6			
5			
4			
3			
2			
1			
REVIZE	POPIS	DATUM	SCHVÁLIL

Sweco Hydroprojekt a.s. divize České Budějovice Zátkovo nábřeží 7, 370 21 Č. Budějovice;				SWECO	
VYPRACOVAL	Ing. Jan Ctibor	HIP	Ing. Petr Beníšek	T. KONTROLA	
PROJEKTANT	Ing. Jan Ctibor	ŘEDITEL DIVIZE	Ing. Petra Niedlová	DATUM	12 / 2017
OBJEDNATEL	Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5			OKRES	Domažlice
AKCE:				ČÍSLO ZAKÁZKY	41-6132-02-00
DVT Andělice, ř. km. 3,2 - 3,8 Pocinovice rekonstrukce, úpravy				STUPEŇ	DPS
				FORMÁT	A4
				MĚŘÍTKO	-
				ARCHIVNÍ ČÍSLO	-
ČÁST STAVBY	Opěrné zdi. , most			SO/PS	
PŘÍLOHA: Statický výpočet				ČÍSLO PŘÍLOHY	D.0 1.

Tato dokumentace včetně všech příloh (s výjimkou dat poskytnutých objednatelem) je duševním vlastnictvím akciové společnosti Sweco Hydroprojekt a.s. Objednatel této dokumentace je oprávněn ji využít k účelům vyplývajícím z uzavřené smlouvy bez jakéhokoliv omezení. Jiné osoby (jak fyzické, tak právnické) nejsou bez předchozího výslovného souhlasu objednatele oprávněny tuto dokumentaci ani její části jakkoli využívat, kopírovat (ani jiným způsobem rozmnožovat) nebo zpřístupnit dalším osobám.
Poznámka: Podpisy zpracovatelů jsou připojeny pouze k výtisku číslo 01 nebo originálu přílohy (matrici).

OBSAH

Průvodní zpráva ke stat. výpočtu 2

OPĚRNÉ ZDI 3

Zatížení 3

Další předpoklady výpočtu OZ 4

OZ výšky 3,4 m 5

OZ výšky 3,0 m 7

OZ výšky 2,6 m 9

OZ výšky 2,2 m 11

OZ výšky 1,9 m 13

Předběžný návrh výztuže 15

Tížná OZ v úseku L7 16

Záporové pažení 19

MOST A LÁVKY 23

Most: Schéma 24

Zatížení 24

Vnitřní síly 28

Dimenzování 34

Založení 40

Lávky: Schéma 44

Zatížení 44

Vnitřní síly 45

Dimenzování 49

PRŮVODNÍ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

Předmětem stat. výpočtu jsou konstrukce, související s úpravami toku Andělice v obci Pocinovice. Jedná se o návrh nových opěrných zdí, tvořících břehy vodoteče a o návrh nového mostu na místní komunikaci a 3 ks nových lávek pro pěší. Všechny tyto nové konstrukce budou nahrazovat původní, které jsou určené k demolici.

Podklady:

1. Projektová dokumentace DUR, Sweco Hydroprojekt 2015
2. Rozpracovaná projektová dokumentace DSP, Sweco Hydroprojekt 2016
3. Inženýrsko - geologický průzkum - GeoTec GS, prosinec 2016

Použité normy:

ČSN EN 1990 - Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemích staveb
ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb
ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vdh objektů
ČSN EN 1991-1-6 Zatížení konstrukcí - Obecná zatížení - Zatížení během provádění
ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí - Zatížení mostů dopravou
ČSN 75 0250 Zásady navrhování a zatížení vodohospodářských staveb
ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí
ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb
ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vdh objektů
ČSN EN 206 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 13 670 - Provádění betonových konstrukcí
ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí - Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1993-1-8 Navrhování ocelových konstrukcí - Navrhování styčníků
ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí
ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy
ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů
ČSN 73 6222 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací + změna Z1
ČSN 73 6244 Přechody mostů pozemních komunikací
ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí
ČSN 75 2130 Křížení a souběhy vodních toků s dráhami, pozemními komunikacemi a vedeními
ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí

Použitý SW:

SCIA, FINE Fin EC - modul Beton2D, GEO 5

OPĚRNÉ ZDI

Opěrné nábřežní zdi budou monolitické železobetonové z betonu C25/30 XC2, XA2, před vlivem povětrnosti budou na vzdušné straně chráněny kamenným obkladem a krycí deskou. OZ budou budovány buď jako úhlové v otevřeném svahovaném výkopu nebo jako tížné v paženém výkopu. Pro zásyp za rubem OZ bude použita vytěžená zemina, pro výpočet bude uvažován písčitý štěrk G3 G-F. Pažený výkop bude prováděn pouze v nezbytně nutném rozsahu v exponovaných místech, kde pro blízkost okolní zástavby nelze výkop otevřít a vysvahovat. Bude použito záporové pažení (zápory z válcovaných tyčí HEB, dřevěné pažiny) s rozepřením v jedné úrovni proti protější opěrné zdi (buď stávající nebo nové).
Opěrné zdi jsou dimenzovány na aktivní zemní tlak.

Zatížení:

Vlastní tíha a stálé zatížení zemním tlakem a tlakem podzemní vody je generováno programem FINE GEO5 za těchto podmínek:
- zemina za rubem konstrukce: z vytěžených místních zemin, které přicházejí v úvahu pro zpětný zásyp bude ve výpočtu uvažováno s písčitým štěrkem G3 G-F- tento typ zásypu vyvozuje největší zemní tlak.

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]	γ_{su} [kN/m³]	δ [°]
1	Třída G3, středně ulehlá		35,00	0,00	18,50	9,00	16,00

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

Parametry zemin

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha :	γ = 18,50 kN/m³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 35,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 0,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 16,00 °
Zemina :	nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 19,00 kN/m³

V základové spáře: G3 nebo S5 ulehlý => tab. výpoč. únosnost R_{dt} > 200 kPa.

Proměnné zatížení - přírůstek zemního tlaku od zatížení dopravou za rubem OZ
ČSN EN 1991-2, čl. 4.9.1 (Roznášení zatížení zeminou)

model zatížení LM1:
skupina 2 podle NA.2.12 (α_{Q1} = 0,8, α_{q1} = 0,45)
Q_{1k} = 300 kN (charakteristická hodnota).
nápravová síla: $\alpha_{1Q} . Q_{1k}$ = 0,8 . 300 = 240 kN

Náhradní rovnoměrné zatížení dvojnápravou na plochu B x 4,5 m
(NA 2.39- tab. Z4, NA.6):

q_{eq} = 2 . 240 / (3 . 4,5) = 35,6 kNm^{-2}

Současné přitížení povrchu pro LM1: q_{1k} = 0,45 . 9,0 = 4,0 kNm^{-2}

Celkem v pruhu č. 1: q_k = 35,6 + 4 = 39,6 kNm^{-2} na ploše 3 . 4,5 = 13,5 m^2

Předpoklady: 1) Zatížení dopravou může působit 0,5 m za rubem OZ.
2) V sw GEO5 lze zatížení zadat pouze jako pásové => roznášení bude zohledněno koeficientem 0,75 => q_k = 39,6 . 0,75 = 29,7 kNm^{-2}

Další předpoklady výpočtu opěrných zdí

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1.50 m

Hladina vody před konstrukcí je 0,7 m nad základovou spárou (extrémní případ).

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přitížení nové	Přitížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	ANO		proměnné	20.00		0.50	3.00	na terénu

Číslo	Název
1	doprava

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: 1/2 pas., 1/2 v klidu
Zemina na líci konstrukce - Třída S4
Výška zeminy před zdí h = 0.90 m
Třecí úhel kce-zemina δ = 0.00 °

Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	ANO		Síla č. 1	stálé	0.00	17.30	0.00	-0.40	2.40

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku - Caqout-Kerisel (ČSN 730037)
Norma výpočtu bet.konstrukcí - EN 1992 1-1 (EC2)

Nastavení výpočtu fáze

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Zadání koeficientů : Standard
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu
Návrhová situace : trvalá

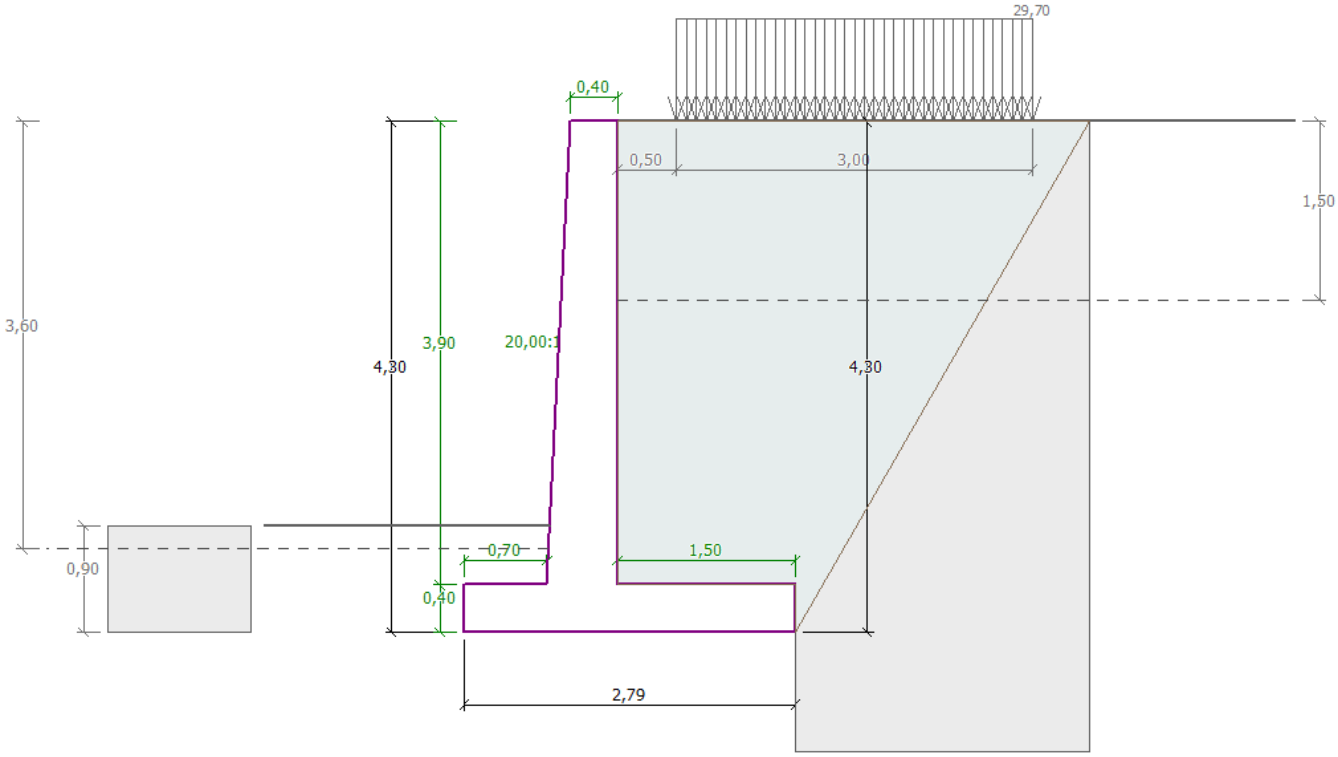
Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [–]	Příznivé [–]
Stálé zatížení	γ_G	1.35	1.00
Proměnné zatížení	γ_Q	1.50	0.00
Zatížení vodou	γ_w	1.30	

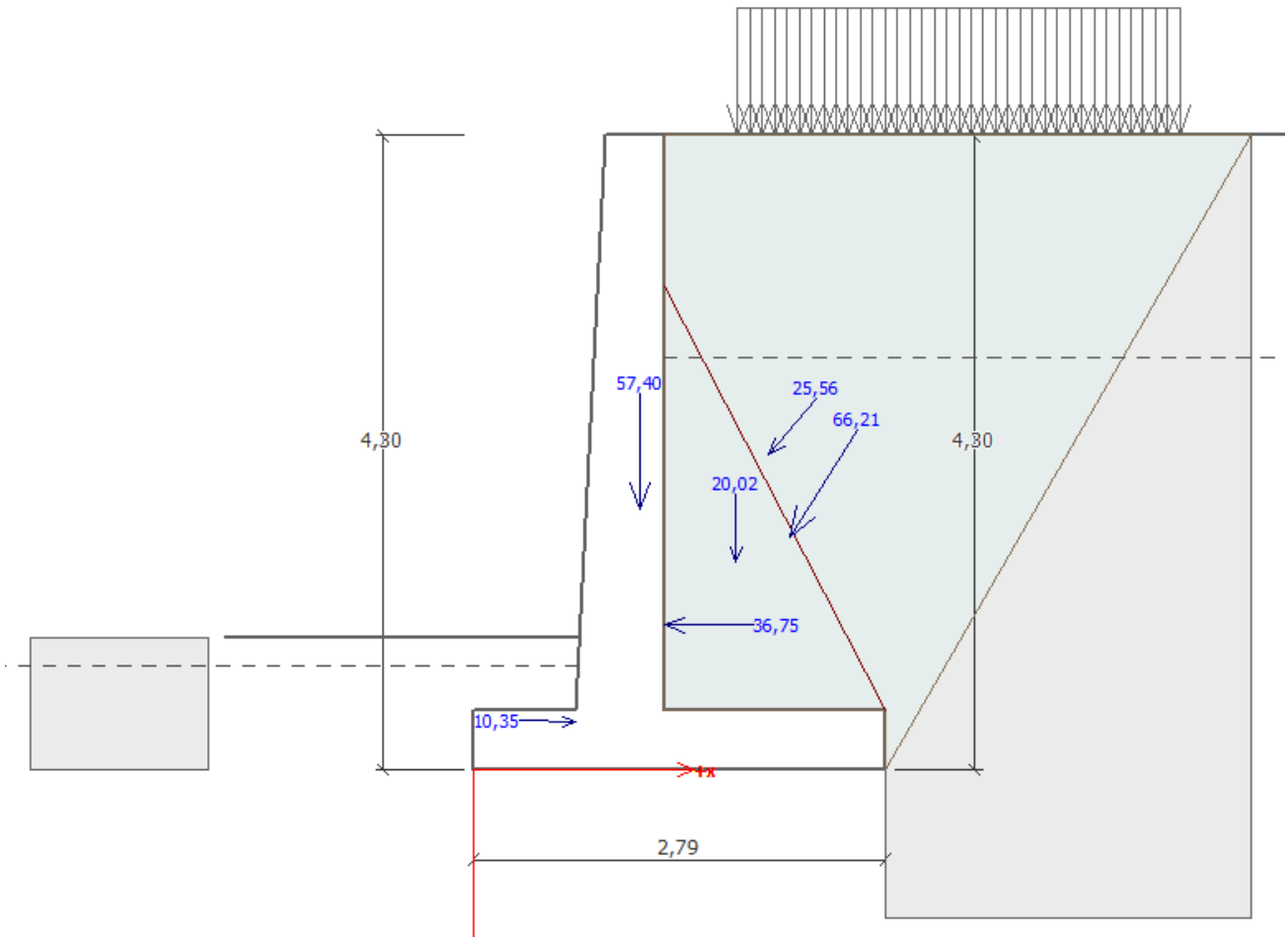
Součinitelé redukce odporu (R)	Souč.	[–]
Součinitel redukce odporu na překlopení	γ_{Re}	1.40
Součinitel redukce odporu na posunutí	γ_{Rh}	1.10
Součinitel redukce odporu základové půdy	γ_{Rv}	1.40

Kombinační součinitelé pro proměnná zatížení	Souč.	[–]
Součinitel kombinační hodnoty	ψ_0	0.70
Součinitel časté hodnoty	ψ_1	0.50
Součinitel kvazistále hodnoty	ψ_2	0.30

Zeď se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

OZ výšky 3,4 m (PŘ5)





Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,76	57,40	1,13	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-10,35	-0,32	0,22	0,69	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,41	20,02	1,78	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	35,25	-1,58	56,05	2,15	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	36,75	-0,98	0,00	1,30	1,350	1,350	1,000
Vztlak vody	0,00	-4,30	0,00	1,30	1,000	1,000	1,000
doprava	16,42	-2,13	19,58	2,01	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 230,30 kNm/m
Moment klopící M_{ovr} = 172,98 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 103,80 kN/m
Vodor. síla posunující H_{act} = 99,14 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 111,66 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [–]	Napětí [kPa]
1	94,72	209,85	94,99	0,161	110,90
2	105,86	182,68	99,14	0,207	111,66

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	76,94	153,27	78,07

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly e = 0,207
Maximální dovolená excentricita e_{alw} = 0,333

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

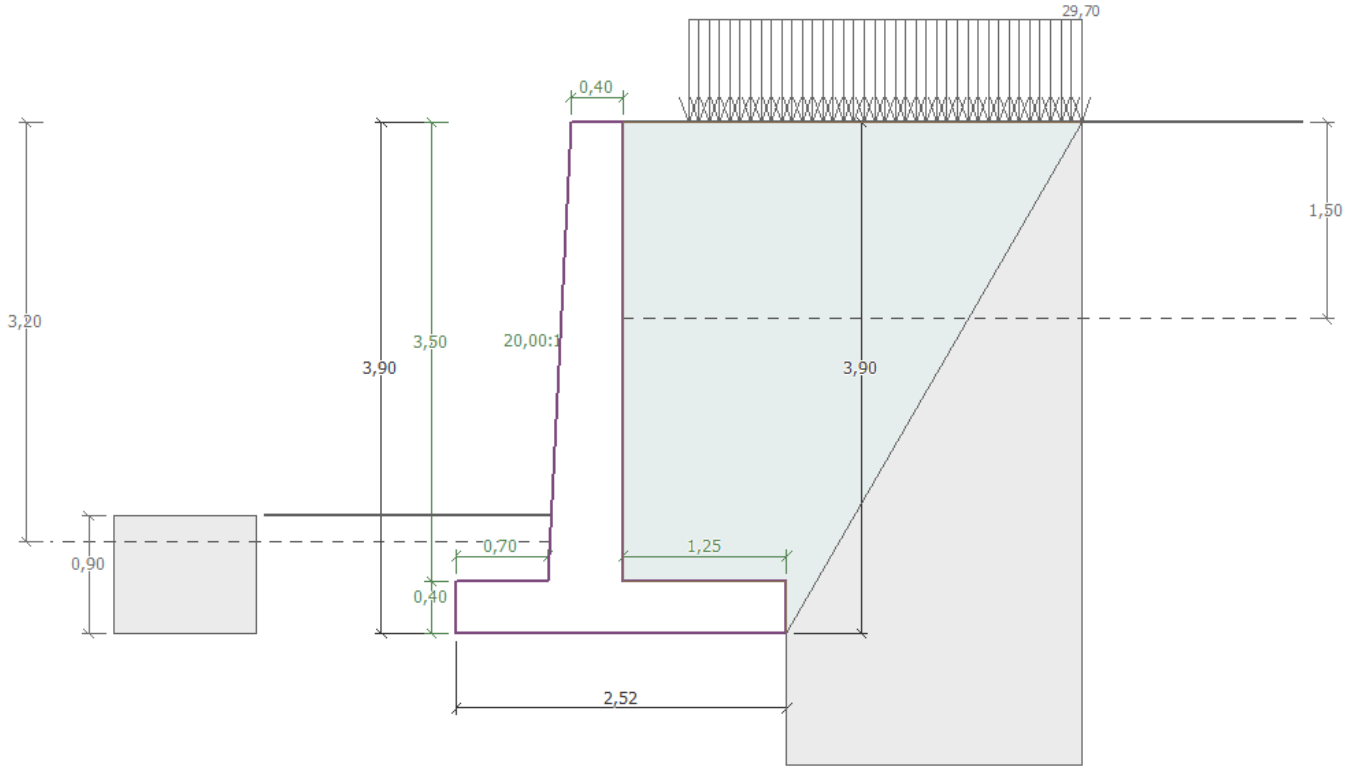
Posouzení únosnosti základové spáry

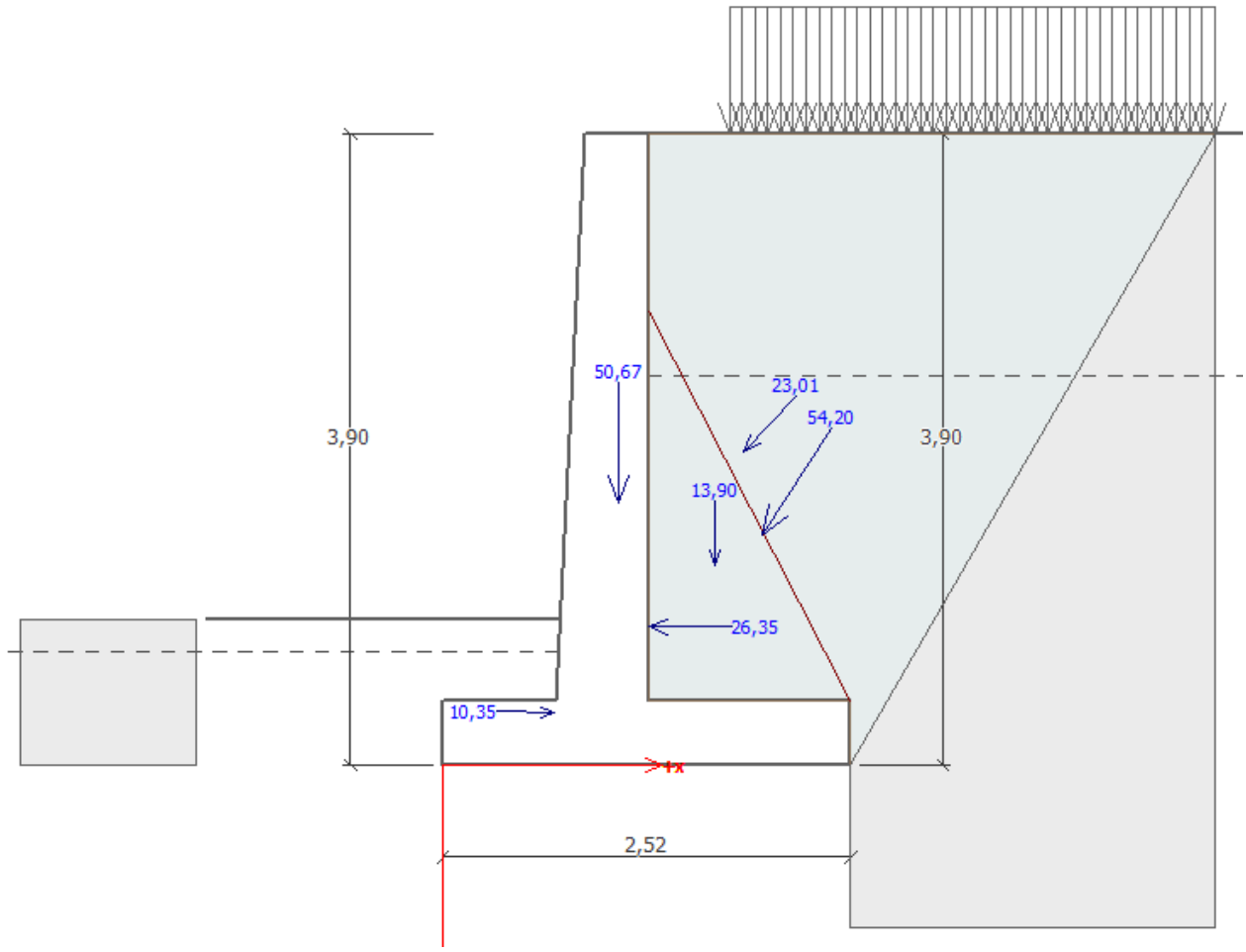
Návrhová únosnost základové půdy R = 200,00 kPa
Součinitel redukce odporu základové půdy γ_{Rv} = 1,40
Max. napětí v základové spáře σ = 111,66 kPa
Únosnost základové půdy R_d = 142,86 kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

