



Přírodě blízká protipovodňová opatření na řece Desné v úseku ř. km 12,088 – 14,231

Dokumentace pro provádění stavby

D.1.12 SO 30 Celková rekonstrukce Krenišovského jezu

D.1.12.3 Statické posouzení jezové konstrukce

Objednatel: Obec Rapotín

Partneři projektu: Obec Vikýřovice
Povodí Moravy, s.p.
Olomoucký kraj

122038A



EVROPSKÁ UNIE
Evropský fond pro regionální rozvoj
Operační program Životní prostředí

Ministerstvo životního prostředí

Přírodě blízká protipovodňová opatření na řece Desné v úseku ř. km 12,088 - 14,231 (DPS)

D.1.12.3 Statické posouzení jezové konstrukce

O B S A H

D.1.12.3.1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	3
D.1.12.3.1.1	Údaje o stavbě	3
D.1.12.3.1.2	Údaje o stavebníkovi	3
D.1.12.3.1.3	Údaje o zpracovateli dokumentace:	3
D.1.12.3.2	TECHNICKÉ ŘEŠENÍ	5
D.1.12.3.2.1	Použité normy	5
D.1.12.3.2.2	Použité programy	5
D.1.12.3.2.3	Posuzované konstrukce	5
D.1.12.3.2.4	Materiály	6
D.1.12.3.2.5	Krytí výztuže	6
D.1.12.3.2.6	Podmínky provádění	7
D.1.12.3.2.7	Geologické poměry v trase PPO	7
D.1.12.3.2.7.1	Morfologické poměry	7
D.1.12.3.2.7.2	Geologické poměry	7
D.1.12.3.2.7.3	Geotechnické vlastnosti zemin	8
D.1.12.3.2.7.3.1	Pliopleistocenní sedimenty	8
D.1.12.3.2.7.3.2	Fluviální štěrky	10
D.1.12.3.2.7.3.3	Hlíny fluviální	13
D.1.12.3.2.7.3.4	Navážky	14
D.1.12.3.3	STABILITA JEZOVÉ KONSTRUKCE	15
D.1.12.3.3.1	Schéma objektu	15
D.1.12.3.3.2	Stabilita při maximálním rozdílu hladin	15
D.1.12.3.3.2.1	Zatížení	15
D.1.12.3.3.2.2	Posouzení stability	17
D.1.12.3.3.3	Stabilita při Q50	19
D.1.12.3.3.3.1	Zatížení	19
D.1.12.3.3.3.2	Posouzení stability	20
D.1.12.3.3.4	Stabilita při opravě (rekonstrukci)	22
D.1.12.3.3.4.1	Zatížení	22
D.1.12.3.3.4.2	Posouzení stability	23
D.1.12.3.3.4.3	Stabilita proti nadzvednutí vztlakem	25
D.1.12.3.3.5	Závěr	25
D.1.12.3.4	JEZOVÉ TĚLESO	26

D.1.12.3.4.1	Schéma objektu	26
D.1.12.3.4.2	Zatížení.....	28
D.1.12.3.4.3	Výpočet vnitřních sil a dimenzování.....	30
D.1.12.3.4.4	Výsledky výpočtů	34
D.1.12.3.4.5	Závěr	36
D.1.12.3.5	LEVOBŘEŽNÍ PILÍŘ	37
D.1.12.3.5.1	Schéma objektu	37
D.1.12.3.5.2	Zatížení.....	38
D.1.12.3.5.3	Výpočet vnitřních sil a dimenzování.....	39
D.1.12.3.5.4	Výsledky výpočtů	43
D.1.12.3.5.5	Závěr	45

D.1.12.3.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

D.1.12.3.1.1 Údaje o stavbě

Název stavby :	PŘÍRODĚ BLÍZKÁ PROTIPOVODŇOVÁ OPATŘENÍ NA ŘECE DESNÉ V ÚSEKU Ř. KM 12,088- 14,231
Stupeň projektové dokumentace	Dokumentace pro provádění stavby
Charakter stavby :	Protipovodňová opatření – ochranné hráze a protipovodňové zdi, obtoková a odlehčovací ramena, revitalizační opatření
Místo stavby :	k.ú. Vikýřovice - 781827, k.ú. Rapotín – 739359
Vodní tok :	Desná ř.km 12,088-14,231 přítoky Holubí potok, Račí potok a bezejmenný vodní tok
Kraj :	Olomoucký kraj
Správce toku Desná a Holubího potoka :	Povodí Moravy, s.p. Dřevařská 11, 601 75 Brno ☎: 541 637 111
Správce toku Račí potok :	Lesy ČR, s.p. Přemyslova 1106/19, 500 08 Nový Hradec Králové ☎: 956 957 111
Správce bezejmenného vodního toku :	Obec Vikýřovice Petrovská 168, 788 13 Vikýřovice ☎: 583 213 146

D.1.12.3.1.2 Údaje o stavebníkovi

Investor :	Obec Rapotín
Se sídlem :	Šumperská 775, 788 14 Rapotín
Starosta obce :	Mgr. Bohuslav Hudec ☎: 588 884 414 e-mail : bohuslav.hudec@rapotin.cz
Zástupce investora stavby:	Mgr. Lenka Zindulková – referent ŽP ☎: 588 884 411 e-mail : lenka.zindulkova@rapotin.cz
Banka :	KB a.s., pobočka Šumperk, č.ú. 21521841/0100
IČO:	IČO : 00635901, DIČ : CZ00635901

D.1.12.3.1.3 Údaje o zpracovateli dokumentace:

Projektant:	AQUATIS a.s.
Se sídlem:	Botanická 834/56, 602 00 Brno
IČO:	☎: 541 554 111 IČ: 46347526
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Tomáš Roth ČKAIT 1005182

Pozemní a vodohospodářské stavby:	Autorizovaný inženýr pro stavby vodního hospodářství a krajinného inženýrství Ing. Oldřich Neumayer ČKAIT 1000055 Autorizovaný inženýr pro pozemní a vodohospodářské stavby
Projektanti:	Ing. Dominika Schubertová ČKAIT 1006212 Autorizovaný inženýr pro stavby vodního hospodářství a krajinného inženýrství Ing. Petr Husák ČKAIT 1005170 Autorizovaný inženýr pro stavby vodního hospodářství a krajinného inženýrství Ing. Zuzana Chládová Bc. Aneta Patková Ing. Karel Kosek Ing. Michal Dvořák Ing. Jan Vlach
Zpracovatel dopravní části stavby:	Dopravoprojekt s.r.o. Ing. Petr Gottwald ČKAIT 1004748 Autorizovaný inženýr pro mosty a inženýrské konstrukce dopravní stavby Ing. Libor Palán ČKAIT 1007329 Autorizovaný inženýr pro dopravní stavby
Zpracovatel objektu STL plynovodu:	GAsAG, spol. s.r.o. Ing. Jiří Kolář ČKAIT 1001206 Autorizovaný inženýr pro technologická zařízení staveb
Projektanti:	Ing. Petr Štryncl

D.1.12.3.2 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

D.1.12.3.2.1 Použité normy

- [1] ČSN EN 1990 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1992-1-1:2006(73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [3] ČSN EN 206-1 (74 2403) Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [4] ČSN EN 13670:2010(73 2400) Provádění betonových konstrukcí
- [5] ČSN EN 1992-3:2007(73 1212) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky
- [6] ČSN EN 1997-1:2006(73 1000) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
- [7] ČSN EN 10080(42 1039) Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně
- [8] ČSN EN 1991-1-1:2004(73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [9] ČSN EN 1991-2:2005(73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [10] ČSN EN 1991-4:2006(73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 4: Zatížení zásobníků a nádrží
- [11] ČSN 73 1208: 2010 - Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů
- [12] ČSN EN 1993-1-1 ed. 2 - Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

D.1.12.3.2.2 Použité programy

- [C1] Geotechnika GEO5 – FINE, spol s r.o., Praha
- [C2] Microsoft Office Professional Plus 2010, Verze: 14.0.7153.5000
- [C3] AutoCAD 2013

D.1.12.3.2.3 Posuzované konstrukce

Obsahem tohoto statického výpočtu je posouzení celkové stability navrhovaných objektů PPO. Předmětem projektové dokumentace je zajištění protipovodňové ochrany přilehlého území a zástavby před povodněmi na průtok padesátileté vody Q_{50} . Současně je řešeno zpřístupnění řeky Desné jak občanům pro relaxaci, tak umožnění snadnější údržby správci toku.

Na základě požadavků Povodí Moravy, s.p. bylo přistoupeno k celkové rekonstrukci jezového profilu. Nově se tedy bude dělat nejen levobřežní pilíř, ale také celé jezové těleso a dojde k celkové výměně všech opevnění břehů v těsné blízkosti jezu. Pravý pilíř zůstane zachován ve stávajícím stavu a dojde jen k jeho drobným úpravám, které nenaruší chod v něm umístěné MVE.

Nový jez železobetonové konstrukce bude obdobně, jako stávající jez, helmovského typu.

základní parametry jezu:	stávající	nové
úroveň přelivné hrany	326,63 m n. m.	326,65 m n. m.
dno v nadjezí	326,58 m n. m.	326,20 m n. m.
délka přelivné hrany	20 m	20 m
výška stupně		
délka vývaru	10,70 m	11,5 m
šířka vývaru	26,0 m	24 m
hloubka vývaru	1 m (323,10 m n. m.)	0,90 m (323,10 m n. m.)
kóta prahu vývaru	324,24 m n. m.	324,00 m n. m.

D.1.12.3.2.4 Materiály

Železobetonové konstrukce jsou navrženy z betonů dle ČSN ENV 206-1.

Pro betonové konstrukce jsou navrhovány následující druhy betonů :

-železobeton C 30/37, XA1, XC4, XF3.

-podkladní beton C 12/15

Beton		C12/15	C25/30	C30/37	C35/45	
Charakteristická pevnost betonu v tlaku válcová	$f_{ck}=$	12	25	30	35	MPa
Charakteristická pevnost betonu v tlaku krychelná	$f_{ck, cube}=$	15	30	37	45	MPa
Součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c=$	1,5	1,5	1,5	1,5	
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd}=\alpha_{cc} f_{ck}/ \gamma_c$	8	16,7	20	23,3	MPa
	$f_{cm}=$	20,00	33	38	43	MPa
Střední hodnota pevnosti v tahu	$f_{ctm}=$	1,6	2,6	2,9	3,2	MPa
Modul pružnosti	$E_{cm}=$	27	31	32	34	GPa

Betonářská výztuž	B500B		
Charakteristická hodnota meze kluzu betonářské výztuže	$f_{yk}=$	500	MPa
Parciální součinitel spolehlivosti pro vlastnosti betonářské výztuže	$\gamma_s=$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu betonářské výztuže	$f_{yd}= f_{yk}/ \gamma_s$	435	MPa
Modul pružnosti	$E_s=$	200000,0	MPa

D.1.12.3.2.5 Krytí výztuže

Pro všechny posuzované objekty platí třída prostředí XC4 (z hlediska karbonatace) – střídavě mokré a suché povrchy betonů ve styku s vodou, které nejsou zahrnuty ve stupni vlivu prostředí XC2 (povrchy betonů vystavených dlouhodobému působení vody).

Min. pevnostní třída dle EN 206 tabulky F1 C30/37 je splněna.

Pro životnost 50 let je uvažovaná třída konstrukce je S4

Úprava třídy konstrukce podle tabulky 4.3CZ, ČSN EN 1992-1-1 (životnost 100roků, desková konstrukce): 4+2-1=5

Nominální krycí vrstva: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$

Minimální krycí vrstva: $c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\} =$

$\max\{20; 35 + 0 - 0 - 0; 10\text{mm}\} = 35 \text{ mm}$

Platí pro průměr výztuže menší jak 30mm (odhad průměru výztuže je $8 \div 20\text{mm}$; $c_{min,b} = \varnothing_s = 10 \div 25\text{mm}$), rozhoduje proto $c_{min,dur}$.

Návrhový přírůstek krytí $\Delta c_{dev} = 10\text{mm}$.

Z důvodů zvýšení životnosti konstrukce uvažujeme krytí 50mm.

D.1.12.3.2.6 Podmínky provádění

Pro výrobní tolerance monolitických betonových konstrukcí platí norma ČSN 73 0210-1. Před ukládáním betonové směsi je nutné mít v případě dodávky betonové směsi na stavbu certifikát o kvalitě, resp. v případě míchání betonu na stavbě musí být pravidelně odebrán příslušný počet vzorků pro dokumentaci kvality. Doporučujeme omezit vznik smršťovacích trhlin a proto je nutno použít betonové směsi s nižším vodním součinitelem $w < 0,50$ (zpracovatelnost betonové směsi je nutné upravit pouze použitím plastifikátorů).

Pro ukládání výztuže platí, že předepsané krytí výztuže musí být zajištěno pomocí distančních tělísek z umělé hmoty nebo betonu, v žádném případě nesmí být použity odřezky výztuže, dřeva apod.

Výztuž do bednění rozdělit rovnoměrně podle výkresu výztuže. Krytí výztuže je 50 mm.

Stavební činnosti musí být vzájemně koordinovány. Rozsah kontroly jakosti betonářských prací bude stanoven dohodou investora a zhotovitele v návaznosti na platné ČSN.

D.1.12.3.2.7 Geologické poměry v trase PPO

Podrobnosti viz:

Středisko Průzkum firmy AQUATIS a.s. provedlo podrobný inženýrskogeologický průzkum pro projekt protipovodňových opatření na řece Desné v k.ú. Víkřovice a Rapotín.

D.1.12.3.2.7.1 Morfologické poměry

Podle mapy Regionální členění reliéfu ČSR (Czudek, 1976) náleží zájmové území provincii Česká vysočina, Sudetské soustavě, podsoustavě Východní Sudety, celku Hanušovická vrchovina, podcelku Šumperská kotlina IV-3C. Kotlina má protáhlý tvar severojižním směrem, je tvořena kotlinovitým údolím Desné, které je nejširší při zaústění Hraběšického potoka do Desné. Řeka Desná pramení na Kamzičnicku v nadmořské výšce 1310 mn.m. a ústí zleva do Moravy v 275 mn.m. Celková délka toku je 43,6 km. Díky nízkému sklonu kotliny se rozšiřuje niva kolem řeky, Desná v jižní části kotliny tvoří meandry a má výrazně akumulační charakter.

