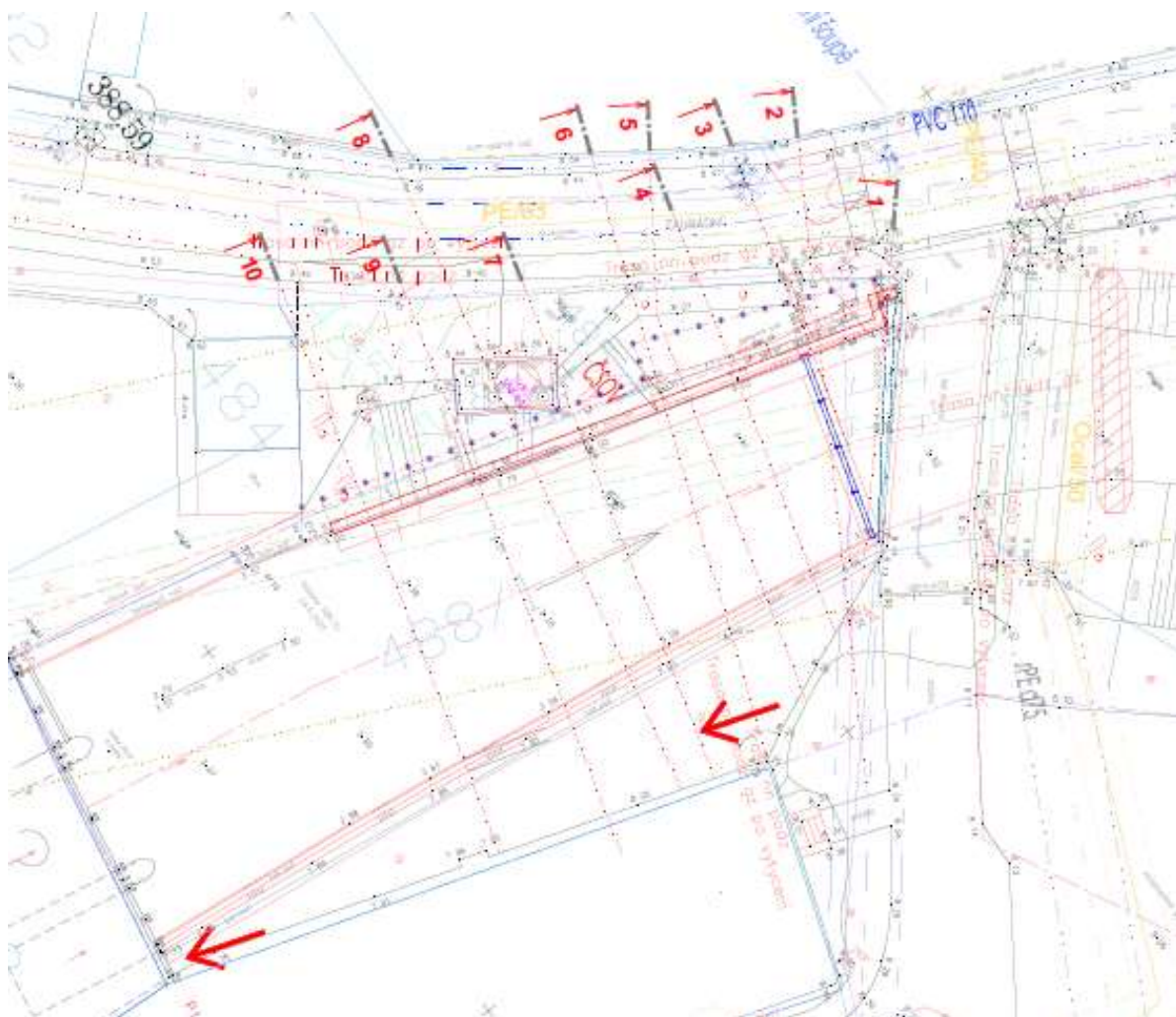
Úkolem je vypracování dodatku k návrhu pažících konstrukcí a posouzení navrhované opěrné zdi LB odtokového kanálu v příslušných řezech.

2. Stručný popis staveniště a konstrukce opěrné zdi

Jde o odtokový kanál z MVE Loket se dnem na úrovni cca 383,50 m n.m., jež je ohraničen dvěma stávajícími (opěrnými) zdmi. Levobřežní zeď má celkovou délku mezi MVE a mostem cca 38,5 m a je výškově členitá, situace obr.1. V prvním úseku charakterizovaném řezem D-D (km 0,0137) má stávající zeď výšku kolem 4,13 m, přičemž horní kamenná část je vysoká 1,40 m a spodní část zřejmě betonová či smíšená má výšku 2,73 m (foto 1, obr.1).



Foto 1 Pohled na LB zeď v řezu D-D, převzato z podkladu a)



Obr.1 Situace odtokového kanálu a nábrežních zdí, převzato z podkladu b)

Následující řez C-C (km 0,0241) je vzdálen od řezu D-D asi 10,4 m (obr.3) a stávající zeď je tvořena kamennou zděnou konstrukcí výšky 1,76 m se strmým sklonem asi 10:1 a za ní pokračuje svah ve sklonu cca 1:1,5 do výšky dalších cca 2,5m, na jehož horní hraně je objekt čerpací šachty kanalizace.

Řez B-B (km 0,0298) je vzdálen od řezu C-C asi 5,7 m a je zcela obdobný, tzn., že stávající zeď je tvořena betonovou, resp. smíšenou konstrukcí výšky cca 1,45 m se strmým sklonem a za ní pokračuje svah ve sklonu cca 1:1,5 do výšky dalších cca 2,3 m.

Konečně v řezu A-A (km 0,0363) vzdáleném od řezu B-B cca 6,5 m je stávající zeď tvořena složenou konstrukcí, kdy její horní část s výškou cca 2,45 je z kamenného zdiva se svislým lícem a je asi o 0,73 m uskočena od části spodní shodné konstrukce a výšky asi 1,55 m.

Popisované LB zdi jsou v celém úseku délky cca 38,5 m ve velmi špatném stavebním stavu a vyžadují rekonstrukci, resp. znovuvýstavbu. Staveniště je velmi obtížně přístupné pro jakékoliv stavební práce. Po diskuzi nad možnými stavebními postupy bylo dohodnuto, že v úseku řezu A-A bude pažící konstrukce za horní části zdi realizována z upraveného horního povrchu terénu. Odtokový kanál bude za mostem zahrazen a voda z něj bude vyčerpána, resp. čerpána. V úsecích charakterizovaných řezy B-B a C-C bude pažící konstrukce za stávající zdi výšky kolem 1,5 – 1,8 m prováděna ze dna odtokového kanálu s tím, že zde bude vybudována příslušná zemní rampa, popř. vodné lešení s nájezdem. Vrtná souprava bude přemístěna do

suchého řečiště jeřábem. Konečně v řezu D-D (poblíž MVE) bude pažení realizováno shora po odstranění horní části opěrné zdi (na výšku cca 1,40 m), čímž vznikne potřebná pracovní plošina.

Konstrukce dočasného pažení byla navržena jako mikrozáporová stěna (podklad a) kotvená tyčovými kotvami Dywidag. Toto pažení, ačkoliv jde o konstrukci dočasnou s „normovou“ životností 2 roky, zůstane trvale v zemi, avšak nelze počítat s tím, že bude trvale přenášet příslušná zatížení (zejména zemním tlakem).

3. Geotechnické poměry na staveništi

Předkvartérní podloží je na lokalitě budováno granitoidy karlovarského masivu, což je rozsáhlé nehomogenní plutonické těleso složeným z řady granitoidních intruzí. Dle geologické mapy 1 : 50 000 (ČGÚ 1997) jde o porfýrický biotitický granit až granodiorit loketského typu.

V nadloží žulových hornin se vyskytují kvartérní deluviální hlinité a hlinito-písčité sedimenty a deluviofluviatilní hlíny, písky, štěrky a kamenité nánosy, případně povodňové hlíny. Svahy údolí jsou pokryty přímo zvětralinami a také přemístěnými zvětralinami žul. Dna údolí jsou tvořena holocenními náplavy vodotečí, písčitými až balvanitými sedimenty.

Granity karlovarského masivu reprezentují prostředí s výraznou puklinovou propustností, na zlomy vyšších řádů je vázán hlubinný oběh podzemních vod. Podle Hydrogeologické mapy (ČGÚ 1997) je zájmové území budováno puklinovým kolektorem se zvýšenou propustností přípovrchové zóny rozpukání granitů. V kvartérních silně propustných sedimentech se vyskytuje podzemní voda průlinový vázaná na stav její hladiny v odtokovém kanálu.

V rámci průzkumu (ad a) byl na staveništi proveden jádrový vrt L3 do hloubky 9,0 m s ohloubní na kótě 388,40 m n.m. s následujícím geotechnickým popisem:

0,0 – 4,1: násyp (navážka), písek s kameny a úlomky cihel, místy s org. zbytky	Y
4,1 – 5,3: násyp (navážka), štěrk zahliněný s úlomky kamenů a cihel	G3/Y
5,3 – 5,6: násyp (navážka), hlína písčitá s ojedinělými valouny a úlomky cihel	F3/Y
5,6 – 6,0: násyp (navážka), štěrk hlinitý s org. zbytky	G4/Y
6,0 – 9,0: štěrk slabě hlinitý, středně uhlý	G2

Hladina podzemní vody naražená 6,5 m (391,90 m n.m.)

Hladina podzemní vody ustálená 4,2 m (384,20 m n.m.).