OZ výšky 3,0 m


29,70
0,40
1,50
3,20
3,50
20,00:1
3,90
3,90
0,90
0,70
1,25
0,40
2,52


50,67
23,01
54,20
3,90
3,90
13,90
26,35
10,35
2,52

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,62	50,67	1,09	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-10,35	-0,32	0,22	0,69	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,24	13,90	1,68	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	29,70	-1,42	45,34	1,97	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	26,35	-0,85	0,00	1,28	1,300	1,300	1,000
Vztlak vody	0,00	-3,90	0,00	1,28	1,000	1,000	1,000
doprava	15,57	-1,93	16,94	1,86	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 176,36 kNm/m

Moment klopící M_{ovr} = 128,06 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 86,28 kN/m

Vodor. síla posunující H_{act} = 76,96 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 98,19 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	65,46	174,09	75,83	0,149	98,19
2	72,32	151,41	76,96	0,189	96,45

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	52,10	127,07	61,27

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly e = 0,189

Maximální dovolená excentricita e_{alw} = 0,333

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy R = 200,00 kPa

Součinitel redukce odporu základové půdy γ_{Rv} = 1,40

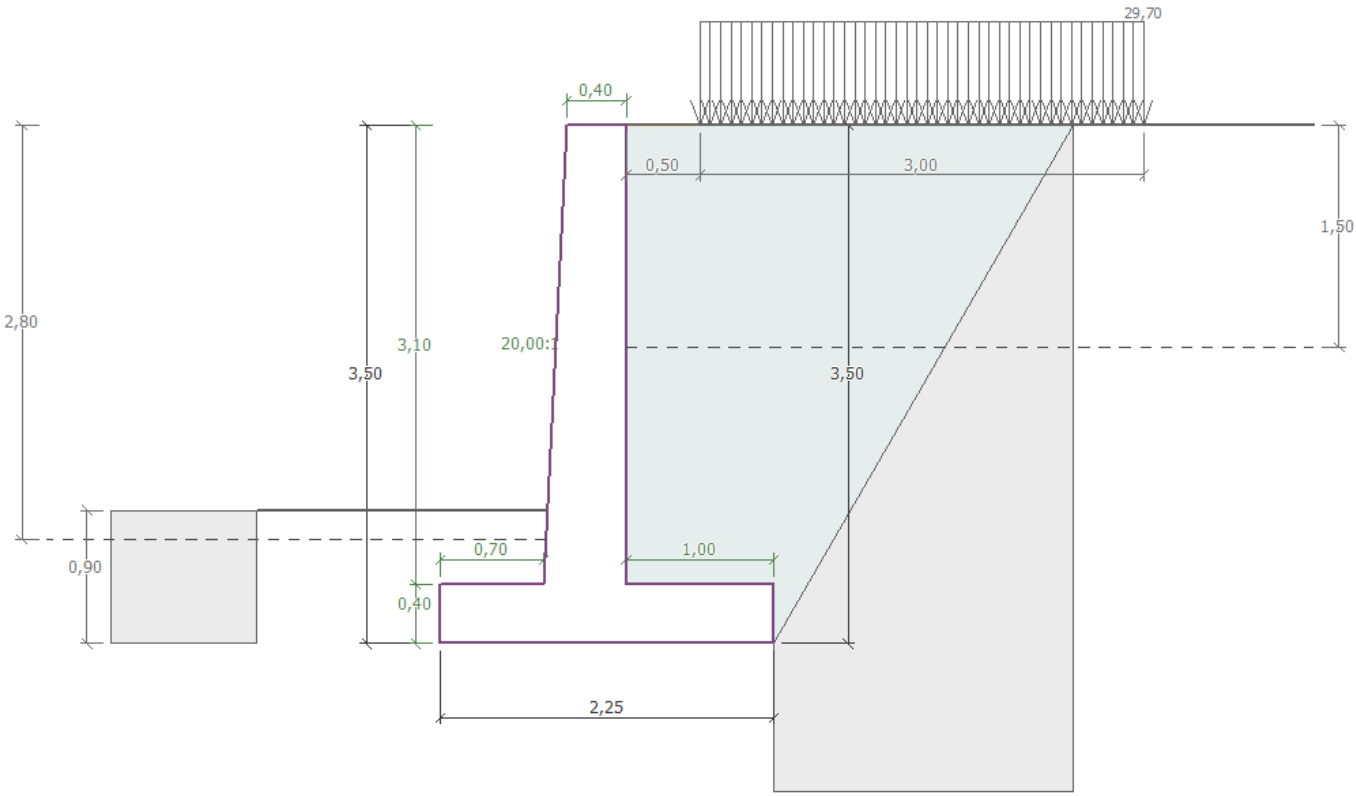
Max. napětí v základové spáře σ = 98,19 kPa

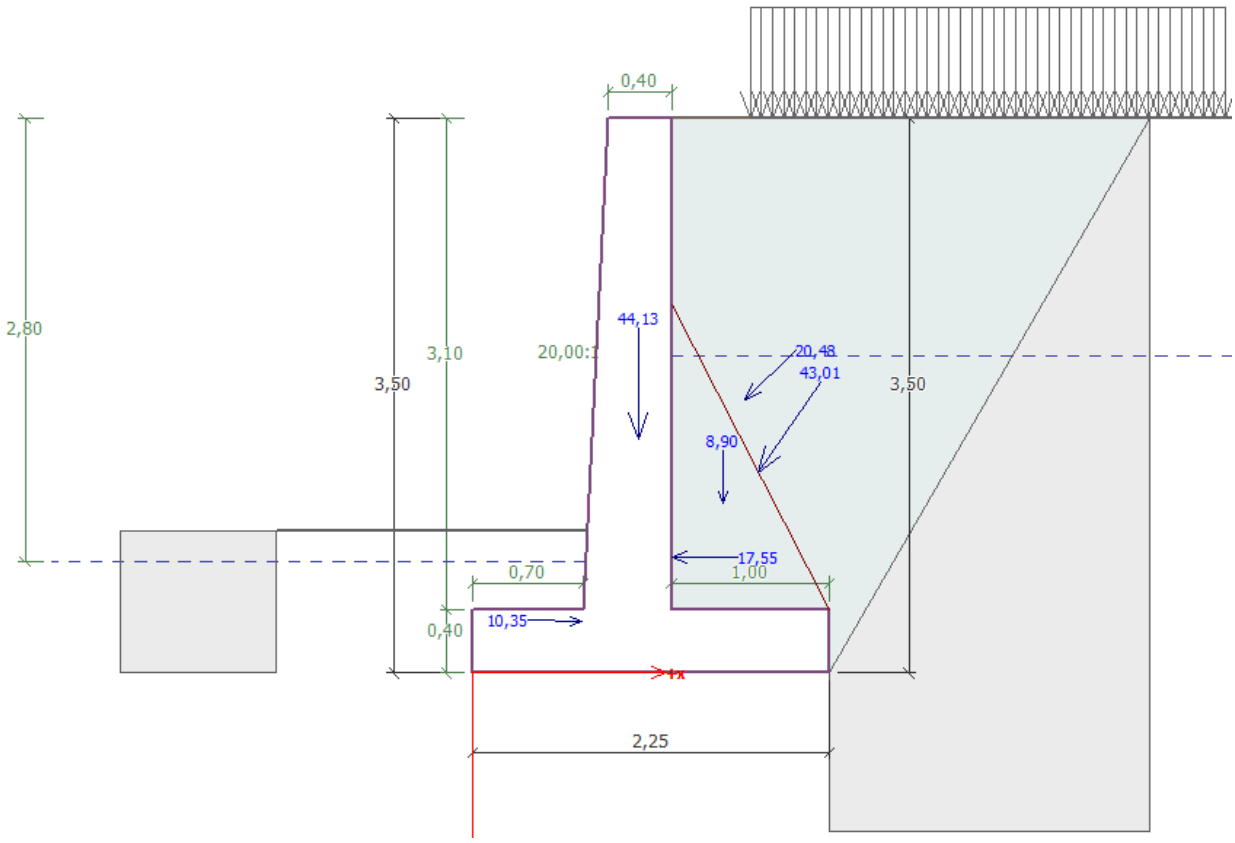
Únosnost základové půdy R_d = 142,86 kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

OZ výšky 2,6 m


29,70
0,40
0,50
3,00
1,50
2,80
3,10
20,00:1
3,50
3,50
0,90
0,70
1,00
0,40
2,25


0,40
2,80
3,10
20,00:1
44,13
20,48
43,01
3,50
3,50
8,90
17,55
0,70
1,00
0,40
10,35
2,25

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,47	44,13	1,05	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-10,35	-0,32	0,22	0,69	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,07	8,90	1,58	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	24,54	-1,27	35,32	1,80	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	17,55	-0,73	0,00	1,26	1,300	1,300	1,000
Vztlak vody	0,00	-3,50	0,00	1,26	1,000	1,000	1,000
doprava	14,69	-1,72	14,26	1,72	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení
Moment vzdorující M_{res} = 130,74 kNm/m
Moment klopící M_{ovr} = 93,19 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí
Vodor. síla vzdorující H_{res} = 69,99 kN/m
Vodor. síla posunující H_{act} = 59,04 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 85,66 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [–]	Napětí [kPa]
1	42,95	140,96	58,75	0,135	85,66
2	48,06	122,32	59,04	0,174	83,26

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	33,25	102,83	46,43

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity
Max. excentricita normálové síly e = 0,174
Maximální dovolená excentricita e_{alw} = 0,333

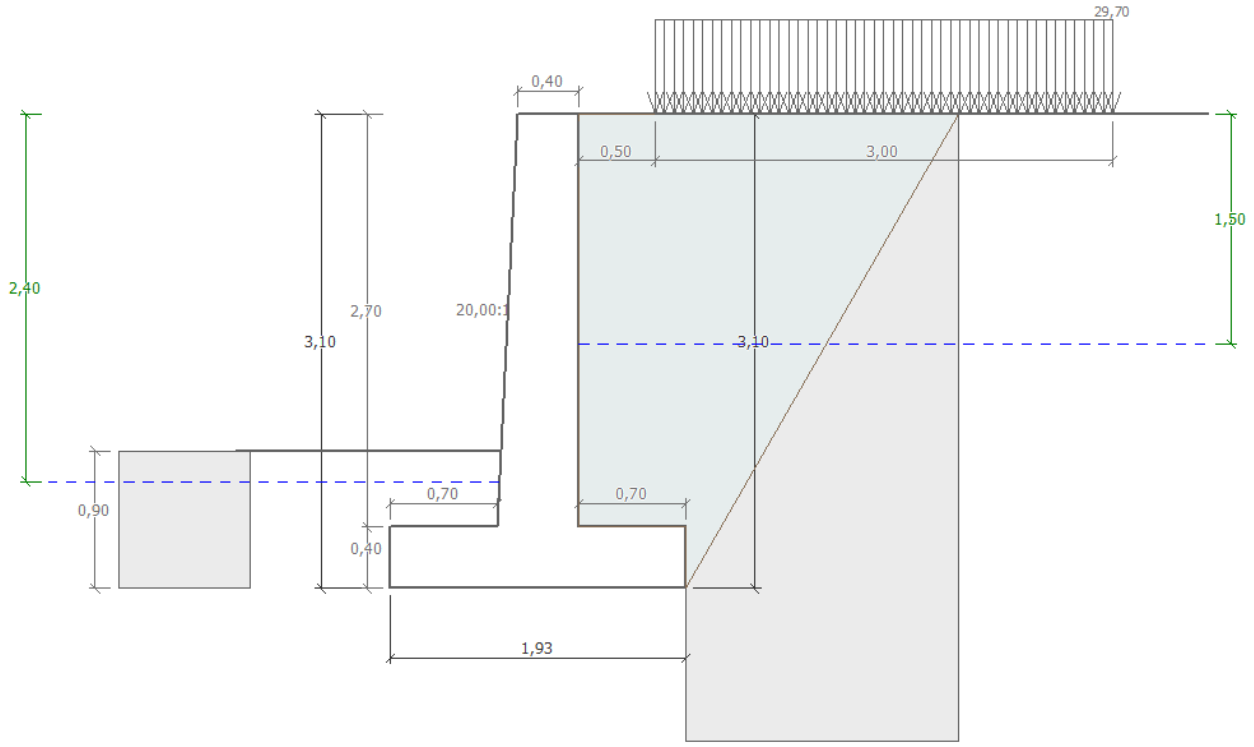
Excentricita normálové síly VYHOVUJE

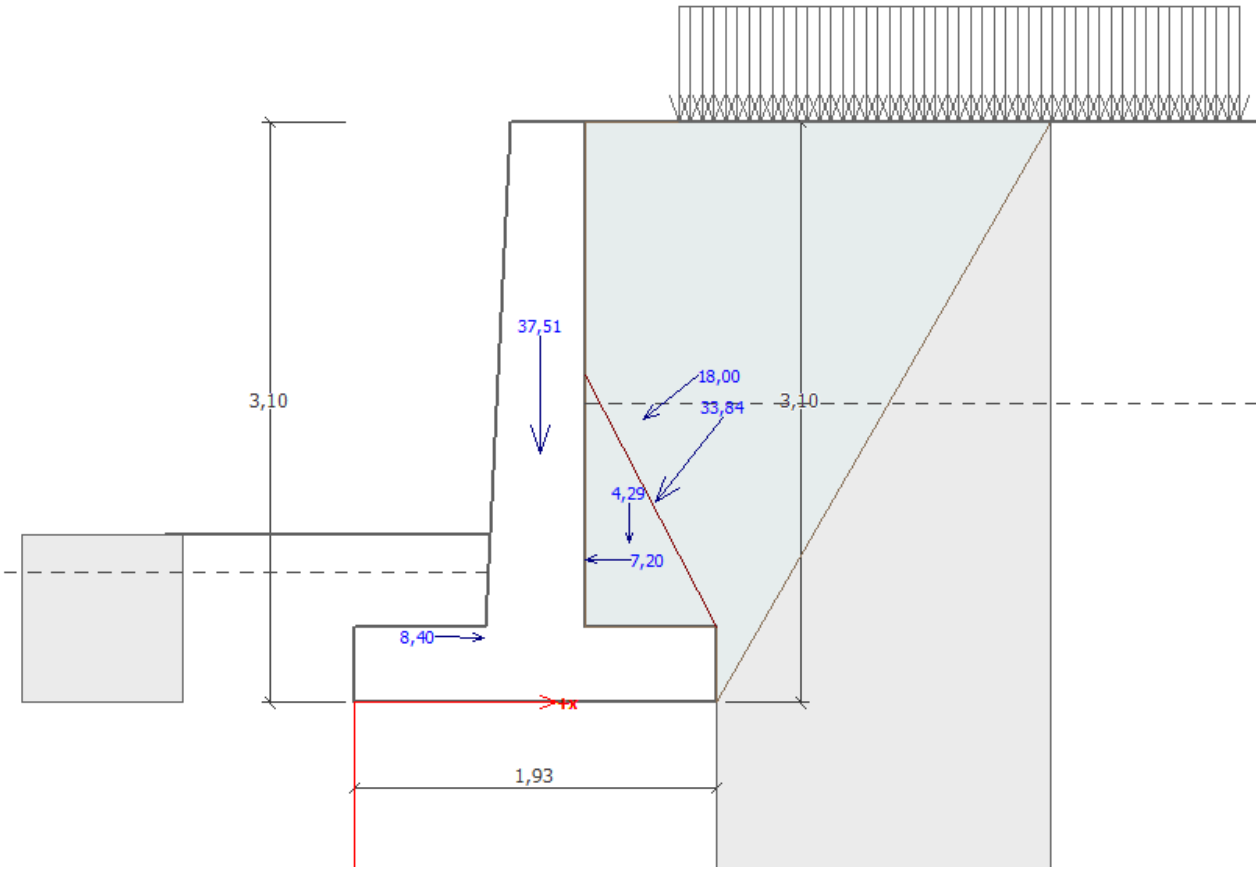
Posouzení únosnosti základové spáry
Návrhová únosnost základové půdy R = 200,00 kPa
Součinitel redukce odporu základové půdy γ_{Rv} = 1,40
Max. napětí v základové spáře σ = 85,66 kPa
Únosnost základové půdy R_d = 142,86 kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

OZ výšky 2,2 m


29,70
0,40
0,50
3,00
1,50
2,40
2,70
20,00:1
3,10
3,10
0,90
0,70
0,70
0,40
1,93


37,51
18,00
33,84
3,10
3,10
4,29
7,20
8,40
1,93

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,33	37,51	0,99	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-8,40	-0,35	0,20	0,69	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,86	4,29	1,47	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	20,97	-1,07	26,57	1,61	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	7,20	-0,77	0,00	1,23	1,350	1,350	1,000
doprava	14,15	-1,51	11,12	1,54	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 90,86 kNm/m
Moment klopící M_{ovr} = 67,03 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 60,18 kN/m
Vodor. síla posunující H_{act} = 50,85 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 76,11 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [–]	Napětí [kPa]
1	27,29	109,24	45,39	0,129	76,11
2	31,29	94,54	50,85	0,171	74,27

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	19,98	79,68	33,92

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly e = 0,171
Maximální dovolená excentricita e_{alw} = 0,333

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

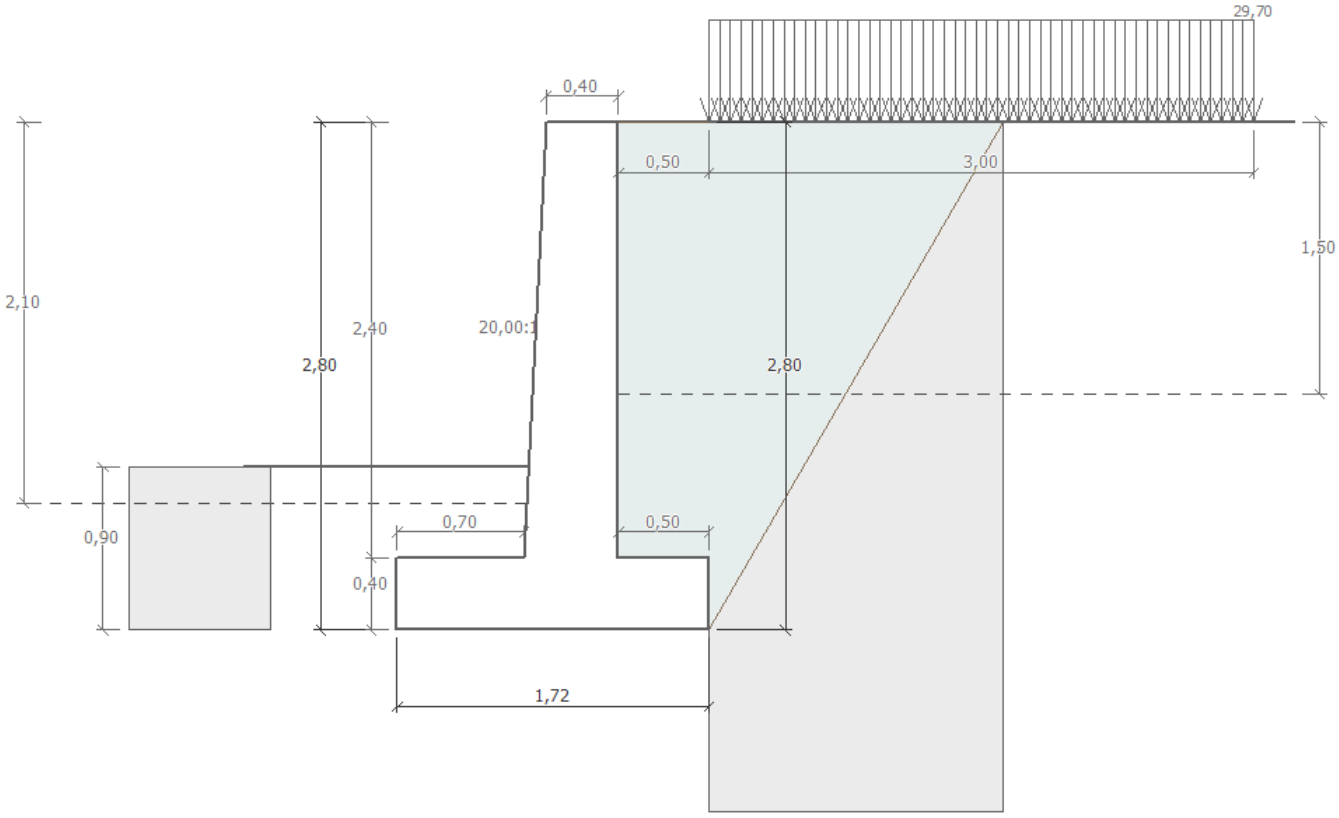
Posouzení únosnosti základové spáry

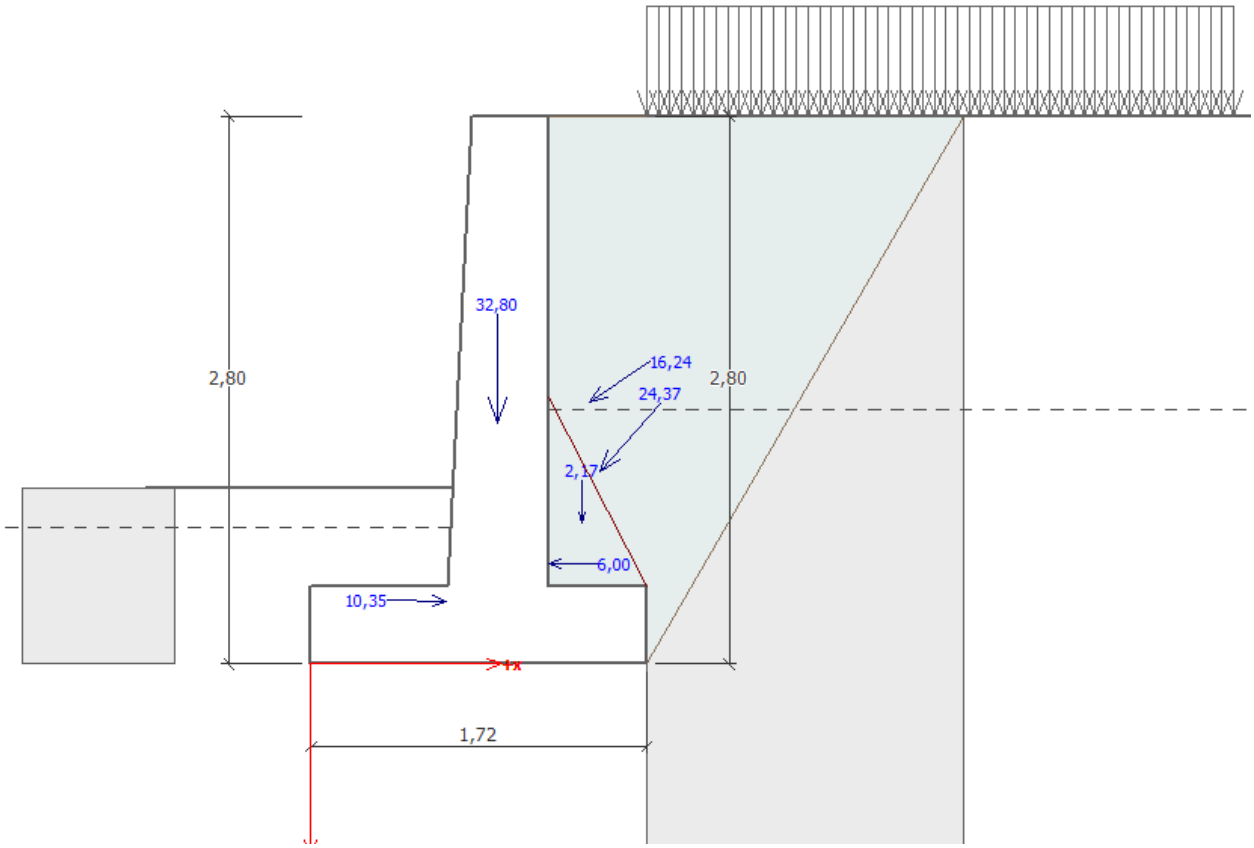
Návrhová únosnost základové půdy R = 200,00 kPa
Součinitel redukce odporu základové půdy γ_{Rv} = 1,40
Max. napětí v základové spáře σ = 76,11 kPa
Únosnost základové půdy R_d = 142,86 kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