Projektovaná protipovodňová opatření jsou navržena na obou březích řeky Desné, která zde tvoří erozní bázi území a měla rozhodující vliv na tvarování okolního reliéfu. Koryto je zahlobeno asi 3m pod terén břehů, kde se střídá zástavba s volným terénem, břehy jsou souvisle porostlé vzrostlými stromy a náletovými dřevinami. Nadmořská výška povrchu terénu v zájmovém úseku je 314 až 334 mn.m.

D.1.12.3.2.7.2 Geologické poměry

Geologická stavba tohoto území, které je součástí Českého masívu, je komplikovaná. Vystupují zde horniny dvou geologických jednotek – keprnické a desenské, s obalovou vrbenskou skupinou devonského stáří. Hranice mezi jednotkami je vesměs tektonická. Šumperská kotlina je vyplněna kvartérními sedimenty jejichž mocnost dosahuje 40 až 100 m.

Geologická stavba území je určena převážně SSV–JJZ průběhem geologických jednotek i jednotlivých horninových pruhů. Jedná se o krystalinické série různě silně metamorfované a většinou intenzivně deformované. Horninové sekvence v rámci jednotlivých geologických jednotek mají často šupinovitou stavbu a jsou postiženy vrásovými i střížnými deformacemi. Stavba je rozbita řadou významných převážně SZ-JV orientovaných zlomů na kry různé výškové úrovně a různé velikosti horizontálních posunů. (7.) Ve smyslu blokového členění J. Weisse (1977) náleží zájmové území slezkému bloku. Nachází se na rozhraní dvou hlavních jednotek desenské a keprnické.

Keprnickou jednotku buduje komplex ortoruly (jádro) a dvojslídnych rul, svorů s vložkami rul, erlámů a mramorů (předdevonský plášť). Desenskou jednotku tvoří předdevonské rulové jádro s ultrabazickými intruzivy, na které diskordantně nasedají horniny vrbenské skupiny – v našem prostoru především fylity

a svory. Průzkumnými vrty do hloubky 10m nebyly tyto horniny v trase PPO zastiženy.

Dno Šumperské kotliny vyplňují kvarterní a pliocenní sedimenty. Dřívější průzkumy prokázaly jejich značné mocnosti a vhodné zvodnění pro vodárenské využití. Vrtem HVR-2 (5.) na západním okraji kotliny v pravé části údolní nivy Desné byla ověřena mocnost štěrků a písků 42m, v jejich podloží rula – pravděpodobně západní okraj desenské klenby. Vrtem HVŠ 19 cca 300m JV od Vikýřovic v levé části údolní nivy Desné byla mocnost štěrků písčitých 96m, v jejich podloží migmatitická rula (desenská klenba).

Pliopleistocenní sedimenty – sem se řadí komplex sedimentů pestrého zrnitostního složení (od jílu až po hrubé štěrky) většinou v podloží kvarterních sedimentů. Podle výsledků dokumentace nových průzkumných vrtů podél řeky Desné ve Vikýřovicích předpokládáme jejich výskyt i v trase projektovaných PPO. Jedná se o zeminy zelenošedé a šedohnědé barvy, s převahou písku, hlíny písčité, valounů štěrku (především křemen) s málo opracovanými úlomky metamorfovaných hornin. Tato vrstva je silně ulehlá, jádrovým vrtáním bez vodního výplachu obtížně vrtatelná. Jádrovými vrty byl její povrch ověřen v hloubkovém rozmezí 4,9 až 8,0m pod terénem. Zeminy jsou méně propustné, než nadloží fluvialní sedimenty.

Kvarterní sedimenty, ověřené novými průzkumnými vrty – naprosto převažují štěrky údolní terasy, které tvoří souvislou vrstvu o mocnosti 3,5-6,0m, která byla ověřena novými průzkumnými vrty. Jsou většinou hrubé, tvořené opracovanými valouny o průměru do 8cm, často s příměsí valounů o průměru 25-30cm. Výplň mezer jsou písky střední a hrubé, málo hlinité, jejichž obsah většinou nepřekračuje 20%. Převažují valouny krystalických hornin – ortorul a amfibolitů, podstatný je i obsah křemene.

Soudržné zeminy na povrchu štěrků – dosahují pouze malých mocností (1,0-1,5m), často bývají v zastavěných územích nahrazeny navážkou. Hlíny jsou prachovité, silně písčité – přecházejí až do písků hlinitých.

D.1.12.3.2.7.3 Geotechnické vlastnosti zemín

D.1.12.3.2.7.3.1 Pliopleistocenní sedimenty

Jsou to zeminy zeleno-šedo-hnědé barvy, které byly průzkumnými vrty zastiženy v hloubce převážně 5-8m pod terénem, nejčastěji od hloubky 6,5m. Jedná se o zeminy nesoudržné, které jsou pevně stmelené a ulehlé, takže po vytěžení a vyjmutí z jádrovnice mají charakter celistvého jádra. Po rozdužení se rozpadají na písek, popř. štěrk hlinitý až hlínu písčitou pevnou, úlomky slabě opracovaných hornin frakce štěrk a valouny štěrku – převážně křemene:

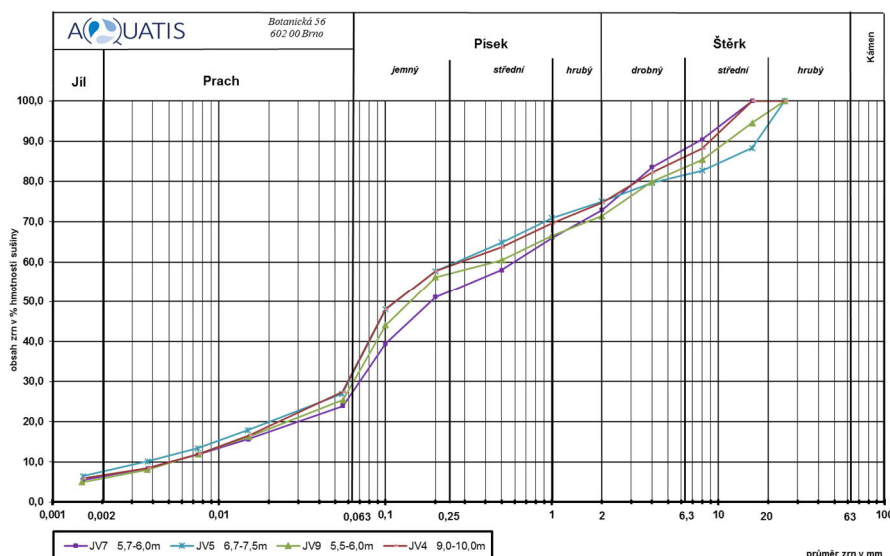
Obrázek č.10 Zemina z vrtu JV3, 7,0-7,5m



Zrnitostní složení – převažují zrna písku (jemná-20-30%, střední 10-15%, hrubá do 5%) – celkový podíl zrnatostní frakce písek je 40-50%. Štěrková frakce – 25-30%. Jemnozrnná výplň – především prachovitě zeminy – je zastoupena 25-30%. Zeminy se vzhledem k proměnlivému zastoupení výše popsanych typů zrn řadí do tříd S4, G4, S5, G5. Z důvodu významné příměsi prachovitých hlín a jílu mají podstatně menší propustnost, než nadložní fluvialní štěrky – orientační hodnoty koeficientu filtrace byly spočteny v rozmezí $6,7 \cdot 10^{-8}$ až $9,0 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Zrnitostní složení je znázorněno křivkami zrnatosti v následujícím grafu č.8:

Graf č.8



Zrnitostní charakteristika pomocí čísla nestejnozrnnosti C_u a čísla křivosti C_c :

$C_u = 80$ až 120

$C_c = 1,6$ až $3,4$

Geotechnické hodnoty:

Odvozeno z dynamické penetrace:

q_d 15-70 MPa

E_{def} 50-90 MPa

φ' 40-45°

Tabulkové hodnoty

c' 0-5 kPa

γ 18-19 kN/m³

těžitelnost 4. třída ČSN 73 3050

I. třída ČSN 73 6133

D.1.12.3.2.7.3.2 Fluviální štěrky

Byly průzkumnými vrty ověřeny v nadloží výše popsanych zemin. Jejich mocnost je tedy v místě průzkumných vrtů JV1-JV11 4-6m, archivními vrty v západní a severozápadní části Víkřovic byla ověřena mocnost 20-40m, v jižním a jihovýchodním okraji obce až 100m (JU Luže).

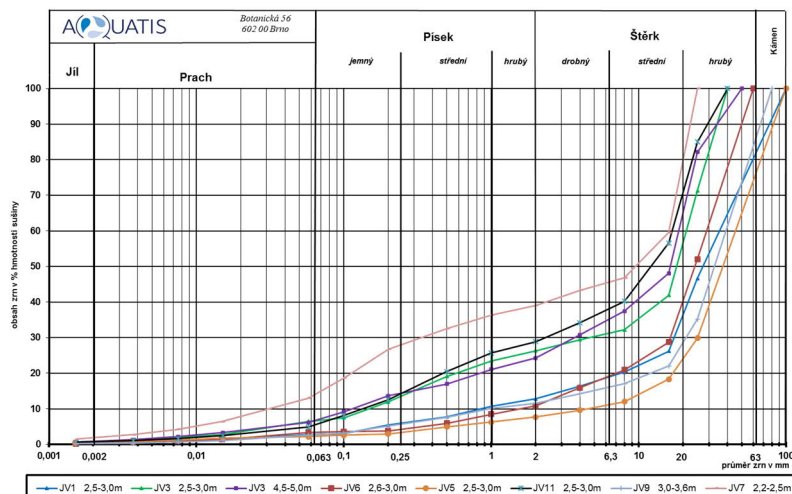
Vrstvu fluvialních štěrků, ověřenou průzkumnými vrty na březích Desné, lze rozdělit na dvě části: V horní části vrstvy o mocnosti cca 3m jsou štěrky až balvanité – dobře opracované valouny mají průměr do 25-30cm. Výplň mezer je tvořena pískem málo hlinitým, jehož podíl představuje 10-25%. Tyto štěrky se řadí převážně do třídy G2-GP. Jsou středně ulehlé a ulehlé. Orientační hodnota koeficientu filtrace spočtená podle průběhu křivek zrnatosti, se pohybuje v širokém intervalu $2,5 \cdot 10^{-5}$ až $1,8 \cdot 10^{-1}$ m/s.

Obrázek č. 11



Zrnitostní složení je patrné z následujícího grafu č.9 s křivkami zrnitosti odebraných vzorků:

Graf č.9



Zrnitostní charakteristika pomocí čísla nestejzornosti C_u a čísla křivosti C_c :

$C_u = 10$ až 567

$C_c = 3,0$ až $3,4$

Geotechnické hodnoty:

Odvozeno z dynamické penetrace:

q_d 15-60 MPa

E_{def} 77 - 280 MPa

φ' 34-40°

Tabulkové hodnoty

c' 0 kPa

γ 19 kN/m³

těžitelnost 3. až 5. třída ČSN 73 3050

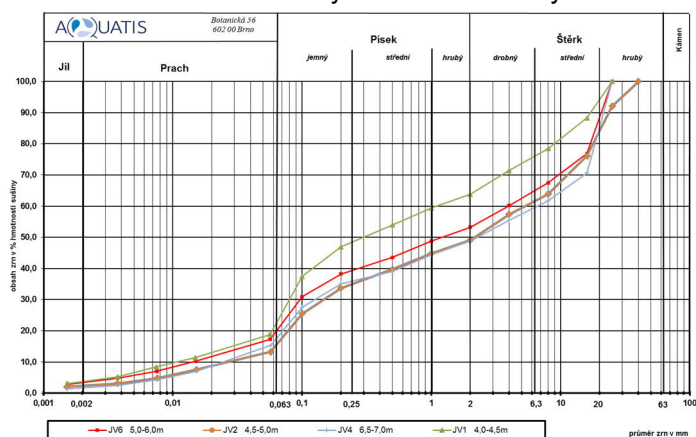
I.a II. třída ČSN 73 6133

Směrem k podloží přibývá jemnozrnné výplně – valouny jsou menšího průměru – do 15-20cm, balvanité frakce se vyskytují méně často. Nedotýkají se navzájem - jsou obklopeny pískem a jílem, popř. hlínou. Tyto štěrky tvoří přechodnou vrstvu k plioleistocenním sedimentům, řadí se ponejvíce do třídy G3, G4, G5. Byly zdokumentovány v hloubkové úrovni od 4,3 – 5,1m pod terénem. Štěrky jsou ulehle. Orientační hodnota koeficientu filtrace stanovená výpočtem podle zrnitostního složení: $8,5 \cdot 10^{-6}$ až $1,4 \cdot 10^{-5}$ m/s. Na následujícím obrázku č.12 je typický vzorek, odebraný z popisované vrstvy:

Obrázek č.12



Graf č.10 Křivky zrnitosti zkoušených vzorků hlinitých štěrků



Zrnitostní charakteristika pomocí čísla nestejnozrnnosti C_u a čísla křivosti C_c :

$C_u = 110$ až 260

$C_c = 0,19$ až $0,58$

Geotechnické hodnoty:

Odvozeno z dynamické penetrace:

q_d 30-70 MPa

E_{def} 150 - 413 MPa

φ' 40 - 45°

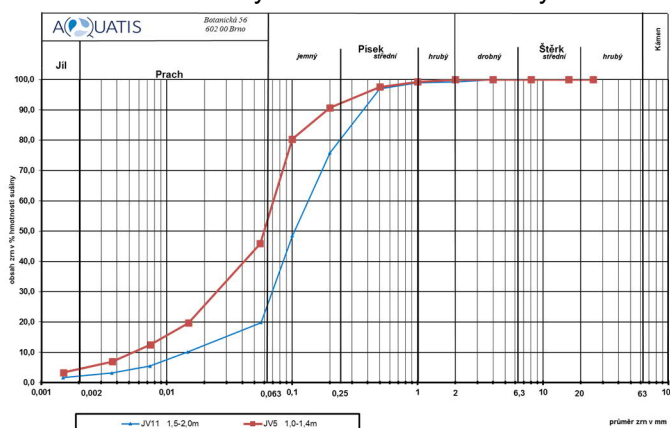
Tabulkové hodnoty

c'	0-8 kPa
γ	18-19 kN/m ³
těžitelnost	3. a 4. třída ČSN 73 3050
	I. třída ČSN 73 6133

D.1.12.3.2.7.3.3 Hlíny fluviální

Je to svrchní vrstva geologického profilu, uložená na povrchu štěrků. Původně byla souvisle vyvinutá, mnohdy byla nahrazena zčásti navážkou, někde může i chybět. Průzkumnými vrty byla její mocnost ověřena v rozmezí 0,5 až 2,3m. Zemina je tvořena především zrný prachovitými (25-50%), její podstatnou částí je písek jemný až střední (45-75%). Plasticitu mají nízkou a střední, konzistenci tuhou a pevnou. Orientační hodnota koeficientu filtrace se v závislosti na množství písčitého podílu pohybuje v rozmezí $3,2 \cdot 10^{-7}$ a $1,5 \cdot 10^{-5}$ m/s.