Z hlediska geotechnických vlastností stanovíme následující geotechnické typy a jejich char. vlastnosti:

GT1 (násypy) 0,0 – 6,0 m.: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 25^\circ$, $c = 8 \text{ kPa}$

GT2 (štěrky) 6,0 – 9,0 m: $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 32^\circ$, $c = 5 \text{ kPa}$.

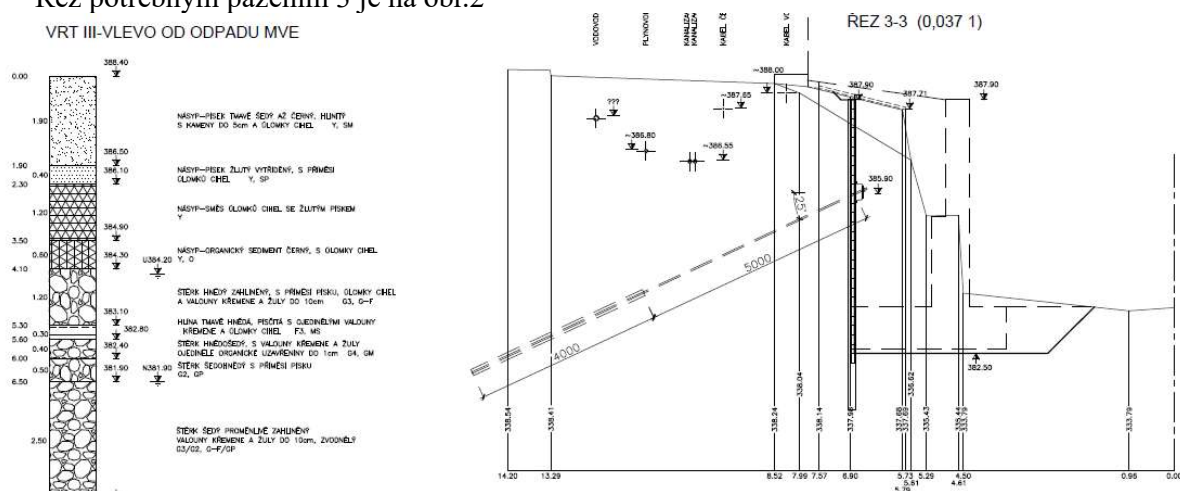
Podzemní voda nevykazuje agresivitu na betonové konstrukce (XA1)

4. Návrh a posouzení pažicích konstrukcí v chybějících řezech 3 a 7.

4.1 Pažící konstrukce v řezu 3

Řez potřebným pažením 3 je na obr.2

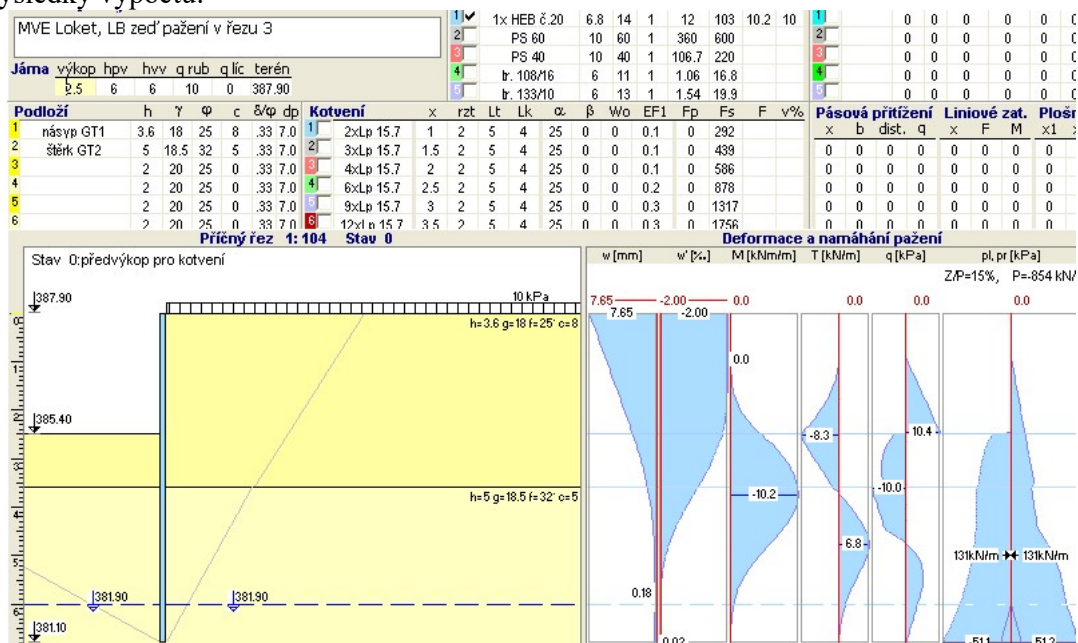
VRT III-VLEVO OD ODPADU MVE



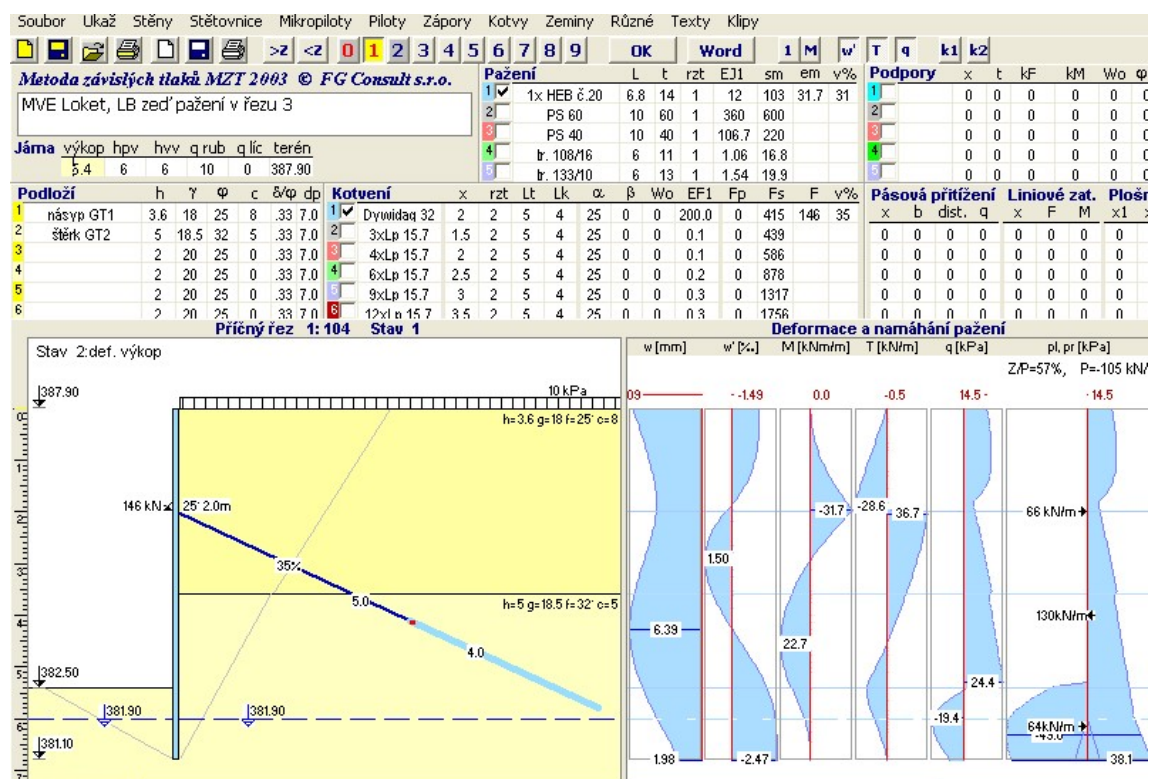
Obr.2 Řez 3 MZ pažením, převzato z podkladu b)

Navrhujeme MZ pažení realizované z horního povrchu na úrovni cca 387,90 m n.m., max. výkop (vč. hloubky založení) bude tedy na úroveň cca 382,50 m n.m., tzn. že max. volná výška pažící konstrukce bude $H = 5,40$ m. Toto pažení bude kotveno v úrovni 385,90 m n.m. dočasnými kotvami Dywidag prof. 32 mm St.835/1030 dl. 9,0 m (kořen 4,0 m) půdorysně po 2,0 m. Navrhujeme MZ – HEB 140 dl. 7,0 m ve vrtech průměru 220 mm půdorysně po 1,0 m. Ty budou instalovány do vrtů zaplněných cem. suspenzí c:v = 2,1:1, popř. do cementové malty s max. frakcí kameniva 4 mm. Pažení mezi MZ budou tvořit fošny tl. 60 mm, popř. ocelové pažiny UNION (jež mají prakticky shodnou ohybovou únosnost).