OZ výšky 1,9 m


29,70
0,40
0,50
3,00
1,50
2,10
2,40
20,00:1
2,80
2,80
0,90
0,70
0,50
0,40
1,72


32,80
16,24
24,37
2,80
2,80
2,17
6,00
10,35
1,72

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,23	32,80	0,95	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-10,35	-0,32	0,22	0,69	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,72	2,17	1,39	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	16,33	-0,99	18,08	1,48	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	6,00	-0,52	0,00	1,22	1,350	1,350	1,000
Vztlak vody	0,00	-2,80	0,00	1,22	1,000	1,000	1,000
doprava	13,55	-1,34	8,95	1,43	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 64,06 kNm/m

Moment klopící M_{ovr} = 49,83 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 46,49 kN/m

Vodor. síla posunující H_{act} = 40,13 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 67,22 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [–]	Napětí [kPa]
1	19,22	85,34	34,40	0,131	67,22
2	22,95	73,03	40,13	0,183	66,90

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	13,58	62,22	25,53

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly e = 0,183

Maximální dovolená excentricita e_{alw} = 0,333

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy R = 200,00 kPa

Součinitel redukce odporu základové půdy γ_{Rv} = 1,40

Max. napětí v základové spáře σ = 67,22 kPa

Únosnost základové půdy R_d = 142,86 kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

<u>Návrh výztuže</u>

Beton C 25/30 XC2, XA2 (f_{ctm} = 2,6 MPa)

Ocel B500 (f_{yk} = 500 MPa)

<u>Podélná výztuž dříku</u> s ohledem na omezení šířky trhlin od omezení vynucených přetvoření:

S ohledem na požadovanou funkci: XC2 => w_{max} = 0,3 mm

Pevnost betonu v tahu v době vzniku trhlin:

předpoklad: vznik trhlin v době stáří betonu cca 3 dni =>

$f_{ct,eff} = f_{ctm}(3) = \beta_{cc}^{\alpha} \cdot f_{ctm}$

$\beta_{cc}(3) = e^{s(1-\sqrt{(28/t)})}$

s = 0,38 pro cement CEM II-B 32,5N

α = 1 pro t < 28 dní

$\beta_{cc}(3) = e^{0,38(1-\sqrt{(28/3)})} = 0,46$

$f_{ct,eff}$ = 0,46 . 2,6 = 1,20 MPa (pevnost bet. v tahu ve stáří 3 dni)

Postup podle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-3, čl. 7.3.3:

Napětí ve výztuži po vzniku trhliny:

$\sigma = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} / A_{s,min}$

k_c = 1,0 (prostý tah)

k = 1,0 pro konstrukci tl. < 300 mm

plocha betonu v tažené oblasti na 1 m´:

$A_{ct} = 1000 \cdot 250 = 2,5.10^5$ mm^2

graf 7.104N:

při σ = 260 MPa a w_k = 0,3 mm je max Δ = 125 mm

graf 7.103N:

při σ = 260 MPa a w_k = 0,3 mm je max Ø = 18 mm

$A_s = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} / \sigma = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 2,5.10^5 / 260 = 1154$ mm^2 /m´

=> návrh: na 1 m´ průřezu oz bude umístěno

2 x 8 Ø10 => $A_s = 2 \cdot 8 \cdot 78,5 = 1256$ mm^2 > 1154 mm^2

Svislá výztuž ve vetknutí dříku do patky pro OZ výšky 3,4 m:

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m^3
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 25/30
Válcová pevnost v tlaku f_{ck} = 25,00 MPa
Pevnost v tahu f_{ctm} = 2,60 MPa

Ocel podélná : B500
Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

Svislá výztuž dříku bude dimenzována pro průřez tl. 350 mm, tj. pouze beton bez kamenného obkladu:

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zeď	0,00	-1,78	22,05	0,22	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-3,60	-0,18	0,21	0,01	1,000	1,350	1,000
Tlak v klidu	48,30	-1,42	0,00	0,35	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	28,32	-0,81	0,00	0,35	1,350	1,000	1,350
Vztlak vody	0,00	-3,90	0,00	0,35	1,000	1,000	1,000
doprava	37,77	-2,20	0,00	0,35	1,500	0,000	1,500

Posouzení zdi v pracovní spáře 3,90 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu
Profil vložky = 16,0 mm
Počet vložek = 10
Krytí výztuže = 30,0 mm
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,35 m

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,63 %	>	0,14 %	=	ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,07 m	<	0,20 m	=	x_{max}
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	171,46 kN	>	156,50 kN	=	V_{Ed}
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	254,14 kNm	>	246,53 kNm	=	M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

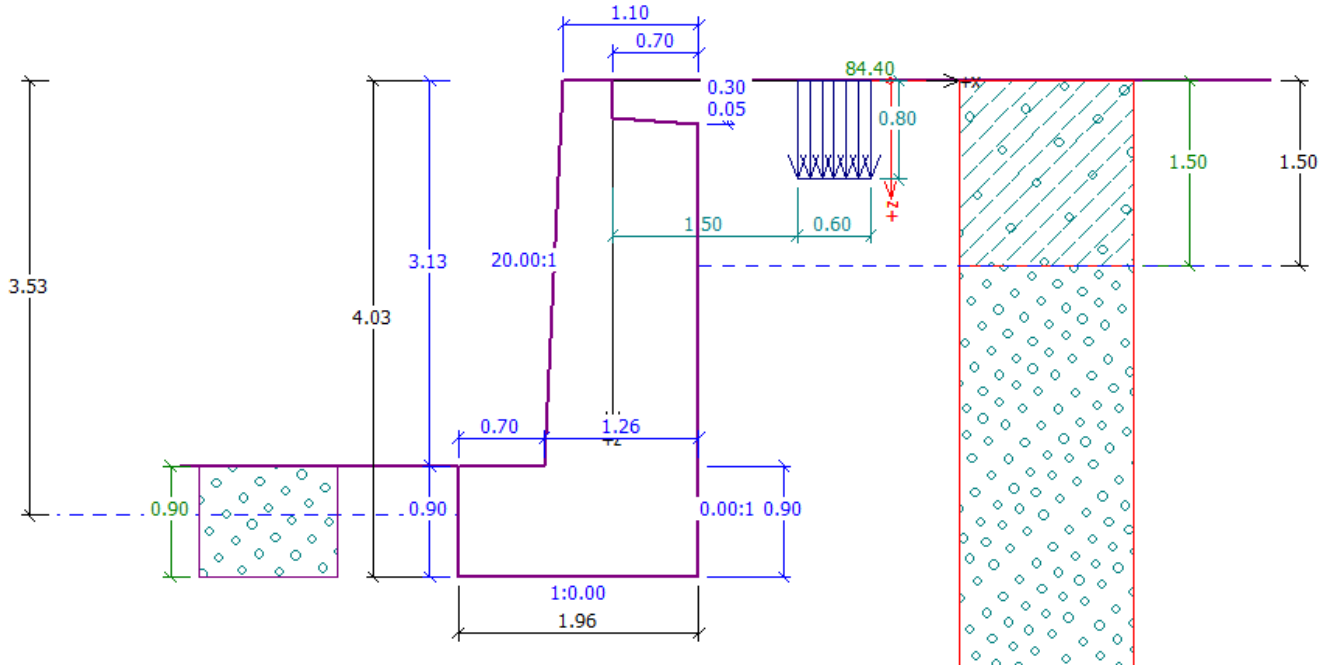
Tížná opěrná zeď v úseku L7

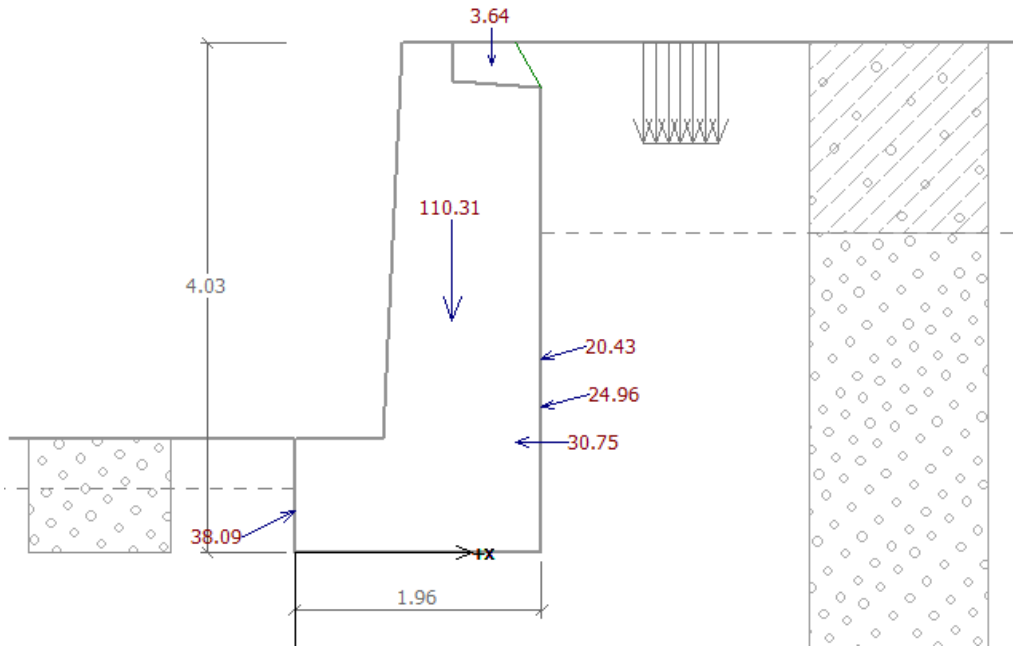
Terén za rubem OZ přitížen nárožím budovy:

Zatížení budovou na 1 m´obvodové zdi:

základ	0,6 . 0,8 . 24 =	11,52	1,35	15,6 kN
zdivo	0,45 . 4,2 . 18 =	34,0	1,35	45,9
strop	6 . 6 . 0,5 =	18,0	1,4	25,2
střecha	2,5 . 8 . 0,5 =	10,0	1,45	14,5
				101,2 kN

Na šířku základu 0,6 m: q_d = 101,2 / 0,6 = 168,7 kN/m, ztížení působí v hloubce 0,8 m. Objekt situován nárožím => součinitel roznášení pro zadání pásového zatížení do sw GEO5: k = 0,5 => q'_d = 168,7 . 0,5 = 84,4 kN/m.





Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působiště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působiště X [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0.00	-1.83	110.31	1.25	1.000	1.000	1.350
Odpor na líci	-34.40	-0.33	-16.34	0.00	1.000	1.000	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-3.86	3.64	1.56	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	24.00	-1.15	6.88	1.96	1.350	1.350	1.350
Tlak vody	30.75	-0.87	0.00	1.75	1.300	1.300	1.300
Vztlak vody	0.00	-4.03	0.00	1.26	1.000	1.000	1.000
Přit.1 - pásové	19.66	-1.53	5.57	1.96	1.350	1.350	1.350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení
Moment vzdorující M_{vzd} = 125.77 kNm/m
Moment klopící M_{kl} = 101.50 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí
Vodor. síla vzdorující H_{vzd} = 72.83 kN/m
Vodor. síla posunující H_{pos} = 64.51 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 95.45kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [m]	Napětí [kPa]
1	26.23	154.29	64.51	0.33	95.45

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity
Max. excentricita normálové síly e = 326.4 mm
Maximální dovolená excentricita e_{dov} = 645.6 mm

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

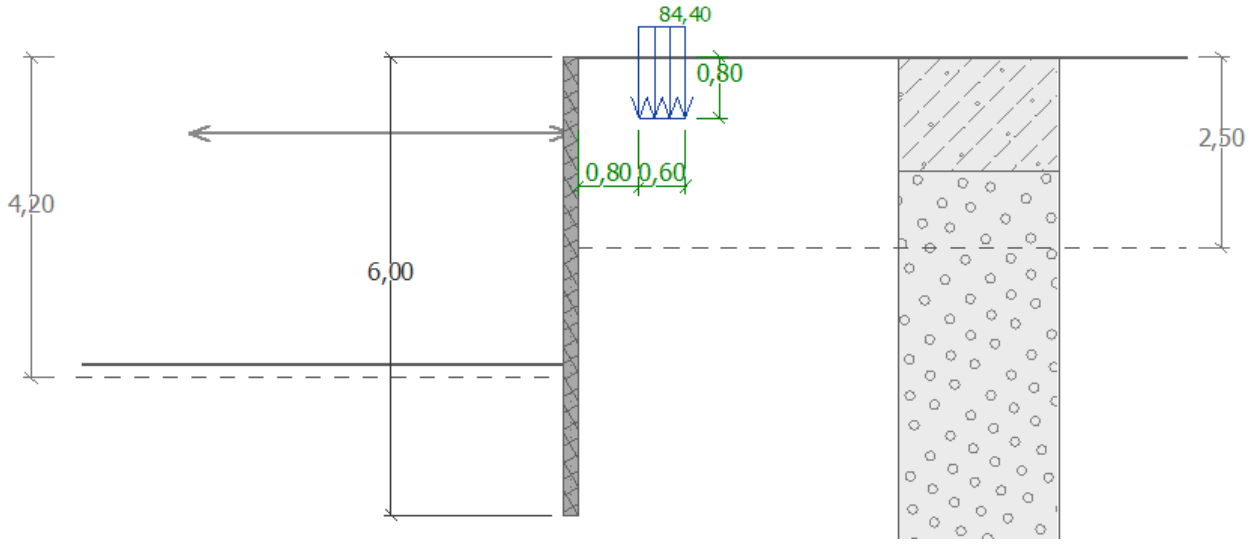
Posouzení únosnosti základové spáry
Max. napětí v základové spáře σ = 95.45 kPa
Únosnost základové půdy R_d = 142.86 kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Záporové pažení

V exponovaných úsecích bude OZ budována v pažené jámě. Bude posouzen nejvíce namáhaný úsek L7:



Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 6,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 160 B; a = 2,00 m
Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu	A	=	2,72E-03	m²/m
Moment setrvačnosti	I	=	1,24E-05	m⁴/m
Modul pružnosti	E	=	210000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	81000,00	MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,50	Třída F3, konzistence tuhá	
2	-	Třída G3, středně ulehlá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,03 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,50 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 4,20 m
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Zadané rozpěry

Číslo	Nová rozpěra	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Sklon α [°]
1	Ano	1,00	5,00	2,00	0,00

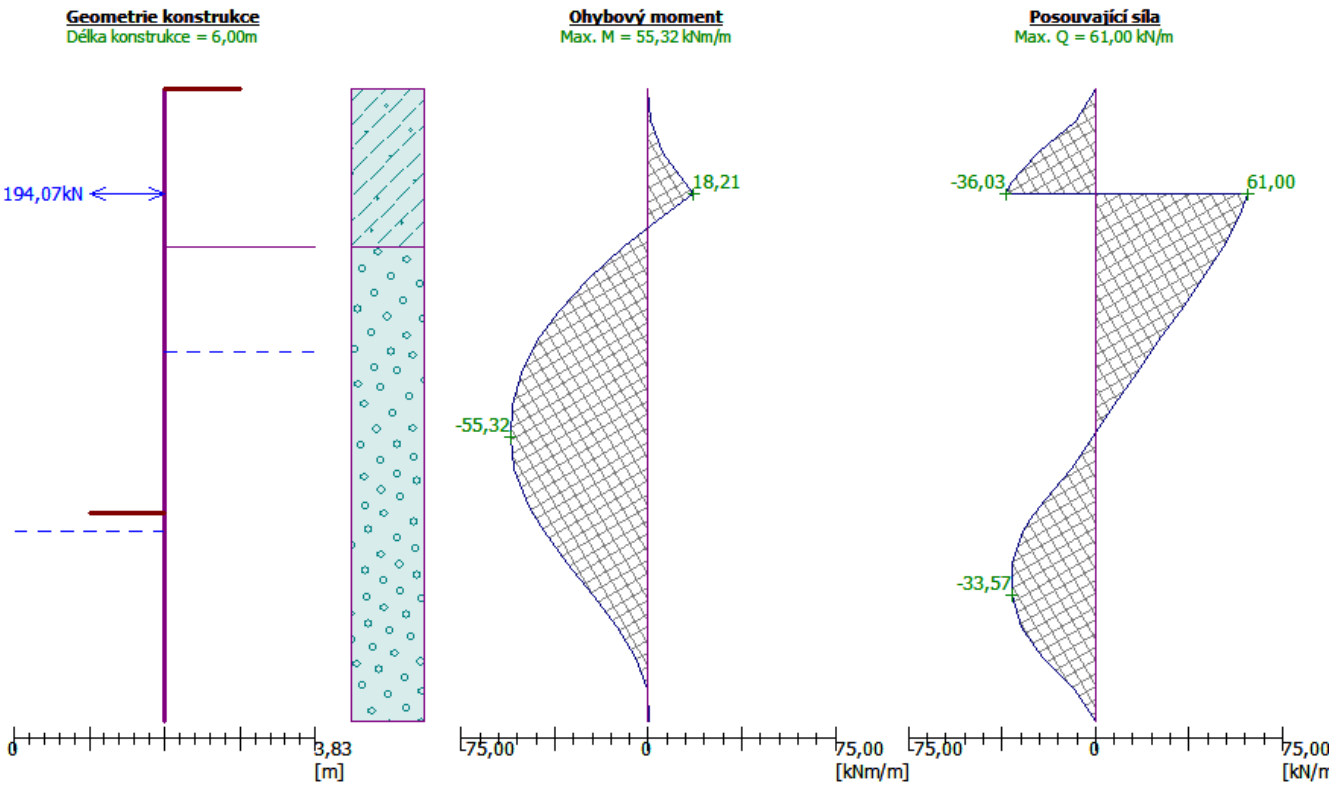
Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm²]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		210000,00	4000,000	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 20
Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení
Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0{,}20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná



Celkový provedený počet iterací modulu reakce podloží - 21.

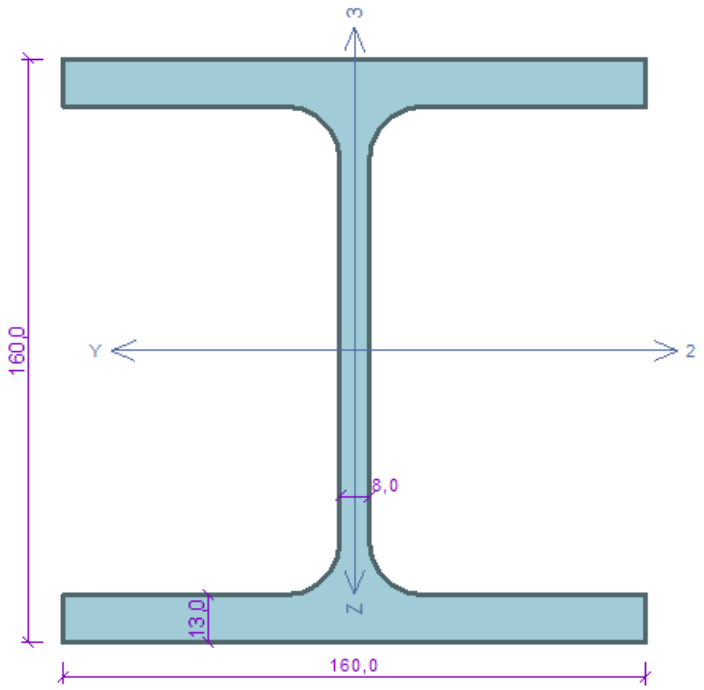
Maximální posouvající síla = 61,00 kN/m
Maximální moment = 55,32 kNm/m
Maximální deformace = 56,3 mm

Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	1,00	194,07

Zápory HEB 160 à 2,0 m:

Zápora



Norma **EN 1993-1-1/Česko**.

Únosnost průřezu	: γ_{M0}	=	1,000
Únosnost průřezu při posuzování stability	: γ_{M1}	=	1,000
Únosnost oslabeného průřezu	: γ_{M2}	=	1,250

Průřez HE 160 B
Průřezová plocha: A = 5,425E03 mm^2
Poloha těžiště:
y_T = 80,0 mm z_T = 80,0 mm
Momenty setrvačnosti:
I_y = 2,492E07 mm^4 I_z = 8,892E06 mm^4
Průřezové moduly:
$W_{y,1}$ = -3,115E05 mm^3 $W_{z,1}$ = 1,112E05 mm^3
$W_{y,2}$ = 3,115E05 mm^3 $W_{z,2}$ = -1,112E05 mm^3
Moment tuhosti v prostém kroucení:
I_K = 3,124E05 mm^4
Výsečový moment setrvačnosti:
I_ω = 4,794E10 mm^6
Plastické průřezové moduly:
$W_{pl,y}$ = 3,540E05 mm^3 $W_{pl,z}$ = 1,700E05 mm^3

Materiál: EN 10210-1 : S 235
Materiálové charakteristiky:

Mez kluzu	f_y	:	235,0	MPa
Mez pevnosti	f_u	:	360,0	MPa
Modul pružnosti	E	:	210000	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	:	81000	MPa

Vnitřní síly v souřadném systému průřezu
Zatěžovací případ s největším využitím
Zat. případ 1

N	=	0,000 kN			
V_z	=	0,000 kN	M_y	=	55,500 kNm
V_y	=	0,000 kN	M_z	=	0,000 kNm
T_t	=	0,000 kNm			
T_ω	=	0,000 kNm	B	=	0,000 kNm^2

Parametry vzpěru
Délka dílce: 4,000 m
L_z = 4,000 m
L_y = 4,000 m

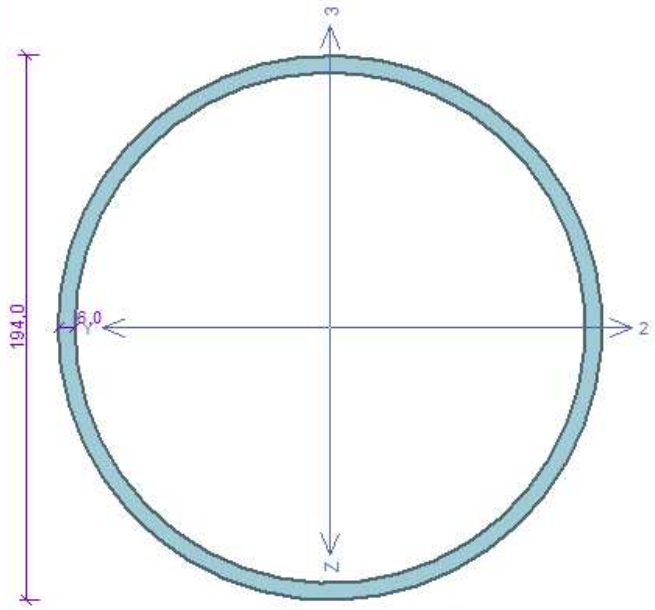
Parametry klopení
Součinitele uložení konců: k_y = - k_z = 1.0 k_w = 1.0
l_{z1} = 4,000 m M_y: Tvar č.4 z_P = 1,000
l_{y1} = Nezadáno M_z: Tvar není

Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Zat. případ 1; **Třída průřezu:** 1
Vnitřní síly: N = 0,000 kN; M_y = 55,500 kNm; M_z = 0,000 kNm
Posudek nejnepříznivější kombinace prostého tahu a ohybu:
Únosnosti: $M_{y,R}$ = 70,751 kNm
| 0,000 + 0,784 + 0,000 | = | 0,784 | < 1 **Vyhovuje**
Štíhlost dílce: 98,8

Průřez vyhovuje

Rozpěry proti protější OZ à max. 2,0 m, rozpětí max. cca 5,5 m:

Rozpěra



Norma **EN 1993-1-1/Česko**.