Graf č.11 Křivky zrnitosti dvou zkoušených vzorků



Geotechnické hodnoty:

Odvozeno z dynamické penetrace:

q_d	2-6 MPa
E_{def}	3,8-7,9 MPa
c_u	32-65 kPa

Tabulkové hodnoty

φ'	22-25°
c'	5-16 kPa
γ	18 kN/m ³
těžitelnost	2. a 3. třída ČSN 73 3050
	I. třída ČSN 73 6133

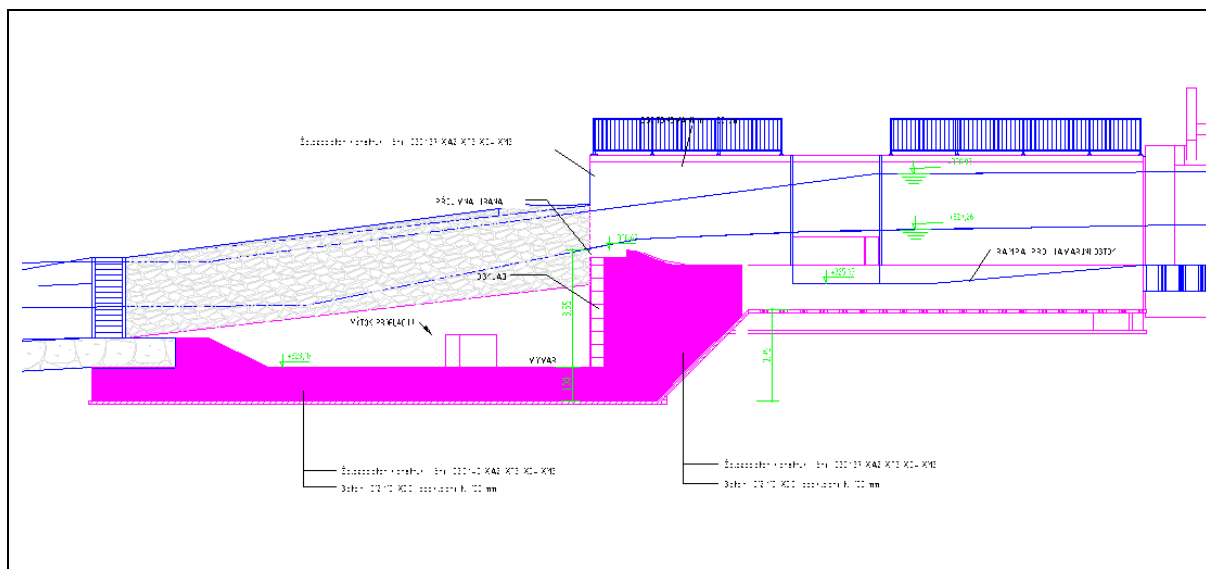
D.1.12.3.2.7.3.4 Navážky

Jsou to zeminy značně nehomogenní, které částečně, nebo zcela nahradily vrstvu povodňových hlín v nejvyšší části geologického profilu. Jejich mocnost byla v místě průzkumných vrtů v rozmezí 0,5 až 2,6m. V místech mimo zástavbu (okraj polí, pastvin) se nevyskytovala, geologický profil zde měl přirozené složení.

Vrstva navážek je složena z úlomků stavebního odpadu, šterku, hlíny, úlomků kamene. Zastižen byl také domovní odpad (dráty, sklo, železo, plast) – v místě JV6. Navážky jsou málo zkonsolidované, většinou je lze považovat za propustnou vrstvu. Pro zakládání je nevhodná.

D.1.12.3.3 STABILITA JEZOVÉ KONSTRUKCE

D.1.12.3.3.1 Schéma objektu

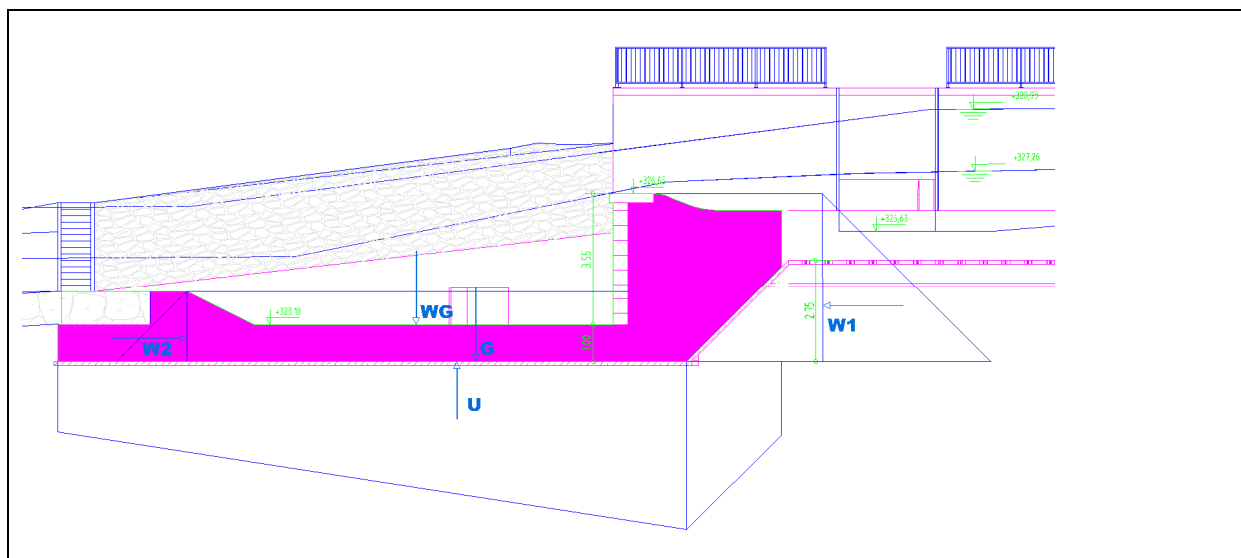


D.1.12.3.3.2 Stabilita při maximálním rozdílu hladin

D.1.12.3.3.2.1 Zatížení

Jednotlivé zatěžovací stavy a hodnoty zatížení uvažované v rámci tohoto statického výpočtu jsou uvedeny na následujících řádcích. Pro výpočet ploch a polohy těžišť jednotlivých zatěžovacích obrazců bylo využito programového systému AUTOCAD. Je uvažován stav při maximálním rozdílu hladin při běžném provozu. V nadjezí je uvažována hladina vody na úrovni přelivné hrany (t.j. na úrovni kóty 326,65 m n. m.) a v podjezí na úrovni prahu vývaru.

Schéma zatížení



- LC1 vlastní tíha
 $G = 35,18 \cdot 23,0 = 809,14 \text{ kN/m}$
 $x = 11,29\text{m}$
- LC2 tlak vody z vrchu
 $W_1 = 10,32 \cdot 10,0 = 103,2 \text{ kN/m}$
 $z = 1,52\text{m}$
- LC3 tlak vody zespodu
 $W_2 = 1,81 \cdot 10,0 = 18,1 \text{ kN/m}$
 $z = 0,63\text{m}$
- LC4 vztlak
 $U = 63,20 \cdot 10,0 = 632,0 \text{ kN/m}$
 $x = 10,78\text{m}$
- LC5 voda na jezu
 $W_G = 9,61 \cdot 10,0 = 96,1 \text{ kN/m}$
 $x = 9,69\text{m}$

D.1.12.3.3.2.2 Posouzení stability

PPO Vikýřovice
Stabilita jezu při provozu

No.:	Load case	Loads	Forces	Description	H [kN]	V [kN]	x [m]	x _c ^{*)} [m]	y [m]	y _c ^{*)} [m]	z [m]	M _{yc} [kNm]	M _{xc} [kNm]	M _z [kNm]
1	LC1	Vlastní tíha	G	↓		809,14	0,50	0,00	11,29	1,52	0,00	0	1226	0
2	LC2	Voda zvrchu	W ₁	→	103,20		0,50	0,00			-1,52	0	0	-157
3	LC3	Voda zespodu	W ₂	←	-18,10		0,50	0,00			-0,63	0	0	11
4	LC4	Vztlak	U	↑		-632,00	0,50	0,00	10,78	1,01		0	-635	0
5	LC5	Voda na jezu	W _G	↓		96,10	0,50	0,00	9,69	-0,09		0	-8	0
			Σ		85,10	273,24						0	583	-145

*) distance to gravity centre of footing bottom

Angle of footing bottom: 0,00 °

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = 286,19 \text{ KN}$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{V}{H}\right) = 72,70^\circ$$

$$\partial = \alpha + \beta = 72,70^\circ$$

$$N = R * \sin \partial = 273,24 \text{ KN}$$

$$T = R * \cos \partial = 85,10 \text{ KN}$$

Angle of internal friction of soil:

$$\varphi = 38^\circ$$

$$c = 0 \text{ kPa}$$

Safety against sliding:

$$SF_s = \frac{\tan \varphi * N}{T} = 2,509 \quad \square \quad 1,5 \quad \text{O.K.}$$

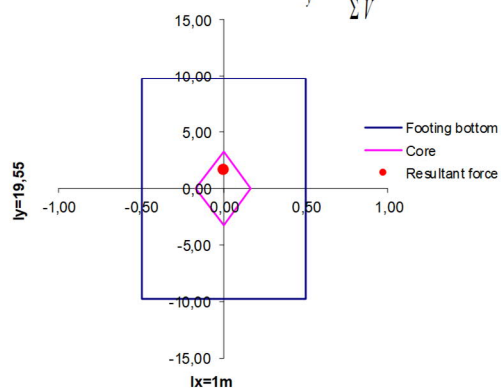
Section properties of footing bottom

$$\begin{aligned} L_y &= 19,55 \text{ m} & L_x &= 1,00 \text{ m} \\ A &= 19,55 \text{ m}^2 & W_y &= 63,70 \text{ m}^3 & W_x &= 3,26 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Stability:

$$\Sigma M_x = \Sigma M_{yx} + \Sigma M_z = 437,06 \text{ kNm} \quad e_x = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma V} = 1,60 \text{ m} \leq L_y/6 = 3,26 \text{ m}$$

$$\Sigma M_y = \Sigma M_{yx} = 0,00 \text{ kNm} \quad e_y = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma V} = 0,00 \text{ m} \leq L_x/6 = 0,17 \text{ m}$$

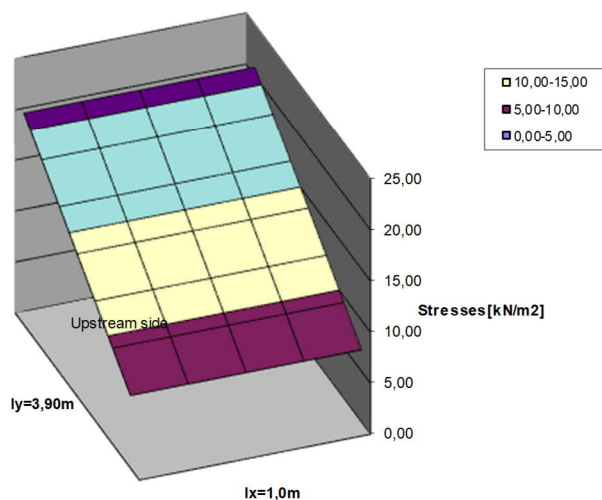


⇒ no gaping joint ⇒ STABILITY O.K.

Stresses in the footing bottom

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M_x}{W_y} \pm \frac{\Sigma M_y}{W_x}$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 20,84 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 7,12 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_3 &= 20,84 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_4 &= 7,12 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

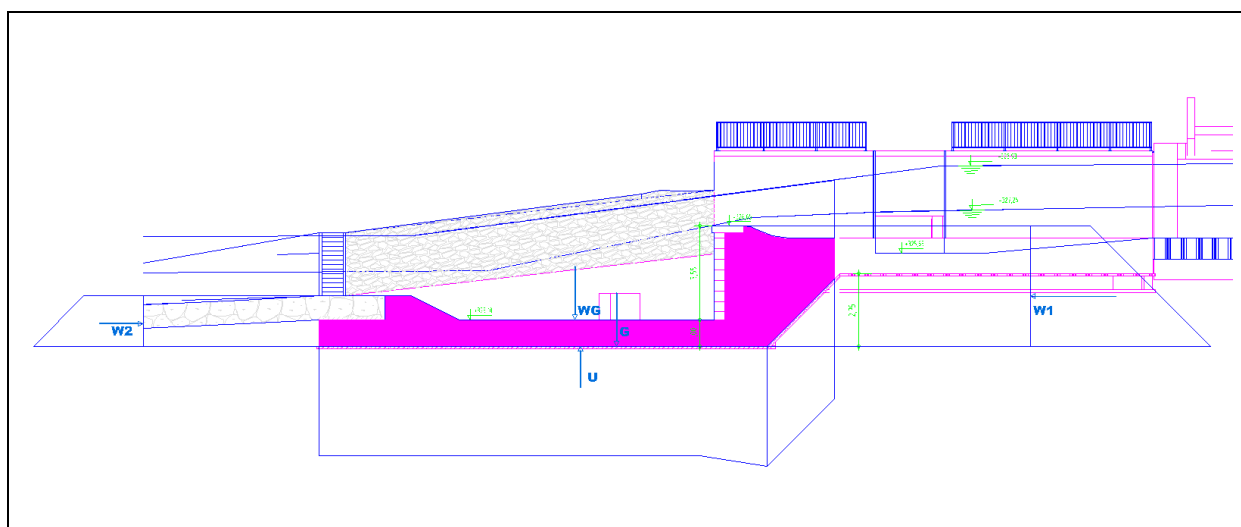


D.1.12.3.3 Stabilita při Q50

D.1.12.3.3.1 Zatížení

Jednotlivé zatěžovací stavy a hodnoty zatížení uvažované v rámci tohoto statického výpočtu jsou uvedeny na následujících řádcích. Pro výpočet ploch a polohy těžiště jednotlivých zatěžovacích obrazců bylo využito programového systému AUTOCAD. Je uvažován stav při Q50. Hladina vody v nadjezí na úroveň kóty 328,93 m n. m. a v podjezí na úrovni dle předpokládaného průběhu hladin vody na jezu při Q50.