Výsledky výpočtu:



Stav. stav 0 – předvýkop pro kotvení



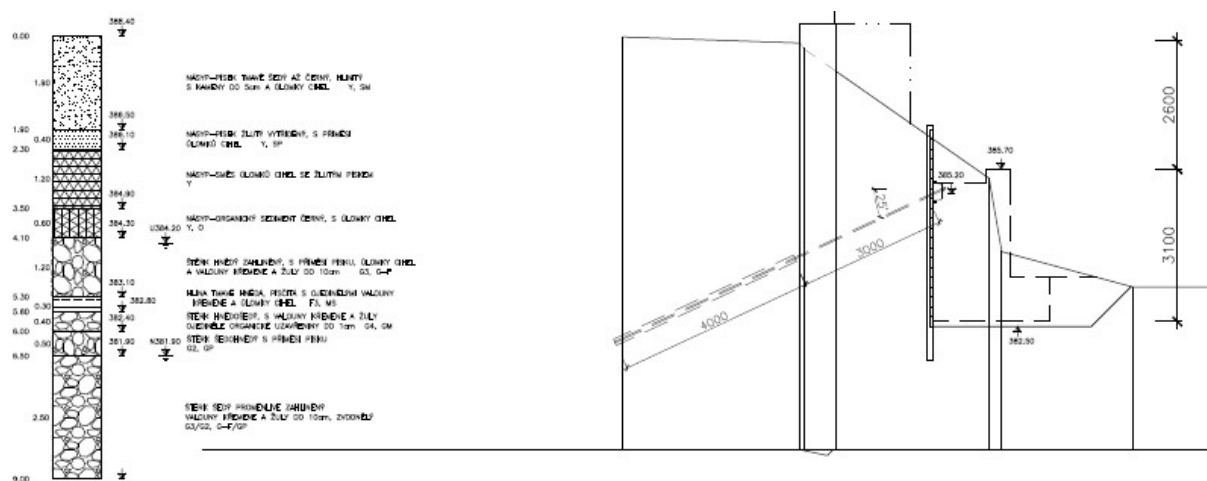
Stav. stav 2 – definitivní výkop

Posouzení prvků pažící konstrukce

- a) MZ – HEB 140 (ve vrtech průměru min. 220 mm) dl. 6,0 m, půdorysně po 1,0 m
 $A = 0,0043 \text{ m}^2$, $W = 0,000216 \text{ m}^3$
 $\max M = 31,7 \text{ kNm}$, $N = 150/2 \cdot \sin 25^\circ = 32 \text{ kN}$
 $\sigma = 0,032/0,0043 + 0,032/0,000216 = 155,59 \text{ MPa} < 180 \text{ MPa}$ – vyhovuje
- b) Převázka Larssen III n (vždy přes 2 MZ)
 $W = 0,000210 \text{ m}^3$
 $\max M = 150/4 \cdot 1,0 = 37,5 \text{ kNm}$
 $\sigma = 0,0375/0,000210 = 178,57 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$ – vyhovuje
- c) Kotvy dočasné – Dywidag 835/1030 prof. 32 mm, dl. 5 m (volná délka) + 4 m (kořen)
 $= 9,0 \text{ m}$ ve vrtech prof. min. 150 mm, půdorysně po 2,0 m, sklon $\alpha = 25^\circ$ od vodorovné,
Zaručená síla kotevní $P = 200 \text{ kN}$, síla zkušební $P_a = 240 \text{ kN}$, předtížení $P_0 = 50 \text{ kN}$
 $A = 0,000804 \text{ m}^2$
- Únosnost proti vytržení
 $U_1 = 3,14 \cdot 0,154 \cdot 0,150 = 282,6 \text{ kN} > 200 \text{ kN}$ – vyhovuje
 - Únosnost konstruktivní
 $U_2 = 0,000804 \cdot 835/1,35 = 0,583 \text{ MN} = 583 \text{ kN} > 200 \text{ kN}$ – vyhovuje
- d) Pažiny – dřevěné, fošny tl. 60 mm, popř. pažiny UNION
 $W = 1/6 \cdot 1,0 \cdot 0,06^2 = 0,0006 \text{ m}^3/\text{m}$
 $p = (5 + 5,4 \cdot 18) \cdot 0,3 = 30,66 \text{ kN/m}$
 $\max M = 1/8 \cdot 30,66 \cdot 0,9^2 = 3,10 \text{ kNm}$
 $\sigma = 0,0031/0,0006 = 5,17 \text{ MPa} < 8,0 \text{ MPa}$ – vyhovuje

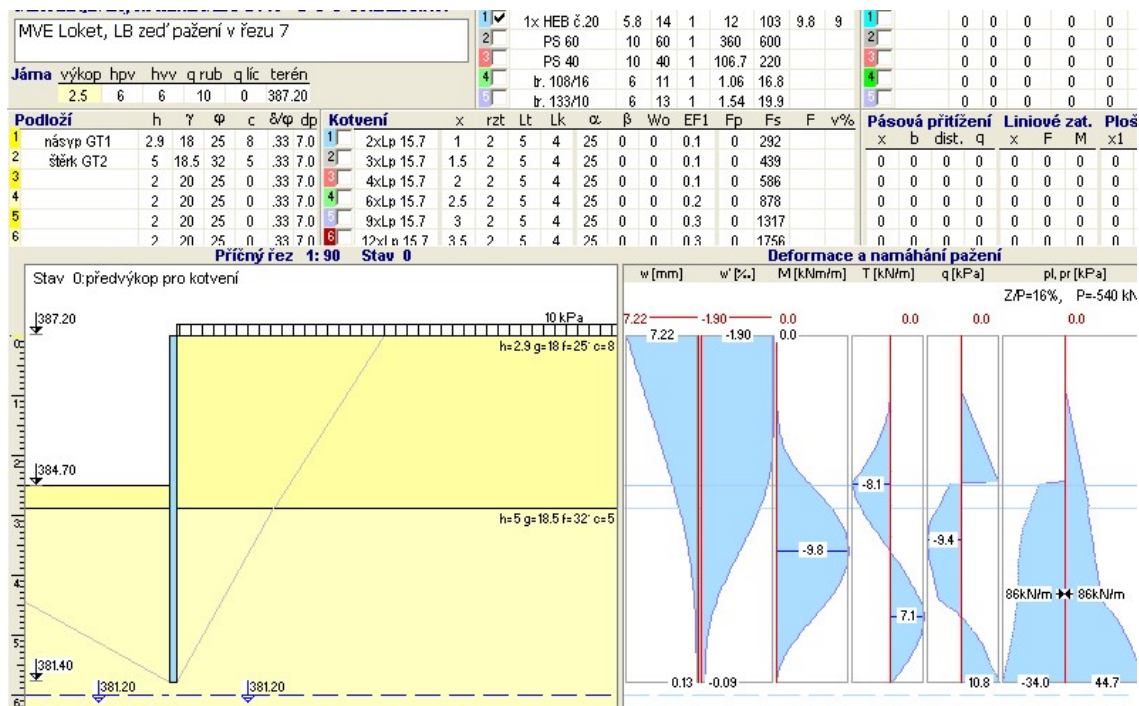
4.2 Pažící konstrukce v řezu 7

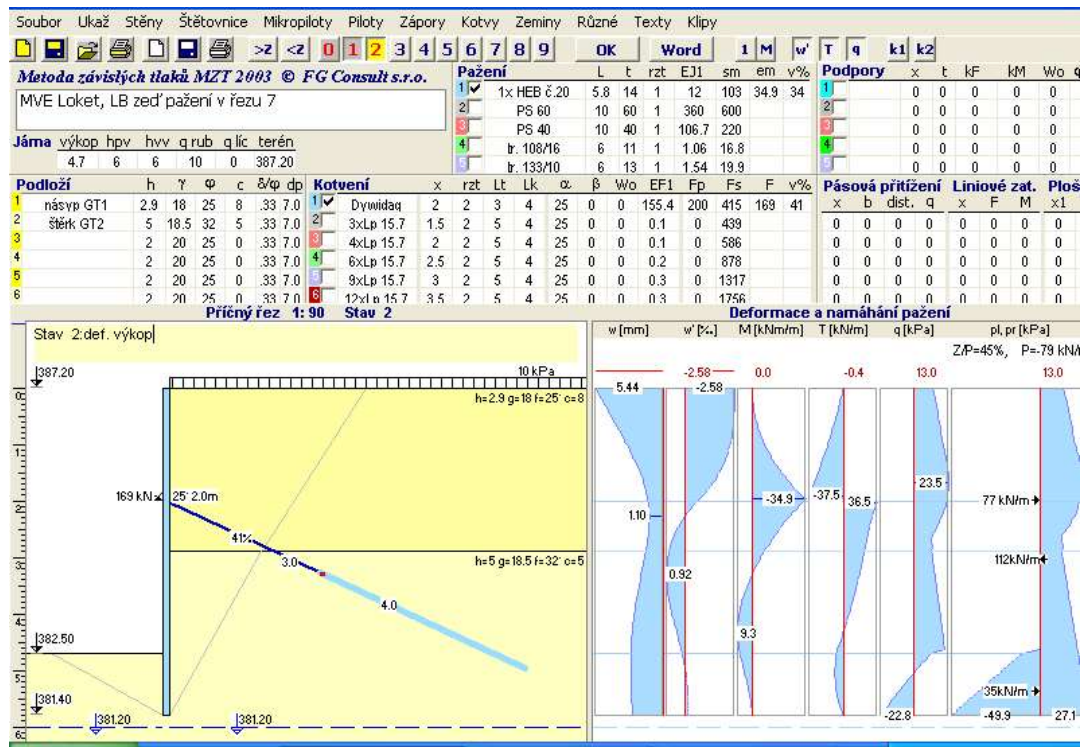
Řez potřebným pažením 7 je na obr.3.



Obr.3 Řez 7 MZ pažením, převzato z podkladu b)

Navrhujeme MZ pažení realizované z horního povrchu na úrovni cca 387,00 m n.m., max. výkop (vč. hloubky založení) bude tedy na úroveň cca 382,50 m n.m., tzn. že max. volná výška pažící konstrukce bude $H = 4,50$ m. Toto pažení bude kotveno v úrovni 385,20 m n.m. trvalými kotvami Dywidag prof. 32 mm St.835/1030 dl. 3,0 m (kořen 4,0 m) půdorysně po 2,0 m. Navrhujeme MZ – HEB 140 dl. 6,0 m ve vrtech průměru 220 mm půdorysně po 1,0 m. Ty budou instalovány do vrtů zaplněných cem. suspenzí c:v = 2,1:1, popř. do cementové malty s max. frakcí kameniva 4 mm. Pažení mezi MZ budou tvořit fošny tl. 60 mm, popř. ocelové pažiny UNION (jež mají prakticky shodnou ohybovou únosnost).