Únosnost průřezu	: γ_{M0}	=	1,000
Únosnost průřezu při posuzování stability	: γ_{M1}	=	1,000
Únosnost oslabeného průřezu	: γ_{M2}	=	1,250

Průřez TK 194 x 6
Průřezová plocha: A = 3,544E03 mm^2
Poloha těžiště:
y_T = 97,0 mm z_T = 97,0 mm
Momenty setrvačnosti:
I_y = 1,567E07 mm^4 I_z = 1,567E07 mm^4
Průřezové moduly:
$W_{y,1}$ = -1,616E05 mm^3 $W_{z,1}$ = 1,616E05 mm^3
$W_{y,2}$ = 1,616E05 mm^3 $W_{z,2}$ = -1,616E05 mm^3
Moment tuhosti v prostém krouceni:
I_k = 3,134E07 mm^4
Plastické průřezové moduly:
$W_{pl,y}$ = 2,121E05 mm^3 $W_{pl,z}$ = 2,121E05 mm^3

Materiál: EN 10210-1 : S 235
Materiálové charakteristiky:

Mez kluzu	f_y	:	235,0	MPa
Mez pevnosti	f_u	:	360,0	MPa
Modul pružnosti	E	:	210000	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	:	81000	MPa

Vnitřní síly v souřadném systému průřezu
Zatěžovací případ s největším využitím
Zat. případ 1

N	=	-190,000	kN		
V_z	=	0,000	kN	M_y	= 0,000 kNm
V_y	=	0,000	kN	M_z	= 0,000 kNm
T_t	=	0,000	kNm		
T_ω	=	0,000	kNm	B	= 0,000 kNm^2

Parametry vzpěru
Délka dílce: 5,500 m

L_z = 5,500 m	k_z = 1,000	$L_{cr,z}$ = 5,500 m
L_y = 5,500 m	k_y = 1,000	$L_{cr,y}$ = 5,500 m

Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Zat. případ 1; **Třída průřezu:** 1
Vnitřni síly: N = -190,000 kN; M_y = 0,000 kNm; M_z = 0,000 kNm
Posudek nejnepříznivější kombinace vzpěrného tlaku a ohybu:
Vzpěr Y: Únosnosti: N_R = -621,705 kN
| 0,306 + 0,000 + 0,000 | = | 0,306 | < 1 **Vyhovuje**
Vzpěr Z: Únosnosti: N_R = -621,705 kN
| 0,306 + 0,000 + 0,000 | = | 0,306 | < 1 **Vyhovuje**
Štíhlost dílce: 82,7

Průřez vyhovuje

MOST A LÁVKY

Předmětem stat. výpočtu je návrh nového mostu, který převádí silniční dopravu na místní obslužné komunikaci přes vodní tok Andělice. Tímto novým mostem bude nahrazen původní šikmý železobetonový prefabrikovaný most na stejném místě, který bude kompletně odstraněn včetně opěr. Nový most je koncipován tak, aby došlo k alespoň mírnému zlepšení průtočných podmínek v toku Andělice a ke zvýšení komfortu dopravy na místní obslužné komunikaci.
Z hlediska ČSN 73 6201, čl. 12.2.5 se jedná o most 3. kategorie. Niveleta mostu je dána úrovní stávající komunikace na obou jeho stranách a nedovoluje dodržet všechna ustanovení ČSN 73 6201 a ČSN 75 2130 o umístění mostovky nad hladinou Q_{100}. Proto bude postupováno podle ČSN 73 6201 čl. 12.2.6. Z důvodu, že most bude tvořit překážku proudění při průtocích větších než cca Q_{20}, je navržena odolná a tuhá konstrukce, kde mostovka tvoří horní příčli a základová deska dolní příčli uzavřeného rámu z monolitického železobetonu.
Délka přemostění: 6,00 m, délka mostu 6,90 m, šířka mostu 9,00 m, volná šířka mezi obrubníky 8,00 m. Most bude tvořit jeden dilatační celek, od navazujících nábřežních opěrných zdí bude konstrukce mostu oddilatována.
Konstrukce lávek La1, La2 a La3 bude koncepčně stejná jako mostu. Lávky jsou navrženy na užitné zatížení 5 kN/m2.

Podklady:

1. Dokumentace stupně DUR, Sweco Hydroprojekt, 2016
2. Geotechnický průzkum, GeoTec GS, prosinec 2016

Použité normy:

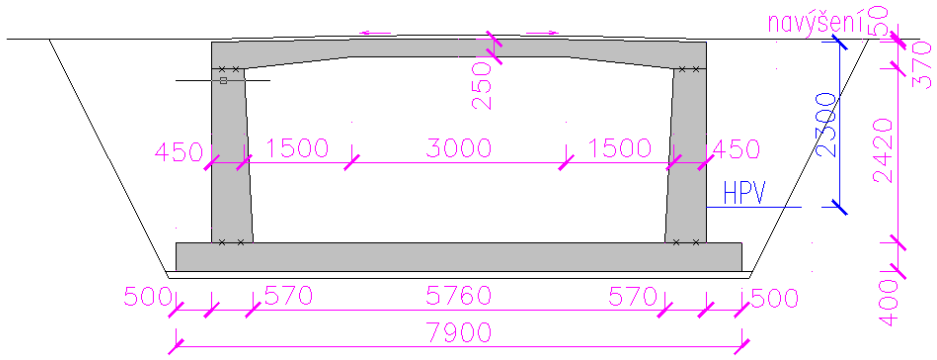
ČSN EN 1990 - Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemích staveb
ČSN EN 1991-2 ed. 2 Zatížení konstrukcí – část 2: Zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí - část 2: Betonové mosty - navrhování a konstrukční zásady
ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb
ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vdh objektů
ČSN EN 206 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí
ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů
ČSN 73 6222 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací + změna Z1
ČSN 73 6244 Přechody mostů pozemních komunikací
ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí
ČSN 75 2130 Křížení a souběhy vodních toků s dráhami, pozemními komunikacemi a vedeními

Použitý SW:

SCIA, FINE Fin EC - modul Beton2D, GEO 5

Most:

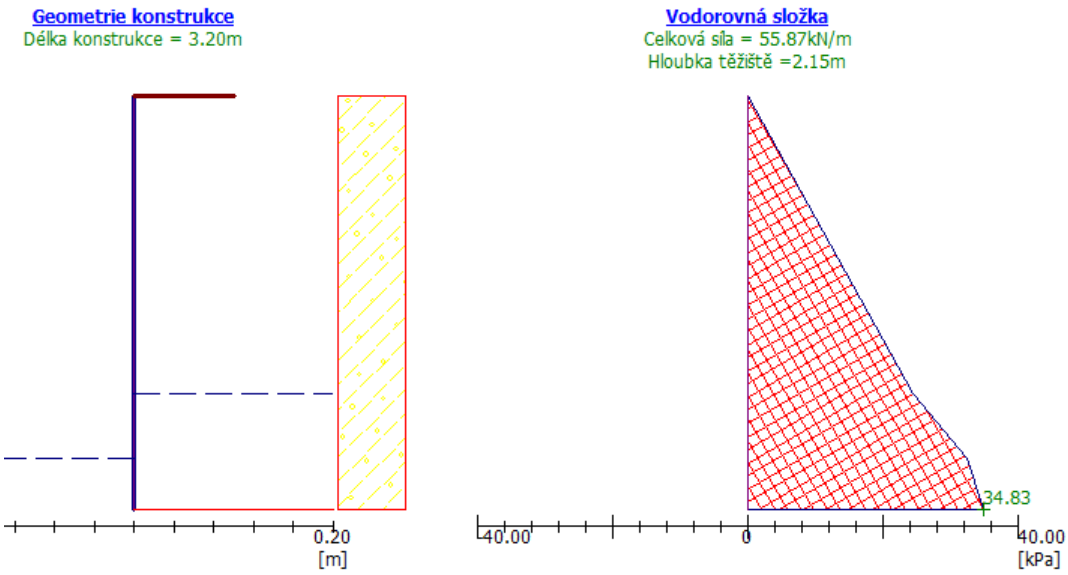
Schéma

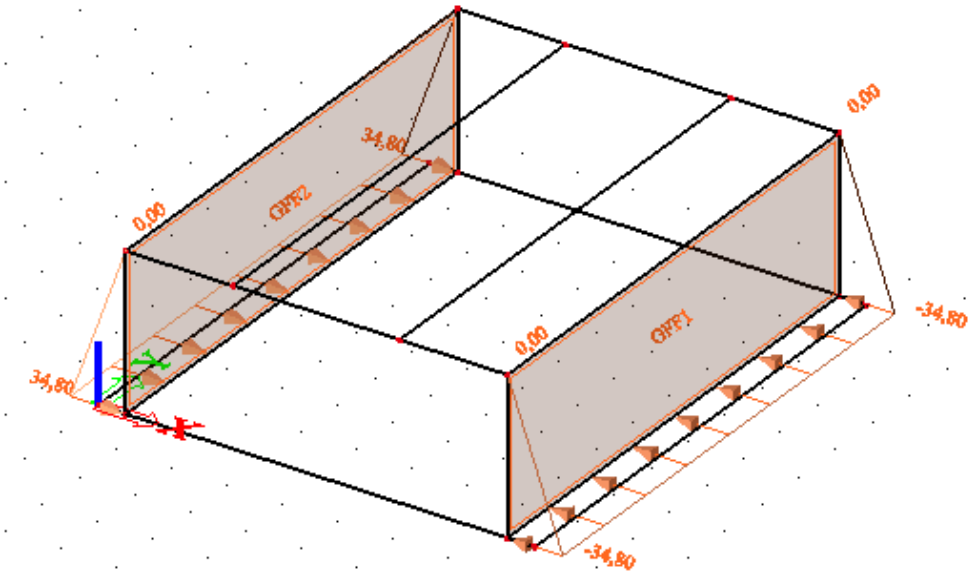


Zatížení

G1: vl. tíha žb rámu - generováno programem SCIA

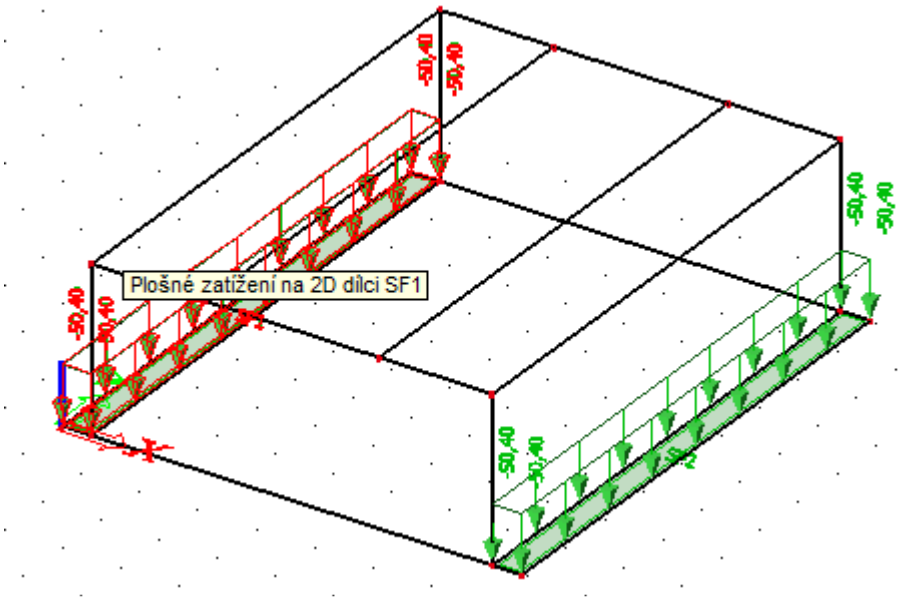
G2: zemní tlak na opěry (vč. tlaku podzemní vody)
předpoklady: zemní tlak v klidu, za opěrami zásyp - písčitá hlína F3 MS, γ = 18,0 kN/m^3, hladina podz. vody dána úrovní drenáže za rubem opěry, zemní tlak modelován sw GEO 5.





G3: tíha zeminy (zásypu) na části základové desky přečnívající za rub opěry

q_k = 2,8 . 18 = 50,4 kN/m^2 svisle



Q4: přírůstek zemního tlaku od zatížení dopravou na povrchu terénu za opěrami
ČSN EN 1991-2, čl. 4.9.1 (Roznášení zatížení zeminou) + změna Z3

postup podle čl. 4.9.1:
model zatížení LM1:
silnice III. třídy => skupina 2 podle NA.2.12 (α_{Q1} = 0,8, α_{q1} = 0,45)
Q_{1k} = 300 kN (charakteristická hodnota).
nápravová síla: $\alpha_{1Q} . Q_{1k}$ = 0,8 . 300 = 240 kN

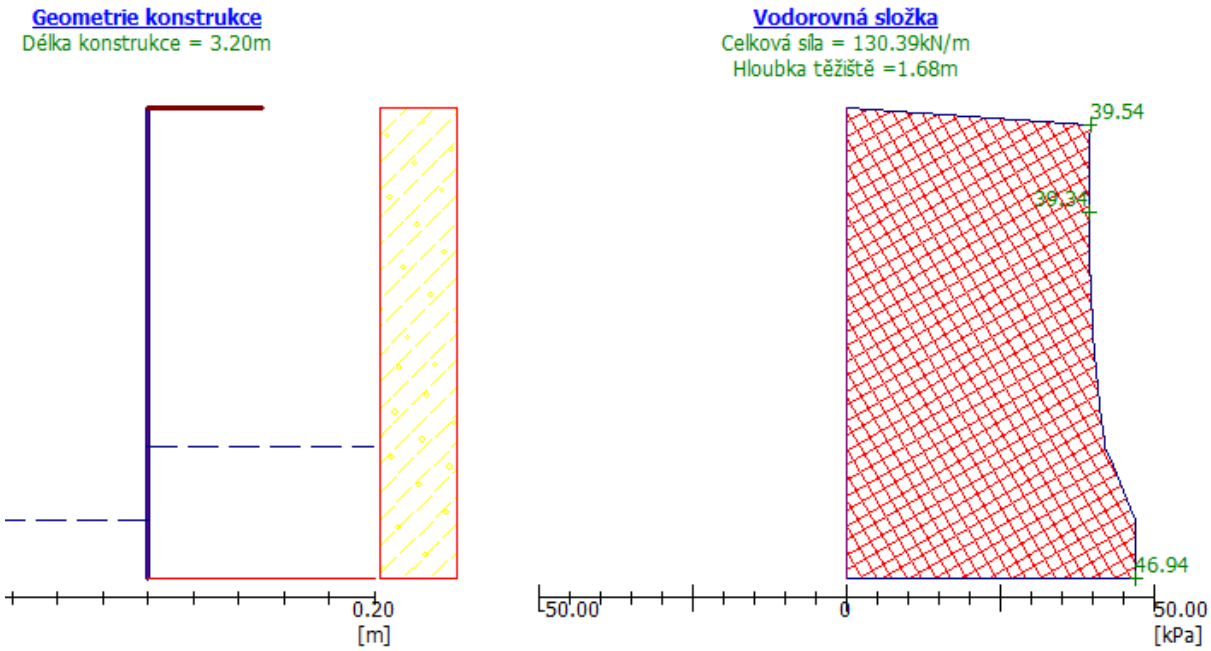
Náhradní rovnoměrné zatížení dvojnápravou na plochu B x 4,5 m (NA 2.39-tab. Z4, NA.6):

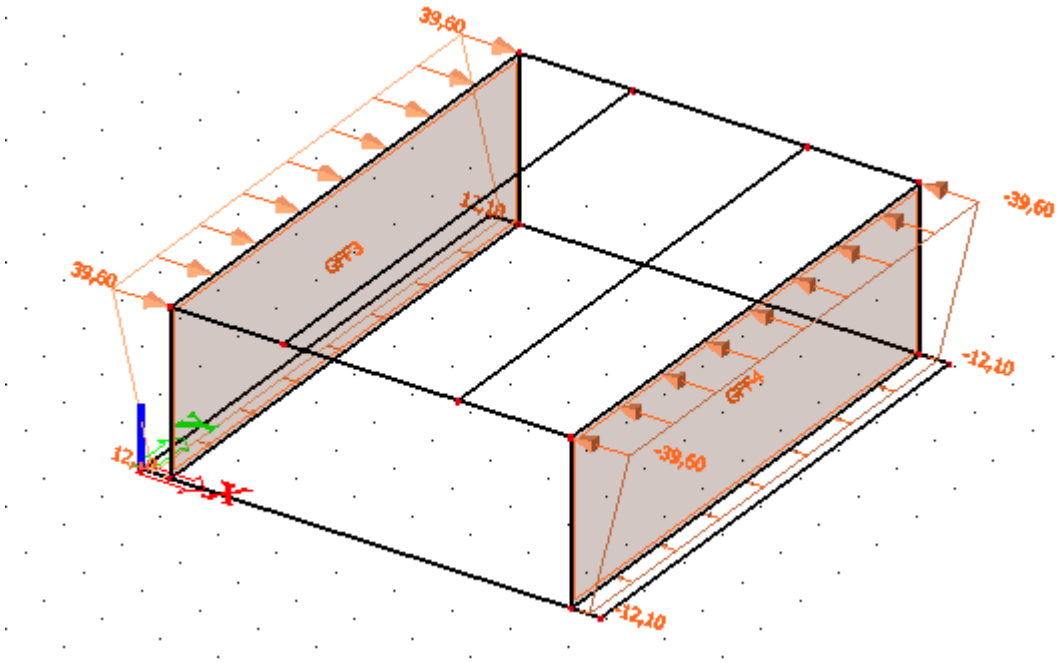
q_{eq} = 2 . 240 / (3 . 4,5) = 35,6 kNm^{-2}

Současné přitížení povrchu pro LM1: q_{1k} = 0,45 . 9,0 = 4,0 kNm^{-2}

Celkem v pruhu č. 1: q_k = 35,6 + 4 = 39,6 kNm^{-2} na ploše 3 . 4,5 = 13,5 m^2

Zemní tlak v klidu vč. doprava:





<u>Zatížení dopravou na mostě</u>

Q5: umístění pruhů a model zatížení LM1

- regul. součinitele: skupina poz. komunikací 2 (NA.2.12) =>

$\alpha_{Q1} = 0{,}8$ $\alpha_{q1} = 0{,}45$

$\alpha_{Q2} = 0{,}8$ $\alpha_{q2} = 1{,}6$

$\alpha_{qr} = 1{,}6$

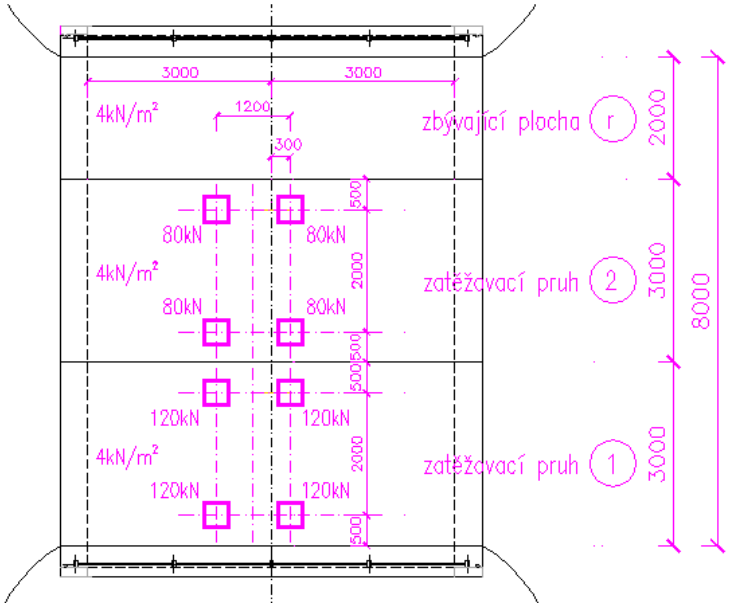
- nápravové síly Q_{ik} a rovnoměrné zatížení q_{ik} v pruzích:

pruh č.1: $\alpha_{Q1} . Q_{1k} = 0{,}8 . 300 = 240$ kN; $\alpha_{q1} . q_{1k} = 0{,}45 . 9{,}0 = 4{,}0$ kN/m^2

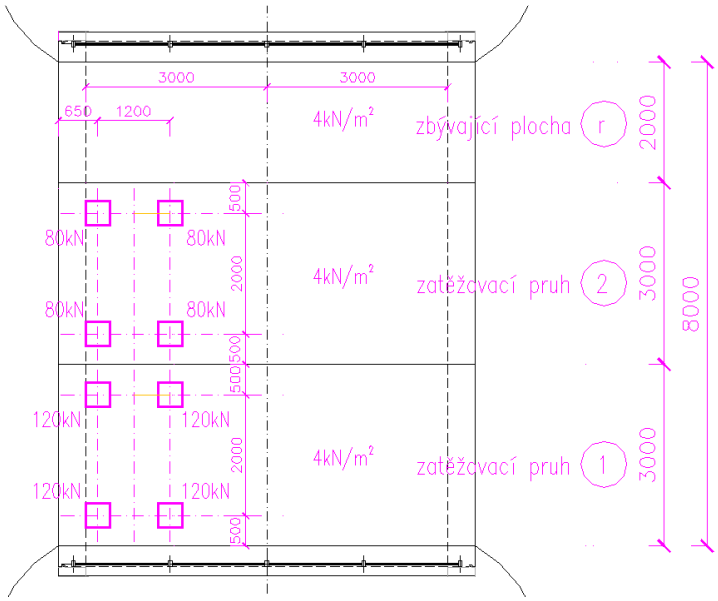
pruh č.2: $\alpha_{Q2} . Q_{2k} = 0{,}8 . 200 = 160$ kN; $\alpha_{q2} . q_{2k} = 1{,}6 . 2{,}5 = 4{,}0$ kN/m^2

zbýv. plocha: $\alpha_{qr} . q_{rk} = 1{,}6 . 2{,}5 = 4{,}0$ kN/m^2

- ZS5a1: model LM1 pro max. ohybový moment:



- Q6: model LM1 pro max. posouvající sílu:



- ostatní modely zatížení:

model zatížení LM2: je zřejmé, že účinek LM2 je pokryt modelem LM1.
model zatížení LM3 není relevantní pro místní komunikaci (NA.2.16(2)).
model zatížení LM4: je zřejmé, že účinek LM4 je pokryt modelem LM1.