Schéma zatížení



LC1 vlastní tíha

$$G = 35,18 \cdot 23,0 = 809,14 \text{ kN/m}$$

$$x = 11,29\text{m}$$

LC2 tlak vody z vrchu

$$W_1 = 20,82 \cdot 10,0 = 208,2 \text{ kN/m}$$

$$z = 1,90\text{m}$$

LC3 tlak vody zespodu

$$W_2 = 6,09 \cdot 10,0 = 60,9 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,86\text{m}$$

LC4 vztlak

$$U = 82,70 \cdot 10,0 = 827,0 \text{ kN/m}$$

$$x = 9,92\text{m}$$

LC5 voda na jezu

$$W_G = 60,08 \cdot 10,0 = 600,8 \text{ kN/m}$$

$$x = 9,71\text{m}$$

D.1.12.3.3.2 Posouzení stability

PPO Víkřovice
Stabilita jezu při Q50

No.:	Load case	Loads	Forces	Description	H	V	x	x _c ^{*)}	y	y _c ^{*)}	z	M _{yc}	M _{xc}	M _z
					[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	LC1	Vlastní tíha	G	↓		809,14	0,50	0,00	11,29	1,52	0,00	0	1226	0
2	LC2	Voda zvrchu	W ₁	→	208,20		0,50	0,00			-1,90	0	0	-396
3	LC3	Voda zespodu	W ₂	←	-60,90		0,50	0,00			-0,86	0	0	52
4	LC4	Vztlak	U	↑		-827,00	0,50	0,00	9,92	0,15		0	-120	0
5	LC5	Voda na jezu	W _E	↓		600,80	0,50	0,00	9,71	-0,06		0	-39	0
			Σ		147,30	582,94						0	1067	-343

*) distance to gravity centre of footing bottom

Angle of footing bottom: 0,00 °

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = 601,26 \text{ KN}$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{V}{H}\right) = 75,82^\circ$$

$$\partial = \alpha + \beta = 75,82^\circ$$

$$N = R * \sin \partial = 582,94 \text{ KN}$$

$$T = R * \cos \partial = 147,30 \text{ KN}$$

Angle of internal friction of soil:

$$\varphi = 38^\circ$$

$$c = 0 \text{ kPa}$$

Safety against sliding:

$$SF_s = \frac{\tan \varphi * N}{T} = 3,092 \quad \square \quad 1,5 \quad \text{O.K.}$$

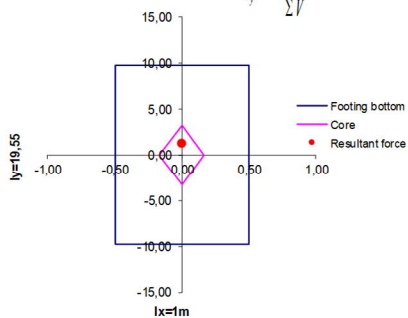
Section properties of footing bottom

$$\begin{aligned} L_y &= 19,55 \text{ m} & L_x &= 1,00 \text{ m} \\ A &= 19,55 \text{ m}^2 & W_y &= 63,70 \text{ m}^3 & W_x &= 3,26 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Stability:

$$\Sigma M_x = \Sigma M_{yx} + \Sigma M_z = 723,67 \text{ kNm} \quad e_x = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma V} = 1,24 \text{ m} \leq L_y/6 = 3,26 \text{ m}$$

$$\Sigma M_y = \Sigma M_{xy} = 0,00 \text{ kNm} \quad e_y = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma V} = 0,00 \text{ m} \leq L_x/6 = 0,17 \text{ m}$$

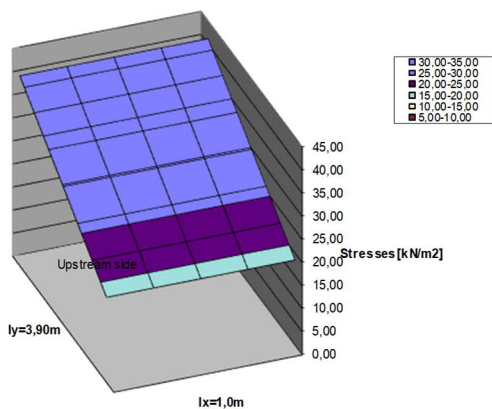


=> no gaping joint => **STABILITY O.K.**

Stresses in the footing bottom

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M_x}{W_y} \pm \frac{\Sigma M_y}{W_x}$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 41,18 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 18,46 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_3 &= 41,18 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_4 &= 18,46 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

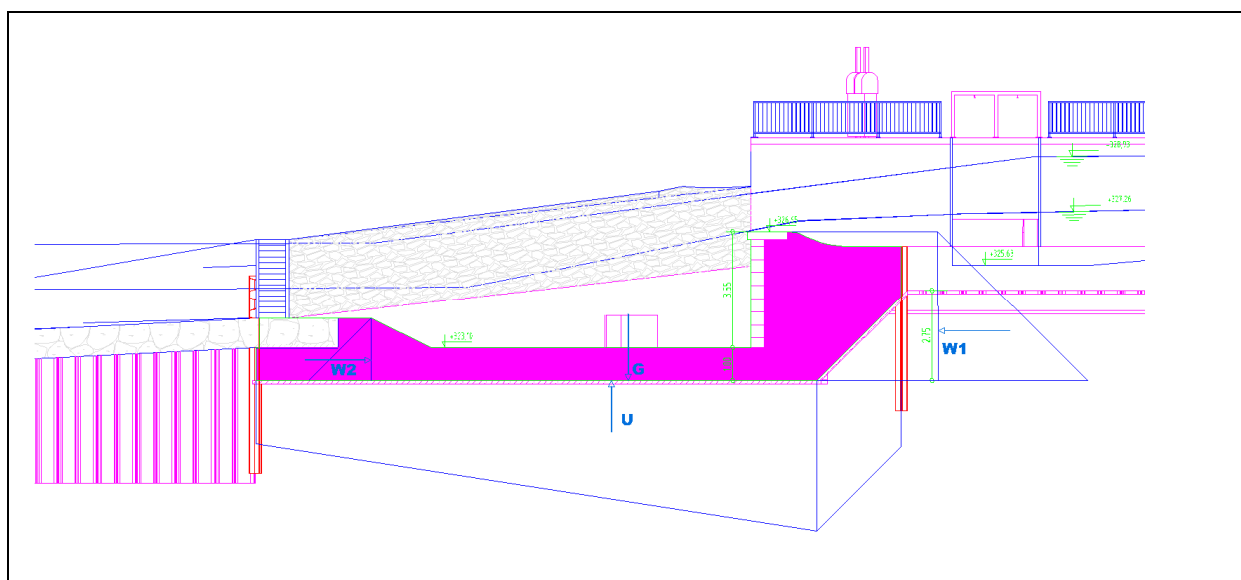


D.1.12.3.3.4 Stabilita při opravě (rekonstrukci)

D.1.12.3.3.4.1 Zatížení

Jednotlivé zatěžovací stavy a hodnoty zatížení uvažované v rámci tohoto statického výpočtu jsou uvedeny na následujících řádcích. Pro výpočet ploch a polohy těžiště jednotlivých zatěžovacích obrazců bylo využito programového systému AUTOCAD. Je uvažován stav při rekonstrukci kdy bude voda ve vývaru vyčerpána. V nadjezí je uvažována hladina vody na úrovni přelivné hrany (t.j. na úrovni kóty 326,65 m n. m.) a v podjezí na úrovni prahu vývaru. Ve výpočtech se předpokládá, že spodní řada štětovic pro zlepšení stability jezu **nebude** provedena jako těsnící. Každá třetí štětovnice bude kratší, ukončená ve vrstvě propustných zemin, tak, aby bylo zajištěno, že nestoupne vztlak v základové spáře jezu nad hodnotu odpovídající hladině vody v podjezí.

Schéma zatížení



LC1 vlastní tíha

$$G = 35,18 \cdot 23,0 = 809,14 \text{ kN/m}$$

$$x = 11,29 \text{ m}$$

LC2 tlak vody z vrchu

$$W_1 = 10,32 \cdot 10,0 = 103,2 \text{ kN/m}$$

$$z = 1,52 \text{ m}$$

LC3 tlak vody zespodu

$$W_2 = 1,81 \cdot 10,0 = 18,1 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,63 \text{ m}$$

LC4 vztlak

$$U = 63,20 \cdot 10,0 = 632,0 \text{ kN/m}$$

$$x = 10,78 \text{ m}$$

D.1.12.3.3.4.2 Posouzení stability

PPO Víkřovice

Stabilita jezu při opravě jezu

No.:	Load case	Loads	Forces	Description	H	V	x	x _c ^{*)}	y	y _c ^{*)}	z	M _{yc}	M _{xc}	M _z
					[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	LC1	Vlastní tíha	G	↓		809,14	0,50	0,00	11,29	1,52	0,00	0	1226	0
2	LC2	Voda zvrchu	W ₁	→	103,20		0,50	0,00			-1,52	0	0	-157
3	LC3	Voda zespodu	W ₂	←	-18,10		0,50	0,00			-0,63	0	0	11
4	LC4	Vztlak	U	↑		-632,00	0,50	0,00	10,78	1,01		0	-635	0
			Σ		85,10	177,14						0	591	-145

*) distance to gravity centre of footing bottom

Angle of footing bottom: 0,00 °

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = 196,52 \text{ KN}$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{V}{H}\right) = 64,34^\circ$$

$$\partial = \alpha + \beta = 64,34^\circ$$

$$N = R * \sin \partial = 177,14 \text{ KN}$$

$$T = R * \cos \partial = 85,10 \text{ KN}$$

Angle of internal friction of soil:

$$\varphi = 38^\circ$$

$$c = 0 \text{ kPa}$$

Safety against sliding:

$$SF_s = \frac{\tan \varphi * N}{T} = 1,626 \quad \square \quad 1,5 \quad \text{O.K.}$$

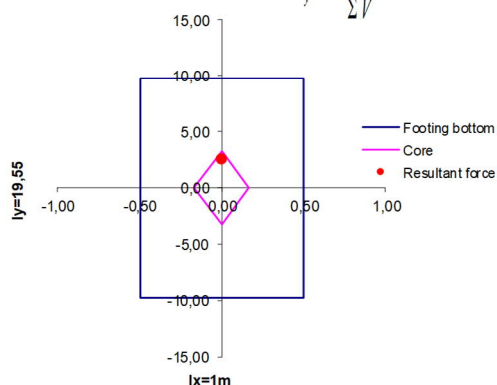
Section properties of footing bottom

$$\begin{aligned} L_y &= 19,55 \text{ m} & L_x &= 1,00 \text{ m} \\ A &= 19,55 \text{ m}^2 & W_y &= 63,70 \text{ m}^3 & W_x &= 3,26 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Stability:

$$\Sigma M_x = \Sigma M_{yx} + \Sigma M_z = 445,23 \text{ kNm} \quad e_x = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma V} = 2,51 \text{ m} \leq L_y/6 = 3,26 \text{ m}$$

$$\Sigma M_y = \Sigma M_{yx} = 0,00 \text{ kNm} \quad e_y = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma V} = 0,00 \text{ m} \leq L_x/6 = 0,17 \text{ m}$$

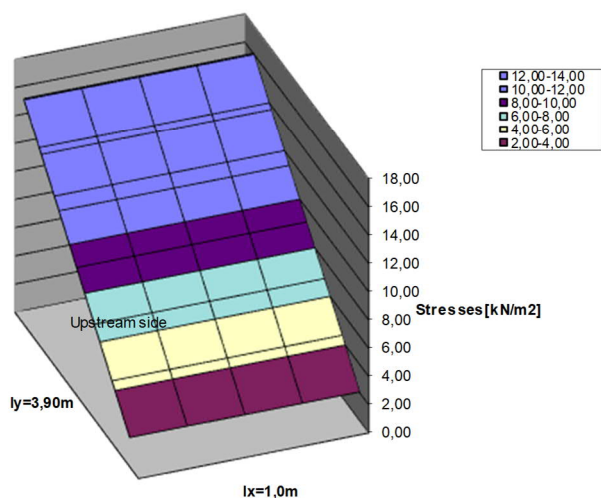


⇒ no gaping joint ⇒ STABILITY O.K.