Stavební stav 2 – def. výkop

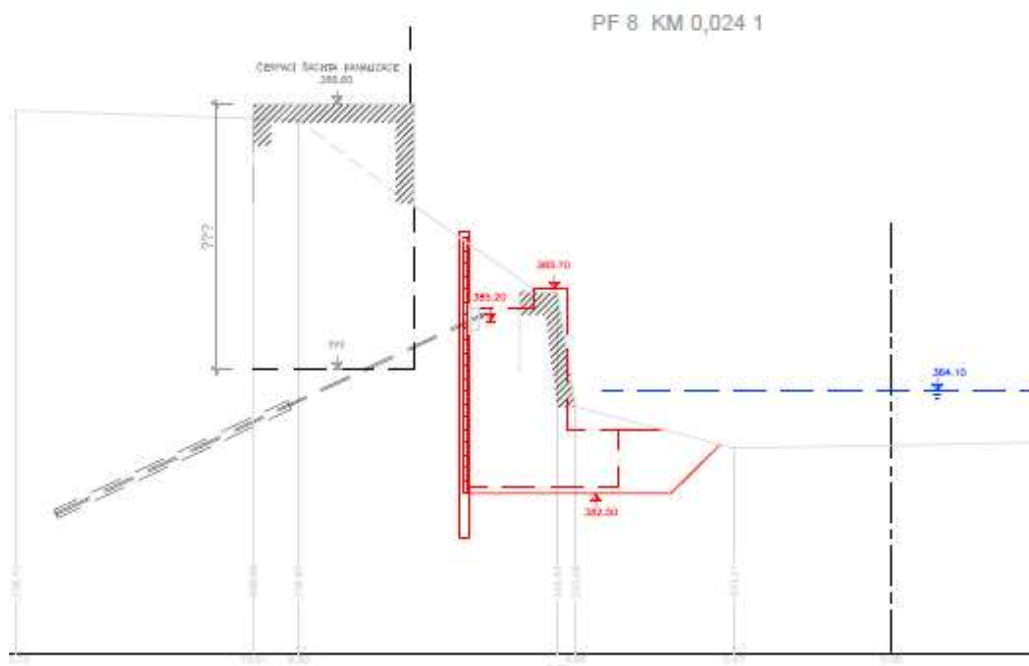
Posouzení prvků pažící konstrukce

- e) MZ – HEB 140 (ve vrtech průměru min. 220 mm) dl. 6,0 m, půdorysně po 1,0 m
 $A = 0,0043 \text{ m}^2$, $W = 0,000216 \text{ m}^3$
 $\max M = 34,9 \text{ kNm}$, $N = 170/2 \cdot \sin 25 = 36 \text{ kN}$
 $\sigma = 0,036/0,0043 + 0,035/0,000216 = 179,40 \text{ MPa} < 180 \text{ MPa} - \text{vyhovuje}$
- f) Převázka Larssen III n (vždy přes 2 MZ)
 $W = 0,000210 \text{ m}^3$
 $\max M = 180/4,1,0 = 45 \text{ kNm}$
 $\sigma = 0,045/0,000210 = 214,3 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} - \text{vyhovuje}$
- g) Kotvy dočasné – Dywidag 835/1030 prof.32 mm, dl. 3 m (volná délka) + 4 m (kořen)
 $= 7,0 \text{ m}$ ve vrtech prof. min. 150 mm, půdorysně po 2,0 m, sklon $\alpha = 25^\circ$ od vodorovné,
Zaručená síla kotevní $P = 200 \text{ kN}$, síla zkušební $P_a = 240 \text{ kN}$, předtížení $P_0 = 50 \text{ kN}$
 $A = 0,000804 \text{ m}^2$
- Únosnost proti vytržení
 $U_1 = 3,14 \cdot 0,154 \cdot 0,150 = 282,6 \text{ kN} > 200 \text{ kN} - \text{vyhovuje}$
 - Únosnost konstruktivní
 $U_2 = 0,000804 \cdot 835/1,35 = 0,583 \text{ MN} = 583 \text{ kN} > 200 \text{ kN} - \text{vyhovuje}$
- h) Pažiny – dřevěné, fošny tl. 60 mm, popř. pažiny UNION
 $W = 1/6 \cdot 1,0 \cdot 0,06^2 = 0,0006 \text{ m}^3/\text{m}$
 $p = (5 + 4,5 \cdot 18) \cdot 0,3 = 25,8 \text{ kN/m}$
 $\max M = 1/8 \cdot 25,8 \cdot 0,9^2 = 2,61 \text{ kNm}$
 $\sigma = 0,0026/0,0006 = 4,33 \text{ MPa} < 8,0 \text{ MPa} - \text{vyhovuje}$

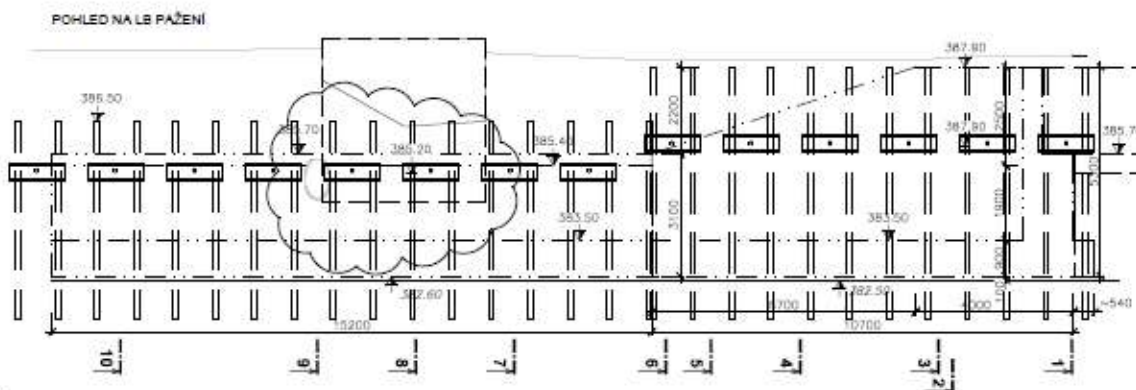
4.3 Pažící konstrukce v řezu 6

Za rubem části MZ pažení se nachází stávající čerpací šachta, jejíž umístění by znemožnilo realizaci navrhovaných kotev, obr. 4, 5. Je tedy třeba přijmout opravné řešení, jež lze navrhnout v násl. alternativách:

- snížení kotevní úrovně MZ pažení tak, aby kotvy prošly pod objektem čerpací šachty,
- realizovat společnou převážku zasahující přes 8 zápor, tj. v délce přes 8,0 m a tu kotvit přísl. nadimenzovanými kotvami před a za tímto úsekem MZ pažení,
- místo dočasných kotev navrhnout šikmé ocelové vzpěry vzepřené (přes kotevní konstrukci) o dno odtokového kanálu.

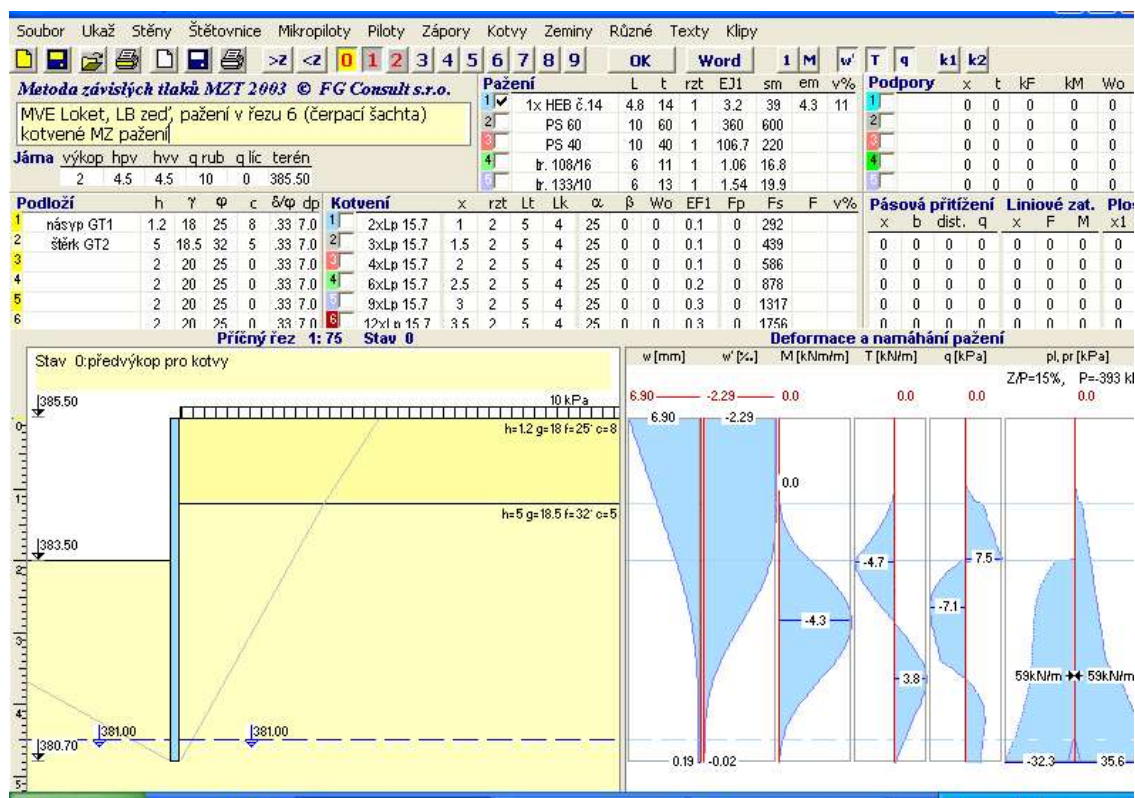


Obr.4 Řez 6 MZ pažením v místě čerpací šachty, převzato z podkladu b)



Ad a) Jde zřejmě o řešení nejméně náročné a proto jej doporučuji. Lze předpokládat, že MZ pažení s korunou na 385,50 m n.m. bude kotveno cca o 1,20 m níže, tj. na úrovni 384,00 m n.m., def. výkop bude pak na úrovni 382,60 m n.m.

Navrhujeme MZ pažení realizované z horního povrchu na úrovni cca 385,50 m n.m., max. výkop (vč. hloubky založení) bude tedy na úroveň cca 382,60 m n.m., tzn. že max. volná výška pažící konstrukce bude $H = 2,90$ m. Toto pažení bude kotveno v úrovni 384,00 m n.m. dočasnými kotvami Dywidag prof. 32 mm St.835/1030 dl. 8,0 m (kořen 4,0 m) půdorysně po 2,0 m, ve sklonu 45^0 , což bude dostatečné pro to, aby nedošlo ke střetu s čerpací šachtou. Navrhujeme MZ – HEB 140 dl. 5,0 m ve vrtech průměru 220 mm půdorysně po 1,0 m. Ty budou instalovány do vrtů zaplněných cem. suspenzí c:v = 2,1:1, popř. do cementové malty s max. frakcí kameniva 4 mm. Pažení mezi MZ budou tvořit fošny tl. 60 mm, popř. ocelové pažiny UNION (jež mají prakticky shodnou ohybovou únosnost).



Stav, stav 0 – předvýkop pro kotvu

Posouzení prvků pažící konstrukce

- a) MZ – HEB 140 (ve vrtech průměru min. 220 mm) dl. 5,0 m, půdorysně po 1,0 m
 $A = 0,0043 \text{ m}^2$, $W = 0,000216 \text{ m}^3$
 $\max.M = 17,0 \text{ kNm}$, $N = 173/2 \cdot \sin 45 = 61 \text{ kN}$
 $\sigma = 0,061/0,0043 + 0,017/0,000216 = \underline{92,89 \text{ MPa} < 180 \text{ MPa} - \text{vyhovuje}}$
- b) Převázka Larssen III n (vždy přes 2 MZ)
 $W = 0,000210 \text{ m}^3$
 $\max.M = 180/4 \cdot 1,0 = 45 \text{ kNm}$
 $\sigma = 0,045/0,000210 = \underline{214,3 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} - \text{vyhovuje}}$

- c) Kotvy dočasné – Dywidag 835/1030 prof.32 mm, dl. 4 m (volná délka) + 4 m (kořen) = 8,0 m ve vrtech prof. min. 150 mm, půdorysně po 2,0 m, sklon $\alpha = 45^\circ$ od vodorovné, Zaručená síla kotevní $P = 200$ kN, síla zkušební $P_a = 240$ kN, předtížení $P_0 = 50$ kN
 $A = 0,000804 \text{ m}^2$

- Únosnost proti vytržení

$$U_1 = 3,14 \cdot 0,154 \cdot 0,150 = 282,6 \text{ kN} > 200 \text{ kN} - \text{vyhovuje}$$

- Únosnost konstruktivní

$$U_2 = 0,000804 \cdot 835 / 1,35 = 0,583 \text{ MN} = 583 \text{ kN} > 200 \text{ kN} - \text{vyhovuje}$$

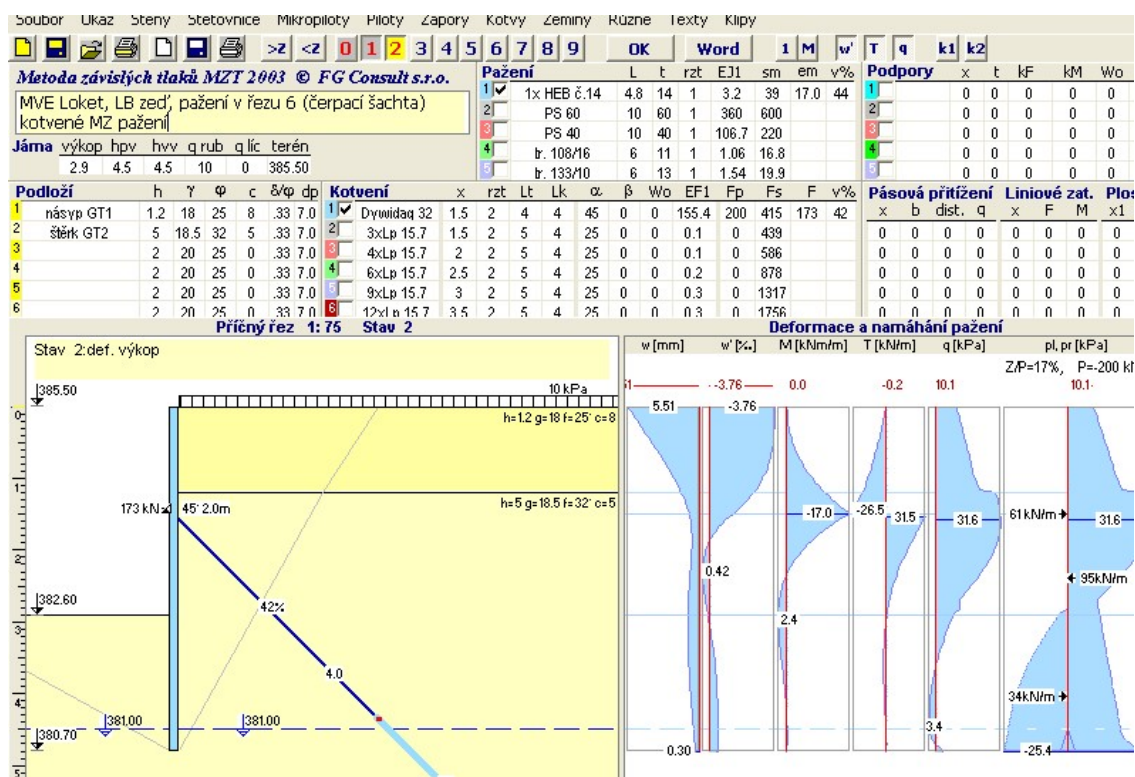
- d) Pažiny – dřevěné, fošny tl. 60 mm, popř. pažiny UNION

$$W = 1/6 \cdot 1,0 \cdot 0,06^2 = 0,0006 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$p = (5 + 4,5 \cdot 18) \cdot 0,3 = 25,8 \text{ kN/m}$$

$$\max M = 1/8 \cdot 25,8 \cdot 0,9^2 = 2,61 \text{ kNm}$$

$$\sigma = 0,0026 / 0,0006 = 4,33 \text{ MPa} < 8,0 \text{ MPa} - \text{vyhovuje}$$



Stavební stav 2 – def. výkop

Adb) Společná převážka dl. 8,0 m zatížená silami od zápor o vel. 61,0 kN po 1,0 m.

$$\max M = 213,5 \cdot 4,0 - 61 \cdot (3,0 + 2,0 + 1,0) = 488 \text{ kNm}$$

Nejúnosnější reálná převážka může být z dvojice U č.300, $W = 0,00107 \text{ m}^3$

$$\sigma = 0,488 / 0,00107 = 456 \text{ MPa} > 210 \text{ MPa} - \text{nevyhovuje}$$

Tato alternativa není tedy reálná, neboť staticky nevyhovuje

- b) Převážka Larssen III n (vždy přes 2 MZ)

$$W = 0,000210 \text{ m}^3$$

$$\max M = 78/4.1,0 = 19,5 \text{ kNm}$$

$$\sigma = 0,0195/0,000210 = \underline{92,85 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}} - \text{vyhovuje}$$

- c) Vzpěry trubní prof. 133/4,0 mm, sklon cca
- $\alpha = 20 - 25^\circ$
- od vodorovné, délka
- $L = \max. 4,0 \text{ m}$
- , síla
- $P = 79 \text{ kN}$
- (
- $A = 0,00162 \text{ m}^2$
- ,
- $i = 45,6 \text{ mm}$
- ,
- $\lambda = 400/4,56 = 88 \dots c = 1,56$
-)

$$\sigma = 1,56 \cdot 0,079/0,00162 = \underline{76,07 \text{ MPa} < 180 \text{ MPa}} - \text{vyhovuje}$$