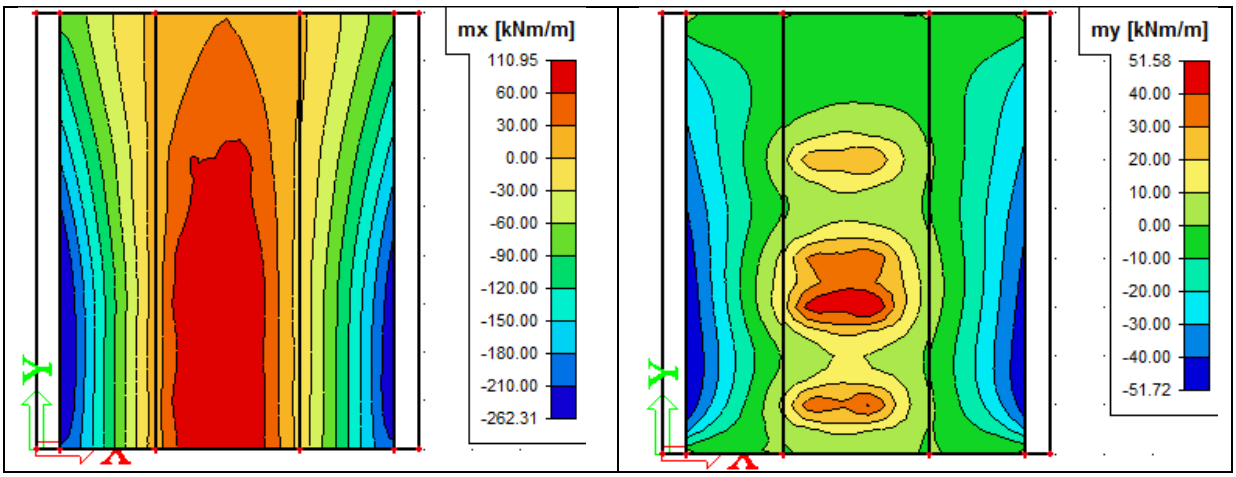
<u>Kombinace zatěžovacích stavů:</u>
Trvalá a dočasná návrhová situace (ČSN EN 1990, ZMĚNA A1, Tab. A2.4(B))

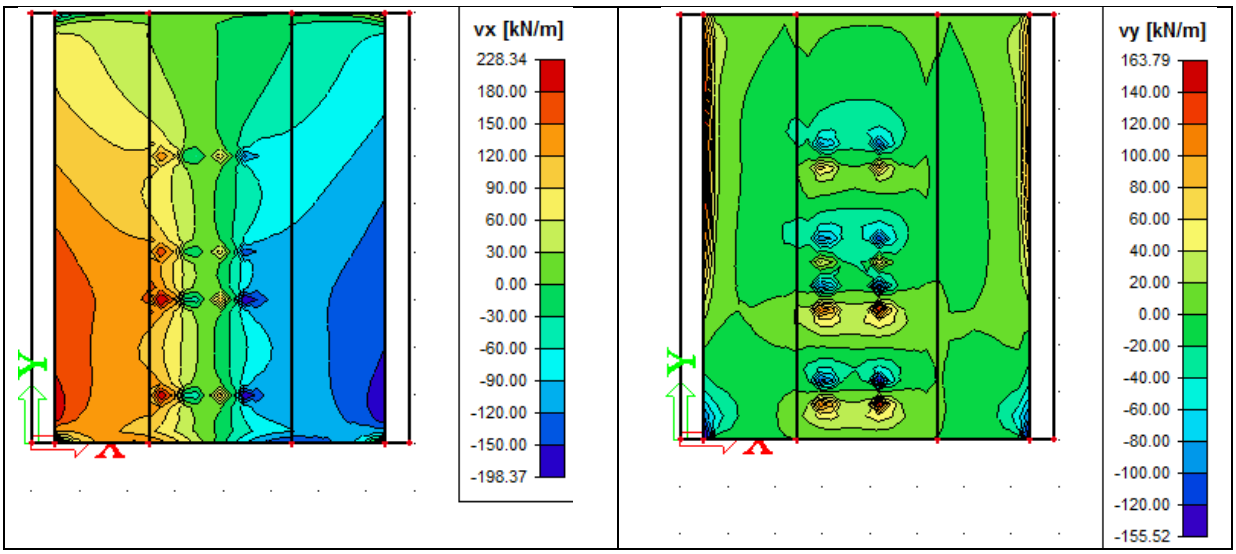
CO1 = G1 . 1,35 + G2 . 1,35 + G3 . 1,35 + Q4 . 1,5 + Q5 . 1,5

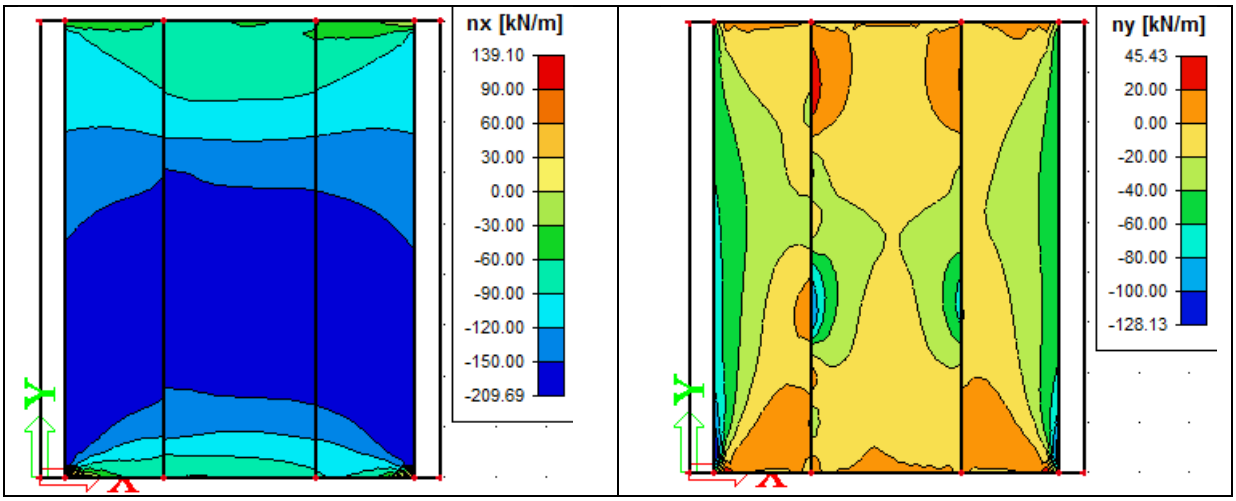
CO2 = G1 . 1,35 + G2 . 1,35 + G3 . 1,35 + Q4 . 1,5 + Q6 . 1,5

Vnitřní síly:

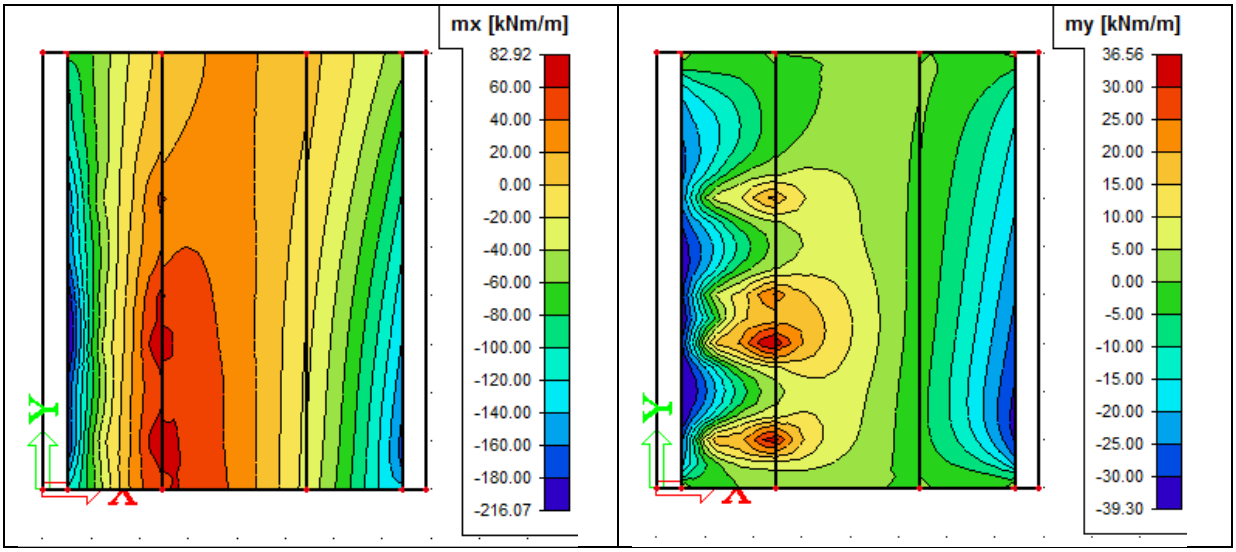
Vnitřní síly na mostovce při CO1:

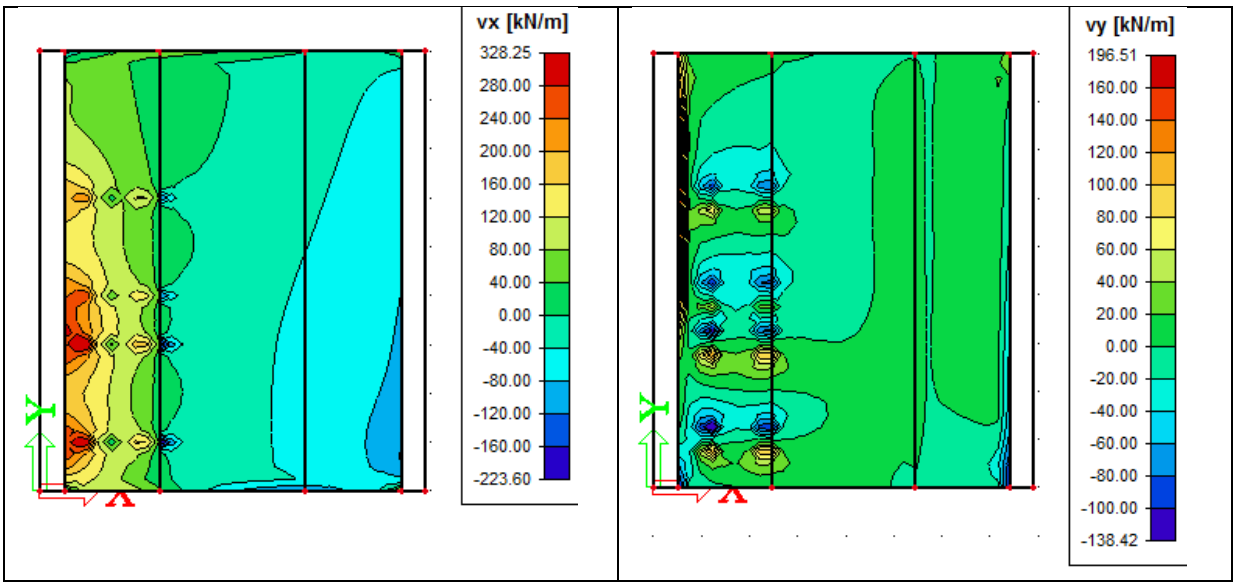


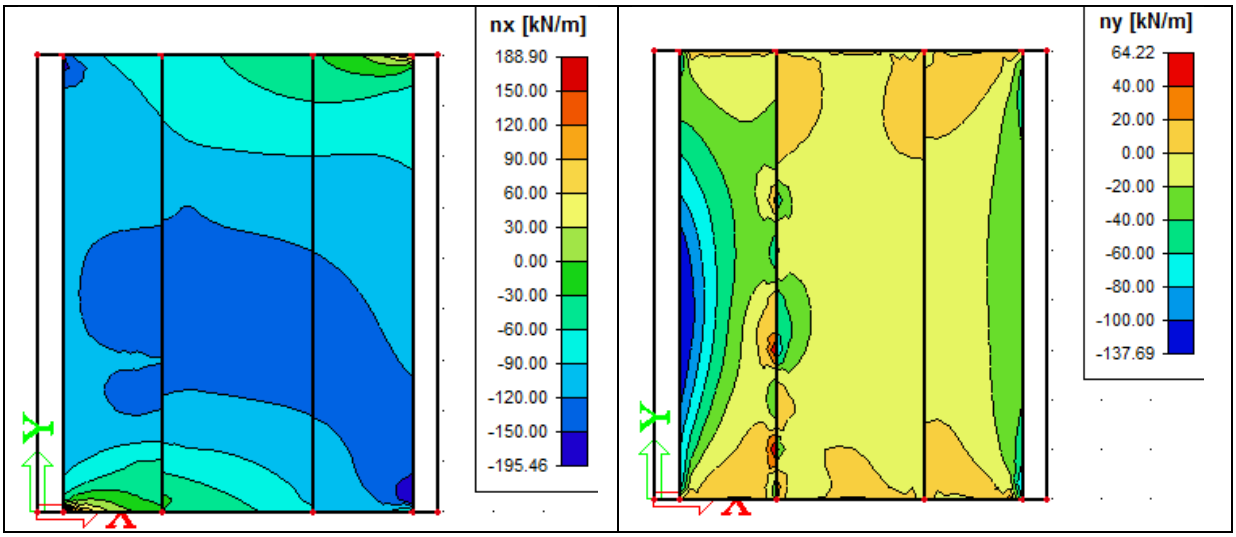




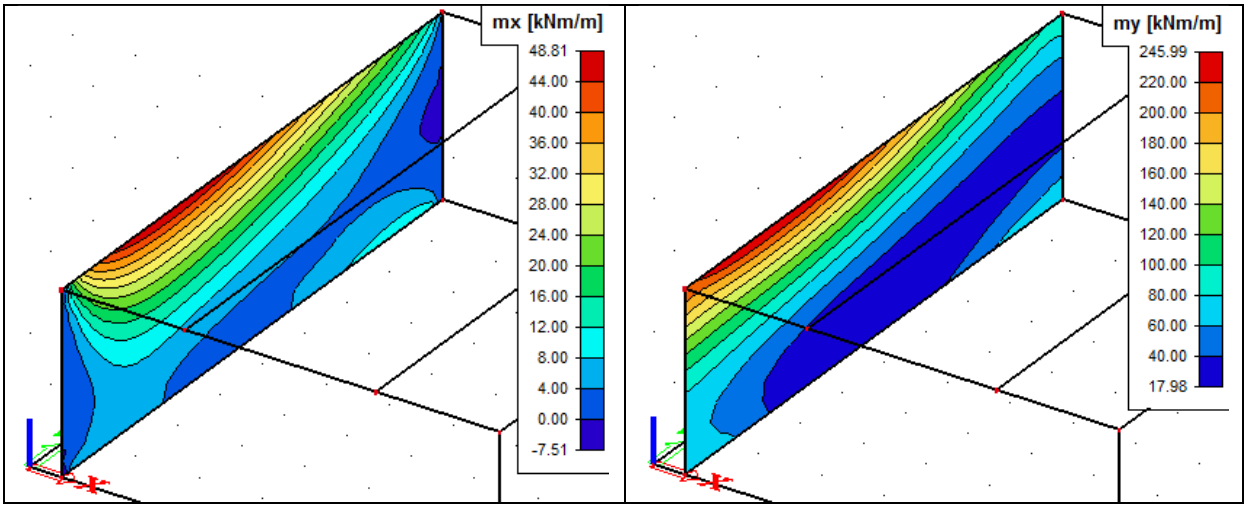
Vnitřní síly na mostovce při CO2:

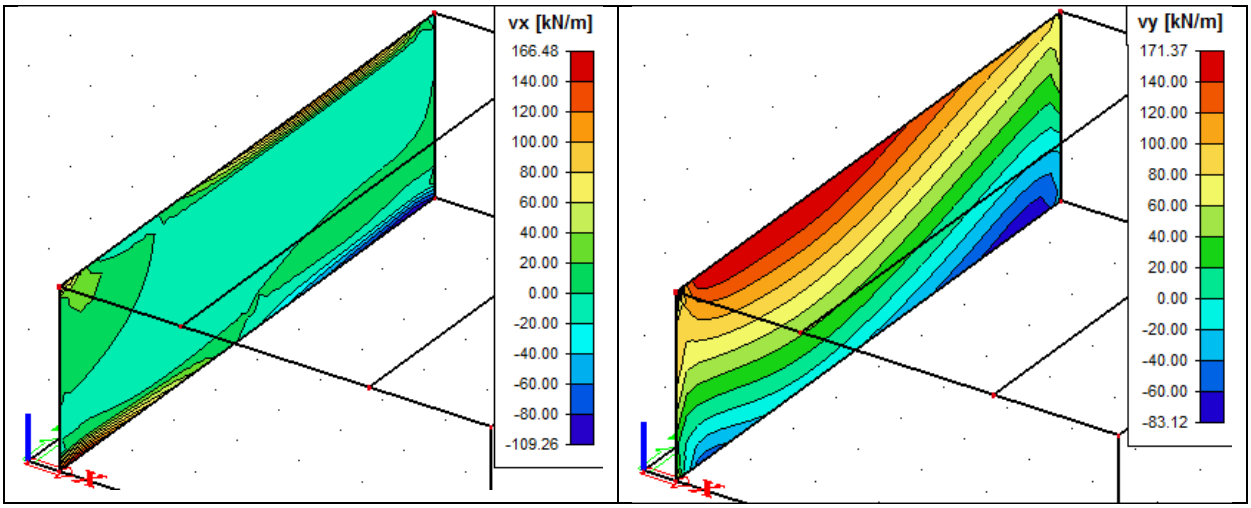


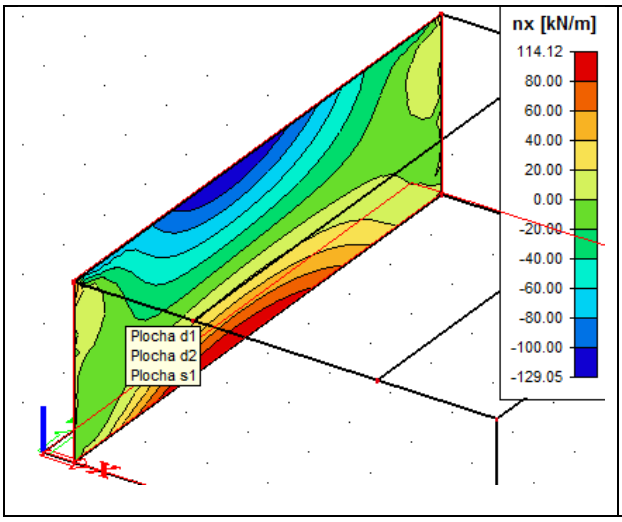


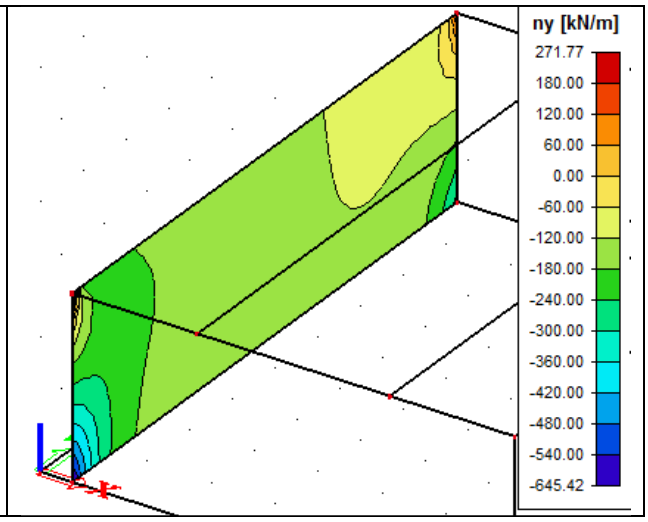


Vnitřní síly na opěře při CO1:

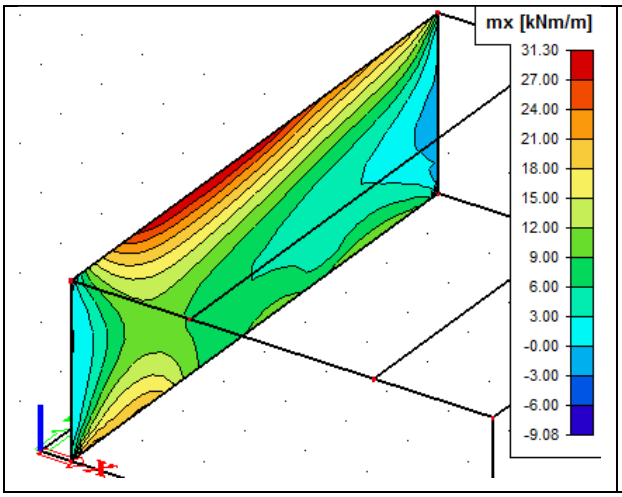


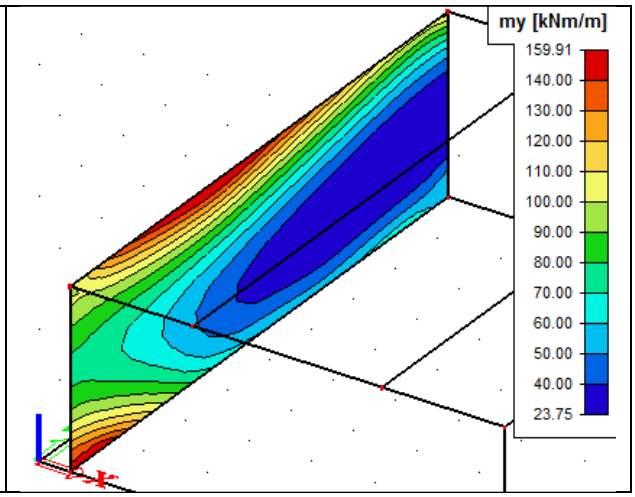


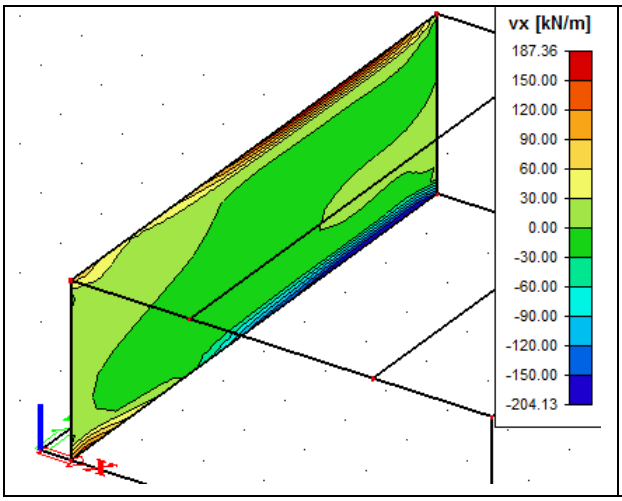


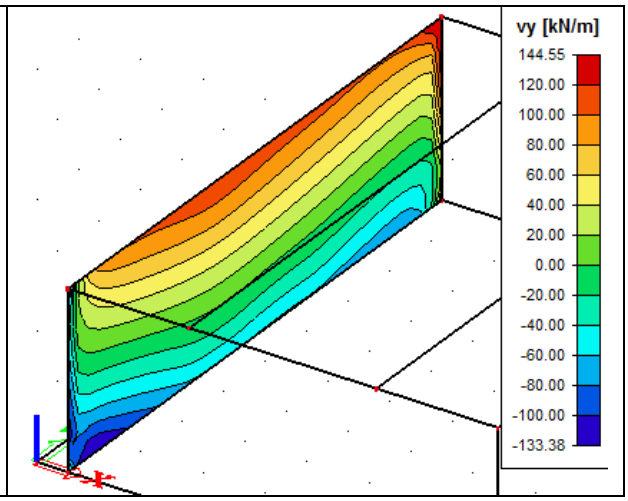


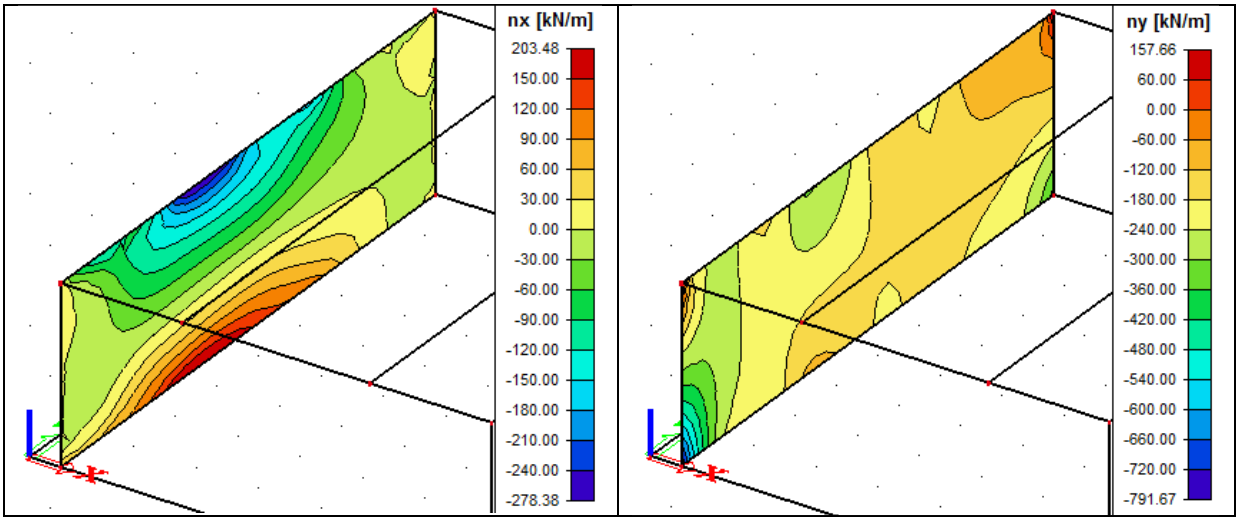
Vnitřní síly na opěře při CO2:



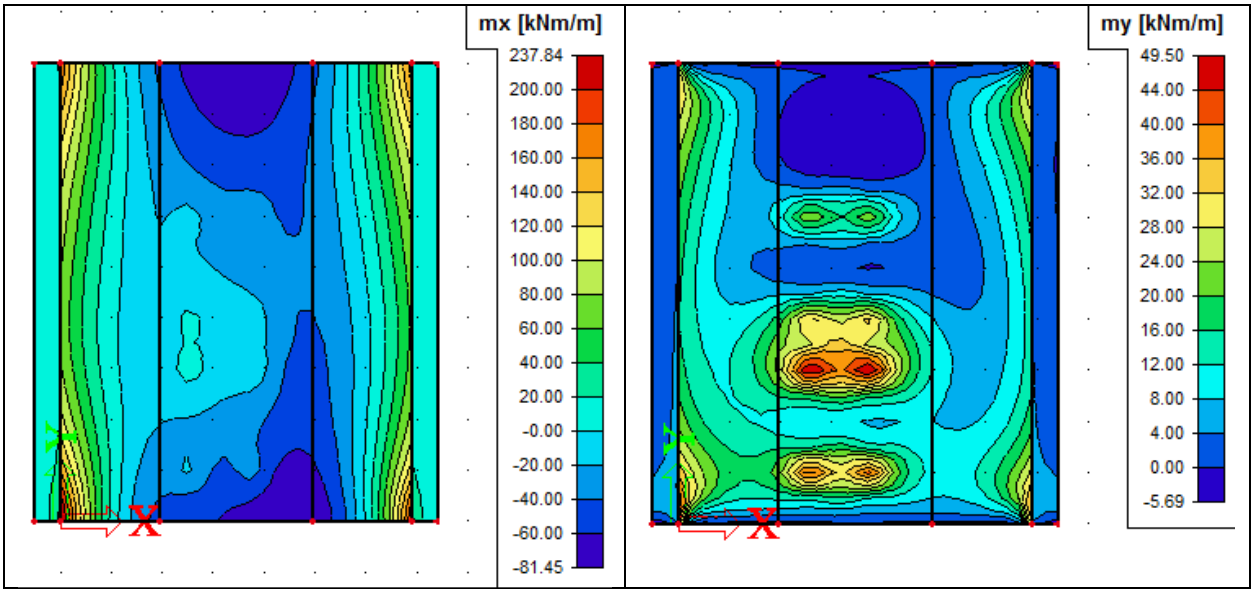


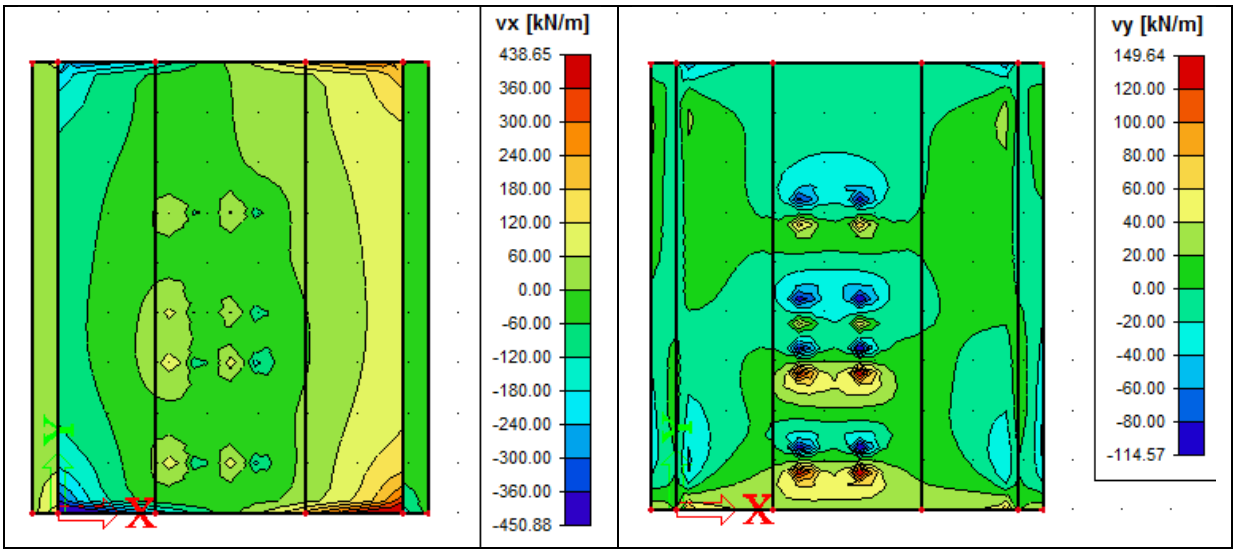


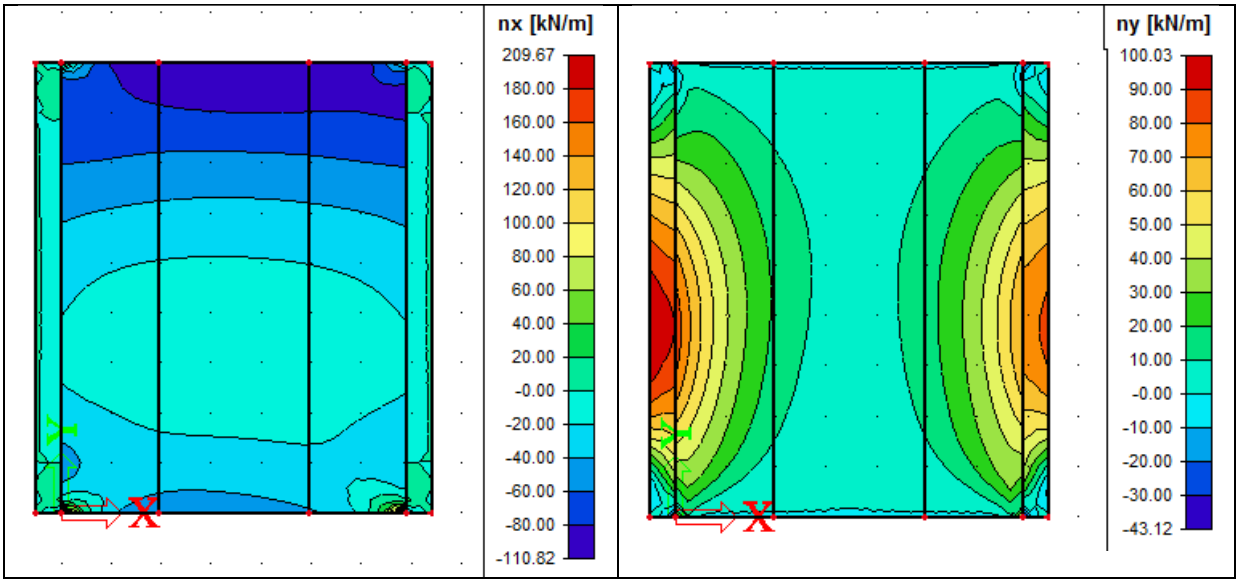




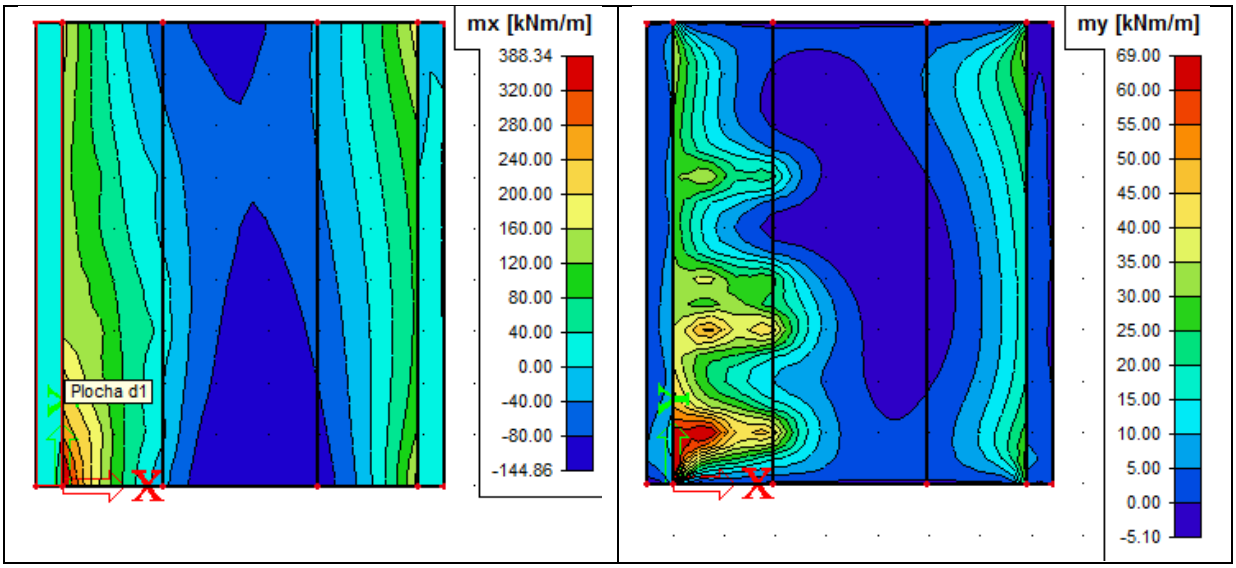
Vnitřní síly v základové desce při CO1:

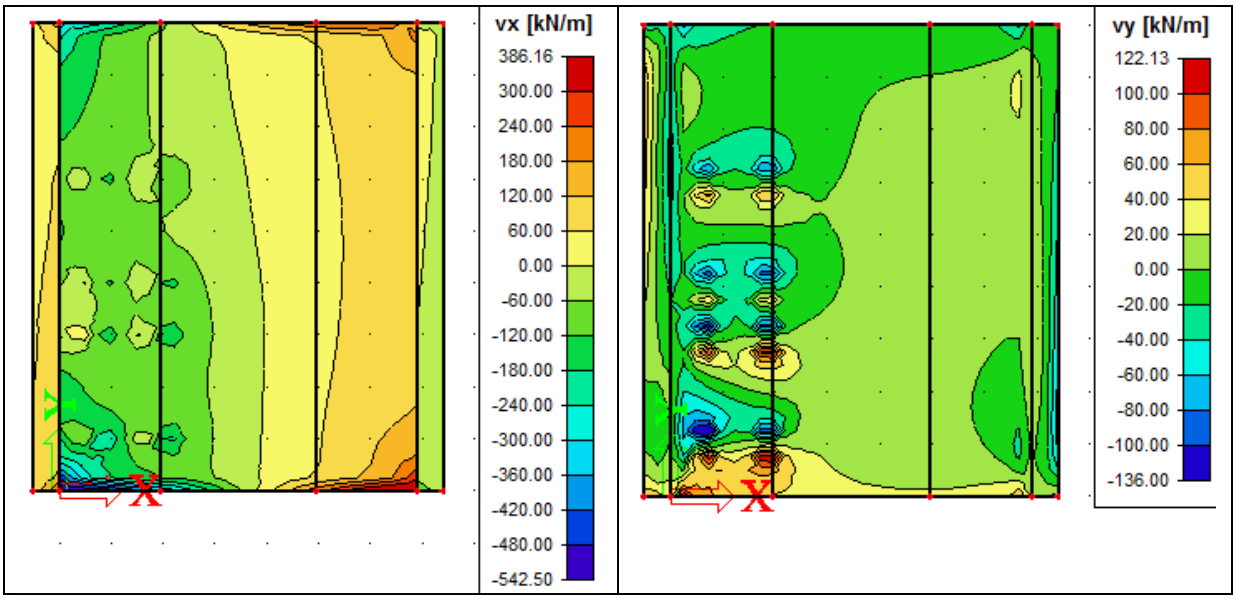


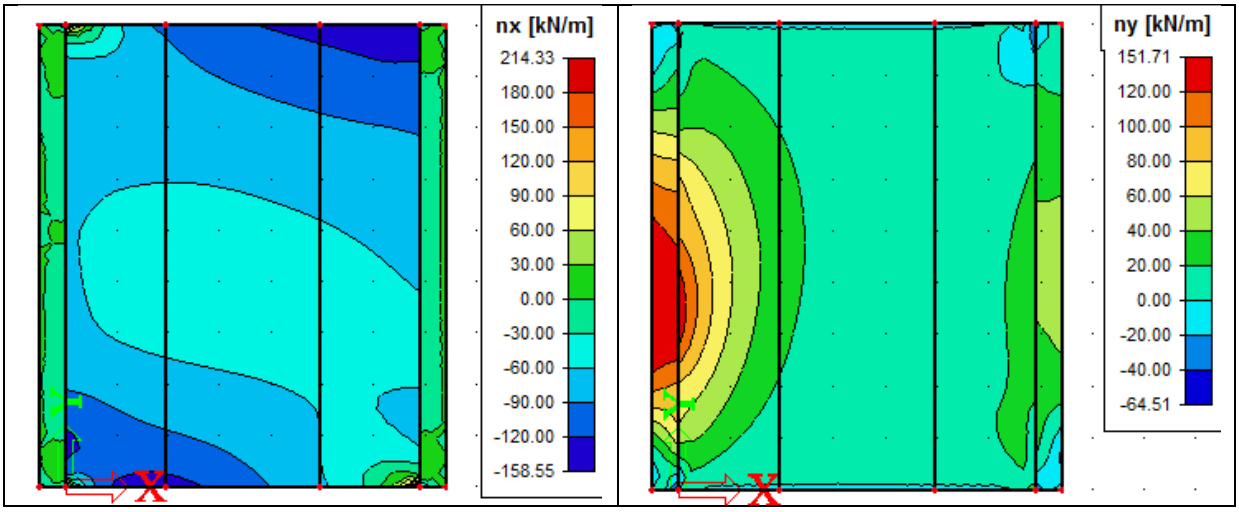




Vnitřní síly v základové desce při CO2:







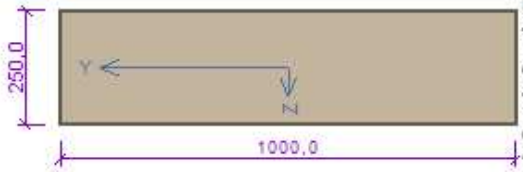
Dimenzování:

1 Mostovka uprostřed

1.1 Vstupní data

Typ prvku: deska
Prostředí: XD3, XF4

Průřez



Materiály

Beton: C 35/45
f_{ck} = 35,0 MPa; f_{ctm} = 3,2 MPa; E_{cm} = 34000 MPa

Ocel podélná: B500B
f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa

Ocel příčná: B500
f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	-209,70	110,90	0,00	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 2	-149,80	79,20	1,000

Podélná výztuž

S tlačenou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální kryti

Třída konstrukce: S4
Jedná se o deskovou konstrukci
Je zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu
Výsledná třída konstrukce: S2

c_{min} = max($c_{min,b}$; $c_{min,dur}$; 10) = max(16; 35; 10) = 35 mm

c_{nom} = c_{min} + Δc_{dev} = 35 + 10 = 45 mm

1.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t}$ = 0,0102 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,00166

$\rho_{s,t,CSN}$ = 0,00804 ≥ $\rho_{s,min,CSN}$ = 0,0018 ⇒ **Vyhovuje**

ρ_s = 0,0112 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-209,70	-6951,74	110,90	173,85	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\varepsilon$ [–]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
2	Zat. případ 2	-149,80	79,20	677.10^{-6}	0,187	0,126	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

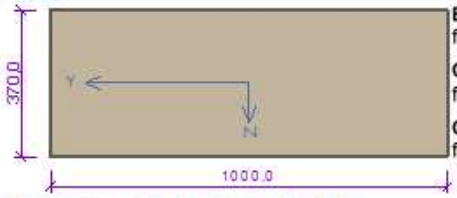
Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

2 Mostovka rámový roh

2.1 Vstupní data

Typ prvku: deska
Prostředí: XD3, XF4

Průřez



Materiály

Beton: C 35/45
f_{ck} = 35,0 MPa; f_{ctm} = 3,2 MPa; E_{cm} = 34000 MPa

Ocel podélná: B500B
f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa

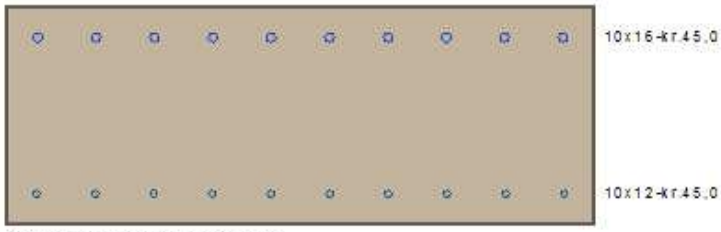
Ocel příčná: B500
f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	-209,70	-262,30	228,00	1,000
2	Zat. případ 3	-120,00	-216,10	328,30	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 2	-149,00	-182,00	1,000



S tlačenou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Spony
Profil: 12 mm; Vzdálenost: 230,0 mm; Střihy: 4

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4
Jedná se o deskovou konstrukci
Je zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu
Výsledná třída konstrukce: S2
c_{min} = max($c_{min,b}$; $c_{min,dur}$; 10) = max(16; 35; 10) = 35 mm
c_{nom} = c_{min} + Δc_{dev} = 35 + 10 = 45 mm

2.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):
$\rho_{s,t}$ = 0,00634 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,00166
$\rho_{s,t,CSN}$ = 0,00543 ≥ $\rho_{s,min,CSN}$ = 0,0018 ⇒ **Vyhovuje**
ρ_s = 0,00849 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min}$ = 0,000947 ≤ ρ_w = 0,00197 ⇒ **Vyhovuje**
Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max}$ = 239,3 mm ⇒ **Vyhovuje**
Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max}$ = 478,5 mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-209,70	-9889,97	-262,30	-295,43	228,00	437,62	Vyhovuje
3	Zat. případ 3	-120,00	-9889,97	-216,10	-283,49	328,30	440,26	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\varepsilon$ [–]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
2	Zat. případ 2	-149,00	-182,00	909.10^{-6}	0,283	0,257	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Smyková výztuž

Spony

Profil: 12 mm; Vzdálenost: 230,0 mm; Střihy: 4

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4
Jedná se o deskovou konstrukci
Je zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu
Výsledná třída konstrukce: S2

c_{min} = max($c_{min,b}$; $c_{min,dur}$; 10) = max(20; 35; 10) = 35 mm

c_{nom} = c_{min} + Δc_{dev} = 35 + 10 = 45 mm

2.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t}$ = 0,00997 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,00166

$\rho_{s,t,CSN}$ = 0,00849 ≥ $\rho_{s,min,CSN}$ = 0,0018 ⇒ **Vyhovuje**

ρ_s = 0,0115 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min}$ = 0,000947 ≤ ρ_w = 0,00197 ⇒ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max}$ = 239,3 mm ⇒ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max}$ = 478,5 mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-209,70	-10342,36	-262,30	-422,86	228,00	421,65	Vyhovuje
3	Zat. případ 3	-120,00	-10342,36	-216,10	-411,76	328,30	423,71	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\varepsilon$ [–]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
2	Zat. případ 2	-149,00	-182,00	679.10^{-6}	0,202	0,137	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Mostovka - min. výztuž na omezení vynuc. přetvoření:

<u>Vodorovná výztuž rovnoběžně s opěrami:</u>

Rozhodujícím kritériem dimenzování "rozdělovací" výztuže bude omezení šířky trhlin od vynuc. přetvoření:

pevnost betonu v tahu v době vzniku trhlin pro C35/45, f_{ctm} = 3,2 MPa

předpoklad: vznik trhlin v době stáří betonu cca 3 dni

$f_{ct,eff} = f_{ctm}(3) = \beta_{cc}^{\alpha} \cdot f_{ctm}$

$\beta_{cc}(3) = e^{s(1-\sqrt{(28/t)})}$

t = 3; s = 0,38 pro cement CEM II-B 32,5N; α = 1 pro t < 28 dní

$\beta_{cc}(3) = e^{0,38(1-\sqrt{(28/3)})} = 0,46$

$f_{ct,eff}$ = 0,46. 3,2 = 1,47 MPa (pevnost bet. v tahu ve stáří 3 dni)

Postup podle ČSN EN 1992-2, čl. 7.3 a ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-3, čl. 7.3.3:

Napětí ve výztuži po vzniku trhliny: mostovka tl. 370 mm

$\sigma = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} / A_{s,min}$ (7.1)

k_c = 1,0 (prostý tah)

k = 0,94 pro tl. 370 mm (k =1 pro h ≤ 300 mm; k = 0,65 pro h > 800 mm)

plocha betonu v tažené oblasti na 1 m´ : A_{ct} = 1000 . 370 = $3,7.10^5$ mm^2

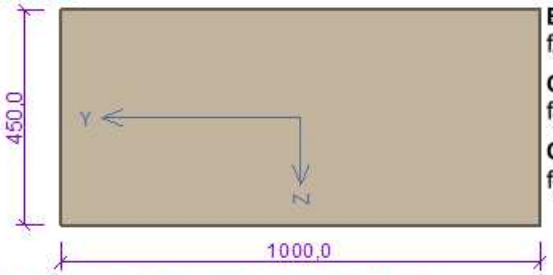
graf 7.104N: při w_k = 0,3 mm a Δ = 150 mm je σ = 240 MPa
graf 7.103N: při σ = 240 MPa a w_k = 0,3 mm je max Ø = 22 mm
$A_s = k_c\ k\ f_{ct,eff}\ A_{ct} / \sigma = 1{,}0\ .\ 0{,}94\ .\ 1{,}47\ .\ 3{,}7.10^5 / 240 = 2130\ mm^2/m'$
=> návrh: na 1 m´ bude umístěno
2 x Ø 14/125 =>
As = 2. 8 . 153,9 = 2462 mm^2/m´ > 2130 mm^2 /m´

3 Opěra

3.1 Vstupní data

Typ prvku: stěna
Prostředí: XD3, XF4

Průřez



Materiály

Beton: C 35/45
f_{ck} = 35,0 MPa; f_{ctm} = 3,2 MPa; E_{cm} = 34000 MPa

Ocel podélná: B500B
f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa

Ocel příčná: B500
f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

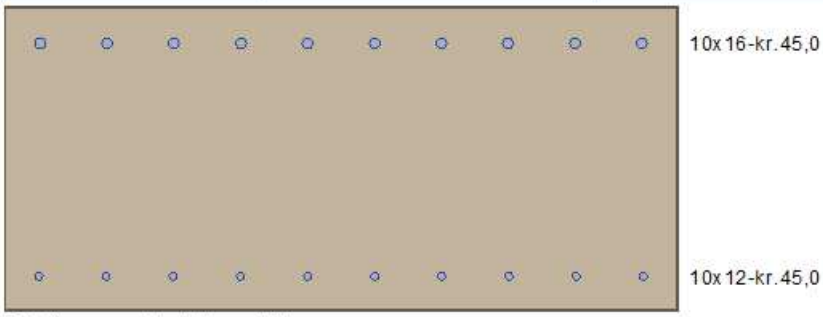
č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	-240,00	-246,00	171,40	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 2	-171,40	-175,70	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
10	16	45,0	horní výztuž
10	12	45,0	dolní výztuž



S tlačenou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4
Jedná se o deskovou konstrukci
Je zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu
Výsledná třída konstrukce: S2
c_{min} = max($c_{min,b}$; $c_{min,dur}$; 10) = max(16; 35; 10) = 35 mm
c_{nom} = c_{min} + Δc_{dev} = 35 + 10 = 45 mm

3.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

ρ_s = 0,00698 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,002 ⇒ **Vyhovuje**

ρ_s = 0,00698 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ **Vyhovuje**

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min}$ = 785,4 mm²

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-240,00	-11756,64	-246,00	-383,08	171,40	244,14	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	Δε [–]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
2	Zat. případ 2	-171,40	-175,70	587.10^{-6}	0,283	0,166	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

<u>Vodorovná výztuž opěry tl. 620 mm</u>

Napětí ve výztuži po vzniku trhliny:

$\sigma = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} / A_{s,min}$ (7.1)

k_c = 1,0 (prostý tah)

k = 0,78 pro tl. 620 mm (k =1 pro h ≤ 300 mm; k = 0,65 pro h > 800 mm)

plocha betonu v tažené oblasti na 1 m´ :

$A_{ct} = 1000 \,.\, 620 = 6{,}2.10^5$ mm²

graf 7.104N: při w_k = 0,3 mm a Δ = 100 mm je σ = 280 MPa

graf 7.103N: při σ = 280 MPa a w_k = 0,3 mm je max Ø = 16 mm

$A_s = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} / \sigma = 1{,}0 \,.\, 0{,}78 \,.\, 1{,}47 \,.\, 6{,}2.10^5 / 280 = 2539$ mm² /m´