Stresses in the footing bottom

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M_x}{W_y} \pm \frac{\Sigma M_y}{W_x}$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 16,05 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 2,07 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_3 &= 16,05 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_4 &= 2,07 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



D.1.12.3.3.4.3 Stabilita proti nadzvednutí vztlakem

Posouzení podle ČSN 73 1208: 2010 - Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů.

součinitel významu (tab.1) ... $\gamma_1 = 1,1$
 dílčí součinitele ... $\gamma_{Q,dst} = 1,0$
 ... $\gamma_{G,stb} = 0,9$

vlastní tíha konstrukce 809,14 kN

$$E_{d,stb} = 0,9 * 809,14 = 728,23 \text{ kN}$$

vztlak 632,0 kN

$$E_{d,dst} = 1,0 * 632,0 = 632,0 \text{ kN}$$

Podmínka spolehlivosti

$$\gamma_1 * E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$$

$$1,1 * 632,0 = 695,2 \text{ kN} < 728,23 \text{ kN}$$

Vyhovuje

D.1.12.3.3.5 Závěr

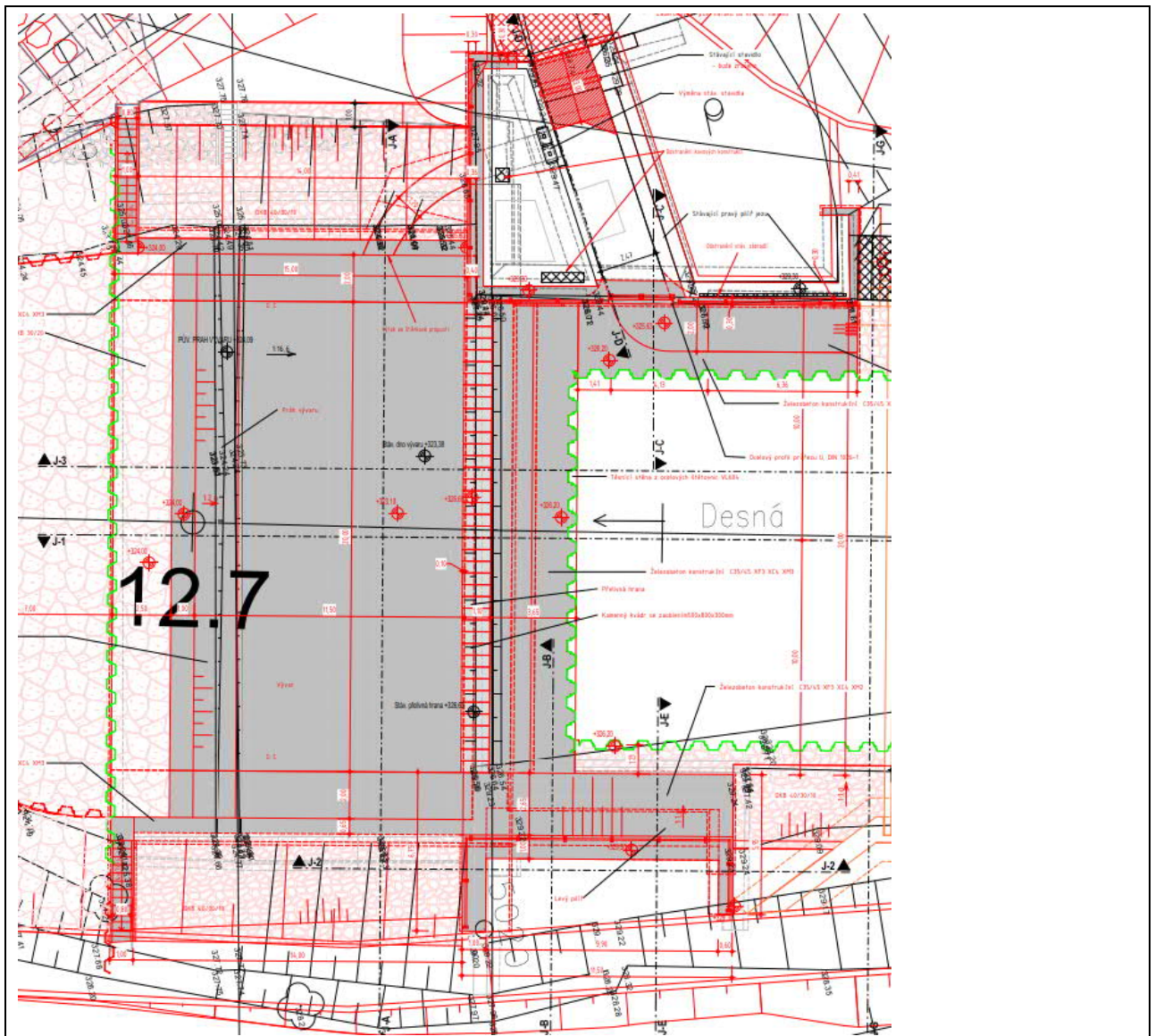
Zpracované výpočty a stabilitní posouzení tělesa jezové konstrukce prokazují, že navržený průřez tělesa jezové konstrukce je dostatečný a

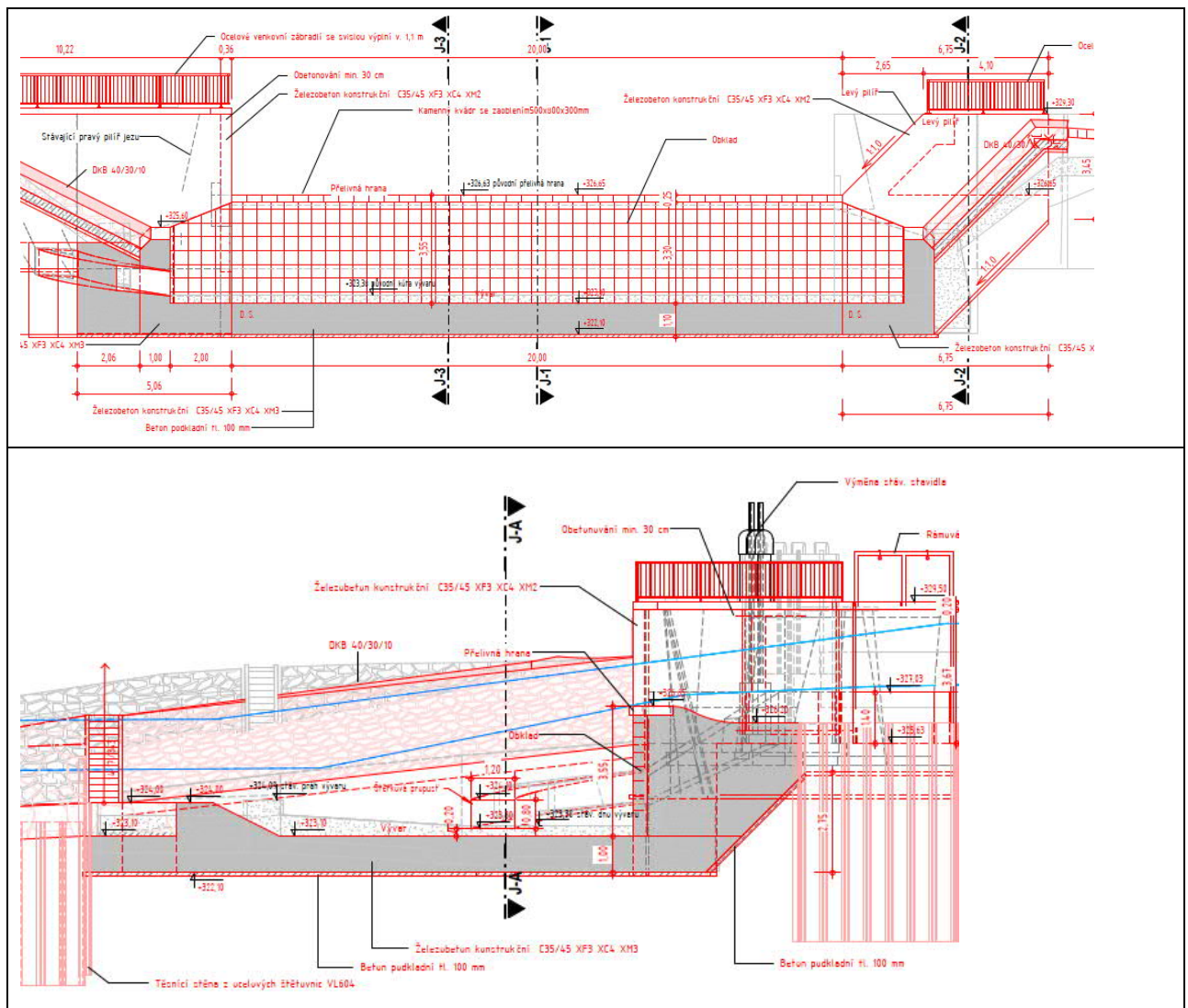
Navržená konstrukce

VYHOVUJE

D.1.12.3.4 JEZOVÉ TĚLESO

D.1.12.3.4.1 Schéma objektu





D.1.12.3.4.2 Zatížení

Jednotlivé zatěžovací stavy a hodnoty zatížení uvažované v rámci tohoto statického výpočtu jsou popsány v textových výstupech na následujících stranách..

List of load cases

LC.	Label
1	dead load
2	zemina
3	voda
4	vztlak
5	opevneni dna

Load case combination 1, provoz

Permanent action		Factor
1	dead load	1,100
5	opevneni dna	1,100
Variable inclusive action		Factor
2	zemina	1,100
3	voda	1,100
4	vztlak	1,100

Sum of installed loads and support reactions

LC.	Label	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]
1	dead load	0,000	0,000	15881,875
	Support reactions	0,000	0,000	0,000
	Soil pressures	0,013	-0,000	15881,875
2	zemina	-433,717	0,000	0,000
	Support reactions	0,000	0,000	0,000
	Soil pressures	-433,716	0,000	-0,000
3	voda	-1681,000	0,000	2520,000
	Support reactions	0,000	0,000	0,000
	Soil pressures	-1681,000	0,000	2520,000
4	vztlak	0,000	0,000	-10384,500
	Support reactions	0,000	0,000	0,000
	Soil pressures	-0,000	0,000	-10384,500
5	opevneni dna	0,000	0,000	1150,000
	Support reactions	0,000	0,000	0,000
	Soil pressures	0,000	0,000	1150,000

Load data load case 1: dead load

Dead load (EG) referring to material and cross section properties			
No.	weighting factor in direction		
	X [-]	Y [-]	Z [-]
1	0,0000	0,0000	1,0000

Load data load case 2: zemina

LTF = Load-time function

Liquid pressure (FD), with respect to the local element system				
No.	Element from to		from Z[m]	Gamma [kN/m³]
1	361	560	-2,550	-6,670

Load data load case 3: voda

LTF = Load-time function

Liquid pressure (FD), with respect to the local element system				
No.	Element from to		from Z[m]	Gamma [kN/m³]
1	81	200	-4,100	-10,000
2	361	560	-4,100	-10,000

Trapezoidal area load (FGZ) in global z-direction					
No.	Element from to		qz1 [kN/m²]	qz2 [kN/m²]	qz3 [kN/m²]
3	201	360	10,00	10,00	10,00
4	761	1640	10,00	10,00	10,00

Load data load case 4: vztlak

LTF = Load-time function

Trapezoidal load (rect.) (GR1, GRT) in global z direction				
No.	x [m]	y [m]	z [m]	q [kN/m²]
1	0,000	20,000	0,000	-19,00
2	16,100	20,000	0,000	-45,50
2	16,100	0,000	0,000	-45,50

Load data load case 5: opevnení dna

LTF = Load-time function

Trapezoidal area load (FGZ) in global z-direction					
No.	Element from to		qz1 [kN/m²]	qz2 [kN/m²]	qz3 [kN/m²]
1	561	760	23,00	23,00	23,00

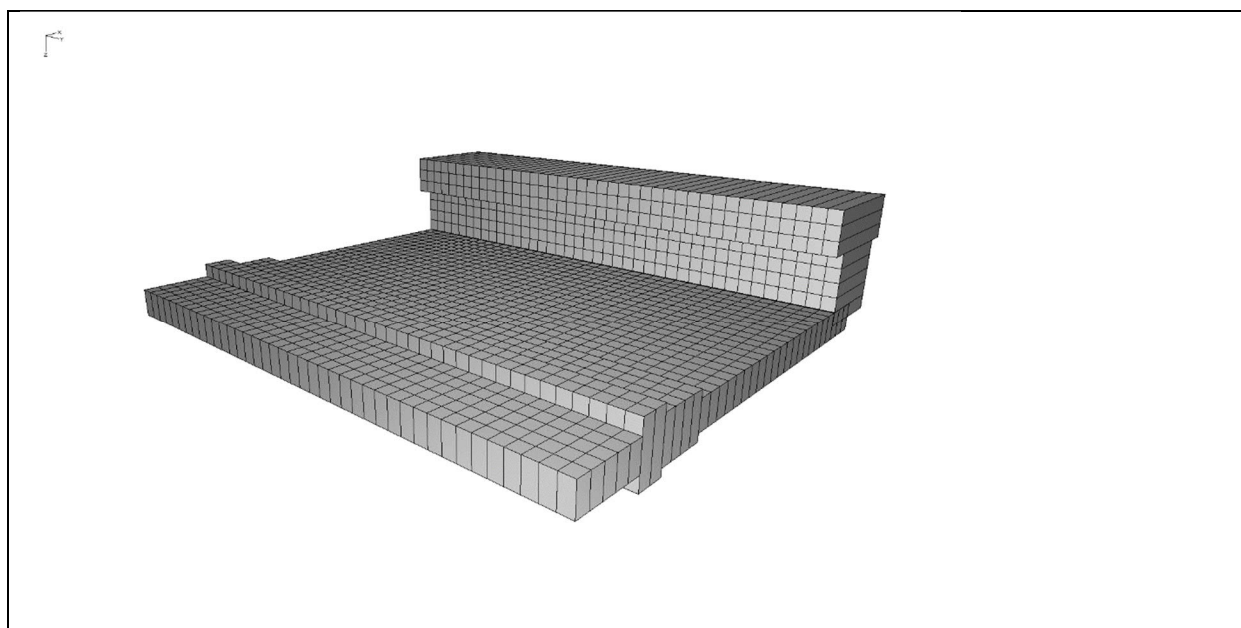
D.1.12.3.4.3 Výpočet vnitřních sil a dimenzování

V rámci tohoto statického výpočtu byl proveden výpočet vnitřních sil a dimenzování betonových průřezů konstrukce jezového tělesa – viz níže: Schéma výpočtového modelu.

Konstrukční systém pro stanovení vnitřních sil a dimenzování byl modelován metodou konečných prvků (FEM) pomocí 3D modelování s použitím InfoCAD software firmy InfoGraph GmbH, Aachen, Germany.

Model je tvořen 2D shell elementy (typ SH46 a SH36) které mají šest stupňů volnosti v každém uzlu (u_x , u_y , u_z , φ_x , φ_y , φ_z).

Schéma výpočtového modelu



Detailní rozměry, které byly zadány do výpočtu (včetně materiálových a systémových charakteristik, okrajových podmínek, vlastností průřezů, zatěžovacích stavů a kombinací zatížení ...) jsou popsány v textových a grafických výstupech na následujících stranách.