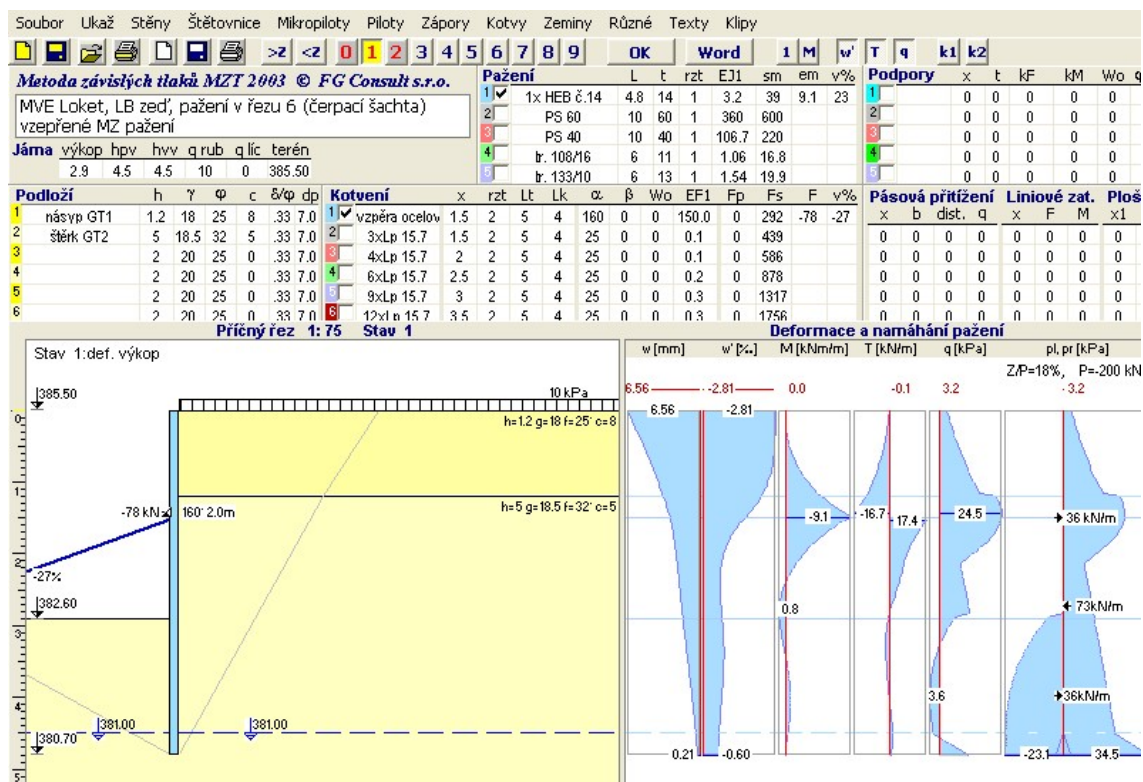
- d) Pažiny – dřevěné, fošny tl. 60 mm, popř. pažiny UNION

$$W = 1/6 \cdot 1,0 \cdot 0,06^2 = 0,0006 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$p = (5 + 4,5 \cdot 18) \cdot 0,3 = 25,8 \text{ kN/m}$$

$$\max M = 1/8 \cdot 25,8 \cdot 0,9^2 = 2,61 \text{ kNm}$$

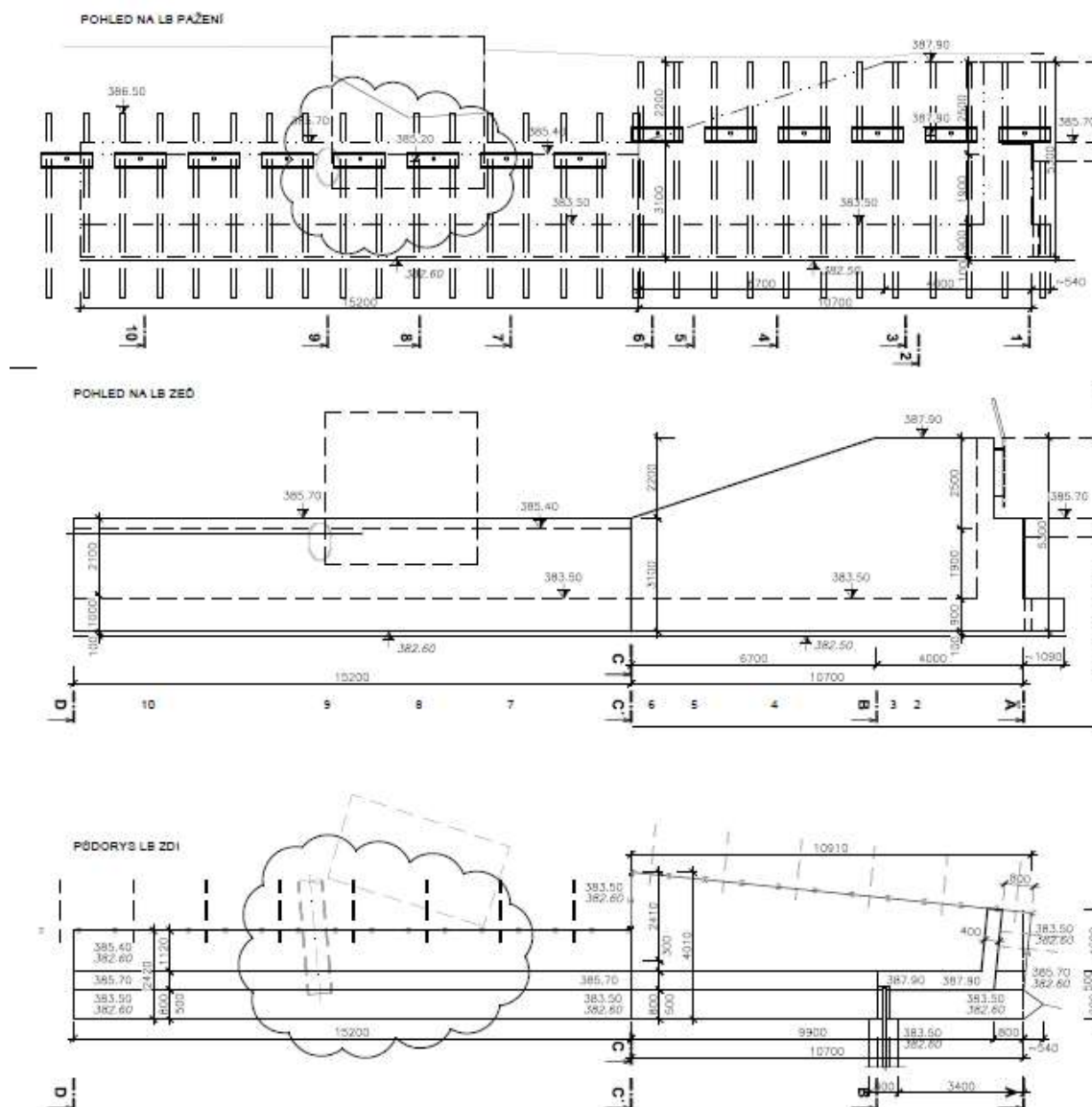
$$\sigma = 0,0026/0,0006 = \underline{4,33 \text{ MPa} < 8,0 \text{ MPa}} - \text{vyhovuje}$$



Stavební stav 1 – def. výkop

5. Opěrná zeď

Půdorys nové opěrné zdi a pohled na ni je na obr.4.

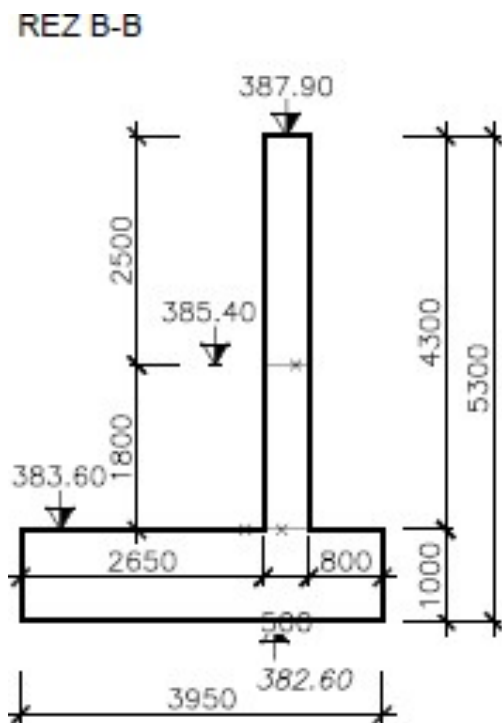


Obr.4 Pohled na pažení a tvar nové opěrné žb. zdi, převzato z podkladu b)

Následně budou posouzeny typické příčné řezy touto zdí.

5.1 Řez B (nejvyšší)

Opěrná zeď má tvar T se základovým pasem šířky $B = 3,95$ m tl. 1,0 m se zákl. spárou na úrovni 382,60 m n.m. Svislá stěna tl. 0,50 m má výšku 4,30 m s korunou na úrovni 387,90 m n.m., Příčný řez je na obr.5.



Obr.5 Příčný řez B-B opěrnou zdí, převzato z podkladu b)

Zásyp za zdí bude z hlinitého šterku tř. G4/G5 s těmito char. vlastnostmi:

- obj. tíha $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- náhradní úhel vn. tření $\varphi = 32^\circ$
- soudržnost $c = 0$
- úhel $\delta = 16^\circ$

Tvar skluzné plochy

$$\sin^2 \alpha = (\sin \varphi \cdot \cos(\alpha + \varphi)) / (2 \cdot \tan \varphi \cdot \cos \alpha) \dots \alpha = 18^\circ, \theta_{as} = 90 - 18 = 72^\circ, \theta_a = 18 - 32 = 50^\circ$$

$$h_1 = 2,65 \cdot \tan 72 = 8,15 \text{ m. tedy } h_2 = 0, \text{ horní pořadnice } a = 1,25 \text{ m}$$

Charakteristické zatížení:

Tíha zdi (na 1 bm)

$G_1 = 3,95 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,25 =$	98,75	$M_{G1} =$	0
$G_2 = 4,30 \cdot 1,0 \cdot 0,0,50 \cdot 0,25 =$	53,75	$M_{G2} = 53,75 \cdot 0,925 =$	49,72
$G_{z1} = 4,30 \cdot 1,25 \cdot 1,0 \cdot 0,18 =$	96,75	$M_{G3} = 96,75 \cdot 0,05 =$	4,84
$G_{z2} = 4,30 / 2 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 0,18 =$	54,18	$M_{G3} = -54,18 \cdot 1,141 =$	- 61,86
<hr/>			
$G_p =$	303 kN	$M_{yG0} =$	- 7 kNm

Zemní tlak na opěru (charakteristické parametry zeminy zásypu opěry: $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$, $\varphi_{ef} = 32^\circ$, $c_{ef} = 0$, $\delta = 16^\circ$)

- součinitel zemního tlaku v klidu $K_0 = 1 - \sin 32 = 0,47$
- součinitel aktivního zemního tlaku $K_a = \tan^2(45 - 16) = 0,307$

- součinitel zvýšeného aktivního tlaku $K = 0,307 + 0,5 \cdot (0,47 - 0,307) = 0,38$
- $E_1 = 18,0 \cdot 4,3^2 / 2 \cdot 1,0 \cdot 0,38 = 63,24$ $E_{0h} = 41 \text{ kN}$ $E_{0v} = 48 \text{ kN}$
- $E_2 = 18,0 \cdot 1,0^2 / 2 \cdot 1,0 \cdot 0,38 = 3,42$ $E_{0h} = 3 \text{ kN}$ $E_{0v} = 1 \text{ kN}$
- zatížení celoplošné od dopravy $p = 10 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_p = 10 \cdot 0,38 = 3,8 \text{ kN/m}^2$
- $E_p = 3,8 \cdot 4,30 \cdot 1,00 = 16,34$ $E_{ph} = 16 \text{ kN}$ $E_{pv} = 5 \text{ kN}$
- svislá síla od zemního tlaku $N_E = 48 + 1 + 5 = 54 \text{ kN}$
- vodorovná síla od zemního tlaku $H_E = 41 + 3 + 16 = 60 \text{ kN}$
- moment od zemního tlaku $M_{yE} = 41 \cdot 2,43 + 3 \cdot 0,33 + 16 \cdot 3,15 - 48 \cdot 1,15 - 1 \cdot 1,97 - 5 \cdot 1,35 = 87 \text{ kNm}$

Výsledné zatížení v bodě O (těžišti základového pasu)

$$N_{Ox} = 303 + 54 = 357 \text{ kN}$$

$$H_{Oz} = 60 \text{ kN}$$

$$M_{Oy} = -7 + 87 = 80 \text{ kNm}$$

Excentricita v z.s. návrhová $e_z = 1,4 \cdot 80 / 357 = 0,31 \text{ m} < 3,95 / 3 = 1,31 \text{ m}$ - vyhovuje

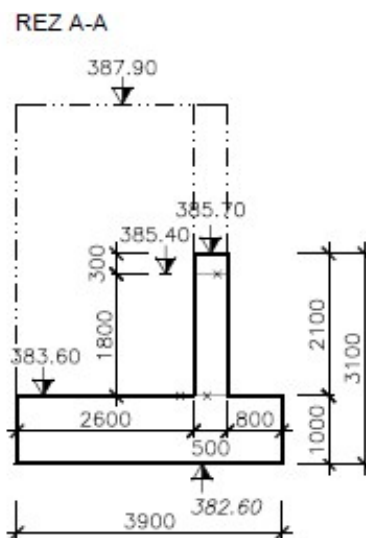
$$\text{Ef. plocha zákl. spáry } A_{ef} = 1,0 \cdot (3,95 - 2 \cdot 0,31) = 3,33 \text{ m}^2$$

Návrhové napětí v z.s. $\sigma_d = 1,4 \cdot 357 / 3,33 = 150,0 \text{ kN/m}^2 < 250 \text{ kN/m}^2$ - vyhovuje
(pro zeminu G5 pro $B = 3,0 \text{ m}$ $q_{dt} = 250 \text{ kPa}$)

Vod. únosnost $R_H = 1,4 \cdot 354 \cdot \tan 30^\circ = 286 \text{ kN} > 1,4 \cdot 60 = 84 \text{ kN}$ - vyhovuje

5.2 Řez A (platí i pro řez C)

Opěrná zeď má tvar T se základovým pasem šířky $B = 3,90 \text{ m}$ tl. $1,0 \text{ m}$ se zákl. spárou na úrovni $382,60 \text{ m n.m.}$ Svislá stěna tl. $0,50 \text{ m}$ má výšku $2,10 \text{ m}$ s korunou na úrovni $385,70 \text{ m n.m.}$ Příčný řez je na obr.6.



Obr.6 Příčný řez B-B opěrnou zdí, převzato z podkladu b)

Zásyp za zdi bude z hlinitého štěrku tř. G4/G5 s těmito char. vlastnostmi:

- obj. tíha $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- náhradní úhel vn. tření $\varphi = 32^\circ$
- soudržnost $c = 0$
- úhel $\delta = 16^\circ$

Tvar skluzné plochy

$$\sin^2 \alpha = (\sin \varphi \cdot \cos(\alpha + \varphi)) / (2 \cdot \tan \varphi \cdot \cos \alpha) \dots \alpha = 18^\circ, \theta_{as} = 90 - 18 = 72^\circ, \theta_a = 18 - 32 = 50^\circ$$

$$h_1 = 2,60 \cdot \tan 72 = 8,00 \text{ m. tedy } h_2 = 0, \text{ horní pořadnice } a = 1,91 \text{ m}$$

Charakteristické zatížení:

Tíha zdi (na 1 bm)

$G_1 = 3,90 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 =$	97,50	$M_{G1} =$	0
$G_2 = 2,10 \cdot 1,0 \cdot 0,50 \cdot 25 =$	26,25	$M_{G2} = 26,25 \cdot 0,90 =$	23,63
$G_{z1} = 2,1 \cdot 1,91 \cdot 1,0 \cdot 18 =$	72,20	$M_{G3} = 96,75 \cdot 0,305 =$	29,51
$G_{z2} = 2,1 \cdot 2,0 \cdot 0,69 \cdot 1,0 \cdot 18 =$	13,04	$M_{G3} = -13,04 \cdot 1,26 =$	-16,44
<hr/>			
$G_p =$	209 kN	$M_{yG0} =$	37 kNm

Zemní tlak na opěru (charakteristické parametry zeminy zásypu opěry: $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$, $\varphi_{ef} = 32^\circ$, $c_{ef} = 0$, $\delta = 16^\circ$)

- součinitel zemního tlaku v klidu $K_0 = 1 - \sin 32 = 0,47$
- součinitel aktivního zemního tlaku $K_a = \tan^2(45 - 16) = 0,307$
- součinitel zvýšeného aktivního tlaku $K = 0,307 + 0,5 \cdot (0,47 - 0,307) = 0,38$
- $E_1 = 18,0 \cdot 2,1^2 / 2 \cdot 1,0 \cdot 0,38 = 15,08$ $E_{0h} = 10 \text{ kN}$ $E_{0v} = 12 \text{ kN}$
- $E_2 = 18,0 \cdot 1,0^2 / 2 \cdot 1,0 \cdot 0,38 = 3,42$ $E_{0h} = 3 \text{ kN}$ $E_{0v} = 1 \text{ kN}$
- zatížení celoplošné od dopravy $p = 10 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_p = 10 \cdot 0,38 = 3,8 \text{ kN/m}^2$
- $E_p = 3,8 \cdot 2,10 \cdot 1,00 = 7,98$ $E_{ph} = 8 \text{ kN}$ $E_{pv} = 2 \text{ kN}$
- svislá síla od zemního tlaku $N_E = 12 + 1 + 2 = 15 \text{ kN}$
- vodorovná síla od zemního tlaku $H_E = 10 + 3 + 8 = 21 \text{ kN}$
- moment od zemního tlaku $M_{yE} = 10 \cdot 1,70 + 3 \cdot 0,33 + 8 \cdot 2,05 - 12 \cdot 1,26 - 1 \cdot 1,95 - 2 \cdot 1,60 = 14 \text{ kNm}$

Výsledné zatížení v bodě O (těžišti základového pasu)

$$N_{Ox} = 209 + 15 = 224 \text{ kN}$$

$$H_{Oz} = 21 \text{ kN}$$

$$M_{Oy} = 37 + 14 = 51 \text{ kNm}$$

Excentricita v z.s. návrhová $e_z = 1,4 \cdot 51 / 224 = 0,32 \text{ m} < 3,90 : 3 = 1,30 \text{ m}$ - vyhovuje

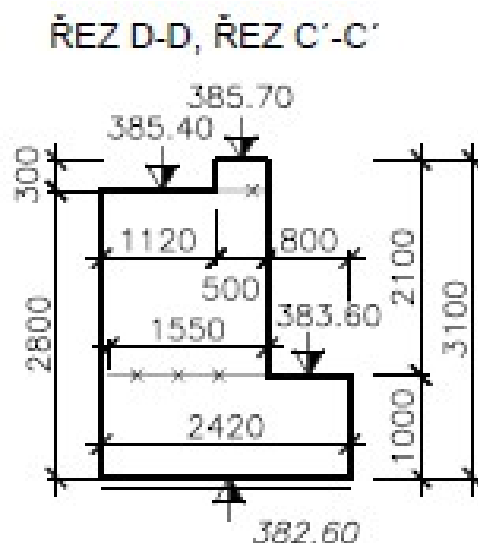
Ef. plocha zákl. spáry $A_{ef} = 1,0 \cdot (3,90 - 2,0 \cdot 0,32) = 3,26 \text{ m}^2$