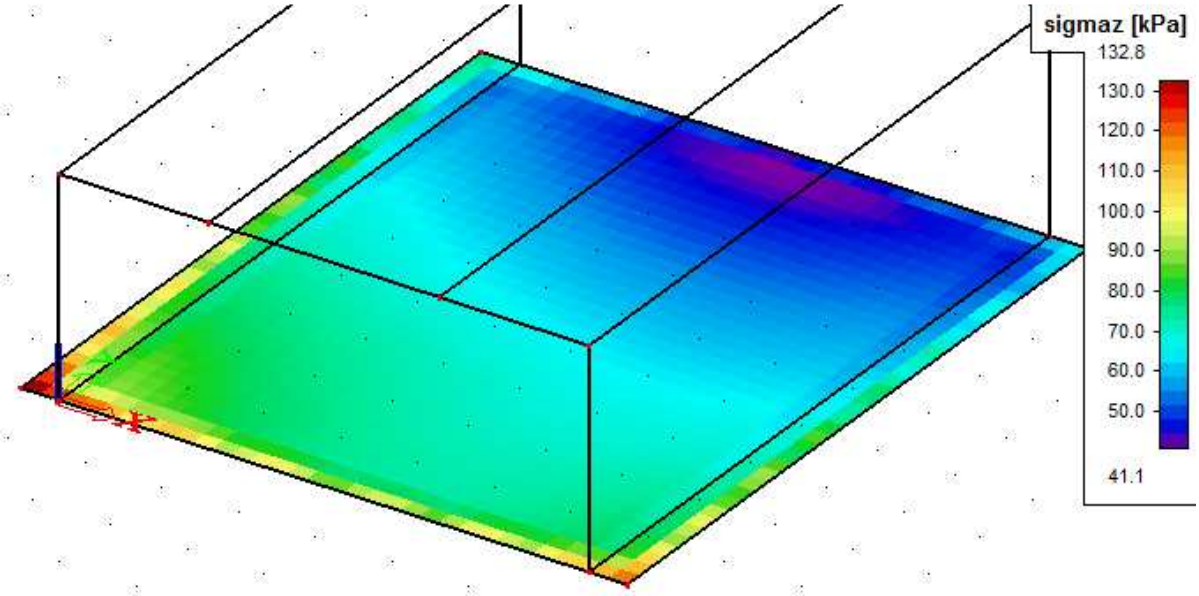
=> návrh: na 1 m´ bude umístěno

2 x Ø 14/100 =>

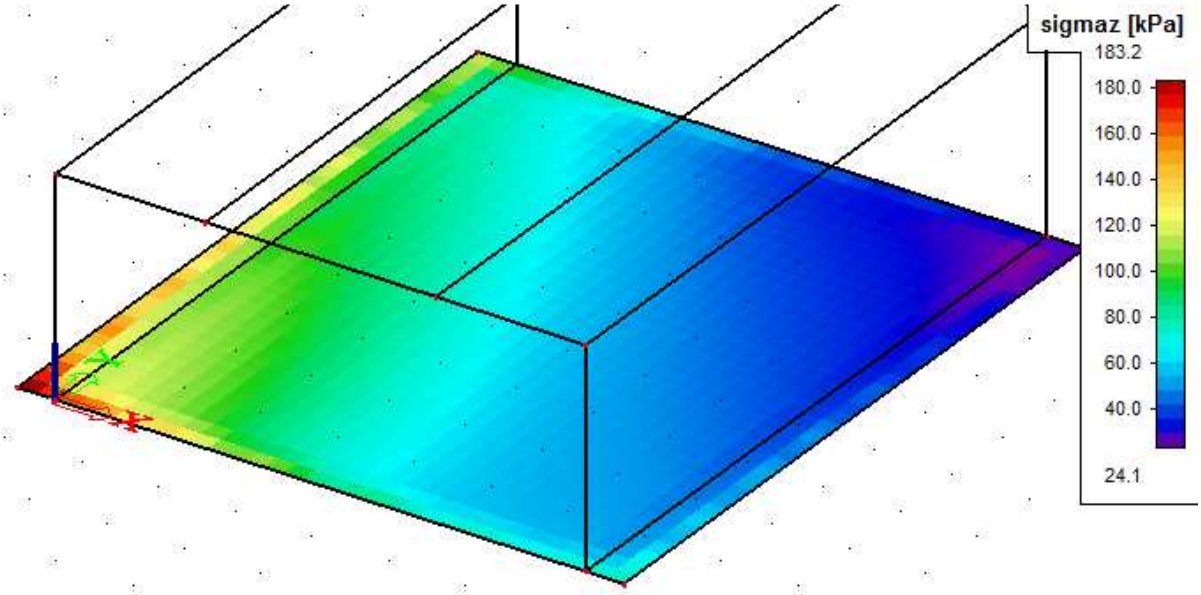
As = 2. 10 . 153,9 = 3078 mm²/m´ > 2539 mm² /m´

Založení:

Napětí v základové spáře: při CO1:



při CO2:



V základové spáře (sonda J1): zvětralý granodorit charakteru ulehlého jílovitého písku - ulehlý S5 SC. Zákl. spára pod hladinou podzemní vody.

φ_{ef} = 27° c_{ef} = 4 kPa ν = 0,35 E_{def} = 6 MPa γ_1 = 19 kN/m^3

γ_2 = 21,5 kN/m^3

B / L = 7,9 / 9 m, vlivem excentricity zatížení B_{ef} / L_{ef} = 5,9 / 7,0 m

souč. únosnosti: $N_q = e^{\pi tg27°} \cdot tg2(45 + 27/2) = 13{,}2$

$N_c = (13{,}2 - 1)\ cotg\ 27° = 23{,}9$

$N_\gamma = 2\ (13{,}2 - 1)\ tg\ 27° = 12{,}4$

souč. $b_q = b_\gamma = 1$ pro $\alpha = 0$ a $b_c = 1$

souč. tvaru základu: $s_q = 1 + (5{,}9 / 7) \sin 27° = 1{,}38$

$s_\gamma = 1 - 0{,}3\ (5{,}9 / 7) = 0{,}75$

$s_c = (1{,}38 \,.\, 13{,}2 - 1) / (13{,}2 - 1) = 1{,}4$

souč. šikmosti: $i_q = i_c = i_\gamma = 1{,}0$

$R_d = 4 \,.\, 23{,}9 \,.\, 1 \,.\, 1{,}4 \,.\, 1 + 19 \,.\, 0{,}5 \,.\, 13{,}2 \,.\, 1 \,.\, 1{,}38 \,.\, 1 + 0{,}5 \,.\, 21{,}5 \,.\, 5{,}9 \,.\, 12{,}4 \,.\, 1 \,.\, 0{,}75 \,.\, 1 =$
$= 133{,}8 + 173{,}0 + 589{,}8 = 896{,}6$ kPa

pro návrh. přístup 1 je $\gamma_{R,v} = 1{,}0 \Rightarrow R_d / \gamma_{R,v} = 896{,}6$ kPa > 183,2 kPa ... vyhovuje

Výztuž zákl. desky:

Deska tl. 400 mm

Napětí ve výztuži po vzniku trhliny:

$\sigma = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} / A_{s,min}$ (7.1)

$k_c = 1{,}0$ (prostý tah)

$k = 0{,}93$ pro tl. 400 mm ($k = 1$ pro $h \leq 300$ mm; $k = 0{,}65$ pro $h > 800$ mm)

plocha betonu v tažené oblasti na 1 m´ :

$A_{ct} = 1000 \,.\, 400 = 4{,}0.10^5$ mm^2

graf 7.104N: při $w_k = 0{,}3$ mm a $\Delta = 150$ mm je $\sigma = 240$ MPa

graf 7.103N: při $\sigma = 240$ MPa a $w_k = 0{,}3$ mm je max Ø = 22 mm

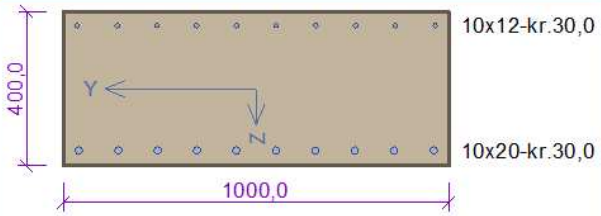
$A_s = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} / \sigma = 1{,}0 \,.\, 0{,}93 \,.\, 1{,}47 \,.\, 4.10^5 / 240 = 2279$ mm^2 /m´

=> návrh: na 1 m´ bude umístěno

2 x Ø 14/125 =>

As = 2. 8 . 153,9 = 2462 mm^2/m´ > 2279 mm^2 /m´

Základ pod opěrou



Typ prvku: stěna
Prostředí: XC2

Beton: C 30/37
f_{ck} = 30,0 MPa; f_{ctm} = 2,9 MPa; E_{cm} = 33000 MPa
Ocel podélná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)
Ocel příčná: B500 (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)

Vzpěr
Vzpěr není uvažován

S tlačenou výztuží je počítáno.

Spony
Profil: 10 mm; Vzdálenost: 180,0 mm; Střihy: 4

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):
ρ_s = 0,0107 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,002 ⇒ **Vyhovuje**
ρ_s = 0,0107 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ **Vyhovuje**
Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min}$ = 1 068 mm²

Posouzení konstrukčních zásad třmínků

Minimální průměr třmínků d = 6 mm ⇒ **Vyhovuje**
Maximální vzdálenost třmínků $s_{cl,max}$ = 180,0 mm ⇒ **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	0,00	388,30	462,18	360,00	439,16	Vyhovuje

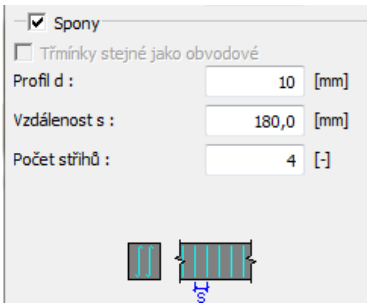
Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\varepsilon$ [–]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
2	Zat. případ 2	0,00	277,40	0,00113	0,199	0,224	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE



Posouzení konstrukčních zásad třmínků
Minimální průměr třmínků d = 6 mm ⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost třmínků $s_{cl,max}$ = 180,0 mm ⇒ Vyhovuje

Zat. případ 1
Použit model náhradní příhradoviny
Sklon tlačené diagonály : θ = 29,74 °
Únosnost betonu

$C_{Rd,c}$ = 0,18 / γ_C = 0,18 / 1,5 = 0,12
k = min(1 + √(200 / d); 2) = min(1 + √(200 / 360); 2) = min(1,745; 2) = 1,745
ρ_l = min(A_{sl} / (b_w × d); 0,02) = min(3 142 / (1 000 × 360); 0,02) = min(0,00873; 0,02) = 0,00873

v_{min} = 0,035 × $k^{1,5}$ × $\sqrt{f_{ck}}$ = 0,035 × $1,745^{1,5}$ × $\sqrt{30}$ = 0,442 MPa

V_{Rdc} = max($C_{Rd,c}$ × k × $\sqrt[3]{(100 \times \rho_l \times f_{ck})}$; v_{min}) × b_w × d = max(0,12 × 1,745 × $\sqrt[3]{(100 \times 0,00873 \times 30)}$; 0,442) × 1 000 × 360 = 223,9 kN

Únosnost smykové výztuže

V_{Rds} = A_{sw} / s × z × f_{yd} × cot θ = 314,2 / 180 × 330,7 × 434,8 × 1,75 = 439,2 kN

Únosnost tlakové diagonály

ν_1 = 0,6 × (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 × (1 - 30 / 250) = 0,528

V_{Rdmax} = α_{cw} × b_w × z × ν_1 × f_{cd} / (cot θ + tan θ) = 1 × 1 000 × 330,7 × 0,528 × 20 / (1,75 + 0,571) = 1 504 kN

Výsledná únosnost

V_{Rd} = max(V_{Rdc}; min(V_{Rdmax}; V_{Rds})) = max(223,9; min(1 504; 439,2)) = max(223,9; 439,2) = 439,2 kN

V_{Rd} = max(V_{Rdc}; min(V_{Rdmax}; V_{Rds})) = max(223,9; min(1 504; 439,2)) = max(223,9; 439,2) = 439,2 kN

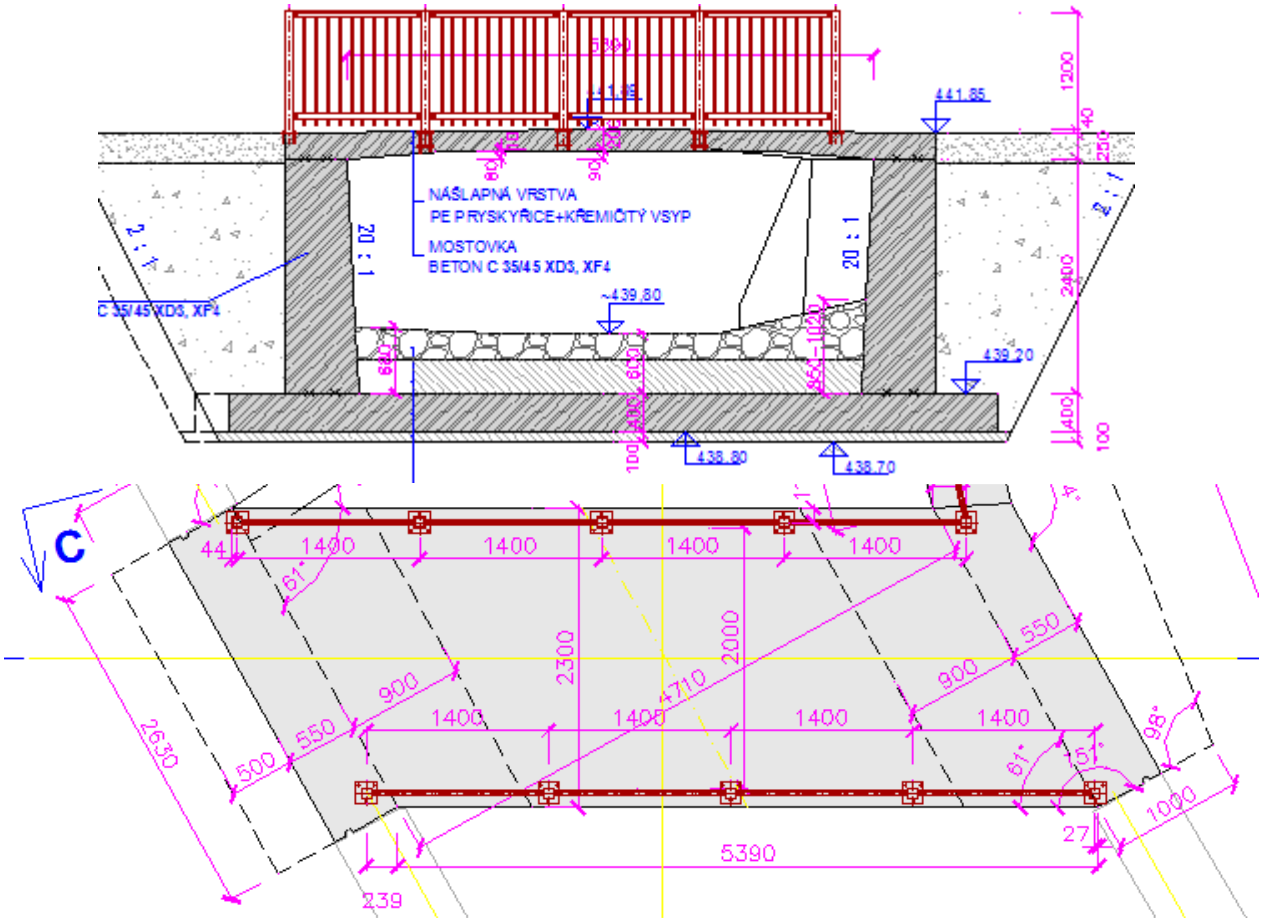
V_{Ed} = 360 kN ≤ V_{Rd} = 439,2 kN ⇒ Vyhovuje

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Využití: 82,0 %

<u>Lávka La1</u> - <u>výsledky budou použity i pro lávky La2 a pro La3</u>.

<u>Schéma</u>



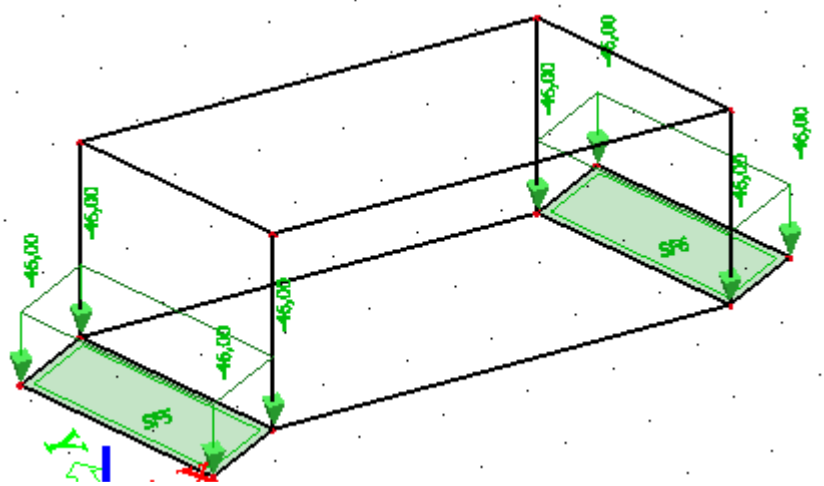
<u>Zatížení</u>

<u>G1:</u> <u>vl. tíha žb rámu</u> - generováno programem SCIA

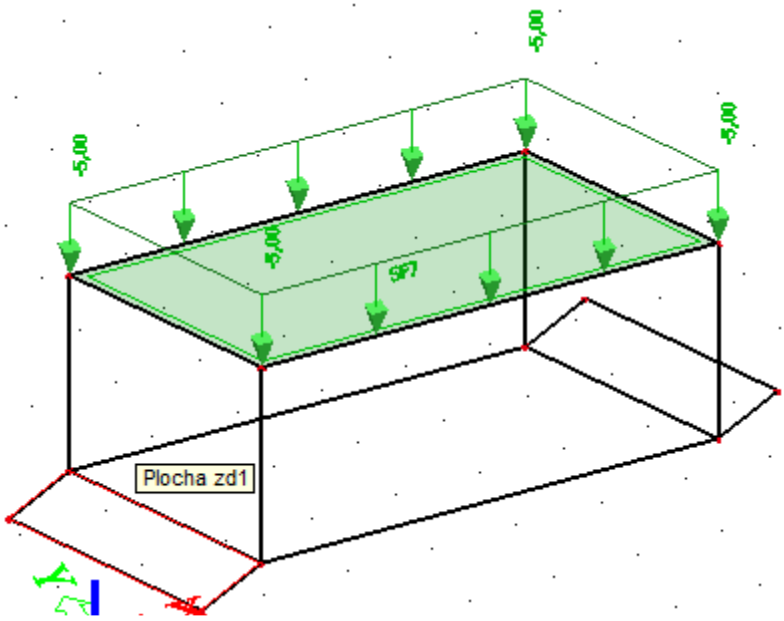
<u>G2:</u> <u>zemní tlak na opěry</u> (vč. přitížení povrchu užitným 15 kN/m^2)
předpoklady: zemní tlak v klidu, za opěrami zásyp - písčitá hlína F3 MS,
γ = 18,0 kN/m^3

<u>G3:</u> <u>tlak podzemní vody</u> při hladině 1 m pod úrovní terénu
generováno programem SCIA

<u>G4:</u> <u>tíha zeminy</u> (zásypu) na části základové desky přečnívající za rub opěry
q_k = 2,55 . 18 = 46,0 kN/m^2 svisle



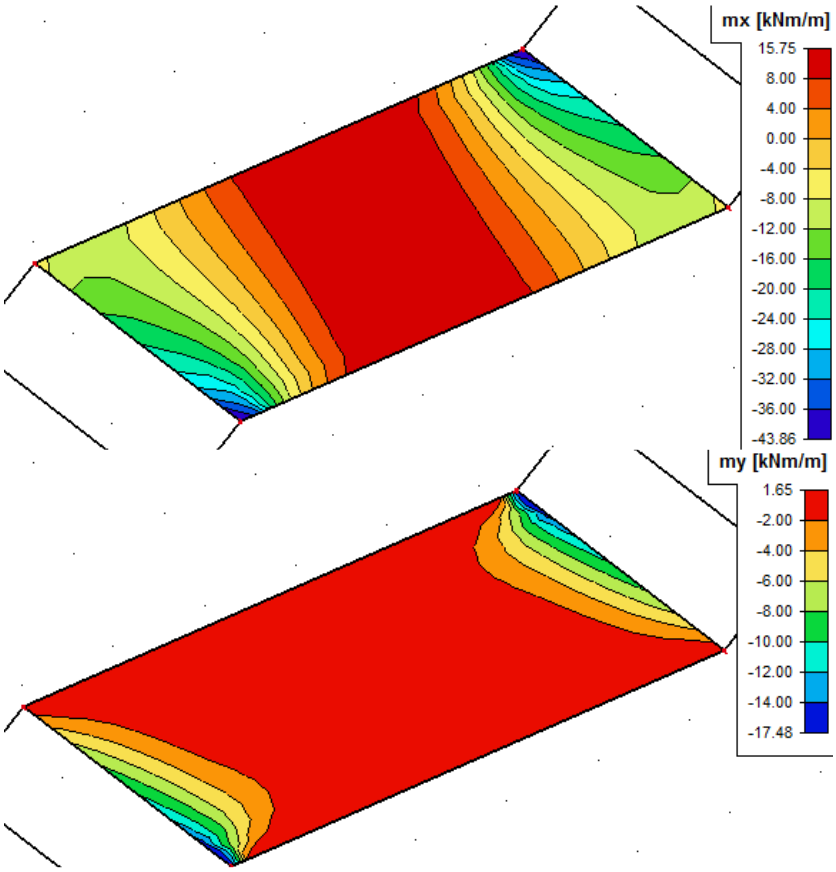
Q5: užitné zatížení mostovky 5,0 kN/m^2 (ČSN EN 1991-2, čl. 5.3.2.1)

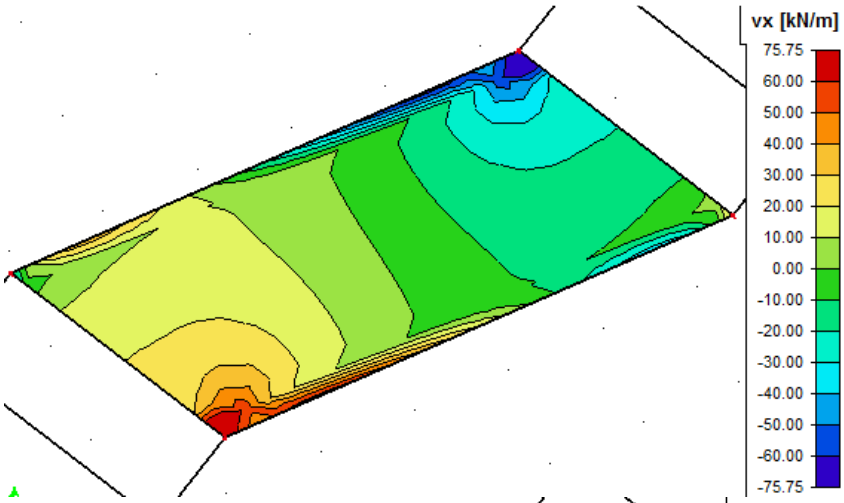


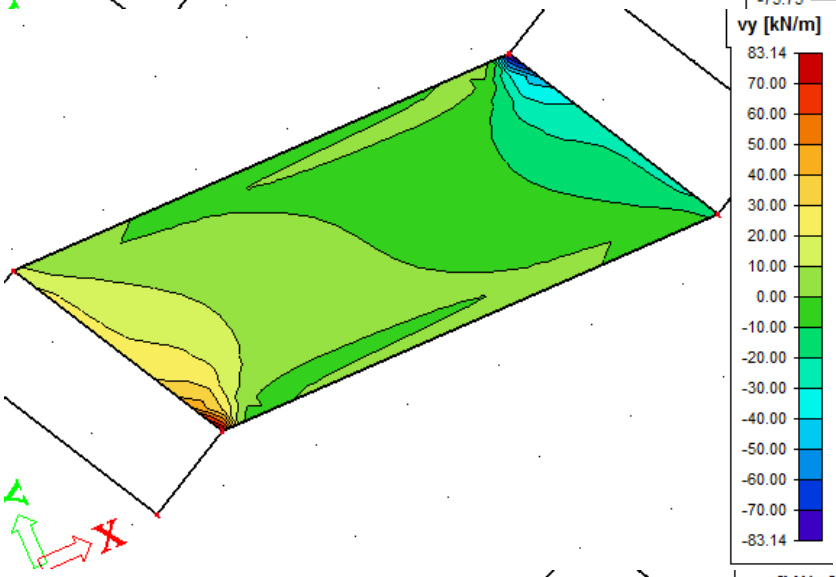
Kombinace zatěžovacích stavů:
Trvalá a dočasná návrhová situace (ČSN EN 1990, ZMĚNA A1, Tab. A2.4(B))