System characteristics

1722 Nodes	
1640 Elements	0 Beams
0 Supports	0 Slabs
0 Link elements	0 Plains
5 Material properties	1640 Shells
5 Section properties	0 Cables
5 Load cases	0 Solids
1 LC Combinations	0 Spring elements
0 Tendon groups	

Result location in area elements: Centroid
2 Result locations in beam elements

Rotated element systems
1251 Element systems
0 Internal force systems
0 Reinforcement systems

Section properties

2	Area	zaklad100 Element thickness [m] Orthotropy dzy/dz E-Modulus slab/plain	dz = 1,0000 = 1 = 1	torsion-proof
3	Area	deska285 Element thickness [m] Orthotropy dzy/dz E-Modulus slab/plain	dz = 2,8750 = 1 = 1	torsion-proof
4	Area	deska415 Element thickness [m] Orthotropy dzy/dz E-Modulus slab/plain	dz = 4,1500 = 1 = 1	torsion-proof
5	Area	zaklad200 Element thickness [m] Orthotropy dzy/dz E-Modulus slab/plain	dz = 2,0000 = 1 = 1	torsion-proof
7	Area	zaklad1,5 Element thickness [m] Orthotropy dzy/dz E-Modulus slab/plain	dz = 1,5000 = 1 = 1	torsion-proof

Material properties

	No.	Type	E-Modu. [MN/m ²]	G-Modu. [MN/m ²]	Poiss. ratio	alpha.t [1/K]	gamma [kN/ml]
1	2	C30/37-EN	33000	13800	0,20	1,00e-05	25,000
2	3	C30/37-EN	33000	13800	0,20	1,00e-05	25,000
3	4	C30/37-EN	33000	13800	0,20	1,00e-05	25,000
4	5	C30/37-EN	33000	13800	0,20	1,00e-05	25,000
5	7	C30/37-EN	33000	13800	0,20	1,00e-05	25,000

Bedding

	No.	Start point [MN/ml]			End point [MN/ml]			Bedding width [m]		
		kby	kby	kby	kby	kby	kby	bx	by	bz
1	2	25	25	50						
2	3	0	0	0						
3	4	0	0	0						
4	5	25	25	50						
5	7	25	25	50						

The bedding performs in the direction of the axes of the local element or surface system.

Reinforcement for area elements

No.	Lay.	Qual.	d1x [m]	d2x [m]	asx [cm ² /m]	d1y [m]	d2y [m]	asy [cm ² /m]	as fix	Roll- ing
2	1	500A	0,050		0,000	0,050		0,000		Warm
	2	500A		0,050	0,000		0,050	0,000		Warm
3	1	500A	0,030		0,000	0,030		0,000		Warm
	2	500A		0,030	0,000		0,030	0,000		Warm
4	1	500A	0,030		0,000	0,030		0,000		Warm
	2	500A		0,030	0,000		0,030	0,000		Warm
5	1	500A	0,050		0,000	0,050		0,000		Warm
	2	500A		0,050	0,000		0,050	0,000		Warm
7	1	500M	0,030		0,000	0,030		0,000		Warm
	2	500M		0,030	0,000		0,030	0,000		Warm

as Base reinforcement

d1 Distance from the upper edge

d2 Distance from the lower edge

The z axis of the element system points to the lower edge

Qual. Quality resp. yield strength of reinforcing steel [MN/m²]

EN 1992-1-1 actions

Standard design group

G - Dead load

Gamma.sup / gamma.inf = 1,35 / 1

Load cases

- 1 dead load
- 5 opevneni dna

GE - Earth pressure

Gamma.sup / gamma.inf = 1,35 / 1

Load cases

- 2 zemina

QH - Variable hydrostatic pressure

Gamma.sup / gamma.inf = 1,5 / 0

Combination coefficients for: Superstructures

Working load - category A: Residential buildings

Psi.0 / Psi.1 / Psi.2 = 0,7 / 0,5 / 0,3

Load cases 1. Variant, inclusive

- 3 voda
- 4 vztlak

1. Permanent and temporary situation - envelope

Final state

G Dead load
GE Earth pressure
QH Variable hydrostatic pressure

Design overview EN 1992-1-1

Se.	Expos. class	Prestress of component	Reinforcem. M R B Q T S	Fatigue B Q T P C V	Cr. wi.	De-co.	Stress C B P
2	XC4	Not prestressed	. . x x
3	XC4	Not prestressed	. . x x
4	XC4	Not prestressed	. . x x
5	XC4	Not prestressed	. . x x
7	XC4	Not prestressed	. . x x

(M) Nominal reinforcement to guarantee robustness.
(R) Nominal reinforcement for crack width limitation.
(B) Flexural reinforcement at ultimate limit state, fatigue and stress check.
(Q) (Nominal-)lateral force reinforcement at ultimate limit state and fatigue.
(T) Torsional reinforcement at ultimate limit and fatigue state.
(S) Shear joint check.
(P) Prestressing steel at fatigue and stress check.
(C) Concrete comp. stress, concrete at fatigue check under long. compression.
(V) Concrete at fatigue check under lateral force.

Settings for flexural and shear reinforcement

M,N Design mode for bend and longitudinal force:
(ST) Standard, (SY) Symmetrical, (CM) Compression member.
(*) Design without considering specified ratio between reinf. layers.
fyk Quality of stirrups.
Theta Angle of concrete truss.
Slabs Beams are designed like slabs.
Asl Given reinforcement according to picture 6.3, increase to maximum.
rho.w Factor for minimum reinf. rho.w,min acc. to Chapter 9.3.2(2).
as Factor for bending reinf. of slabs in secondary dir. per 9.3.1.1(2).
Red. Reduction factor of prestress for determining the tensile zone for distribution of robustness reinforcement for area elements.

Se.	Concr.	Den-sity [kg/m3]	Dsn. M,N	fyk [MPa]	cot Theta	Dsn. like slabs	Asl [cm2] Pic. 6.3 given max	Factor rho.w as	Red. pre-str.
2	C30/37-EN	.	ST	500	1,00	.	0,00 0,00	1,00 0,00	.
3	C30/37-EN	.	ST	500	1,00	.	0,00 0,00	1,00 0,20	.
4	C30/37-EN	.	ST	500	1,00	.	0,00 0,00	1,00 0,20	.
5	C30/37-EN	.	ST	500	1,00	.	0,00 0,00	1,00 0,00	.
7	C30/37-EN	.	ST	500	1,00	.	0,00 0,00	1,00 0,20	.

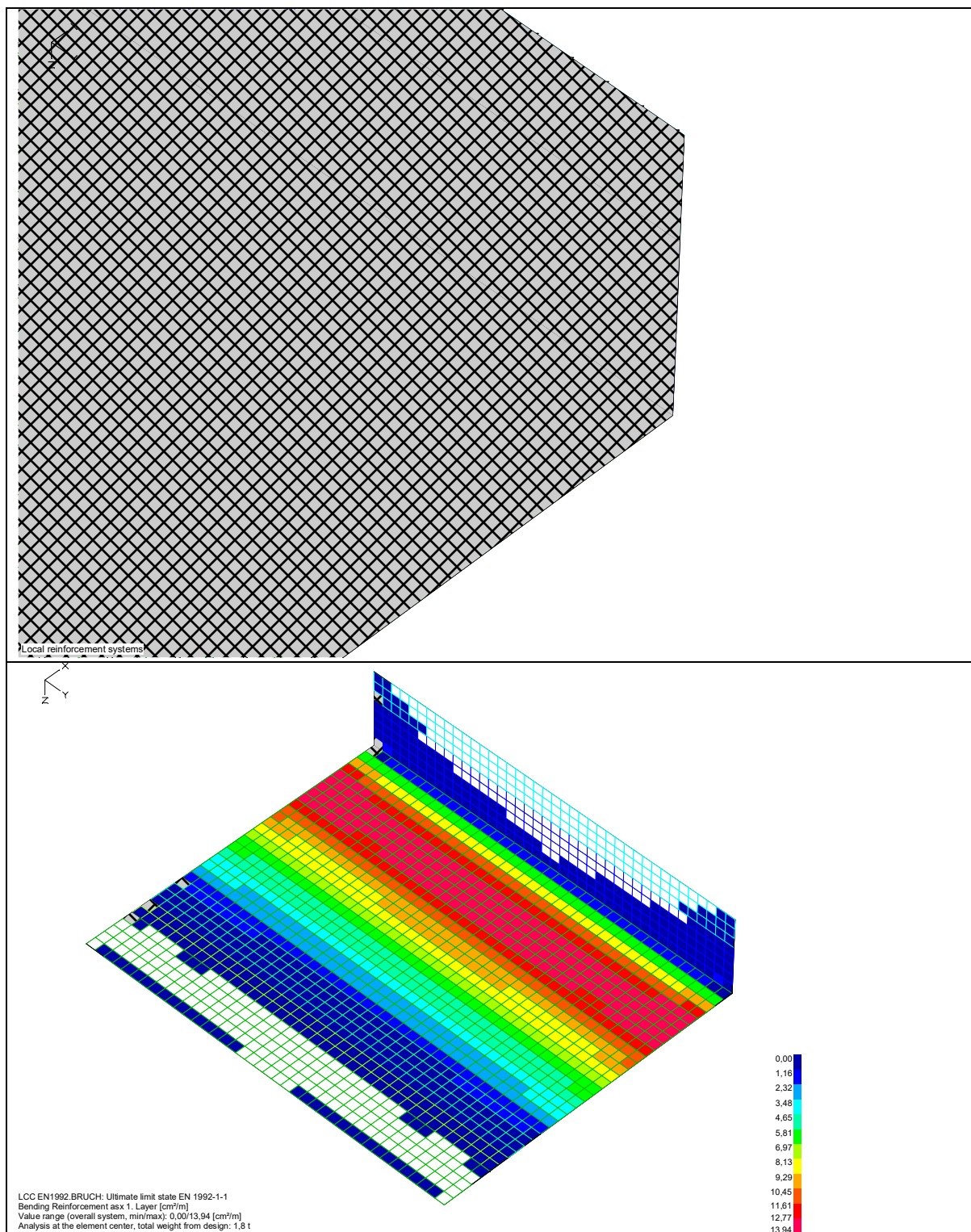
Shear sections

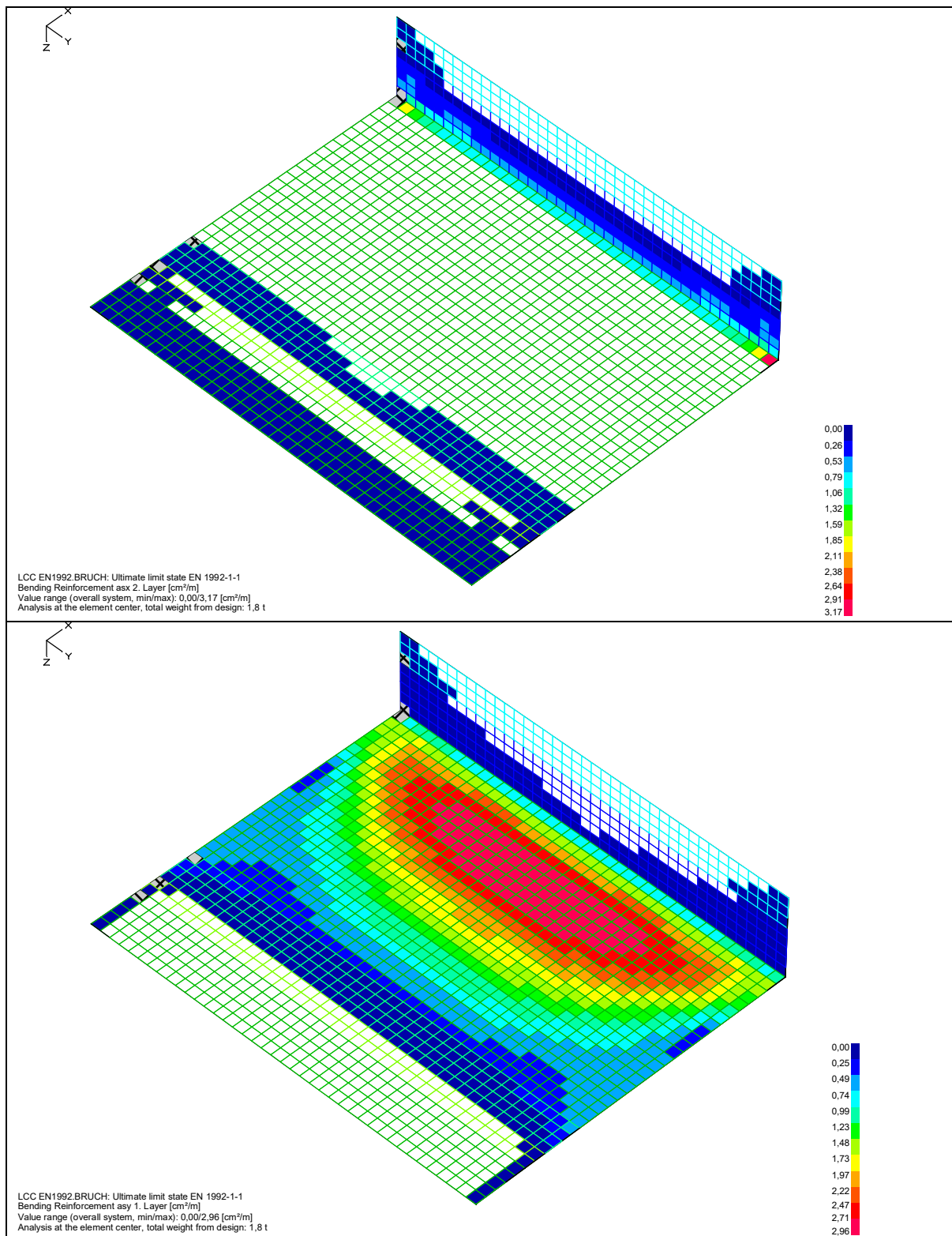
bw.nom Nominal width of the prestressed section according to 6.2.3(6).
h.nom Nominal height of the prestressed section according to 6.2.3(6).
kb, kd Factor to calculate the inner lever arm z from the eff. width bn resp. from the eff. height d.
z1, z2 Height and width of the core section for torsion.
tef Thickness of the torsion box.
B. Box section; determination of the bearing capacity acc. to Eq. (6.29).