Návrhové napětí v z.s. $\sigma_d = 1,4 \cdot 224 / 3,26 = 96,20 \text{ kN/m}^2 < 250 \text{ kN/m}^2$ - vyhovuje
(pro zeminu G5 pro B = 3,0 m $q_{dt} = 250 \text{ kPa}$)

Vod. únosnost $R_H = 1,4 \cdot 224 \cdot \tan 30 = 181 \text{ kN} > 1,4 \cdot 21 = 30 \text{ kN}$ - vyhovuje

5.3 Řez D (platí i pro řez C')

Opěrná zeď má základový pas šířky $B = 2,42$ m tl. 1,0 m se zákl. spárou na úrovni 382,60 m n.m. Svislá stěna tl. 1,55 m má výšku 2,10 m s korunou na úrovni 385,70 m n.m.. Příčný řez je na obr.7



Obr.7 Příčný řez D-D opěrnou zdi, převzato z podkladu b)

Zásyp za zdi bude z hlinitého štěrku tř. G4/G5 s těmito char. vlastnostmi:

- obj. tíha $\gamma = 18$ kN/m³
- náhradní úhel vn. tření $\varphi = 32^\circ$
- soudržnost $c = 0$
- úhel $\delta = 16^\circ$

Charakteristické zatížení:

Tíha zdi (na 1 bm)

$G_1 = 2,42 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 =$	60,50	$M_{G1} =$	0
$G_2 = 1,55 \cdot 1,80 \cdot 1,0 \cdot 25 =$	69,75	$M_{G2} = -69,75 \cdot 0,735 =$	-51,27
$G_3 = 0,8 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 25 =$	10,00	$M_{G3} = 10,00 \cdot 0,16 =$	1,60
<hr/>			
$G_p =$	140 kN	$M_{yG0} =$	-51 kNm

Zemní tlak na opěru (charakteristické parametry zeminy zásypu opěry: $\gamma = 18,0$ kN/m³, $\varphi_{ef} = 32^\circ$, $c_{ef} = 0$, $\delta = 16^\circ$)

- součinitel zemního tlaku v klidu $K_0 = 1 - \sin 32 = 0,47$
- součinitel aktivního zemního tlaku $K_a = \tan^2(45 - 16) = 0,307$
- součinitel zvýšeného aktivního tlaku $K = 0,307 + 0,5 \cdot (0,47 - 0,307) = 0,38$
- $E_1 = 18,0 \cdot 2,8^2 / 2 \cdot 1,0 \cdot 0,38 = 26,81$ $E_{0h} = 26$ kN $E_{0v} = 7$ kN
- zatížení celoplošné od dopravy $p = 10$ kN/m² $\sigma_p = 10 \cdot 0,38 = 3,8$ kN/m²
- $E_p = 3,8 \cdot 2,8 \cdot 1,00 = 10,64$ $E_{ph} = 10$ kN $E_{pv} = 3$ kN
- svislá síla od zemního tlaku $N_E = 7 + 3 = 10$ kN
- vodorovná síla od zemního tlaku $H_E = 26 + 10 = 36$ kN
- moment od zemního tlaku $M_{yE} = 26 \cdot 2,80 / 3 + 10 \cdot 2,8 / 2 - 10 \cdot 2,42 / 2 = 26$ kNm

Výsledné zatížení v bodě O (těžišti základového pasu)

$$N_{Ox} = 140 + 10 = 150 \text{ kN}$$

$$H_{Oz} = 36 \text{ kN}$$

$$M_{Oy} = -51 + 26 = -25 \text{ kNm}$$

Excentricita v z.s. návrhová $e_z = 1,4.25/150 = 0,23 \text{ m} < 2,42:3 = 0,80 \text{ m}$ - vyhovuje

$$\text{Ef. plocha zákl. spáry } A_{ef} = 1,0 \cdot (2,42 - 2 \cdot 0,23) = 1,96 \text{ m}^2$$

Návrhové napětí v z.s. $\sigma_d = 1,4.150/1,96 = 107,14 \text{ kN/m}^2 < 250 \text{ kN/m}^2$ - vyhovuje
(pro zeminu G5 pro B = 3,0 m $q_{dt} = 250 \text{ kPa}$)

Vod. únosnost $R_H = 1,4.150.\text{tg}30 = 121 \text{ kN} > 1,4.36 = 50 \text{ kN}$ - vyhovuje

6. Poznámky k provádění

Navržené pažící konstrukce sloužící pro novou výstavbu LB zdi odtokového kanálu z MVE Loket jsou tvořeny dočasnými MZ stěnami kotvenými. MZ mají profil HEB 140 a jsou instalovány do vrtů min. průměru 220 mm vyplněných cem. suspenzí 2,2:1, popř. cementovou maltou s kamenivem frakce do 4 mm. V řezech A-A a D-D budou MZ realizovány shora za rubem stávajících zdí, přičemž v řezu D-D bude třeba horní část stávající zdi odbourat pro vytvoření přísl. pracovní plošiny.

MZ pažení v řezu 6 je komplikováno přítomností čerpací šachty za jeho rubem. Za tím účelem byly v bodě 4.3 tohoto výpočtu navrženy a staticky posouzeny 3 alternativní způsoby přílušného řešení, přičemž ovšem metoda ad b) (dlouhá převážka přes 7 MZ a její kotvení na krajích) byla shledána jako nereálná ze statických důvodů (praktická nemožnost návrhu dostatečně únosné převážky). Doporučuji tedy realizovat metodu ad a), tedy snížení kotevní úrovně pod dno čerpací šachty. Za tím účelem bude nutné zjistit její skutečnou hloubku. Pokud i toto řešení nebude možné, potom lze přistoupit k metodě ad c), tj. namísto kotev volit šikmé ocelové trubní vzpěry rozepřené o jednoduché kotvení ve dně odtokového kanálu.

Staveniště je mimořádně obtížně přístupné a navíc se nad ním nachází vedení VN, což znamená potřebu využití malé vrtné soupravy s lafetou výšky do 3 m. Je třeba informovat se u přísl. orgánů o možnostech využití této techniky.

Po vybudování MZ bude postupně realizován předvýkop pro kotvení a to rozebíráním stávající, vesměs kamenné opěrné zdi a to za současného pažení mezi MZ. To bude tvořeno fošnami tl. 60 mm ukládanými za příruby MZ a zasýpanými za rubem hlinitým pískem s ručním hutněním pomocí pěchu. Po zřízení příslušného předvýkopu (viz bod 4) budou prováděny dočasné tyčové kotvy a to pomocí vrtů průměru 150 mm s příslušným sklonem. Vrty budou opatřeny cem. suspenzí c:v = 2,2:1 a do nich budou ihned vkládány příslušné tyčové kotvy. Půdorysná osová vzdálenost kotev je 2,0 m.

Upozorňuji, že místo kotev tyčových lze bezpečně použít kotvy pramencové a to 2xLp 15,7 mm, St. 1570/1770 stejných délek.

Nejdříve po 7 dnech od instalace kotev do vrtů zaplněných suspenzí lze přistoupit k injektáži kořenů. Ta bude probíhat shodnou suspenzí s tím, že min. velikost konečného inj. tlaku musí být $p_{min} = 1,5 \text{ MPa}$. S ohledem na vyskytující se zeminy je třeba počítat s reinjektážemi.

Následně budou zřízeny ocelové převázky z úpalků profilu Larssen IIIIn dl. cca 1,20 m a to vždy přes MZ. Profily Larssen navlečené na vyčnívající kotvy budou přivařeny k přírubám MZ pomocí vhodných ocelových kozlíků z pl. 10 mm.

Nejdříve 10 dní po skončení injektáží lze přistoupit k napínání kotev, pro které platí ČSN EN 22477-5. Zvolen bude postup č.1. Síla v předtížení pro všechny kotvy je $P_0 = 50$ kN. Velikosti zkušebních sil v řezech 3 a 7 jsou $P_a = 220$ kN, zaručené kotevních síly jsou 150 kN (řez 3), resp. 170 kN (řez 7).

Po úspěšném napnutí kotev bude pokračováno v odbourávání stávajících opěrných zdí a to až do úrovně základové spáry zdi nové, jež bude na úrovni 382,60 m n.m., tj. v hl. cca 0,80 m pod úrovní dna odtokového kanálu. Současně budou vkládány pažiny mezi MZ.

Monolitické žb. opěrné zdi tvaru dle obr. 4 až 7 budou realizovány klasicky do bednění a to pod ochranou MZ stěn. Předpokládáme, že přítok do stavební jámy (rýhy) bude minimální, neboť odtokový kanál bude provizorně zahrazen. Na zákl. spáru bude položen podkladní beton C12/15 (za sucha a po částech) a následně bude betonován zákl. pas různé šířky dle přísl. řezů a to z betonu C25/30 – XA1 a následně příslušné zdi. Zásyp bude prováděn po vrstvách hutněným hlinitým štěrkem odpovídajícím cca G4/G5 (vrstvy max. 0,3 m, hutněno na $I_D = 0,7$). Podle uvážení lze postupně rabovat dřevěné pažiny mezi záporami, není to však nutné. MZ, převázky a kotvy zůstávají v zemi.

V Horoušanech, 30.9.2023

Doc.Ing.Jan Masopust, CSc