

**Valbek, spol. s r.o.,
středisko Ústí nad Labem
Děčínská 717/21
400 03 Ústí nad Labem**

Příloha č. 1

Statický výpočet - zed'



OBSAH

1. Výpočetní model	CHYBA! ZÁLOŽKA NENÍ DEFINOVÁNA.
2. Postup betonáže jezového pole	4
3. Materiálové vlastnosti.....	5
4. Okrajové podmínky pro přestup tepla	6
5. Teplotní podmínky v čase betonáže	6
6. Hydratace betonu	6
7. Sledované body pro podrobné vyhodnocení.....	7
8. Sledované časy a podrobné vyhodnocení.....	7
9. Závěr.....	11

1. VÝPOČETNÍ MODEL

1.1. Geologie

1.1.1. Uvažované sondy/vrty

Hloubka nepropustného podloží dle IGP:

Název sondy/vrtu	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S-3	V-5
Kóta terénu	241.64	241.99	543.54	242.15	242	242.26	243.5	242.6
Hloubka nepropustného podloží	5.8	6	7.5	5.4	6	7.4	6.9	6.2
Kóta nepropustného podloží	235.84	235.99	536.04	236.75	236	234.86	236.6	236.4
	JV-02	JV-03	JV-04	JV-05	JV-06	JV-07	JV-08	JV-10
	239.66	239.66	239.68	239.68	241.06	241.17	246.53	243.23
	6.2	4.8	4.3	3.5	5	4.3	12.9	7.5
	233.46	234.86	235.38	236.18	236.06	236.87	233.63	235.73
	JV-13	JV-15	V-25	SP-09	SP-12	SP-14		
	245.8	246.6	241.3	240.46	243.27	243.22		
	9.6	9.8	5.8	5.8	8.9	9.2		
	236.2	236.8	235.5	234.66	234.37	234.02		

Minimální kóta nepropustného podloží v místě zdi a širším okolí

233.46 m n.m. Bpv

Minimální kóta nepropustného podloží v místě zdi a blízkém okolí

234.02 m n.m. Bpv

Minimální kóta nepropustného podloží v místě zdi

234.66 m n.m. Bpv

Navrhuji těsnící stěnu z převrtávaných pilot do hloubky min. 234.00 m n.m. Bpv.

1.1.2. Modul přetvárnosti podloží

Penetrační sondy:

Sonda	m	GP IV F6-CL/CI F4-CS	GP V F4-CS F6-CL/CI
SP-09	interval	3.5-5.8	2.5-12.1
	mocnost	2.3	6.3
SP-10	interval	-	-
	mocnost	-	-
SP-11	interval	-	-
	mocnost	-	-
SP-12	interval	6.9-8.9	8.9-12.5
	mocnost	2	3.6
SP-13	interval	-	-
	mocnost	-	-
SP-14	interval	6.3-9.2	9.2-12.5
	mocnost	2.9	3.3

Vybrané geotechnické parametry:

Sonda	Geotech. poloha	R_d (kPa)		E_{def} (MPa)	
SP-09	GP IV	max	255	max	12.3
	GP V	prům	282	prům	13.5
SP-10	GP IV	max	-	max	-
	GP V	prům	-	prům	-
SP-11	GP IV	max	-	max	-
	GP V	prům	-	prům	-
SP-12	GP IV	max	278	max	15.4
	GP V	prům	269	prům	12.8
SP-13	GP IV	max	-	max	-
	GP V	prům	-	prům	-
SP-14	GP IV	max	241	max	10.2
	GP V	prům	297	prům	16.9
Pro všechny sondy	GP IV	max	278	max	15.4
	GP V	prům	283	prům	14.2

Pro výpočet:

Jez základová spára

$E_{def, jez} = 12$ (MPa)

podloží je konsolidované stávajícím násypem

Břehová zeď podloží

$E_{def, zed} = 12$ (MPa)

podloží není dostatečně konsolidované

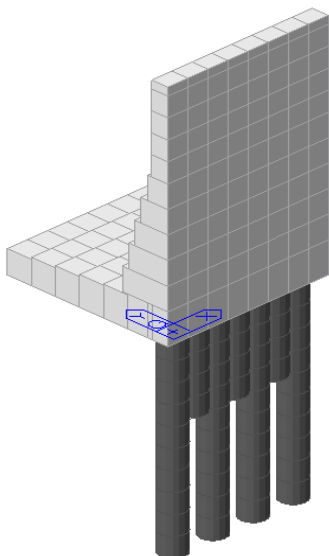
základová spára

$E_{def, zed}/2 = 6$ (MPa)

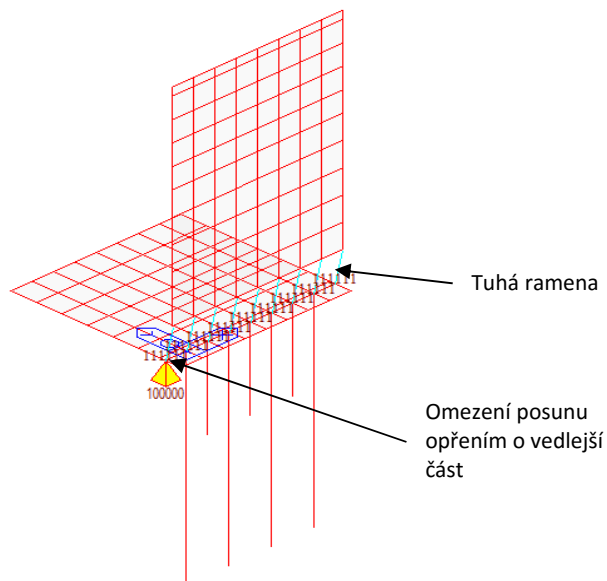
předpokládá se horší stav základové spáry

1.2. Deskostěnový-prutový model pro výpočet deformací (aktivní zemní tlak)

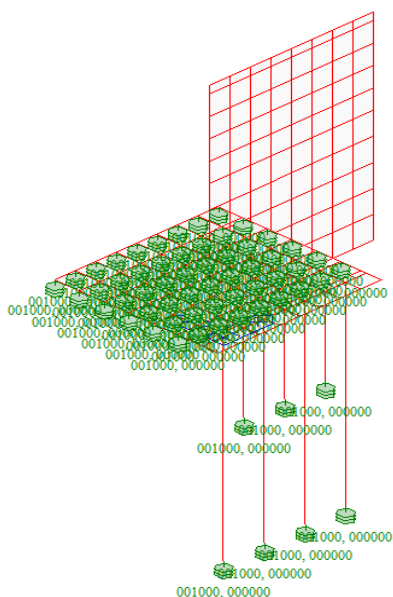
Zobrazení hmot - axonometrický pohled



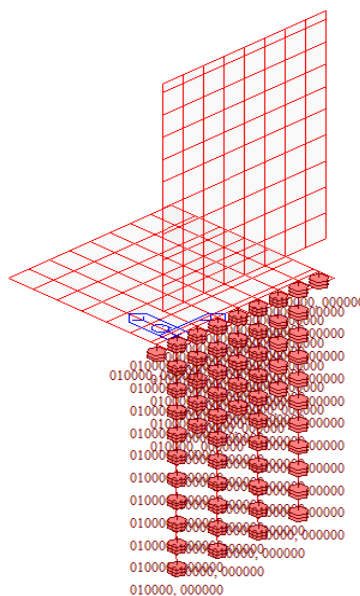
Výpočetní schéma - axonometrický pohled



Vertikální tuhost základové spáry a paty pilot
(compress only)



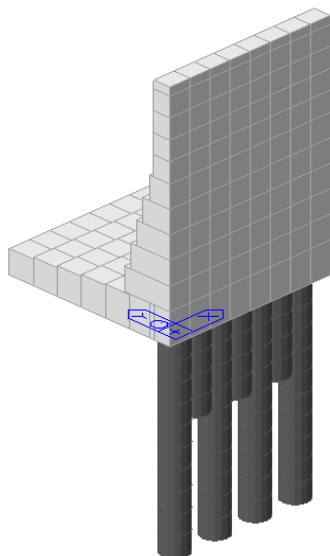
Horizontální tuhost pilot
(multi-linear)



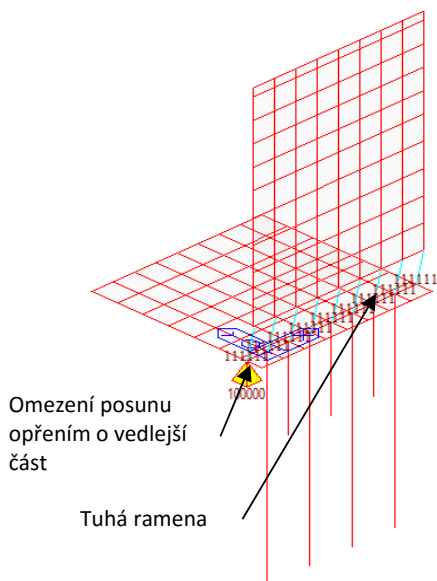
1.3. Deskostěnový-prutový model pro výpočet vnitřních sil (zemní tlak v klidu)

MODEL 1

Zobrazení hmot - axonometrický pohled

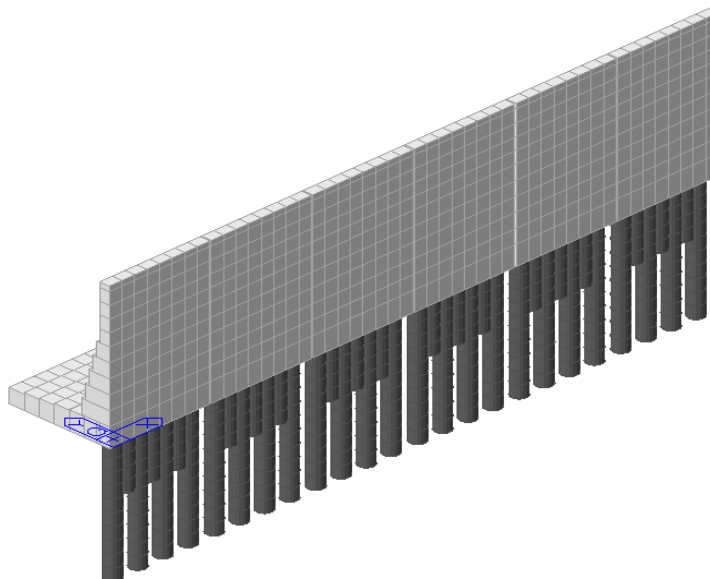


Výpočetní schéma - axonometrický pohled

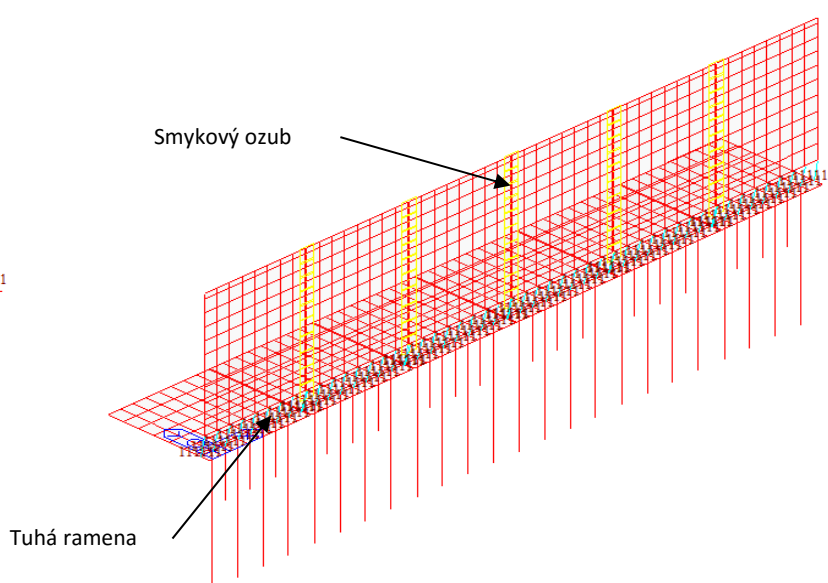


MODEL 2

Zobrazení hmot - axonometrický pohled na delší úsek zdi

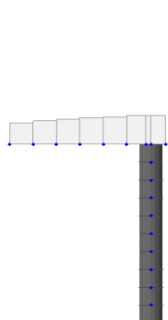


Výpočetní schéma - axonometrický pohled na delší úsek zdi

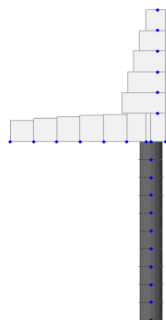


1.4. Fáze výstavby

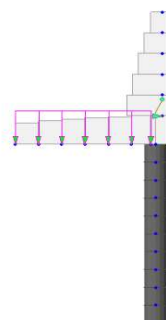
1
Piloty + základ



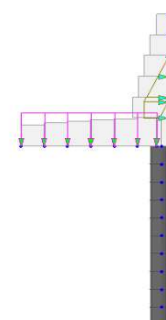
2
1. část dříku



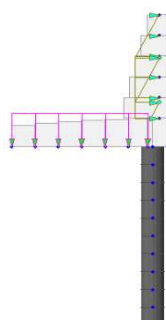
3
Zásyp základu



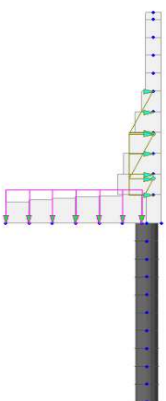
4
Zásyp části dříku



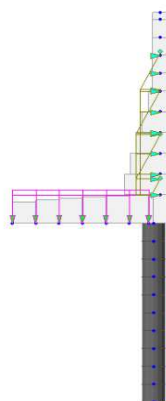
5
Zásyp části dříku



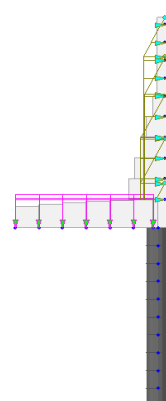
6
2. část dříku



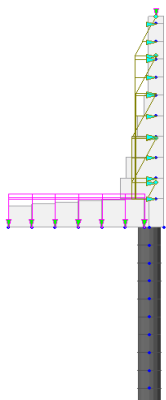
7
Zásyp části dříku



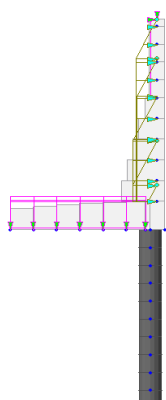
8
Zásyp části dříku



8
Ostatní stálé zatížení



9
Provozní zatížení



D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

1.5. Okrajové podmínky

1.5.1. Okrajové podmínky nosné ŽB piloty

length of the pile (m)	L = 10 m
number of elements of the pile	n = 10 ks
spacing between the springs at a depth Z	$\Delta z = 1$ m

1.5.1.1. Náhradní tuhost ve vodorvném směru po délce piloty:

1) Horizontal Soil Model Surrounding Pile Cap (horizontální tuhost v místě základu)

height of the pile cap	$H_{cap} = 1.4$ m	<i>linear spring</i>
width of the pile cap	$W_{cap} = 1.2$ m	
pile section diameter	$D = 1.2$ m	
nominal pile diameter	$D_n = 1.8$ m	
soil young modulus at the pile	$E_s = 12000$ kN/m ²	
coefficient of subgrade reaction	$k_s =$ kN/m ³	
	$k_s = 0.8 \cdot E_s \cdot D^{3/4} = 11006.701$ kN/m ³	
	$k_s = 11006.701$ kN/m ³	
pile cap spring stiffness	$K_{cap} = k_s \cdot H_{cap}^2 / 2 \cdot W_{cap} / D_n = 7191.0$ kN/m	

2) The p-y Curves for Laterally Loaded Piles - STIFF CLAY without free Water (Static loading)

strain when stress is equal to one-half the soil strength	$\epsilon_{50} = 0.01$	<i>nonlinear spring</i>
average effective unit weight of the soil	$\gamma' = 19.7$ kN/m ³	
average undrained shear strength of the soil	$c_u = 60$ kPa	
constant	$J = 0.25$	
pile diameter	$D = b = 1.2$ m	
lateral displacement at one-half the ultimate soil resistance	$y_{50} = 2.5 \cdot \epsilon_{50} \cdot b = 0.03$ m	
the soil resistance, p, will remain constant	$\gamma = 16 \cdot y_{50} = 0.48$ m	

depth from ground line Z (m)

ultimate soil resistance (kN/m)

$$p_{ult} = p_u = \min[(3 + \gamma' \cdot z / c_u + J \cdot z / b) \cdot c_u \cdot b; 9 \cdot c_u \cdot b]$$

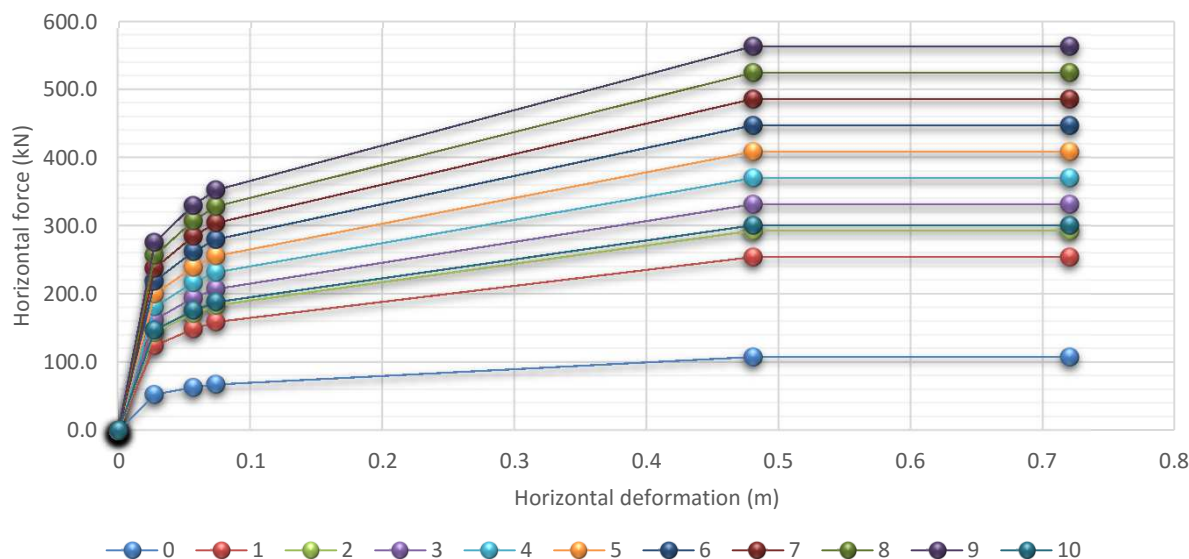
the soil resistance (kN/m)

$$p = p_{ult} / 2 \cdot (\gamma / y_{50})^{1/4}$$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
z =	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$p_{ult} =$	216	254.64	293.28	331.92	370.56	409.2	447.84	486.48	525.12	563.76	602.4
p =	216	254.64	293.28	331.92	370.56	409.2	447.84	486.48	525.12	563.76	602.4
y (m)	p * Δz (kN)										
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.028	52.9	124.7	143.6	162.5	181.4	200.4	219.3	238.2	257.1	276.0	147.5
0.056	63.3	149.1	171.8	194.4	217.0	239.7	262.3	284.9	307.5	330.2	176.4
0.074	67.6	159.5	183.7	207.9	232.1	256.3	280.5	304.7	328.9	353.1	188.6
0.480	108.0	254.6	293.3	331.9	370.6	409.2	447.8	486.5	525.1	563.8	301.2
0.720	108.0	254.6	293.3	331.9	370.6	409.2	447.8	486.5	525.1	563.8	301.2

D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

Horizontal stiffness



1.5.1.2. Náhradní tuhost ve vvislém směru:

pile section diameter
soil young modulus at the pile
young modulus of the pile
length of the pile
number of elements of the pile
spacing between the springs at a depth Z

D = 1.2 m
E_s = 12000 kN/m²
E_p = 32000000 kN/m²
L = 10 m
n = 10 ks
Δz = 1 m

1) Vertical Skin Friction Resistance Stiffness of the pile (vertikální tuhost na pláští piloty)

linear spring

coefficient of subgrade reaction

zadaný

vypočtený

do výpočtu

k_s = 11006.701 kN/m³
k_s = 0.8 * E_s * D^{3/4} = 11006.701 kN/m³
k_s = 11006.701 kN/m³
k = D * k_s = 13208.0412 kN/m²
I_p = π * D⁴ / 32 = 0.2035752 m⁴
λ = ⁴√(k / (E_p * I_p)) = 0.21 (long beam)
K = E_p / E_s = 2666.66667
L_a = 0.5 * D * K^{0.36} = 10.27 m (pile is not fle)
η = L / D = 8.33
b = η / K = 0.003
K_v = 1.9 * E_s * D * η^{0.67} * K^{-b} = 110499 kN/m

z =	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
K _v /(n-1) =	5525	11050	11050	11050	11050	11050	11050	11050	11050	11050	5525

2) Vertical End Bearing Stiffness (vertikální tuhost v patě piloty - pouze tlačené piloty)

linear spring (compress only)

poisson's ratio of the soil
poisson's ratio of the bearing stratum
soil young modulus at the bearing stratum
constant
constant
constant
ratio of the young modulus
constant

v_s = 0.35
v_b = v_s = 0.35
E_{sb} = E_s = 12000 kN/m²
ξ = ln(5 * (1 - v_s) * η) = 3.30
T = 2 * η * (ξ * (1 + v_s) * K)^{0.5} = 0.15
θ = tanh(T) / t = 0.99
ψ = E_{sb} / E_s = 1.00
ω = ψ * (1 + v_s) / (1 - v_b²) = 1.54
K_v = (E_s * D / (1 + v_s)) * ((ω + η * θ * ξ) / (1 + 4 * ω * η * θ * (π * K * (1 + v_s)))) = 42953.7 kN/m

D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

1.5.2. Okrajové podmínky převrtávané piloty z prostého betonu

length of the pile (m)

L = 4 m

number of elements of the pile

n = 4 ks

spacing between the springs at a depth Z

 $\Delta z = 1$ m

1.5.2.1. Náhradní tuhost ve vodorvném směru po délce piloty:

1) Horizontal Soil Model Surrounding Pile Cap (horizontální tuhost v místě základu)

linear spring

height of the pile cap

 $H_{cap} = 1.4$ m

width of the pile cap

 $W_{cap} = 0.8$ m

pile section diameter

D = 0.8 m

nominal pile diameter

 $D_n = 1.8$ m

soil young modulus at the pile

 $E_s = 12000$ kN/m²

coefficient of subgrade reaction

zadaný

 $k_s =$ kN/m³

vypočtený

 $k_s = 0.8 \cdot E_s \cdot D^{3/4} = 8120.6113$ kN/m³

do výpočtu

 $k_s = 8120.6113$ kN/m³

pile cap spring stiffness

 $K_{cap} = k_s \cdot H_{cap}^2 / 2 \cdot W_{cap} / D_n = 3537.0$ kN/m

2) The p-y Curves for Laterally Loaded Piles - STIFF CLAY without free Water (Static loading)

nonlinear spring

strain when stress is equal to one-half the soil strength

 $\epsilon_{50} = 0.01$

average effective unit weight of the soil

 $\gamma' = 19.7$ kN/m³

average undrained shear strength of the soil

 $c_u = 60$ kPa

constant

J = 0.25

pile diameter

D = b = 0.8 m

lateral displacement at one-half the ultimate soil resistance

 $y_{50} = 2.5 \cdot \epsilon_{50} \cdot b = 0.02$ m

the soil resistance, p, will remain constant

 $y = 16 \cdot y_{50} = 0.32$ m

depth from ground line Z (m)

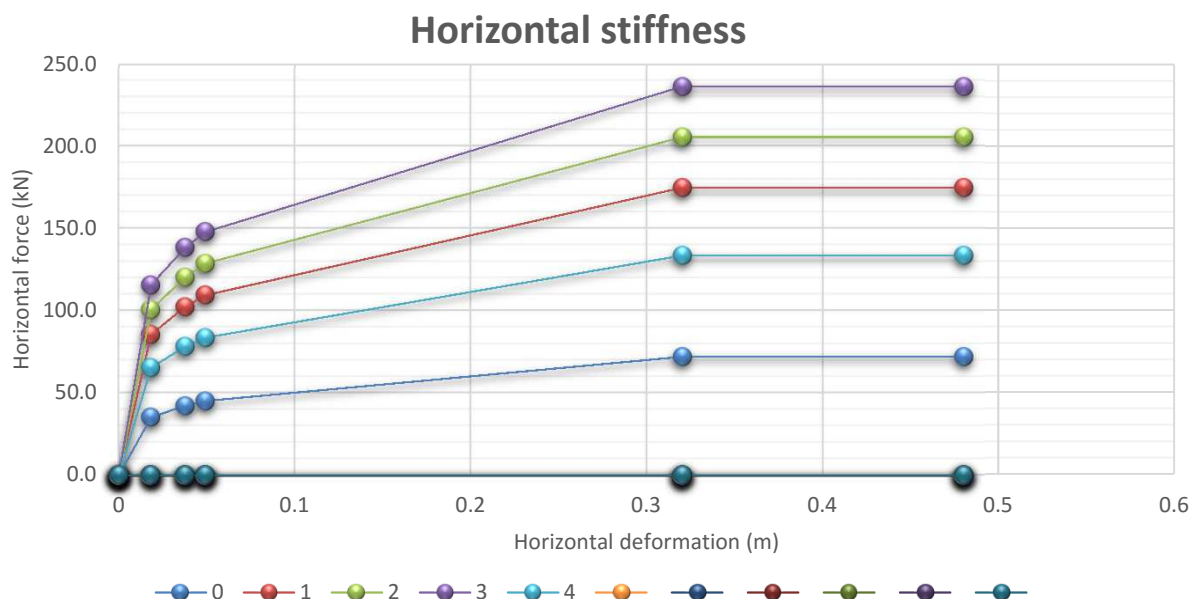
ultimate soil resistance (kN/m)

 $p_{ult} = p_u = \min[(3 + \gamma' \cdot z / c_u + J \cdot z / b) \cdot c_u \cdot b; 9 \cdot c_u \cdot b]$

the soil resistance (kN/m)

 $p = p_{ult} / 2 \cdot (y / y_{50})^{1/4}$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
z =	0	1	2	3	4						
$p_{ult} =$	144	174.76	205.52	236.28	267.04						
p =	144	174.76	205.52	236.28	267.04						
y (m)	p * Δz (kN)										
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0						
0.018	35.3	85.6	100.6	115.7	65.4						
0.038	42.2	102.3	120.4	138.4	78.2						
0.049	45.1	109.4	128.7	148.0	83.6						
0.320	72.0	174.8	205.5	236.3	133.5						
0.480	72.0	174.8	205.5	236.3	133.5						

**1.5.2.2. Náhradní tuhost ve vísrlém směru:**

pile section diameter
soil young modulus at the pile
young modulus of the pile
length of the pile
number of elements of the pile
spacing between the springs at a depth Z

D = 0.8 m
E_s = 12000 kN/m²
E_p = 32000000 kN/m²
L = 4 m
n = 4 ks
Δz = 1 m

1) Vertical Skin Friction Resistance Stiffness of the pile (vertikální tuhost na plášti piloty)

coefficient of subgrade reaction

zadaný

vypočtený

do výpočtu

modulus of subgrade reaction

second moment of area

parameter

pile-soil stiffness ratio

activate length of the pile

pile ratio

constant

Constant soil modulus with depth:

linear spring

k_s = kN/m³
 $k_s = 0.8 \cdot E_s \cdot D^{3/4} = 8120.6113 \text{ kN/m}^3$
 $k_s = 8120.6113 \text{ kN/m}^3$
 $k = D \cdot k_s = 6496.48904 \text{ kN/m}^2$
 $I_p = \pi \cdot D^4 / 32 = 0.04021239 \text{ m}^4$
 $\lambda = \sqrt[4]{k / (E_p \cdot I_p)} = 0.27 \text{ (long beam)}$
 $K = E_p / E_s = 2666.66667$
 $L_a = 0.5 \cdot D \cdot K^{0.36} = 6.85 \text{ m (pile is not fle)}$
 $\eta = L / D = 5.00$
 $b = \eta / K = 0.002$
 $K_v = 1.9 \cdot E_s \cdot D \cdot \eta^{0.67} \cdot K^{-b} = 52834 \text{ kN/m}$

z =	0	1	2	3	4						
K _v /(n-1) =	6604	13208	13208	13208	6604						

2) Vertical End Bearing Stiffness (vertikální tuhost v patě piloty - pouze tlačené piloty)

poisson's ratio of the soil

poisson's ratio of the bearing stratum

soil young modulus at the bearing stratum

constant

constant

constant

ratio of the young modulus

constant

linear spring (compress only)

v_s = 0.35
v_b = v_s = 0.35
E_{sb} = E_s = 12000 kN/m²
 $\xi = \ln(5 \cdot (1 - v_s) \cdot \eta) = 2.79$
 $T = 2 \cdot \eta \cdot (\xi \cdot (1 + v_s) \cdot K)^{0.5} = 0.10$
 $\theta = \tanh(T) / t = 1.00$
 $\psi = E_{sb} / E_s = 1.00$
 $\omega = \psi \cdot (1 + v_s) / (1 - v_b^2) = 1.54$
 $K_v = (E_s \cdot D / (1 + v_s)) \cdot ((\omega + \eta \cdot \theta / \xi) / (1 + 4 \cdot \omega \cdot \eta \cdot \theta / (\pi \cdot K \cdot (1 + v_s)))) = 23586.7 \text{ kN/m}$

D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

1.5.3. Okrajové podmínky v základové spáře základu zdi

Vertical Stiffness of the foundation (pro 1m² základu)

linear spring (compress only)

length of foundation

L = 8 m (L > B)

(délka ve směru osy X)

weight of foundation

B = 7 m

(šířka ve směru osy Y)

soil young modulus

E_s = 6000 kN/m²

poisson's ratio of the soil

ν = 0.35

shear modulus of soil

$$G = E_s / (2 * (1 - \nu)) = 4615.4 \text{ kN/m}^2$$

length of endo zone each side

$$L_{\text{end}} = B/6 = 1.17 \text{ m}$$

neuvažuje se

stiffness for middle zone

$$K_{\text{mid}} = 0.73 * G / (1 - \nu) = 5183.4 \text{ kN/m}^2$$

stiffness for one end zone

$$K_{\text{end}} = 6.83 * G / (1 - \nu) = 48497.0 \text{ kN/m}^2$$

neuvažuje se

1.6. Materiálové vlastnosti

pevnost v tlaku

	Concrete	Concrete
f _c =	25	30 MPa

modul pružnosti

E _c =	31475	32836 MPa
------------------	-------	-----------

koeficient teplotní roztažnosti

α =	1.0E-05	1.0E-05 1/°C
-----	---------	--------------

Poissonovo číslo

ν =	0.20	0.20
-----	------	------

hustota

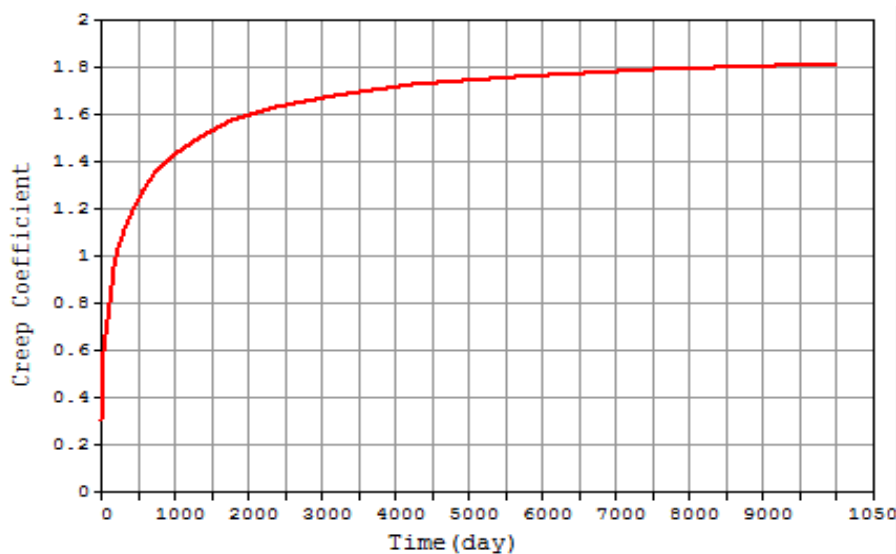
ρ =	25.00	25.00 kN/m ³
-----	-------	-------------------------

uvažovaná reologie

	NE	ANO
--	----	-----

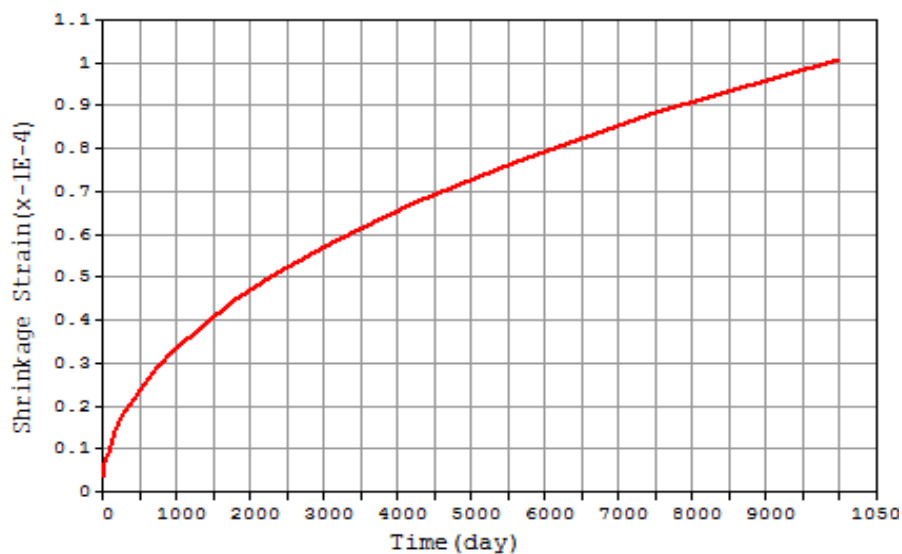
Reologické vlastnosti betonu dle CEB-FIT(1990):

Dotvarování



D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

Smršťování



uvažován normálně a rychletuhnoucí cement

uvažovaná relativní vlhkost vzduchu

RH = 80 %

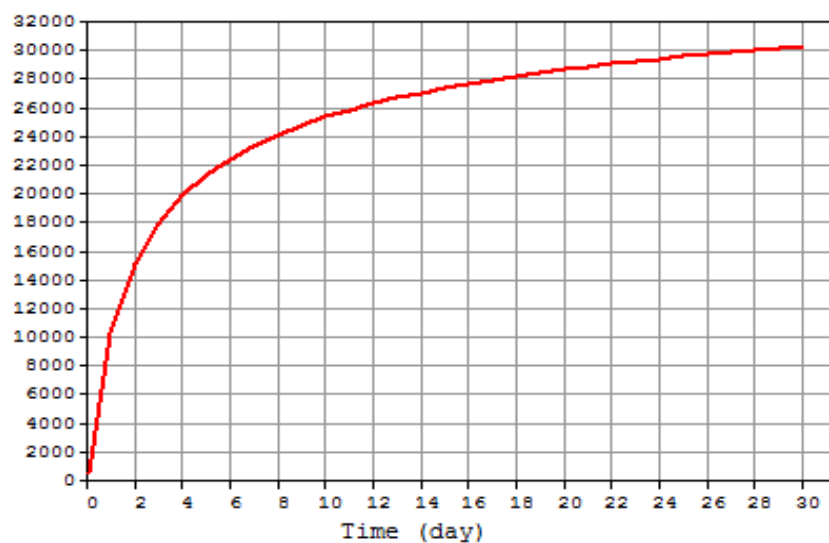
uvažovaná náhradní výška průřezu

h = 1.6 m

uvažovaná délka ošetřování betonu s ohledem na smršťování

t = 3 dní

Pevnost betonu



součinitel typu cement

S = 0.25

D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

2. Popis zatěžovacích stavů

2.1. Stálá a nahodilá dlouhodobá zatížení

2.1.1. Vlastní tíha:

beton $g_0 = 25$ [kN/m³] - generováno programem MIDAS

2.1.2. Nahodilá dlouhodobá zatížení:

	A [m ²]	γ [kN/m ³]	g_1 [kN/m]
římša	0.27	25	6.75
zábradlí			0.5

2.1.3. Zemní tlak, přitížení zeminou - nasycený násyp vodou:

objemová tíha nasyčené zeminy

$\gamma = 21.0$ KN/m³

objemová tíha vody

$\gamma_w = 10$ KN/m³

$\gamma - \gamma_w = 11.0$ KN/m³

úhel vnitřního tření zeminy

$\phi = 27.0^\circ$

souč. zemního tlaku v klidu

$K_0 = 1 - \sin \phi = 0.546$ (pro výpočet vnitřních sil - uvažuji že nedojde k mobilizaci aktivního tlaku)

souč. aktivního zemního tlaku

$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 0.376$ (pro výpočet deformací - pokud dojde k mobilizaci aktivního tlaku)

2.1.4. Zemní tlak

hloubka [m]	delta [m]	zemní tlak		
		vertikální σ_v [kN/m ²]	horizontální $\sigma_{h,0}$ [kN/m ²]	horizontální $\sigma_{h,a}$ [kN/m ²]
0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
2.20	2.20	46.2	35.2	31.1
4.30	2.10	90.3	68.8	60.8
6.80	2.50	142.8	108.8	96.1
9.30	2.50	195.3	148.9	131.4
11.80	2.50	247.8	188.9	166.7

2.2. Nahodilá krátkodobá zatížení

2.2.1. Zatížení dopravou:

Náhradní zatížení vozidly o hmotnosti 40 t

$q_{1,s} = 25$ [kN/m²]

roznášecí šířka na základ

$b_{roz} = 7.5$ m

Přítížení základu

$q_{1,s} = 3.3$ [kN/m²]

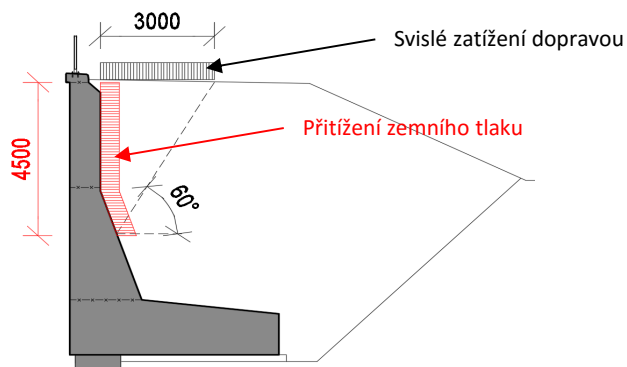
souč. aktivního zemního tlaku

$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 0.376$

Přítížení zemního tlaku

$q_{1,s} = 9.4$ [kN/m²]

Nejhorší poloha pásového zatížení dopravou:



2.2.2. Zatížení na zábradlí - neuvažuji (zanedbáno)

Statický výpočet

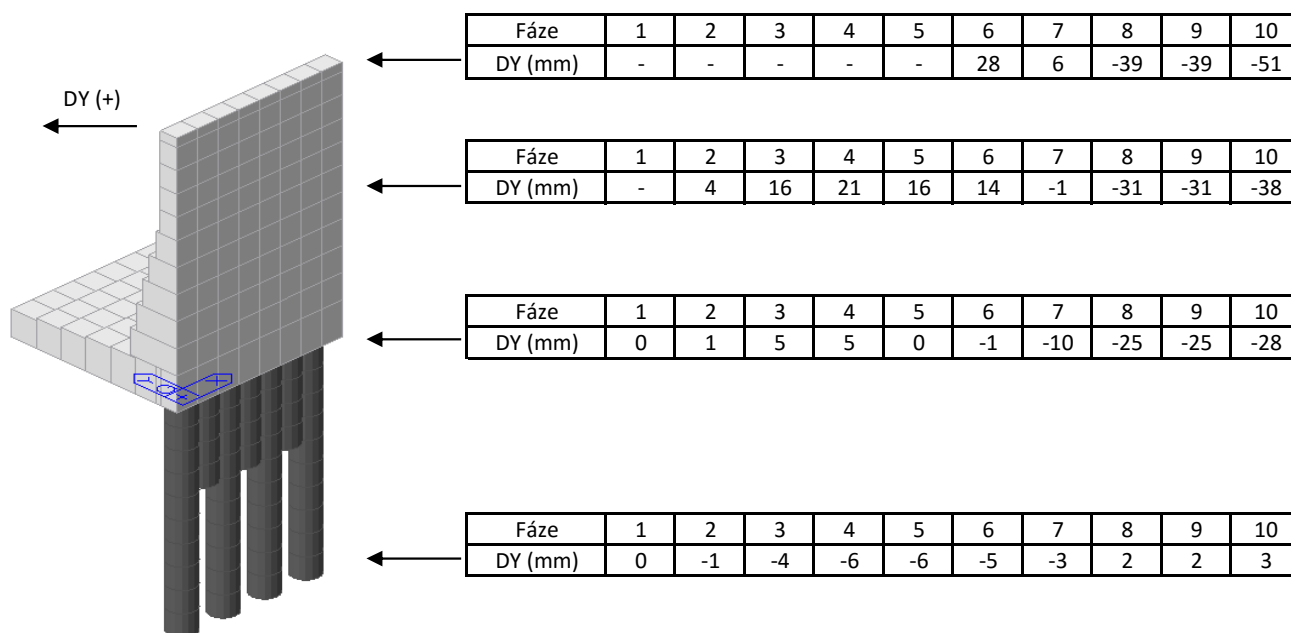
Valbek, spol. s r.o., středisko Ústí nad Labem

3. Deformace

Deformace jsou stanoveny v jednotlivých fázích výstavby:

- 1 Piloty + základ
- 2 1. část dříku
- 3 Zásyp základu
- 4 Zásyp části dříku
- 5 Zásyp části dříku
- 6 2. část dříku
- 7 Zásyp části dříku
- 8 Zásyp části dříku
- 9 Ostatní stálé zatížení
- 10 Provozní zatížení

3.1. Naklonění - deformace líce zdi



Uvažovaná výška zdi

$h = 11.8 \text{ m}$

Rozdíl deformace ve vrcholu a v patě zdi

$\Delta DY = 13 \text{ mm}$

Náklon zdi

$\Delta DY/h = 1.1 \text{ mm/m}$

Maximální vodorovná deformace ve vrcholu zdi

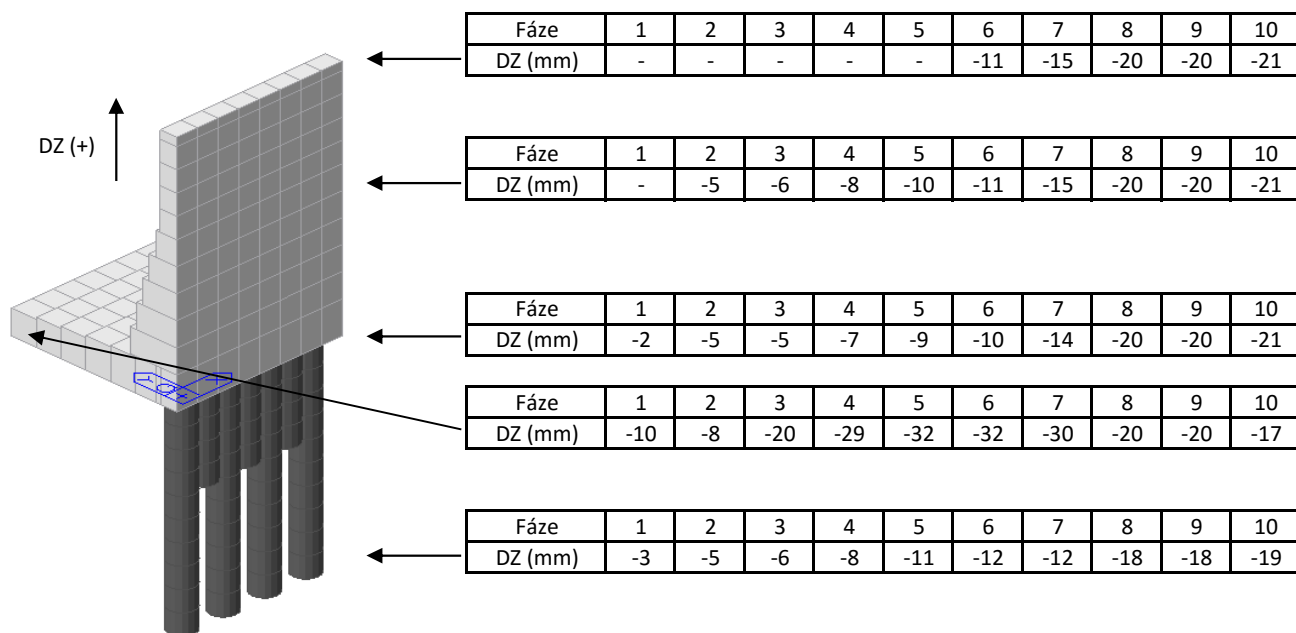
$DY_{\max} = 51 \text{ mm}$

$DY_{\max}/h = 4.3 \text{ mm/m}$

$\geq 2 \text{ mm/m}$ - aktivní zemní tlak

Navrhuje se výrobní naklonění líce zdi, ve vrcholu 50 mm, směrem k jejímu rubu.

3.2. Sedání zdi



Smykové ozuby budou navrženy s vůlí ve svislém směru 20 mm, aby nedošlo k přenosu svislých složek zatížení při nerovnoměrné betonáži, jednotlivých dilatačních celků zdí.

D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

3.3. Omezení velikosti zemního tlaku vhodným výběrem zeminy hráze/násypu

3.3.1. Vhodnost do násypu komunikace a do hráze
(vhodné zeminy podbarveny)

			Hráze			Násyp
			Homogenní hráz	Těsnící část	Stabilizační část	
F1	hlína šterkovitá	MG	O	O	X	O
F2	jíl šterkovitý	CG	O	O	X	O
F3	hlína písčitá	MS	O	O	X	-
F4	jíl písčitý	CS	O	O	X	-
F5	hlína s nízkou/střední plasticitou	ML, MI	X	O	X	X
F6	jíl s nízkou/střední plasticitou	CL, CI	O	O	X	X
F7	hlína s vysokou/velmi vys./extrémně vys. plasticitou	MH, MV, ME	X	X	X	X
F8	jíl s vysokou/velmi vys./extrémně vys. plasticitou	CH, CV, CE	X	X	X	X
S1	písek dobře zrněný	SW	X	X	O	O
S2	písek špatně zrněný	SP	X	X	O	O
S3	písek s příměsí jemnozrnné zeminy	S-F	X	X	O	O
S4	písek hlinitý	SM	O	O	X	O
S5	písek jílovitý	SC	O	O	X	O
G1	šterk dobře zrněný	GW	X	X	O	O
G2	šterk špatně zrněný	GP	X	X	O	O
G3	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy	G-F	-	X	O	O
G4	šterk hlinitý	GM	O	O	X	O
G5	šterk jílovitý	GC	O	O	X	O

3.3.2. Průměrné parametry vybraných zemín

	γ (kN/m ³)	φ_{ef} (°)	c_{ef} (kPa)	E_{def} (MPa)	ν	E_{oed} (MPa)
F1	19	29	24	22.5	0.35	36
F2	19.5	27	27	21.5	0.35	35
S4	18	29	5	10	0.3	13
S5	18.5	27	8	8	0.35	13
G4	19	32.5	4	70	0.3	94
G5	19.5	30	6	50	0.3	67

3.3.3. Zemní tlaky vybraných zemín

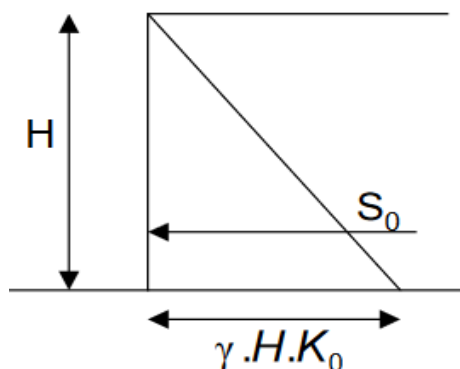
(vhodné zeminy podbarveny)

uvažovaná hloubka pro posouzení

11.8 m

Zemní tlak v klidu:

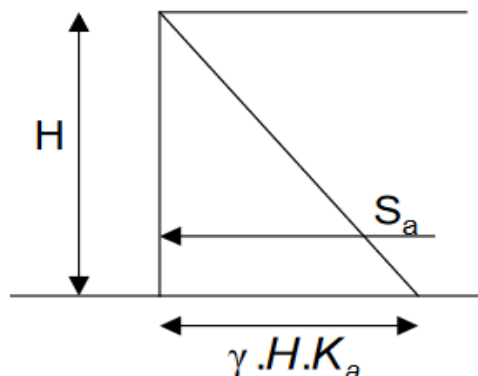
$$\sigma_0 = \gamma \cdot H \cdot K_0$$



D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

Aktivní zemní tlak - nesoudržných zemin:

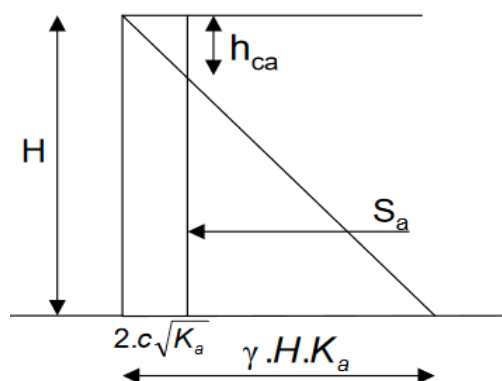
$$\sigma_a = \gamma \cdot H \cdot K_a$$



Aktivní zemní tlak - soudržných zemin:

$$\sigma_a = \gamma \cdot H \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

$$h_{ca} = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} / \gamma = 2 \cdot c \cdot \tan(45^\circ + \varphi_{ef}/2) / \gamma \quad (\text{výška, kterou přenesou soudržnost zeminy v samonosném stavu})$$



	soudržné		nesoudržné		soudržné		nesoudržné	
	K_o	σ_o (kPa)	K_o	σ_o (kPa)	K_a	σ_a (kPa)	K_a	σ_a (kPa)
F1	0.54	120.7	-	-	0.35	49.5	-	-
F2	0.54	123.9	-	-	0.38	53.3	-	-
S4	-	-	0.52	109.4	-	-	0.35	73.7
S5	-	-	0.55	119.2	-	-	0.38	82.0
G4	-	-	0.46	103.7	-	-	0.30	67.5
G5	-	-	0.50	115.1	-	-	0.33	76.7

3.3.4. Idealizované parametry zásypového materiálu

Nejvhodnější parametry zeminy, z hlediska omezení zemních tlaků (odpovídají zeminám třídy F1 a F2):

objemová tíha zeminy	$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
efektivní úhel vnitřního tření zeminy	$\varphi_{ef} = 27^\circ$
efektivní soudržnost zeminy	$c_{ef} = 24 \text{ kPa}$
deformační modul zeminy	$E_{def} = 21.5 \text{ Mpa}$
Poissonovo číslo	$\nu = 0.35$
oedometrický modul zeminy	$E_{oed} = 35 \text{ Mpa}$

4. Posouzení piloty

4.1 Posouzení svislé únosnosti piloty

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Piloty

Výpočet pro odvozené podmínky : NAVFAC DM 7.2

Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)

Vodorovná únosnost : pružný poloprostor


Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu


Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]


Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	γ [-]
1	Třída F6		19,70	0,40

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Třída F6		-	12,00	21,00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	γ_{ef} [°]	γ [°]	K [-]	c_u [kPa]	γ [-]
1	Třída F6		-	-	-	60,00	1,00

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1,20$ m

Délka $l = 14,00$ m

Statický výpočet

**Spočtené průřezové charakteristiky**

Plocha $A = 1,13E+00 \text{ m}^2$

Moment setrvačnosti $I = 1,02E-01 \text{ m}^4$

Umístění

Vysazení $h = 0,00 \text{ m}$

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0,00 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSP	Užitné	2575,80	2673,90	0,00	0,00	720,30
2	Ano		MSU	Návrhové	3320,90	3886,20	0,00	0,00	1006,40

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,00 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1**Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 2878,84 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 555,21 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 3434,05 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 3320,90 \text{ kN}$

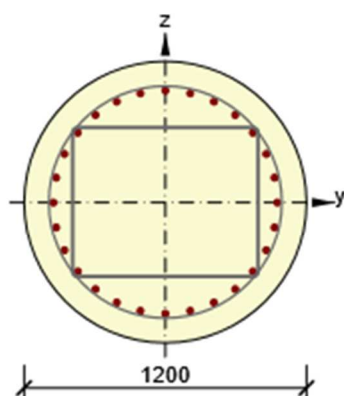
$$R_c = 3434,05 \text{ kN} > 3320,90 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Statický výpočet

4.2 Posouzení vodorovné únosnosti piloty

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



Beton: C30/37
 Stáří: 28,0 d
 Výztuž: (B 500B)
 1028 (616mm²), Pozice 0, 476 mm
 2028 (1232mm²), z = 464 mm
 2028 (1232mm²), z = 429 mm
 2028 (1232mm²), z = 372 mm
 2028 (1232mm²), z = 297 mm
 2028 (1232mm²), z = 207 mm
 2028 (1232mm²), z = 106 mm
 2028 (1232mm²), z = 0 mm
 2028 (1232mm²), z = -106 mm
 2028 (1232mm²), z = -207 mm
 2028 (1232mm²), z = -297 mm
 2028 (1232mm²), z = -372 mm
 2028 (1232mm²), z = -429 mm
 ...

Třmínky:
 ø10 - 100 mm
 ø16 - 150 mm
 Krytí:
 Rovnoměrné krytí: 100 mm

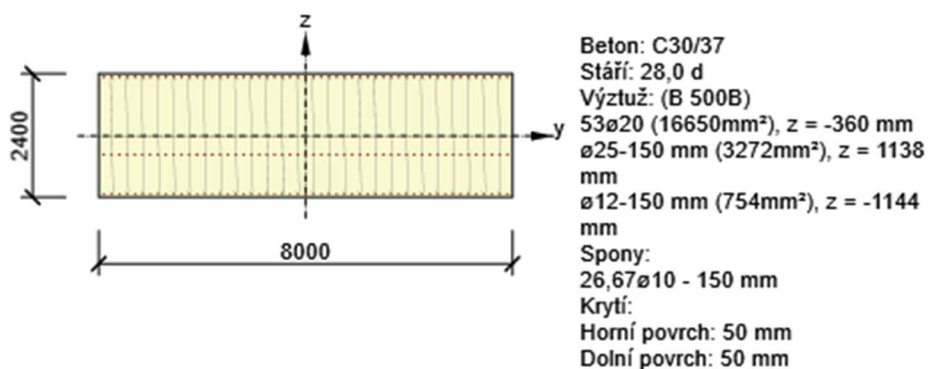
Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-3500,1	12,5	3956,2			97,5	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-3500,1	12,5	3956,2			97,5	OK
Smyk	-3500,1			1066,2	0,0	91,2	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

5. Posouzení dříku zdi

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-2688,0	-33666,0	0,0			96,9	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-2688,0	-33666,0	0,0			96,9	OK
Smyk	-2688,0			8507,1	0,0	91,3	OK
Omezení napětí	-2653,5	-24424,0	0,0			87,7	OK
Šířka trhliny	-2628,5	21790,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %



6. Závěr

Konstrukce nábrežní zdi byla navržena podle teorie mezních stavů, v souladu s platnými normami ČSN EN. Statický výpočet celé konstrukce byl proveden za předpokladu fyzikální linearity a geometrické nelinearity na deskovém modelu v programu MIDAS CIVIL a řeší konstrukci zdi nejhoršího průřezu, tj. v podjezí. Nábrežní zeď byla posouzena v nejhorším řezu, a to z hlediska deformací, zatížení piloty a dimenze základních průřezů. Konstrukce vyhoví požadovaným zatížením.

Vypracoval: Ing. Radek Navrátil