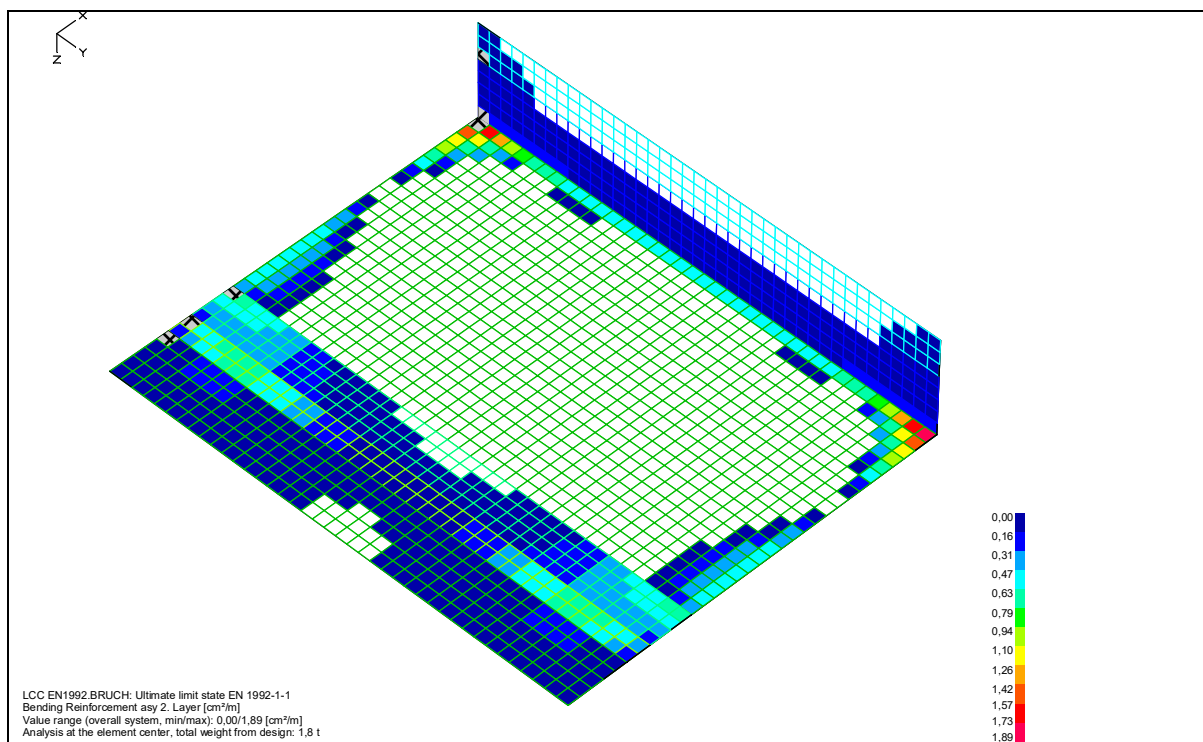
Se.	Width [m] bw	Eff. width bn [m]	Height [m] h	Eff. height d [m]	Torsion. section [m] z1 z2	tef B.
2	1,000	.	1,000	0,950	0,90	.
3	1,000	.	2,875	2,845	0,90	.
4	1,000	.	4,150	4,120	0,90	.
5	1,000	.	2,000	1,950	0,90	.
7	1,000	.	1,500	1,470	0,90	.

D.1.12.3.4.4 Výsledky výpočtů

Na následujících stranách jsou uvedeny v grafických výstupech výsledky dimenzování (minimální staticky nutné průřezové plochy výztuže) v jednotlivých konstrukčních prvcích objektu jezového tělesa.







D.1.12.3.4.5 Závěr

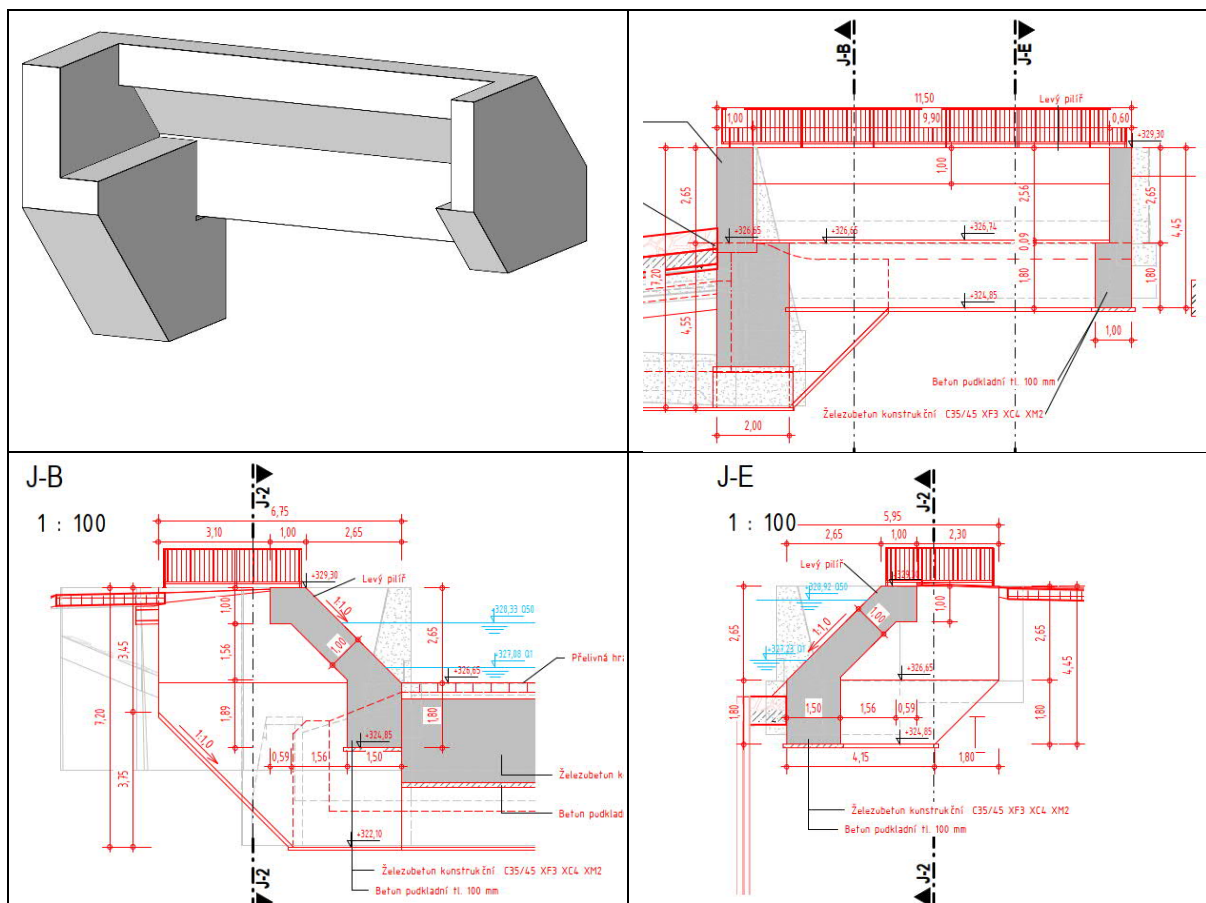
Zpracované výpočty a dimenzování průřezů na základě výsledků výpočtu prostorového modelu konstrukce prokazují, že navržené průřezy jednotlivých konstrukčních prvků jsou dostatečné a předpokládaná navržená výztuž bezpečně přenesení vypočtené vnitřní síly.

Navržená konstrukce

VYHOVUJE

D.1.12.3.5 LEVOBŘEŽNÍ PILÍŘ

D.1.12.3.5.1 Schéma objektu



D.1.12.3.5.2 Zatížení

Jednotlivé zatěžovací stavy a hodnoty zatížení uvažované v rámci tohoto statického výpočtu jsou popsány v textových výstupech na následujících stranách..

List of load cases

LC.	Label
1	dead load
2	zemina

Load case combination 1, provoz

Permanent action		Factor
1	dead load	1,100
Variable inclusive action		Factor
2	zemina	1,100

Sum of installed loads and support reactions

LC.	Label	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]
1	dead load	-0,000	0,000	3393,674
	Support reactions	-0,000	-0,000	3393,674
2	zemina	798,798	-1266,676	0,000
	Support reactions	798,798	-1266,676	-0,000

Load data load case 1: dead load

Dead load (EG) referring to material and cross section properties			
No.	weighting factor in direction		
	X [-]	Y [-]	Z [-]
1	0,0000	0,0000	1,0000

Load data load case 2: zemina

LTF = Load-time function

Liquid pressure (FD), with respect to the local element system					
No.	Element		from Z[m]	Gamma [kN/m³]	LTF
	from	to			
1	1	42	0,500	13,340	
2	205	288	0,500	13,340	
3	331	425	0,500	13,340	

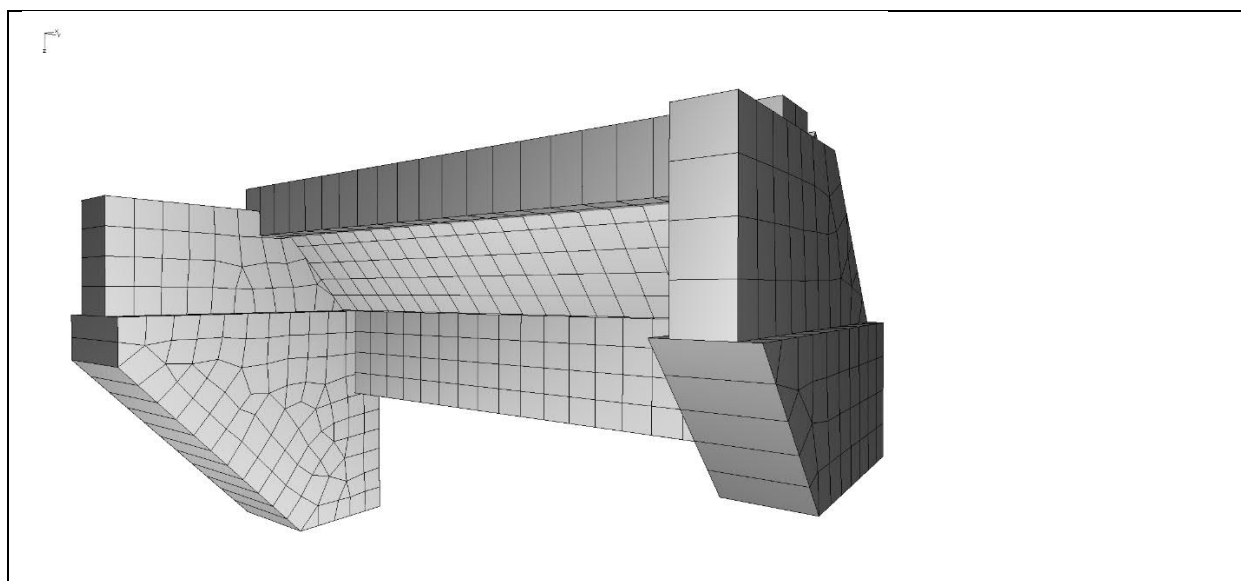
D.1.12.3.5.3 Výpočet vnitřních sil a dimenzování

V rámci tohoto statického výpočtu byl proveden výpočet vnitřních sil a dimenzování betonových průřezů konstrukce levobřežního pilíře – viz níže: Schéma výpočtového modelu.

Konstrukční systém pro stanovení vnitřních sil a dimenzování byl modelován metodou konečných prvků (FEM) pomocí 3D modelování s použitím InfoCAD software firmy InfoGraph GmbH, Aachen, Germany.

Model je tvořen 2D shell elementy (typ SH46 a SH36) které mají šest stupňů volnosti v každém uzlu (u_x , u_y , u_z , φ_x , φ_y , φ_z).

Schéma výpočtového modelu



Detailní rozměry, které byly zadány do výpočtu (včetně materiálových a systémových charakteristik, okrajových podmínek, vlastností průřezů, zatěžovacích stavů a kombinací zatížení ...) jsou popsány v textových a grafických výstupech na následujících stranách.

System characteristics

499 Nodes	
462 Elements	0 Beams
30 Supports	0 Slabs
0 Link elements	0 Plains
4 Material properties	462 Shells
4 Section properties	0 Cables
2 Load cases	0 Solids
1 LC Combinations	0 Spring elements
0 Tendon groups	

Result location in area elements: Centroid
2 Result locations in beam elements

Rotated element systems
369 Element systems
0 Internal force systems
0 Reinforcement systems

Section properties

1	Area	deska100 Element thickness [m] Orthotropy dzy/dz E-Modulus slab/plain	dz = 1,0000 = 1 = 1	torsion-proof
3	Area	deska150 Element thickness [m] Orthotropy dzy/dz E-Modulus slab/plain	dz = 1,5000 = 1 = 1	torsion-proof
4	Area	deska2 Element thickness [m] Orthotropy dzy/dz E-Modulus slab/plain	dz = 2,0000 = 1 = 1	torsion-proof
6	Area	deska60 Element thickness [m] Orthotropy dzy/dz E-Modulus slab/plain	dz = 0,6000 = 1 = 1	torsion-proof

Material properties

	No.	Type	E-Modu. [MN/m ²]	G-Modu. [MN/m ²]	Poiss. ratio	alpha.t [1/K]	gamma [kN/ml]
1	1	C30/37-EN	33000	13800	0,20	1,00e-05	25,000
2	3	C30/37-EN	33000	13800	0,20	1,00e-05	25,000
3	4	C30/37-EN	33000	13800	0,20	1,00e-05	25,000
4	6	C30/37-EN	33000	13800	0,20	1,00e-05	25,000

Reinforcement for area elements

No.	Lay.	Qual.	d1x [m]	d2x [m]	asx [cm ² /m]	d1y [m]	d2y [m]	asy [cm ² /m]	as fix	Roll- ing
1	1	500A	0,050		0,000	0,050		0,000		Warm
	2	500A		0,050	0,000		0,050	0,000		Warm
3	1	500M	0,030		0,000	0,030		0,000		Warm
	2	500M		0,030	0,000		0,030	0,000		Warm
4	1	500A	0,030		0,000	0,030		0,000		Warm
	2	500A		0,030	0,000		0,030	0,000		Warm
6	1	500A	0,030		0,000	0,030		0,000		Warm
	2	500A		0,030	0,000		0,030	0,000		Warm

as Base reinforcement

d1 Distance from the upper edge

d2 Distance from the lower edge

The z axis of the element system points to the lower edge

Qual. Quality resp. yield strength of reinforcing steel [MN/m²]

EN 1992-1-1 actions

Standard design group

Copyright © AQUATIS a.s.

G - Dead load

$\gamma_{sup} / \gamma_{inf} = 1,35 / 1$

Load cases

1 dead load

GE - Earth pressure

$\gamma_{sup} / \gamma_{inf} = 1,35 / 1$

Load cases

2 zemina

1. Permanent and temporary situation - envelope

Final state

G Dead load

GE Earth pressure

Design overview EN 1992-1-1

Se.	Expos.	Prestress	Reinforcem.						Fatigue					Cr.	De-	Stress			
	class	of component	M	R	B	Q	T	S	B	Q	T	P	C	V	wi.	co.	C	B	P
1	XC4	Not prestressed	.	.	x	x
3	XC4	Not prestressed	.	.	x	x
4	XC4	Not prestressed	.	.	x	x
6	XC4	Not prestressed	.	.	x	x

- (M) Nominal reinforcement to guarantee robustness.
 (R) Nominal reinforcement for crack width limitation.
 (B) Flexural reinforcement at ultimate limit state, fatigue and stress check.
 (Q) (Nominal-)lateral force reinforcement at ultimate limit state and fatigue.
 (T) Torsional reinforcement at ultimate limit and fatigue state.
 (S) Shear joint check.
 (P) Prestressing steel at fatigue and stress check.
 (C) Concrete comp. stress, concrete at fatigue check under long. compression.
 (V) Concrete at fatigue check under lateral force.

Settings for flexural and shear reinforcement

- M,N Design mode for bend and longitudinal force:
 (ST) Standard, (SY) Symmetrical, (CM) Compression member.
 (*) Design without considering specified ratio between reinf. layers.
 fyk Quality of stirrups.
 Theta Angle of concrete truss.
 Slabs Beams are designed like slabs.
 Asl Given reinforcement according to picture 6.3, increase to maximum.
 rho.w Factor for minimum reinf. rho.w,min acc. to Chapter 9.3.2(2).
 as Factor for bending reinf. of slabs in secondary dir. per 9.3.1.1(2).
 Red. Reduction factor of prestress for determining the tensile zone for distribution of robustness reinforcement for area elements.

Se.	Concr.	Den-	Dsn.	fyk	cot	Dsn.	Asl [cm2]	Red.
		sity	M,N	[MPa]	Theta	like	Pic. 6.3	pre-
		[kg/m3]				slabs	given max	str.
1	C30/37-EN	.	ST	500	1,00	.	0,00 0,00	.
3	C30/37-EN	.	ST	500	1,00	.	0,00 0,00	.
4	C30/37-EN	.	ST	500	1,00	.	0,00 0,00	.
6	C30/37-EN	.	ST	500	1,00	.	0,00 0,00	.

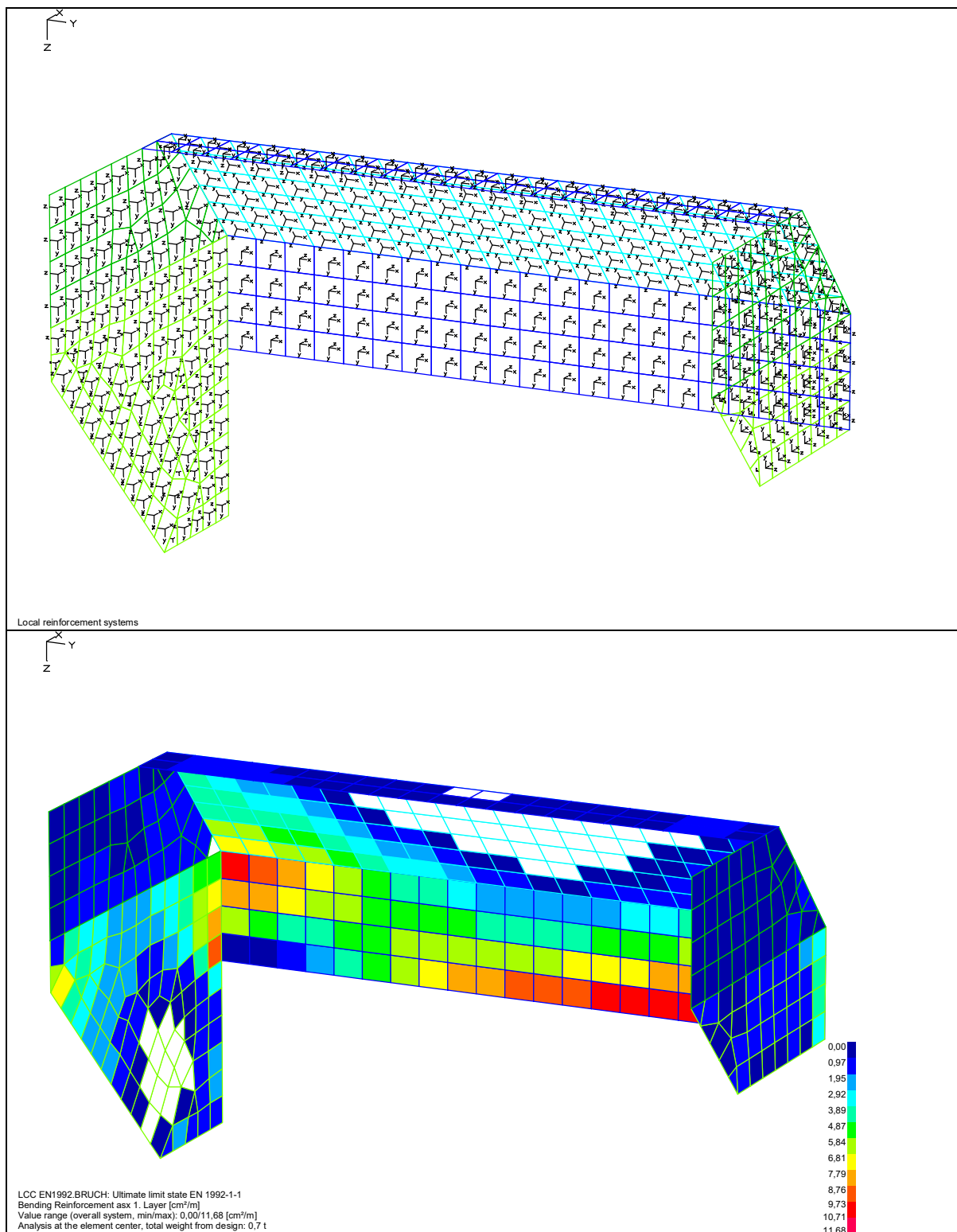
Shear sections

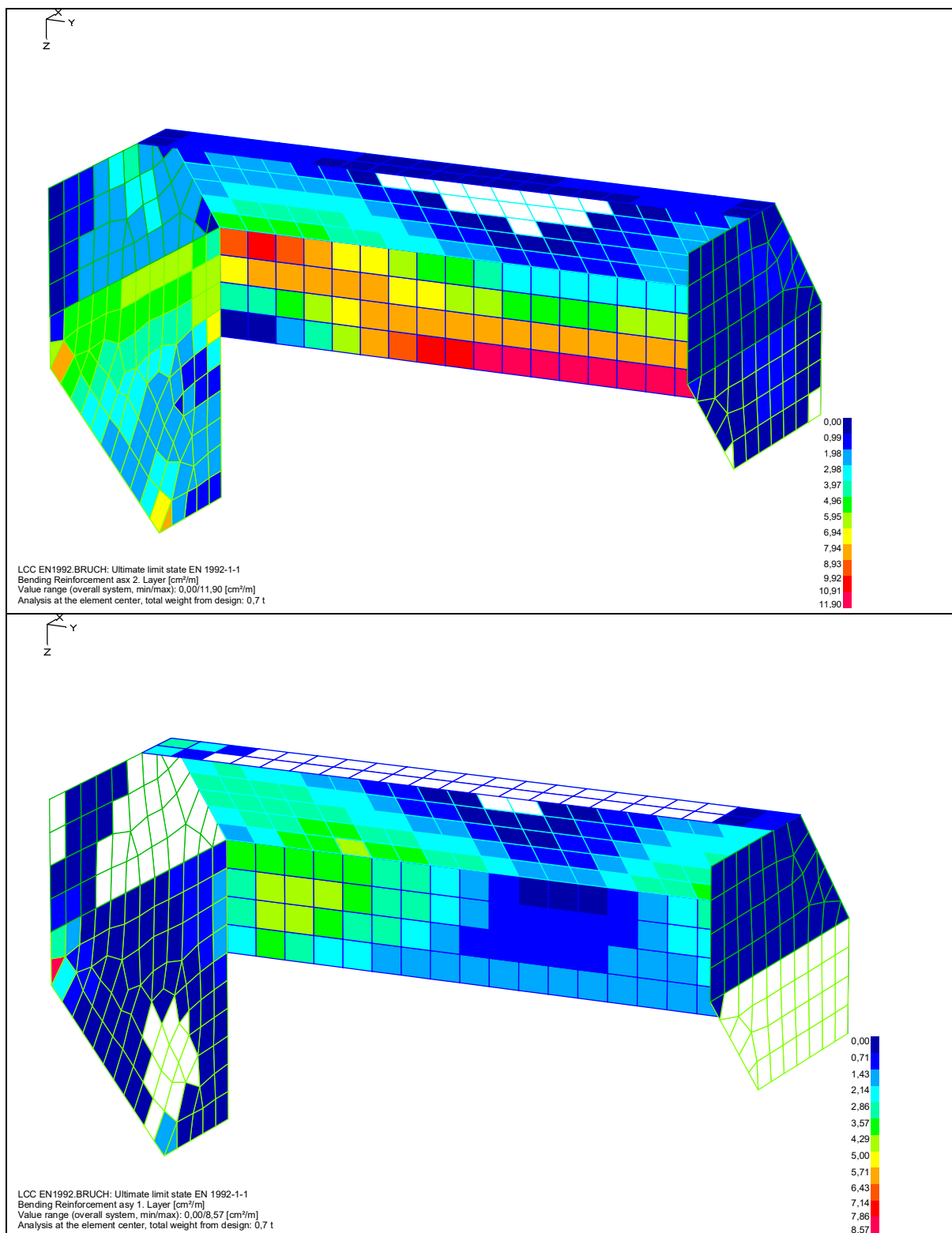
- bw.nom Nominal width of the prestressed section according to 6.2.3(6).
 h.nom Nominal height of the prestressed section according to 6.2.3(6).
 kb, kd Factor to calculate the inner lever arm z from the eff. width bn resp. from the eff. height d.
 z1, z2 Height and width of the core section for torsion.
 tef Thickness of the torsion box.
 B. Box section; determination of the bearing capacity acc. to Eq. (6.29).

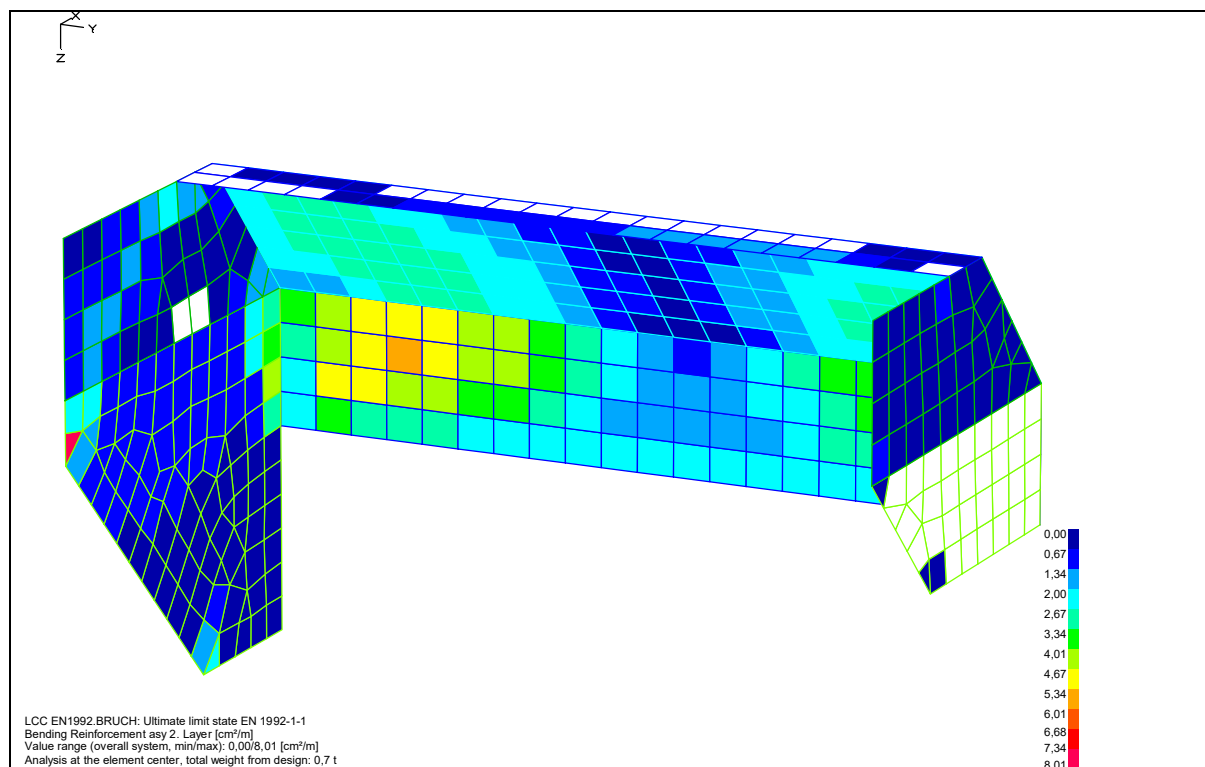
Se.	Width [m]	Eff. width	Height[m]	Eff.height	Torsion. section [m]
	bw bw.nom	bn [m] kb	h h.nom	d [m] kd	z1 z2 tef B.
1	1,000 .	. .	1,000 .	0,950 0,90
3	1,000 .	. .	1,500 .	1,470 0,90
4	1,000 .	. .	2,000 .	1,970 0,90
6	1,000 .	. .	0,600 .	0,570 0,90

D.1.12.3.5.4 Výsledky výpočtů

Na následujících stranách jsou uvedeny v grafických výstupech výsledky dimenzování (minimální staticky nutné průřezové plochy výztuže) v jednotlivých konstrukčních prvcích objektu levobřežního pilíře.







D.1.12.3.5.5 Závěr

Zpracované výpočty a dimenzování průřezů na základě výsledků výpočtu prostorového modelu konstrukce prokazují, že navržené průřezy jednotlivých konstrukčních prvků jsou dostatečné a předpokládaná navržená výztuž bezpečně přeneše vypočtené vnitřní síly.

Navržená konstrukce

VYHOVUJE

V Brně, leden 2023

Ing. Vladimír Hradský