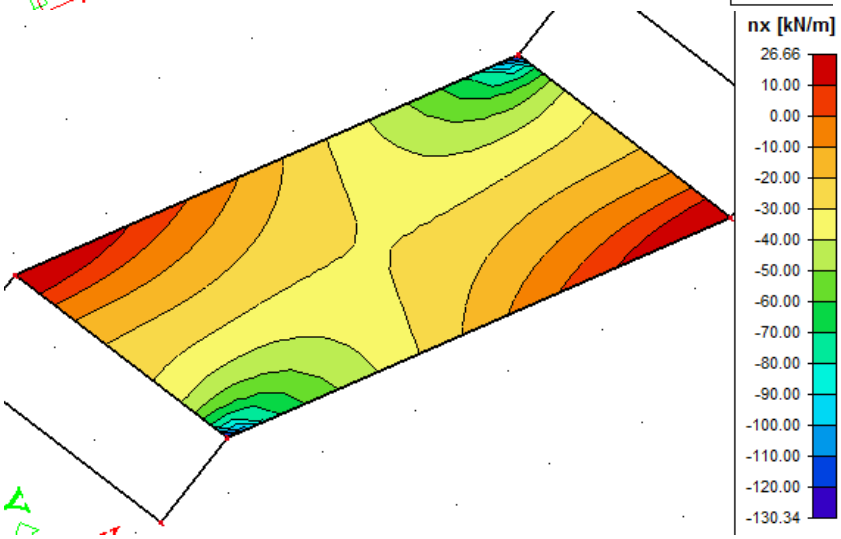
CO1 = (G1 + G2 + G3 + G4) 1,35 + Q5 . 1,5

Vnitřní síly: mostovka při CO1:

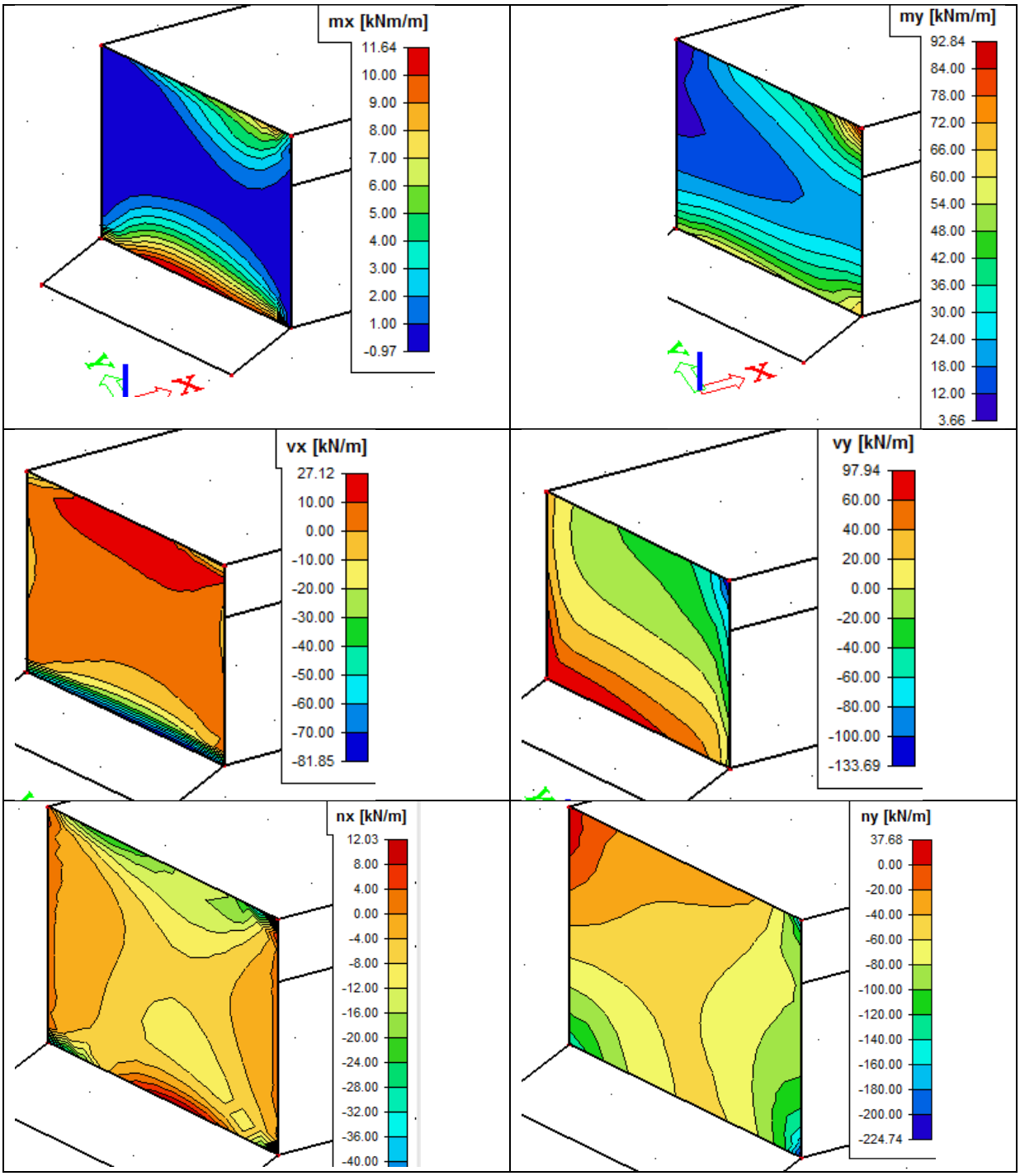



vx [kN/m]
75.75
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
10.00
0.00
-10.00
-20.00
-30.00
-40.00
-50.00
-60.00
-75.75

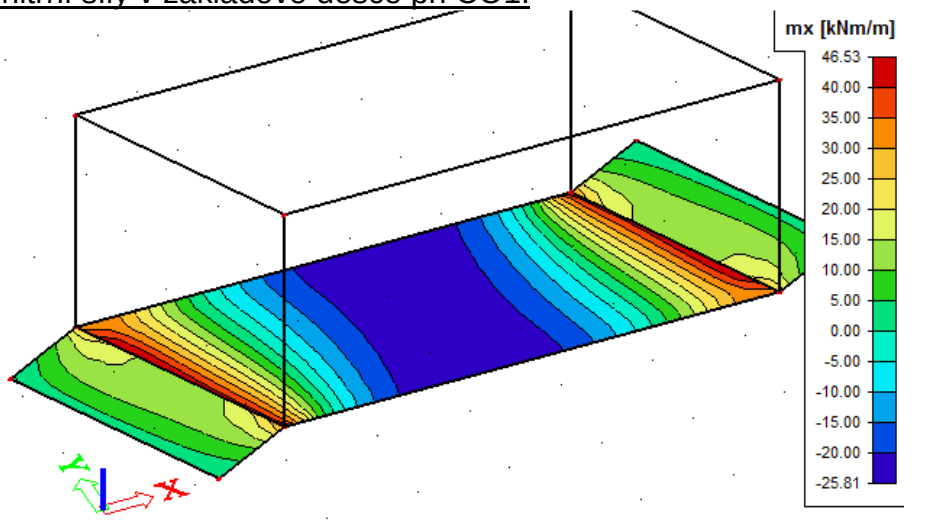

vy [kN/m]
83.14
70.00
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
10.00
0.00
-10.00
-20.00
-30.00
-40.00
-50.00
-60.00
-70.00
-83.14
X

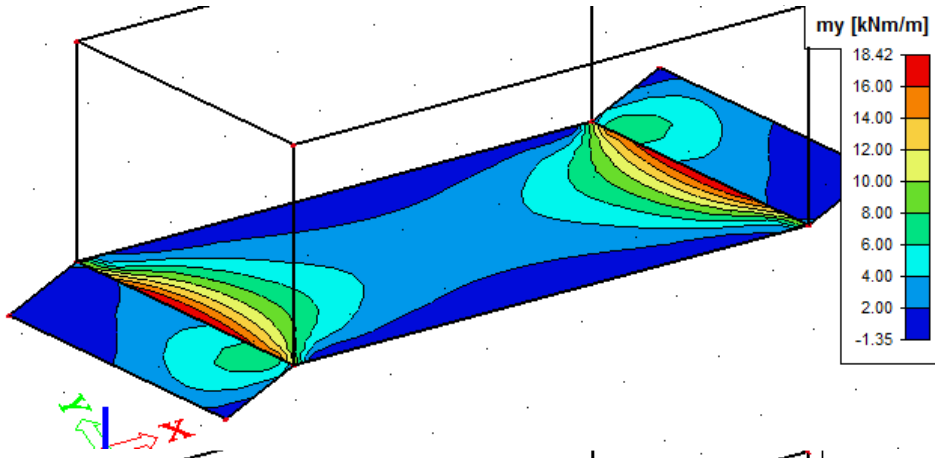

nx [kN/m]
26.66
10.00
0.00
-10.00
-20.00
-30.00
-40.00
-50.00
-60.00
-70.00
-80.00
-90.00
-100.00
-110.00
-120.00
-130.34

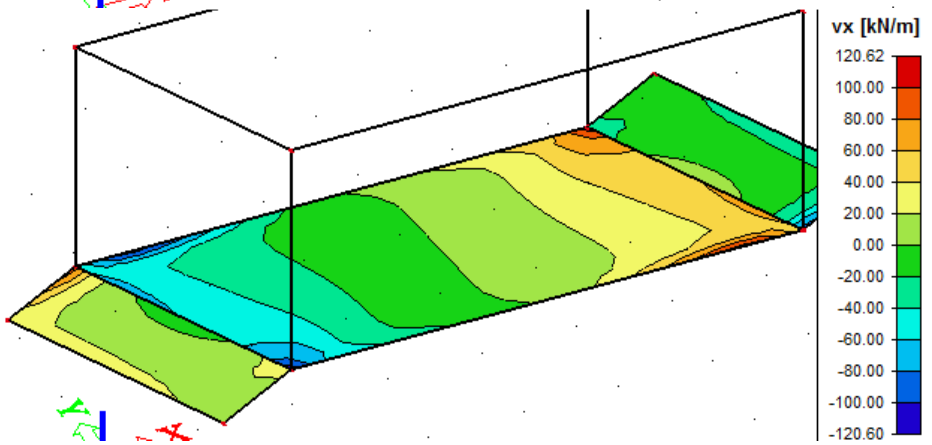
Vnitřní síly na opěře při CO1:

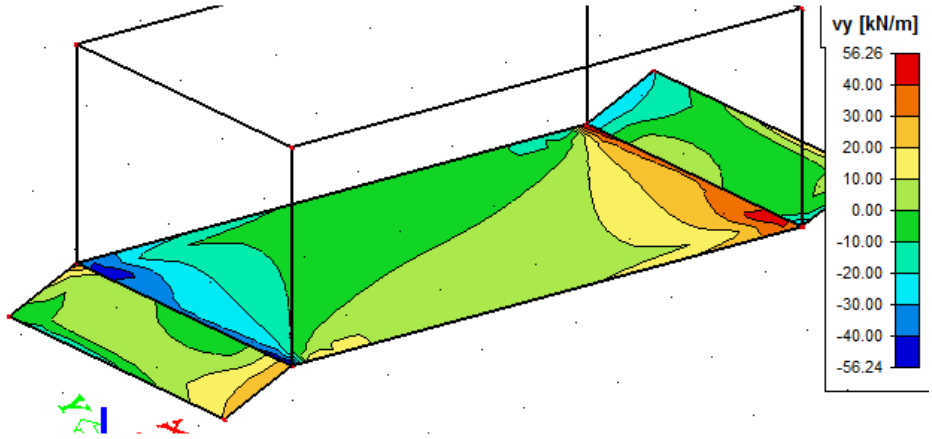


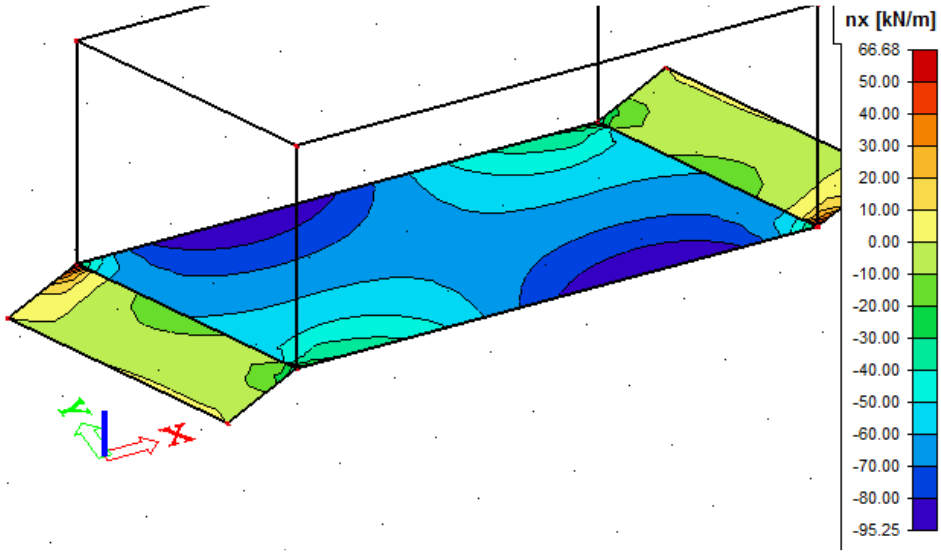
Vnitřní síly v základové desce při CO1:





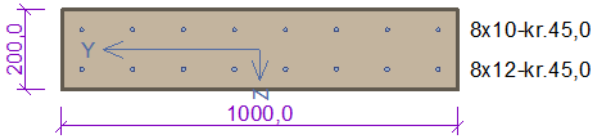






Dimenzování:

Mostovka uprostřed



Typ prvku: deska
Prostředí: XD3, XF4

Beton: C 35/45
f_{ck} = 35,0 MPa; f_{ctm} = 3,2 MPa; E_{cm} = 34000 MPa
Ocel podélná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)
Ocel příčná: B500 (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t}$ = 0,00607 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,00166
$\rho_{s,t,CSN}$ = 0,00452 ≥ $\rho_{s,min,CSN}$ = 0,0018 ⇒ Vyhovuje
ρ_s = 0,00767 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ Vyhovuje

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	0,00	15,80	62,24	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	Δε [–]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
2	Zat. případ 2	0,00	11,30	267.10^{-6}	0,312	0,083	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Příčná výztuž z hlediska omezení vynucených přetvoření: Deska tl. 250 mm

Napětí ve výztuži po vzniku trhliny:

$\sigma = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} / A_{s,min}$ (7.1)

k_c = 1,0 (prostý tah)

k = 1,0 pro tl. 250 mm (k =1 pro h ≤ 300 mm; k = 0,65 pro h > 800 mm)

plocha betonu v tažené oblasti na 1 m´ :

$A_{ct} = 1000 \,.\, 250 = 2{,}5.10^5$ mm^2

graf 7.104N: při w_k = 0,3 mm a Δ = 150 mm je σ = 240 MPa

graf 7.103N: při σ = 240 MPa a w_k = 0,3 mm je max Ø = 22 mm

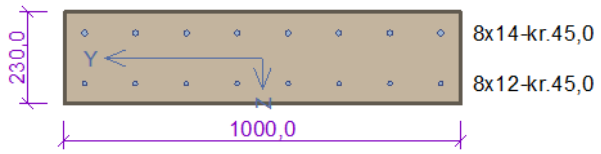
$A_s = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} / \sigma = 1{,}0 \,.\, 1{,}0 \,.\, 1{,}47 \,.\, 2{,}5.10^5 / 240 = 1531$ mm^2 /m´

=> návrh: na 1 m´ bude umístěno

2 x Ø 12/125 =>

As = 2. 8 . 113,1 = 1809 mm^2/m´ > 1531 mm^2 /m´

Mostovka rámový roh



Typ prvku: deska
Prostředí: XD3, XF4

Beton: C 35/45
f_{ck} = 35,0 MPa; f_{ctm} = 3,2 MPa; E_{cm} = 34000 MPa
Ocel podélná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)
Ocel příčná: B500 (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t}$ = 0,00692 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,00166
$\rho_{s,t,CSN}$ = 0,00535 ≥ $\rho_{s,min,CSN}$ = 0,0018 ⇒ **Vyhovuje**
ρ_s = 0,00929 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-100,00	-6221,18	-43,90	-101,92	75,80	135,20	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	Δε [–]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
2	Zat. případ 2	-71,40	-33,20	397.10^{-6}	0,326	0,129	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

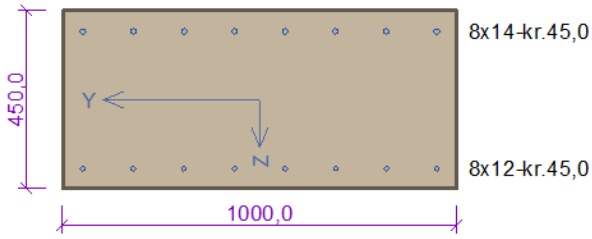
Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

smyk:

Použit model náhradní příhradoviny

$C_{Rd,c}$ = 0,18 / γ_C = 0,18 / 1,5 = 0,12
k = min(1 + √(200 / d); 2) = min(1 + √(200 / 178); 2) = min(2,06; 2) = 2
ρ_l = min(A_{sl} / (b_w × d); 0,02) = min(1 232 / (1 000 × 178); 0,02) = min(0,00692; 0,02) = 0,00692
v_{min} = 0,035 × $k^{1,5}$ × √f_{ck} = 0,035 × $2^{1,5}$ × √35 = 0,586 MPa
σ_{cp} = min(-N_{Ed} / A_c; 0,2 × f_{cd}) = min(-(-100) / 230.10^3; 0,2 × 23,33) = min(0,435; 4,667) = 0,435 MPa
V_{Rdc} = (max($C_{Rd,c}$ × k × ∛(100 × ρ_l × f_{ck}); v_{min}) + k_1 × σ_{cp}) × b_w × d = (max(0,12 × 2 × ∛(100 × 0,00692 × 35); 0,586) + 0,15 × 0,435) × 1 000 × 178 = 135,2 kN
V_{Ed} = 75,8 kN ≤ V_{Rdc} = 135,2 kN ⇒ Pouze konstrukční smyková výztuž.
Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Opěra



Typ prvku: stěna
Prostředí: XD3, XF4

Beton: C 35/45
f_{ck} = 35,0 MPa; f_{ctm} = 3,2 MPa; E_{cm} = 34000 MPa
Ocel podélná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)
Ocel příčná: B500 (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)

Vzpěr
Vzpěr není uvažován

S tlačenou výztuží je počítáno.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

ρ_s = 0,00475 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,002 ⇒ **Vyhovuje**
ρ_s = 0,00475 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ **Vyhovuje**
Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min}$ = 534,1 mm²

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-100,00	-11354,51	-92,80	-238,32	133,70	197,37	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

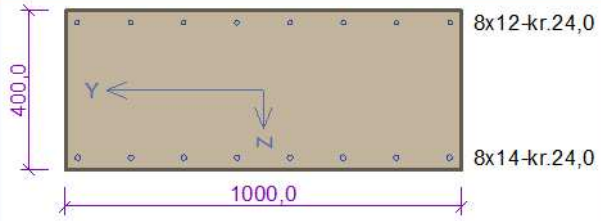
Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	Δε [–]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
2	Zat. případ 2	-71,40	-66,30	344.10^{-6}	0,355	0,122	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Základ pod opěrou



Typ prvku: stěna
Prostředí: XC2

Beton: C 30/37
f_{ck} = 30,0 MPa; f_{ctm} = 2,9 MPa; E_{cm} = 33000 MPa
Ocel podélná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)
Ocel příčná: B500 (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)

Vzpěr
Vzpěr není uvažován

S tlačenou výztuží je počítáno.

Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):
ρ_s = 0,00534 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,002 ⇒ **Vyhovuje**
ρ_s = 0,00534 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ **Vyhovuje**
Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min}$ = 534,1 mm²

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	0,00	46,53	200,60	100,00	165,70	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	Δε [–]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
2	Zat. případ 2	0,00	33,20	233.10^{-6}	0,231	0,054	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

smyk:

Zat. případ 1
Použit model náhradní příhradoviny

$C_{Rd,c}$ = 0,18 / γ_C = 0,18 / 1,5 = 0,12
k = min(1 + √(200 / d); 2) = min(1 + √(200 / 369); 2) = min(1,736; 2) = 1,736
ρ_l = min(A_{sl} / (b_w × d); 0,02) = min(1 232 / (1 000 × 369); 0,02) = min(0,00334; 0,02) = 0,00334
v_{min} = 0,035 × $k^{1,5}$ × √f_{ck} = 0,035 × $1,736^{1,5}$ × √30 = 0,439 MPa
V_{Rdc} = max($C_{Rd,c}$ × k × ∛(100 × ρ_l × f_{ck}); v_{min}) × b_w × d = max(0,12 × 1,736 × ∛(100 × 0,00334 × 30); 0,439) × 1 000 × 369 = 165,7 kN
V_{Ed} = 100 kN ≤ V_{Rdc} = 165,7 kN ⇒ Pouze konstrukční smyková výztuž.
Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Výztuž zákl. desky z hlediska omezení vynuc. přetvoření (w = 0,3 mm)

Deska tl. 400 mm

Napětí ve výztuži po vzniku trhliny:

$\sigma = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} / A_{s,min}$ (7.1)

k_c = 1,0 (prostý tah)

k = 0,93 pro tl. 400 mm (k =1 pro h ≤ 300 mm; k = 0,65 pro h > 800 mm)

plocha betonu v tažené oblasti na 1 m´ :

$A_{ct} = 1000 \,.\, 400 = 4{,}0.10^5$ mm²

graf 7.104N: při w_k = 0,3 mm a Δ = 150 mm je σ = 240 MPa

graf 7.103N: při σ = 240 MPa a w_k = 0,3 mm je max Ø = 22 mm

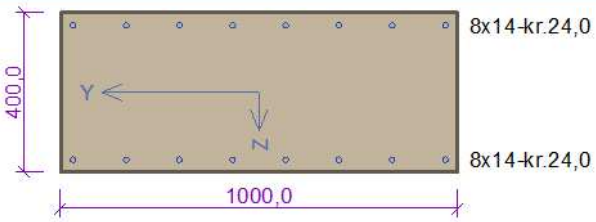
$A_s = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} / \sigma = 1{,}0 \,.\, 0{,}93 \,.\, 1{,}47 \,.\, 4.10^5 / 240 = 2279$ mm² /m´

=> návrh: na 1 m´ bude umístěno

2 x Ø 14/125 =>

As = 2. 8 . 153,9 = 2462 mm²/m´ > 2279 mm² /m´

Základ uprostřed



Typ prvku: stěna
Prostředí: XC2

Beton: C 30/37
f_{ck} = 30,0 MPa; f_{ctm} = 2,9 MPa; E_{cm} = 33000 MPa
Ocel podélná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)
Ocel příčná: B500 (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)

Vzpěr
Vzpěr není uvažován

S tlačenou výztuží je počítáno.

Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):
ρ_s = 0,00616 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,002 ⇒ **Vyhovuje**
ρ_s = 0,00616 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ **Vyhovuje**
Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min}$ = 615,8 mm^2

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	0,00	-25,80	-200,48	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	Δε [–]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
2	Zat. případ 2	0,00	-18,40	129.10^{-6}	0,231	0,030	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE