

Sbor Církve bratrské, Víta Nejedlého 1503, 272 01 Kladno (stavebník)

Novostavba víceúčelového objektu včetně příjezdové komunikace

SO 01 – Víceúčelový objekt

D.1.2 – stavebně konstrukční řešení

4X 13/03/17/... – dokumentace pro provádění stavby (DPS)

D12_SV_00 Podrobný statický výpočet

STATICKÝ VÝPOČET

Vypracoval: Ing.Voborský Libor
ČKAIT 11933

1	Úvod.....	4
2	Popis řešených konstrukcí.....	4
3	Podklady.....	4
4	Geologická situace	5
4.1	Základové poměry.....	5
4.2	Hydrogeologické poměry	6
4.3	Zeminy zastižené v podloží průzkumnými pracemi	6
4.3.1	Mechanicko-fyzikální vlastnosti zemin	7
4.4	Závěry geologa.....	8
5	Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky	8
5.1	Základy.....	8
5.2	Železobetonové nosné konstrukce	8
5.3	Ocelové konstrukce	8
5.4	Dřevěné konstrukce.....	8
5.5	Zdivo	9
6	Zatížení.....	9
6.1	Přehled zatížení	9
6.1.1	Stálé zatížení	9
6.1.2	Proměnné zatížení	10
6.2	Podrobný rozbor zatížení	10
6.2.1	Vlastní tíha – $g_{0,k}$	10
6.2.2	Ostatní stálé zatížení – $g_{1-8,k}$	11
6.2.3	Užitné zatížení – $q_{1-4,k}$	13
6.2.4	Zatížení změnou teploty – Δt_{k1}	13
6.2.5	Zatížení větrem – w_k	13
6.2.6	Zatížení sněhem – s_k	14
7	Nosné konstrukce a založení	15
7.1	Založení	15
7.1.1	Základy.....	15
7.1.2	Podloží podlahy.....	17
7.1.3	Podlaha	18
7.1.4	Zaklopení VZT kanálu	18
7.2	Železobetonové konstrukce.....	19
7.2.1	Návrhové hodnoty použitých materiálů	19
7.2.2	Rozdělení hlavního objektu na dilatace	20
7.2.3	Orientační návrh rozměrů rozhodujících konstrukcí.....	20
7.2.4	Prefabrikovaný trám na 12.55m	20
7.2.5	Monolitický průvlak (nadpraží vstupu) – V3.....	21
7.2.6	Prefabrikovaná (železobetonová) pergola	22
7.2.7	Keramické stropy	30
7.2.8	Monolitická nadpraží.....	33
7.2.9	Věnce – V1, V2, V4 – V7	34
7.3	Ocelové konstrukce	35
7.3.1	Návrhové hodnoty oceli	35
7.3.2	Sloup pod nadpražím.....	35
7.3.3	Konstrukce zvýšené části	36
7.3.4	Skrytá nadpraží otvorů	45
7.3.5	Nadpraží vstupních dveří	47
7.4	Dřevěné konstrukce.....	47

7.4.1	Návrhové hodnoty použitého dřeva	47
7.4.2	Nosník trámového stropu	48
7.5	Zděné konstrukce	49
7.5.1	Návrhové hodnoty zdiva	49
7.5.2	Pilíř zdiva pod vnitřním překladem.....	50
7.5.3	Závěr.....	50
8	Povrchová úprava nosných konstrukcí.....	50
9	Požární odolnost nosných konstrukcí.....	51
10	Bezpečnost práce	51
11	Použitá literatura	51

1 Úvod

Nosná konstrukce je navržena jako masivní a odolná tak, aby spolehlivě a bez poškození přenesla běžné zatížení dle ČSN 1991-1-1 až 1991-1-4.

Statickým výpočtem je ověřena navržená koncepce nosných konstrukcí, prokázána dostatečná mechanická odolnost a stabilita nosných konstrukcí, zejména s ohledem na výskyt nepřípustných přetvoření a poškození jiných částí stavby a technických zařízení vlivem přetvoření. Jsou ověřeny všechny rozhodující prvky nosných konstrukcí a založení.

Rozsah dokumentace v části D.1.2 - stavebně konstrukční řešení odpovídá příloze č.6 k vyhlášce č.499/2006 Sb. v platném znění. Je vykázána pouze staticky nutná výztuž monolitických konstrukcí (výkresy uspořádání vyztužení s rezervou cca. 25%), v rámci PD zhotovitele budou dopracovány podrobné výkresy vyztužení dle ČSN EN 1992-1-1. Součástí PD zhotovitele je i podrobné posouzení prefabrikovaných, ocelových, dřevěných a zděných konstrukcí, a to včetně detailů a přípojí.

2 Popis řešených konstrukcí

Projekt pro stavební povolení ve stavebně konstrukční části D.1.2 řeší hlavní nosné konstrukce a založení novostavby objektu SCB v Kladně → SO 01 Víceúčelový objekt.

Řešený objekt se nachází v Kladně při ulici L.Zápotockého, na území přibližně vymezeném ulicemi L.Zápotockého, Klikorkova a Československé armády → na par. č. 3215/1, 3210 a 3214, katastrální území Kladno.

SO 01 Víceúčelový objekt. Navrhovaná stavba je víceúčelovým objektem, který bude sloužit pro kulturně vzdělávací a duchovní účely. Navrhovaná stavba je jednopodlažní s výrazně převýšenou částí hlavního shromažďovacího prostoru. Nosná konstrukce je kombinovaná → železobetonová – především prefabrikované tyčové prvky, dřevěná – strop kolem nástavby, ocelová – nástavba a především keramická – nosné zdi a keramobetonový strop nad 1.NP. Fasáda je dvojitá provětrávaná s lícovým zdívem nebo jednoplášťová kontaktně zateplená. Objekt bude kompletně zateplen pomocí minerální vlny a desek z EPS nebo XPS. Hydroizolační systém se předpokládá povlakový - asfaltové pásy v úrovni terénu a PVC folie v úrovni střech. Výplně otvorů budou ze dřevěných případně hliníkových profilů s izolačními skly. Příčky a dělicí konstrukce budou zděné.

Z hlediska nosných konstrukcí se jedná o kombinaci především keramických stropů (železobetonové trámečky s výplňovými keramickými tvarovkami) a (nosného) keramického zdiva, doplňkově železobetonových prefabrikátů, dřevěných trámů/fošen a ocelové prostorové konstrukce zvýšené střechy. Svislé nosné konstrukce jsou zděné (obvodové nosné zdi) s doplňkovými železobetonovými sloupy (jen vchod). Vodorovné nosné konstrukce jsou železobetonové (kompletované keramické panely jako systémový výrobek), prefabrikované (trámy a sloupy) a dřevěné (trámový strop/podhled). Převýšená část (nástavba), která navazuje na příčné prefabrikované nosníky (trámy), je navržena jako samonosná ocelová konstrukce zavětrovaná systémovými táhly (diagonály příhrad). Založení je uvažováno jako plošné, na pasech a patkách, deska podlahy je uložena na upraveném podloží.

±0 = 408.3 m n.m.

3 Podklady

Byla předána rozpracovaná projektová dokumentace (PD) stavební části (MgA. Jarin Krouz, Ing.Sládek, Qarta architektura s.r.o.):

1.PD SO 01 k DSP – architektonicko stavební řešení;

2.rozpracovaná PD SO 01 k DPS;

3.IGP (K+K průzkum s.r.o., 2017);

Zpracovatel stavebně konstrukčního řešení, části dokumentace D.1.2, žádným způsobem neodpovídá za správnost ani úplnost předaných podkladů.

4 Geologická situace

K dispozici je IGP z roku 2017 (K+K průzkum s.r.o.). Byly provedeny dvě bagrované sondy KS1N a KS2 do hloubky 2,45 m, respektive 4,00 m pod současný terén.

Zájmová oblast patří k provincii Česká vysočina, subprovincii Poberounská soustava V, Brdské oblasti VA, celku Pražská plošina VA-2, podcelku Kladenská tabule VA-2B a okrsku Slánská tabule VA-2B-b. Zájmové území má mírně svažité reliéf terénu generelně od západu k východu. Na lokalitě je nejvyšší partie v severozápadní části s nadmořskou výškou cca 409,80 m n.m.. V ploše komunitního centra je nadmořská výška v rozmezí 407,14 - 408,80 m n.m., vyšší pozice je v severní části. Celkový výškový rozdíl v půdorysu objektu je tedy cca 1,65 m. Z hydrologického hlediska se zájmové území nachází ve vzdálenosti cca 1300 m severovýchodně od nejbližšího povrchové toku, kterým je Rozdělovský potok. Nicméně hydrologicky spadá zájmové území k vodoteči povrchově tekoucí východně ve vzdálenosti necelé 4 km. Přes území Kladna je potok pravděpodobně veden podpovrchově. Zájmové území řadíme do hlavního povodí 1-12-02 (Vltava od Rokytky po ústí do Labe), číslo hydrologického pořadí lokality je možno označit jako 1-12-02-031 – Dřetovický potok.

Vodohospodářsky chráněná území, ochranná pásma, záplavová území - v daném území nejsou stanovena žádná ochranná pásma vodních zdrojů a nenachází se zde ani případné pásmo ochrany přírodních léčivých zdrojů nebo zdrojů minerálních vod.

4.1 Základové poměry

Předkvartérní podklad je v zájmovém území budován marinními sedimentárními horninami svrchní křídly – spodního turonu a to písčitémi slínovci (opukami) bělohorského souvrství. Tyto horniny dále v textu nazýváme opukami. Opuky bělohorského souvrství mají v nezvětralém stavu bělošedou až běložlutou barvu a tvoří pevnou horninu s deskovitou odlučností a se střední puklinatostí. Podle puklin se deskovitě až kvádrovitě rozpadávají. Místy mohou obsahovat určitý podíl křemitých jehlic – spongií a jejich pevnost úměrně tomu vzrůstá. Spongolity mají světle šedé až šedomodré zabarvení a nejčastěji tvoří v opukách vložky mocné 0,1 až 0,3 m. Zvětrávání písčitých slínovců je nerovnoměrné. Někdy jde pouze o odvápnění a hornina si zachovává pevnost, většinou je však rozvolněná s velkou puklinatostí a s písčitojilovitou až jílovitou mezerní hmotou. Rozpadavost je deskovitá, kusovitá až úlomkovitá. Častý je výskyt tmavě rezavých povlaků limonitu a temně modrých povlaků, skvrn a teček oxidů Mn na puklinách a plochách odlučnosti.

Z nově provedených bagrovaných sond KS1N a KS2 jsme vymezili dvě zóny předkvartérního podkladu.

Svrchní zóna je tvořena **velmi zvětralou opukou – geotechnické typ GT3**. Ta je typická svým úlomkovitým rozpadem o velikosti 4-12 cm. Díky větší puklinatosti celého systému je více přítomna jílovitá výplň tuhé až pevné konzistence a polohu tak můžeme popsat jako silně rozvolněný předkvartérní podklad. Úlomky jsou žlutavě šedé s nafialovělými až rezavými povlaky, výplňový materiál je spíše našedivěle rezavěhnědé barvy. Úlomky jsou většinou pevné a nelze je tak v ruce zlomit, pouze u menších lze olamovat rohy. K rozbití je pak potřeba minimálně jednoho úderu kladiva. Provádění bagrované sondy bylo v tomto geotechnickém typu ještě relativně snadné z důvodu velké puklinatosti a rozvolnění horniny. Povrch polohy velmi zvětralé opuky je v hloubce 1,45 – 2,80 m pod povrchem terénu, na kótě 404,35 - 407,35 m n.m.. Hlouběji uložená je v sondě KS2. Mocnost jsme zaznamenali 0,55 – 0,70 m. Dle ČSN P 73 1005 klasifikujeme GT3 třídou pevnosti R5-R4.

Pod svrchní zvětralinovou zónou se nacházejí **mírně zvětralé opuky – geotechnické typ GT4**. Ty jsou již kusovitě rozpadavé s přítomností jílovité výplně na puklinách. Z fotodokumentace v příloze č. 4 je patrné, že pukliny jsou značně semknuté a volné prostory jsou beze zbytku vyplněny jílem. Velikost kusů byla popsána 10 – 20 cm s tím, že se přirozeně zvyšuje směrem do podloží. Opuka je na lomu našedivělé barvy s lokální přítomností rezavěhnědých povlaků. Povrch polohy se nachází v hloubce 2,00 – 3,50 m, na kótě 403,65 – 406,80 m n.m.. Hlouběji uložená je v sondě KS2. Mírně zvětralé opuky klasifikujeme třídou R4, respektive až R3.

Kvartérní pokryv je na dané lokalitě tvořen geneticky přirozenými deluviálními uloženinami a ve svrchní zóně pak antropogenními uloženinami. Deluviální sedimenty se vyskytují v přímém nadloží skalního podkladu. Tvoří je **šterkovitý jíl – geotechnický typ GT2**. Jíl je nažloutle až rezavě hnědý, v době průzkumných prací aktuálně na rozhraní tuhé / pevné konzistence. Úlomky jsou pevné, částečně opracované na rozích, což značí jejich přemístění. Jejich velikost je průměrně 0,5 – 5,0 cm a množství se směrem k bázi polohy zvyšuje až převažují – opuková suť. Mocnosti deluviálních sedimentů se ve zkoumané lokalitě pohybuje od 0,45 do 1,30 m. Povrch polohy GT2 je v hloubce 1,00 – 1,50 m, na kótě 405,65 - 407,80 m n.m.. Normativně klasifikujeme danou zeminu třídou F2.

Navážky – geotechnický typ GT1, popsané sondami KS1N a KS2 tvoří přímý povrch na zájmové lokalitě. Charakter navážky je zrnitostně proměnlivý od rezavě hnědého písčitého jílu, přes hnědou písčitou hlínu až po kamenitý jíl. Jíl je tuhé konzistence. Nepravidelně se zde vyskytují zbytky stavebních materiálů – cihly, škvára, armatura apod.. Z provedených popisů vyplývá, že se jedná pravděpodobně o překopané místní zeminy. Nelze však přesně určit do jaké míry byla mocnost navážek ovlivněna demolicí bývalého průmyslového areálu, jestli nedošlo k navýšení oproti původnímu stavu. S tímto je spojena i možná přítomnost starých základových prvků bývalých objektů, pokud nebyly beze zbytku odstraněny. Mocnost navážek je v rozsahu 1,00 – 1,50 m. Obecně klasifikujeme navážku třídou F3-G5 – Y. Zájmová lokalita a její širší okolí spadá do poddolované oblasti. Dle mapových podkladů, dostupných na portálu České geologické služby, se jedná o poddolované území s identifikačním číslem 1936, patřícím do Kladenského černouhelného revíru.

4.2 Hydrogeologické poměry

Hydrogeologické poměry zájmového území závisí zejména na potenciálních zdrojích podzemní vody, rozsahu a charakteru infiltračního prostředí, na propustnosti, morfologii terénu a na antropogenních vlivech. V nově provedených sondách nebyla hladina podzemní vody zastižena do hloubky 4,00 m pod terén, tj. na kótě 403,15 m n.m.

V širším okolí zkoumané oblasti se nevyskytuje žádná povrchová vodoteč, která by se mohla významným způsobem podílet na dotaci podzemních vod a tím ovlivňovat hydrogeologické poměry. Z dostupných údajů ze širokého okolí zájmové lokality je patrné, že podzemní voda nebyla zastižena ani ve vrtech zasahujících do hloubek 5 - 7 m pod terénem. Prostředím výskytu podzemní vody bude předkvartérní podklad. V těchto hloubkách neznáme přesně litologický charakter podloží. V případě výskytu opuk bělohorského souvrství se bude uplatňovat omezený puklinový typ proudění. Omezenost je dána přítomností hojné jílovité výplně jako v námi popsané zóně do hloubky 4,00 m. Tato výplň způsobí velmi omezenou propustnost až nepropustnost daného horninového prostředí.

Směr proudění podzemní vody nelze přesně určit, ale domníváme se, že bude shodný s generelním spádem terénu širší oblasti, tedy od západu k východu.

4.3 Zeminy zastižené v podloží průzkumnými pracemi

Byly provedeny dvě bagrované sondy KS1N a KS2 do hloubky 2,45 m, respektive 4,00 m pod současný terén:

KS1N (408.8)

0.0	0.8	navážka, jíl tuhý G3-G5, GT1
0.8	1.0	navážka, písčité hlína tuhá F3-Y, GT1
1.0	1.45	jl tuhý s úlomky F2, GT 2
1.45	2.0	velmi zvětralá opuka s jílovitou výplní pevnou R5-R4, GT 3
2.0	2.45	mírně zvětralá opuka s jílovitou výplní R4, GT 4
HPV _n = -, HPV _u = - (nebyla naražena)		

KS2 (407.15)

0.0	1.5	navážka, stavební odpad F3-F4-Y, GT1
1.5	2.8	jl tuhý/pevný s úlomky F2-G5, GT 2
2.8	3.5	velmi zvětralá opuka s jílovitou výplní pevnou R5-R4, GT 3
3.5	4.0	mírně zvětralá opuka s jílovitou výplní R4, GT 4
HPV _n = -, HPV _u = - (nebyla naražena)		

4.3.1 Mechanicko-fyzikální vlastnosti zemin

stratigrafie / geneze	kvarter / antropogenní uložení	kvarter / deluviální sedimenty	křída- spodní turon, bělohorské souvrství / sedimentární hornina	
petrografické složení	písčité hlína až jíl s úlomky až kameny opuky a cihel	rezavě hnědý šedě šterkovitý jíl	velmi zvětralá opuka	mírně zvětralá opuka
geotechnický typ	GT1	GT2	GT3	GT4
ČSN P 73 1005 „Inženýrskogeologický průzkum“ – zatřídění	F4 – G1- Y	F2	R5-R4	R4, resp. až R3
konzistence	-	tuhá/ pevná	-	-
Tabulková výpočtová únosnost R_{dt} /kPa/ (orientační hodnoty dle zrušené ČSN 731001)	-	175-225	350	min. 400
Objemová hmotnost v přirozeném uložení /kg.m ³ /	1800	1900-1950	2100-2200	2250-2400
Modul deformace E_{def} /MPa/	2-8	10-16	60-80	120-160
Poissonova konstanta ν /-/	0,35	0,35	0,25	0,20
1) Soudržnost efektivní c_{ef} /kPa/ 2) Soudržnost zdánlivá c' /kPa/	1) 8-10	1) 10-14	2) 50-60	2) 80-150
1) Úhel vnitřního tření efektivní ϕ_{ef} /°/ 2) Úhel pevnosti ϕ_u /°/	1) 24-26	1) 24-30	2) 30-34	2) 34-38
ČSN 736133 vhodnost do podloží vozovky	nevhodná	podmínečně vhodná	podmínečně vhodná	podmínečně vhodná
ČSN 736133 vhodnost do násypu	podmínečně vhodná	podmínečně vhodná	podmínečně vhodná	podmínečně vhodná
ČSN P 73 1005 „Inženýrskogeologický průzkum“ - třída těžitelnosti	I	I	I	I-II

4.4 Závěry geologa

Vzhledem k charakteru plánovaného objektu předpokládáme jeho založení plošně do nezámrazné hloubky, to znamená **do hloubky větší než 1,00 m**. Ze sestaveného geologického řezu je patrné, že v jižní části je kóta +/-0,000 nad úrovní terénu. Při založení do nezámrazné hloubky bude v základové spáře v severní části přítomen štěrkovitý jíl GT2, který klasifikujeme třídou F2 CG – štěrkovitý jíl, s tabulkovou výpočtovou únosností $R_{dt} = 175-225$ kPa a modulem deformace $E_{def} = 10-16$ MPa. V nejsevernější části by mohly být přítomny i velmi zvětralé opuky GT3, klasifikované třídou R5-R4, s tabulkovou výpočtovou únosností $R_{dt} = 350$ kPa a modulem deformace $E_{def} = 60-80$ MPa. Postupně k jihu se zvyšuje mocnost navážek, takže budou přítomny v základové spáře. Navážky nelze jako základovou půdu objektu využít. Proto bude nutné prohloubení základové spáry minimálně do prostředí deluviálních štěrkovitých jílu GT2. Ty se zde nacházejí 1,50 m pod úrovní současného terénu, na kótě 405,65 m n.m., tedy 2,65 m pod +/- 0,000.

Výkopy pro základové prvky budou prováděny nad úrovní hladiny podzemní vody.

Základovou spáru bude nutno ochránit vůči nepříznivým klimatickým vlivům a dobře dočistit od napadávký kamenů opuky a zbytků jílu a následně ochránit vrstvou podkladního betonu. Základovou spáru nedoporučujeme vyrovnávat štěrkem, neboť by se zde mohla držet zateklá voda a způsobit degradaci jílovité výplně zemin a hornin až do hlubších poloh.

Závěry jsou zohledněny při návrhu založení – viz bod 7.1.

5 Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky

Rozhodující materiály nosných konstrukcí dle platných ČSN EN.

5.1 Základy

Beton:

- pasy a patky min. C25/30 XC2 (železobeton, část v zemi)
- pasy a patky min. C25/30 XC0 (prostý beton, část v zemi)
- nadzemní části C30/37 XC4 XF1 (železobeton)
- podkladní/výplňový beton C16/20

Ocel:

- výztuž z oceli B500B (10 505.9) nebo B500A (10 505.0) → 10 505-R.
- ostatní S235.

5.2 Železobetonové nosné konstrukce

Beton:

- monolitické konstrukce jsou navrženy z betonu min. C25/30 XC1/XC2, resp. až C30/37 XC4 s případným opatřením pro zvýšení mrazuvzdornosti a nepropustnosti.
- Prefabrikáty jsou navrženy z betonu C25/30 až C40/50 XC1/XC2.

Ocel:

- výztuž z oceli Bst500B (10 505.9) nebo B500A (10 505.0) → 10 505-R.
- ostatní S235.

5.3 Ocelové konstrukce

Většina prvků OK z oceli S235

Antikorozní nebo protipožární ochrana dle stavební části dokumentace.

Všechny průřezy válcovaných nosníků jsou uvažovány dle příslušných ČSN!

5.4 Dřevěné konstrukce

1.hranoly KVH Si → min. C24

2.běžné řezivo → min. C22

3.lepené dřevo BSH Si → GL24h dle ČSN EN 1194,
(Si = pohledová kvalita)

5.5 Zdivo

Nosné a nosné zdivo:

- Keramické tvarovky 44 PROFI – P15 nebo P10 na M10
- Keramické tvarovky 30 AKU SYM – P20 nebo P15 na M10
- Keramické příčkovky 14 P+D – P15 na M10
- Betonové tvarovky Livetherm - P5 až P10

6 Zatížení

Zatížení je stanoveno na základě předané dokumentace GP (ing.arch.J.Havel, MgA. J.Krouz, Ing.Sládek, Qarta architektura s.r.o.) a respektuje ČSN EN 1990 a EN 1991-1-1 až 4.

Všechna zatížení jsou uvažována jako trvalá návrhová situace.

Všechna zatížení jsou uvedena v charakteristických hodnotách.

6.1 Přehled zatížení

Je uvedeno rozhodující stálé a proměnné zatížení působící na nosné konstrukce.

6.1.1 Stálé zatížení

Vlastní tíha nosných konstrukcí a tíha materiálů ve skladbách.

6.1.1.1 Vlastní tíha

železobetonové konstrukce	24 kN/m ³ /25 kN/m ³
ocelové konstrukce	78.5 kN/m ³
dřevěné konstrukce	5 kN/m ³
zděné konstrukce – tvarovky (např. POROTHERM, včetně omítek):	
obvodové nosné zdivo, např. 44 PROFI	3.65 kN/m ²
vnitřní nosné zdivo, např. 30 AKU SYM	3.72 kN/m ²
příčky 14 P+D	1.82 kN/m ²
lícové zdivo, obklady	
cihelne pásy Beleta	0.475 kN/m ²
lícové cihly Beleta	1.9 kN/m ²
betonové zdivo – tvarovky (např. Livetherm, včetně omítek)	
obvodové nosné zdivo, např. TOB+S Z400-P6	4.47 kN/m ²
keramické stropní desky (např. CZP)	
typ CZ-JW 190	≤ 2.75kN / m ²

$$\gamma_F = 1.1/1.35/0.9$$

6.1.1.2 Ostatní stálé

střecha 1	0.515 kN/m ²
-----------	-------------------------

střecha 2	2.91 kN/m ²
podlaha v 1.NP, tl. 110mm	1.51 kN/m ²
příčky	1.0 kN/m ²

$$\gamma_F = 1.1/1.35/0.9$$

6.1.2 Proměnné zatížení

Hlavním proměnným zatížením je zatížení klimatické (stropy, základy, zdivo), na podlahu (podlaha na terénu) působí užité zatížení.

6.1.2.1 Proměnné zatížení střednědobé

SO 01 – převážná, rozhodující plocha podlahy je modlitebna.

Užité zatížení.

kategorie C2 (plochy se sedadly, kostely)	4.0kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
kategorie B (kanceláře)	2.5kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
kategorie H (nepřístupné střechy)	0.75kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
užité zatížení – kategorie E1 (knihovny)	7.5kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 1.0$

6.1.2.2 Proměnné zatížení krátkodobé

Zatížení klimatické

Vítr II. oblast, výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$	25m / s, $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.6$
Sníh II. oblast, charakteristická hodnota s_k	1.0kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.5$
Teplotní rozdíl ($t=+25-30^{\circ}\text{C}$, $t_0=10^{\circ}\text{C}$)	15 [°] C, $\gamma_F=1.5$

t =teplota konstrukce za provozu

t_0 =teplota při dokončení konstrukce

6.2 Podrobný rozbor zatížení

Uvažuje se typické zatížení působící na nosné konstrukce dle stavební části dokumentace.

6.2.1 Vlastní tíha – $g_{0,k}$

Nosné konstrukce, tj. zdi, sloupy, trámy, stropy, OK konstrukce, základy a pod.

Zatížení v charakteristických hodnotách.

Třída trvání zatížení – stálé.

1.stropní desky – $g_{0,k}$

keramický strop CZ-JW 240 tl. 0.19/0.24m

$$\rightarrow g_{0,k} = 2.75 / 3.6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

2.žb deska pergoly 100mm – $g_{0,k}$

→ prefabrikovaná/monolitická deska prostě uložená

prefa/monolit deska tl. max. 100mm

$$\rightarrow 25 \times 0.1 = 2.5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

prefa/monolit deska

$$\rightarrow g_{0,k} = 2.5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

3.deska ze samotného trapézového plechu

plech TR50/250-1mm

$$\rightarrow 0.1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

spřažená deska do trapéz. plechu

$$\rightarrow g_{0,k} = 0.1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

4.vnitřní průvlak, krajní trám desky na rozpětí do 12.5m
průvlak 300/1000mm

$$\rightarrow g_{0,k} = 0.3 \times 1.0 \times 25 = 7.5 \text{ kN} / \text{m}'$$

5.venkovní průvlaky a sloupy $\rightarrow$ tyčové prvky délky max. 6.6m osově.
průvlak/sloup 300/300mm

$$\rightarrow g_{0,k} = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ kN} / \text{m}'$$

7.trámový strop

$\rightarrow$ dřevěný rošt „kazetového“ stropu v modlitebně $\rightarrow$ hlavní nosník cca. 80/160mm + trámký podhledu cca. na rozpětí max. 3.35m po max. 0.675m:

$$\text{trámový strop} \quad \rightarrow g_{0,k} = \frac{0.08 \times 0.16 \times 5.0}{0.625} \doteq 0.103 \text{ kN} / \text{m}^2$$

8.základový pas

$\rightarrow$ pas z prostého betonu 0.6 x 1.2m:
pas 600/1200mm

$$\rightarrow g_{0,k} = 0.6 \times 1.2 \times 24 = 17.3 \text{ kN} / \text{m}'$$

9.deska podlahy

$\rightarrow$ deska z drátkobetonu tl. 0.15m:
deska 150mm

$$\rightarrow g_{0,k} = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ kN} / \text{m}^2$$

6.2.2 Ostatní stálé zatížení – $g_{1-8,k}$

Skladby střech, podlah, příčky, podhledy, zdi apod.

Zatížení v charakteristických hodnotách.

Třída trvání zatížení – stálé.

1.1střecha 1 – $g_{1,k}$

$\rightarrow$ jednoplášťová střecha na stropní desce, tj. keramickém panelu (nad 1.NP) – S.01:

kačírek 16/32, 50mm

$$\rightarrow 14 \times 0.05 = 0.7 \text{ kN} / \text{m}^2$$

geotextílie 500g/m²

$$\rightarrow 0.005 \text{ kN} / \text{m}^2$$

fólie mPVC, 1.5mm

$$\rightarrow 0.05 \text{ kN} / \text{m}^2$$

EPS 200S, 250mm

$$\rightarrow 0.25 \times 0.35 = 0.1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

fólie PVC

$$\rightarrow 0.01 \text{ kN} / \text{m}^2$$

deska, 190/240mm

SDK podhled, závěsy, rezerva

$$\rightarrow 0.15 \text{ kN} / \text{m}^2$$

celkem střecha (stálé - g_0)

$$\rightarrow g_{1,k} = 1.015 \text{ kN} / \text{m}^2$$

1.2 střecha 2 – $g_{1,k}$

$\rightarrow$ jednoplášťová střecha na dřevěném trámovém stropu (nad 1.NP) – S.02:

kačírek 16/32, 50mm

$$\rightarrow 14 \times 0.05 = 0.7 \text{ kN} / \text{m}^2$$

geotextílie 500g/m²

$$\rightarrow 0.005 \text{ kN} / \text{m}^2$$

fólie mPVC, 1.5mm

$$\rightarrow 0.05 \text{ kN} / \text{m}^2$$

EPS 200S, 250mm

$$\rightarrow 0.25 \times 0.35 = 0.1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

fólie PVC

$$\rightarrow 0.01 \text{ kN} / \text{m}^2$$

bednění Cetrus Basic, 30mm

$$\rightarrow 4.5 \times 0.03 = 0.135 \text{ kN} / \text{m}^2$$

nenosné trámký 60/110mm po 0.627m

$$\rightarrow \frac{4.5 \times 0.06 \times 0.11}{0.627} = 0.05 \text{ kN} / \text{m}^2$$

minerální vlna ISOVER AKu, 80mm	$\rightarrow 0.4 \times 0.08 = 0.032 \text{ kN} / \text{m}^2$
podhled Herakustik, 25mm	$\rightarrow 0.11 \text{ kN} / \text{m}^2$
nosné trámký 80/160mm po max. 0.625m	
podhled-trámký 40/140mm po 0.627m	$\rightarrow \frac{4.5 \times 0.04 \times 0.14}{0.627} = 0.04 \text{ kN} / \text{m}^2$
závěsy, rezerva	$\rightarrow 0.05 \text{ kN} / \text{m}^2$
celkem střecha (stálé+g ₀)	$\rightarrow g_{1,k} = 1.282 \text{ kN} / \text{m}^2$
1.3 střecha 3 – g _{1,k}	
$\rightarrow$ jednoplášťová střecha na trapézový plech (nástavba) – S.03:	
fólie mPVC, 1.5mm	$\rightarrow 0.05 \text{ kN} / \text{m}^2$
geotextílie 200g/m ²	$\rightarrow 0.005 \text{ kN} / \text{m}^2$
EPS 100S, 250mm	$\rightarrow 0.25 \times 0.35 = 0.1 \text{ kN} / \text{m}^2$
fólie PVC	$\rightarrow 0.01 \text{ kN} / \text{m}^2$
plech TR50/250-1mm	
podhled, závěsy, rezerva	$\rightarrow 0.05 \text{ kN} / \text{m}^2$
celkem střecha (stálé+g ₀)	$\rightarrow g_{1,k} = 0.215 \text{ kN} / \text{m}^2$
2. prosklená stěna – g _{2,k}	
$\rightarrow$ sklo 2x + kostra z AL profilů:	
odhad	$\rightarrow 0.75 \text{ kN} / \text{m}^2$
celkem (stálé)	$\rightarrow g_{2,k} = 0.75 \text{ kN} / \text{m}^2$
3. zatížení příčkami – g _{3,k}	
typické zatížení příčkami na m ² podlahy v 1.NP	$\rightarrow g_{3,k} = 1.5 \text{ kN} / \text{m}^2$
4. zatížení fasádou – g _{4,k}	
4.a $\rightarrow$ zdivo Porootherm 44 PROFI+obklady:	
zdivo vč. omítky, 400mm	$\rightarrow 3.65 \text{ kN} / \text{m}^2$
vnitřní pásek, 25mm	$\rightarrow 0.475 \text{ kN} / \text{m}^2$
vnější lícové cihly, 100mm	$\rightarrow 1.9 \text{ kN} / \text{m}^2$
celkem fasáda 1	$\rightarrow g_{4,k} \doteq 6.03 \text{ kN} / \text{m}^2$
4.b $\rightarrow$ zdivo Livetherm TOB+S Z400-P6:	
zdivo vč. omítky, 440mm	$\rightarrow 4.47 \text{ kN} / \text{m}^2$
vnitřní lícové cihly, 100mm	$\rightarrow 1.9 \text{ kN} / \text{m}^2$
celkem fasáda 2	$\rightarrow g_{4,k} \doteq 6.37 \text{ kN} / \text{m}^2$
5. vnitřní nosná zeď – g _{5,k}	
$\rightarrow$ zdivo Porootherm 30 AKU SYM+obklady:	
zdivo vč. omítky, 300mm	$\rightarrow 3.72 \text{ kN} / \text{m}^2$
oboustranný pásek, 25mm	$\rightarrow 2 \times 0.475 = 0.95 \text{ kN} / \text{m}^2$
celkem nosná zeď	$\rightarrow g_{5,k} \doteq 4.67 \text{ kN} / \text{m}^2$

6.podlaha na terénu – $g_{6,k}$

→ podlaha na terénu v 1.NP, tl. 225mm.

nášlapná vrstva, 15mm

$$\rightarrow 0.3kN / m^2$$

samonivelační potěr, cement 60mm

$$\rightarrow 21 \times 0.06 = 1.26kN / m^2$$

EPS 200S, 150mm

$$\rightarrow 0.75 \times 0.15 = 0.113kN / m^2$$

fólie PVC

$$\rightarrow 0.01kN / m^2$$

deska, 150mm

celkem střecha (stálé - g_0)

$$\rightarrow g_{6,k} = 1.683kN / m^2$$

7.atika

→ zdivo Porotherm 440 PROFI výšky max. 1.2m.

atika, 440mm

$$\rightarrow 3.65 \times 1.2 = 4.4kN / m'$$

jednostranný pásek, 25mm

$$\rightarrow 0.475 \times 1.2 = 0.57kN / m'$$

celkem atika

$$\rightarrow g_{7,k} \doteq 5.0kN / m'$$

6.2.3 Užité zatížení – $q_{1-4,k}$

Zatížení dle ČSN EN 1991-1-1

Platí pouze pro zatížení podlahy na terénu:

modlitebna → kategorie C2 (plochy se sedadly, kostely) → $q_{1,k} = 4.0kN / m^2$

učebny, bar → kategorie C1 (školy, kavárny, restaurace) → $q_{2,k} = 3.0kN / m^2$

kancelář → kategorie B → $q_{3,k} = 2.5kN / m^2$

střechy → kategorie H (střechy nepřístupné) → $q_{4,k} = 0.75kN / m^2$

Knihovna, sklad, „archiv“ → kategorie E1 (skladování knih a dokumentů, $\gamma \leq 6.0kN / m^3$, běžným způsobem skladované - regály) → $q_{5,k} \leq 7.5kN / m^2$

Pro archivní depozitáře platí vyhláška č.645/2004 Sb., tj. musí být nosnost podlah $10kN / m^2$ při použití stabilních regálů, resp. $12kN / m^2$ při použití posuvných regálů. Neuvažuji.

6.2.4 Zatížení změnou teploty – Δt_{k1}

Teplotní rozdíl předpokládám dle ČSN 1991-1-5 pro $T_{max} = 37^\circ C$, $T_{out} = 37 + 30 = 67^\circ C$ (JV orientace, velmi světlý povrch), $T_{inst} \geq 10^\circ C$ → $\Delta T = 67 - 10 = 57^\circ C$

Dilatace jsou navrženy jako objemové, nejdelší úsek → $l_0 \leq 6.6m$, změna délky (zjednodušeně pro prostý nosník rovnoměrně oteplený, na straně bezpečnosti) $\Delta l = l_0 \times \alpha \times \Delta T = 6.6 \times 12 \times 10^{-6} \times 57 = 0.004m = 4.5mm$. Volím dostatečnou šířku spáry dilatace 10mm.

6.2.5 Zatížení větrem – w_k

Třída trvání zatížení – krátkodobé.

Pro zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4 vycházím z mapy větrných oblastí, kde je pro oblast II stanovena výchozí základní rychlost větru $v_{b,0} = 25m / s$.

Základní údaje o objektu: přibližná šířka (rozměr kolmý na směr větru) - $b \doteq 35m$, přibližná hloubka - $d = 13.3m$, max. výška $h \doteq 10.3m$ (atika nástavby), výška bez nástavby $h \doteq 5.3m$.

$h = 10.3 \leq b = 35 \rightarrow z_e = h \doteq 10m$ (tlak je pro celou výšku konstantní)

Pro kategorii terénu II, základní rychlost větru $\rightarrow v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ a základní dynamický tlak

$$\text{větru} \rightarrow q_b = \frac{1}{2} \rho \times v_b^2 = \frac{v_b^2}{1600} = \frac{25^2}{1600} = 0.391 \text{ kN/m}^2 \text{ je } c_e(z_e = 10) = 2.352, \text{ (podle tab.4.4,}$$

Příručka k ČSN EN 1991-1-4).

Maximální dynamický tlak větru je pak $q_p(z_e) = 0.391 \times 2.352 \doteq 0.92 \text{ kN/m}^2$

Výsledná charakteristická hodnota tlaku větru $\rightarrow w_k \doteq 0.92 \text{ kN/m}^2$.

1/ stěny zděné přízemní části (zdivo) jsou uvažovány dle tab. 7.1 pro $\frac{h}{d} = \frac{5.3}{13.3} \doteq 0.4$, tj.

$$\text{návětrná stěna } C_{pe,D} \doteq +0.7 + \frac{0.8-0.7}{1-0.25} \times (0.4-0.25) = +0.72 \text{ a } \text{závětrná stěna}$$

$$C_{pe,E} \doteq -0.3 - \frac{0.5-0.3}{1-0.25} \times (0.4-0.25) = -0.34, C_{pe,A} = -1.2, C_{pe,B} = -0.8.$$

Např. na návětrnou stěnu působí tlak $w_{k,1} = 0.72 \times 0.92 \doteq 0.663 \text{ kN/m}^2$, na závětrnou stěnu tah

$$w_{k,2} = -0.34 \times 0.92 \doteq -0.313 \text{ kN/m}^2. \text{ Tlak(+), tah(-)!}$$

2/ stěny OK nástavby jsou uvažovány dle tab. 7.1 pro $\frac{h}{d} = \frac{10.3}{13.3} \doteq 0.775$, tj. návětrná stěna

$$C_{pe,D} \doteq +0.7 + \frac{0.8-0.7}{1-0.25} \times (0.775-0.25) = +0.773 \text{ a } \text{závětrná stěna}$$

$$C_{pe,E} \doteq -0.3 - \frac{0.5-0.3}{1-0.25} \times (0.775-0.25) = -0.447, C_{pe,A} = -1.2, C_{pe,B} = -0.8.$$

Např. na návětrnou stěnu působí tlak $w_{k,1} = 0.773 \times 0.92 \doteq 0.71 \text{ kN/m}^2$, na závětrnou stěnu tah

$$w_{k,2} = -0.447 \times 0.92 \doteq -0.41 \text{ kN/m}^2. \text{ Tlak(+), tah(-)!}$$

3/ pergola $\rightarrow$ nosné prvky s obdélníkovými průřezy 300/300mm

$$\rightarrow \frac{d}{b} = \frac{0.3}{0.3} = 1.0 \rightarrow c_{f,0} = 2.1$$

$$\psi_r = \psi_s = 1.0$$

Pro $\rightarrow w_k \doteq 0.92 \text{ kN/m}^2$ je zatížení větrem $\rightarrow w_{k,3} \doteq 2.1 \times 0.92 \times 0.3 = 0.58 \text{ kN/m}'$

6.2.6 Zatížení sněhem – s_k

Pro zatížení sněhem dle ČSN EN 1991-1-3 $\rightarrow$ pro oblast II stanovena charakteristická hodnota zatížení sněhem $s_k = 1.0 \text{ kPa}$.

Pro otevřenou krajinu platí $\mu_1 = 1.0, C_e = 0.8, C_t = 1.0$. Výsledné charakteristické zatížení sněhem na ploché střeše $\rightarrow s_{1,k} = 0.8 \times 1.0 = 0.8 \text{ kPa}$.

Pro střechu rozhoduje zatížení sněhem! Souběh zatížení sněhem a užitným zatížením nepřístupné střechy neuvažují.

Zatížení navátým sněhem $\rightarrow$ střecha v okolí nástavby dle čl. 5.3.6 ČSN EN 1991-1-3 $\rightarrow$ délka návěje na střeše přiléhající k vyšší stavbě bez možnosti pádu sněhu (vyšší střecha je rovněž plochá):

$$b_1 \doteq 3.9 \text{ m}, b_2 \leq 3.8 \text{ m}, h \doteq 5.8 \text{ m}$$

$$5 \text{ m} \leq l_s = 2 \times h = 2 \times 5.8 = 11.6 \text{ m} \leq 15.0 \text{ m} \rightarrow l_s = 11.6 \text{ m} \geq b_2 = 3.8 \text{ m}$$

$$\mu_1 = 0.8, \mu_2 = \mu_s + \mu_w, \mu_s = 0 \text{ (plochá střecha bez pádu sněhu)}$$

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 \times h} = \frac{3.9 + 3.8}{2 \times 5.8} \doteq 0.664 \leq \frac{\gamma \times h}{s_k} = \frac{2.0 \times 5.8}{1.0} = 11.6$$

$$0.8 \geq \mu_w = 0.664 \leq 4.0 \rightarrow \mu_w = 0.8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0 + 0.8 = 0.8, \mu_1 = 0.8$$

Na střeše části přiléhající k vyšší nástavbě nemůže dojít k návěji ani pádu sněhu.

7 Nosné konstrukce a založení

Hlavní víceúčelový objekt SO 01 s půdorysnými rozměry cca. 35 x 15.2m (půdorys je mírně nepravidelný, tj. s výklenky, atriem...). Z hlediska nosných konstrukcí se jedná především o stěnový systém s příčnými nosnými zdi. Konstrukční systém je navržen jako (materiálově) kombinovaný → hlavní vodorovné nosné konstrukce tj. železobetonová deska pnutá především v jednom směru (příčném) jako spojitá ve směru podélném a svislé nosné konstrukce, tj. obvodové a příčné nosné zdi a lokální sloupy z oceli nebo betonu (viz dále). Navazující výšková nástavba nad stropní deskou je navržena jako prostorová ocelová konstrukce.

Svislé nosné konstrukce → příčné (300mm) a obvodové nosné zdi (440mm). Výška nosných zdí je cca. 4.2m (vyšší část s nástavbou), resp. 3.2m. Příčné nosné zdi jsou rozmístěny v modulu cca.

Vlastní keramická tvarovka je obložena keramickými pásky, akustickým obkladem (vnitřní líc) a lícovým zdivem (vnější líc).

7.1 Založení

Jedná se o založení plošné do nezámrazné hloubky, tj. min. cc. 1.0m pod UT. Návrh založení jednotlivých konstrukcí vychází z geologické stavby podloží, působícího zatížení a charakteru konstrukce:

- Základové poměry staveniště lze na základě jednoduché geologické stavby území hodnotit jako jednoduché. Objekt je nenáročnou konstrukcí. Při projektu je možné postupovat podle 1. geotechnické kategorie.
- Při založení do nezámrazné hloubky bude v základové spáře v severní části přítomen šterkovitý jíl GT2 → F2 CG – šterkovitý jíl, $R_{dt} = 175-225$ kPa, $E_{def} = 10-16$ MPa.
- V nejsevernější části by mohly být přítomny i velmi zvětralé opuky GT3 → R5-R4, $R_{dt} = 350$ kPa, $E_{def} = 60-80$ MPa.
- Postupně k jihu se zvyšuje mocnost navážek, takže budou přítomny v základové spáře. Navážky nelze jako základovou půdu objektu využít. Proto bude nutné prohloubení základové spáry minimálně do prostředí deluviálních šterkovitých jílu GT2. Ty se zde nacházejí 1,50 m pod úroveň současného terénu, na kótě 405,65 m n.m., tedy 2,65 m pod $\pm 0,000$.
- Potřebné kvality s klesajícím horizontem GT2 bude dosaženo výškou podkladního/výplňového betonu C16/20 → předpokládaná mocnost 100 až 400mm.
- HPV zakládání neovlivní.

7.1.1 Základy

S ohledem na relativně nižší zatížení působící na základovou spáru (jednopodlažní objekt) a stavbu podloží volím plošné založení na jednostupňových pasech a patkách. Základová spára bude pravděpodobně budována min. jílem až šterkovitým jílem GT2. HPV založení neovlivní, uvažuji pouze odvozené podmínky. Výpočet únosnosti podloží pro odvozené podmínky →

únosnost podloží na úrovni min. cca. 1.0m pod UT $\rightarrow \frac{B'}{L'} = \frac{0.6}{1.0} = 0.6, D \geq 1.0m$, předpoklad obdélníkové efektivní základové spáry.

$\rightarrow \frac{R}{A'} = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$, návrhový přístup NP1 ve smyslu ČSN EN 1997-1 $\rightarrow A1+M1+R1 \rightarrow \gamma_M = 1.0, \gamma_G = 1.35, \gamma_Q = 1.5, \gamma_{R,V} = 1.0$

F2 CG (tuhá až pevná) $\rightarrow \varphi_{ef} = 24 - 30^\circ, c_{ef} = 10 - 14kPa, \gamma = 19 - 19.5kN/m^3, D \geq 1.0m, \alpha = 0$

$\varphi' = 27^\circ, c' = 12kPa$

$\gamma = \gamma_1 \geq 19kN/m^3 \rightarrow q' = 1.0 \times 19 \doteq 19kPa$ (nad základovou spárou)

$\gamma' = \gamma_2 \doteq 19kN/m^3$ (pod základovou spárou nad HPV)

$$N_q = e^{\pi \times \tan \varphi} \times \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi \times \tan 27} \times \tan^2 \left(45 + \frac{27}{2} \right) = 13.2$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} = \frac{13.2 - 1}{\tan 27} \doteq 23.9$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi = 2 \times (13.2 - 1) \times \tan 27 = 12.4$$

$$\alpha = 0 \rightarrow b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \times \tan \varphi)^2 = 1.0, b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \times \tan \varphi} = 1.0$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \times \sin \varphi' = 1 + 0.6 \times \sin 27 = 1.27, s_\gamma = 1 - \frac{B'}{L'} \times 0.3 = 1 - 0.6 \times 0.3 = 0.82,$$

$$s_c = \frac{s_q \times N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1.27 \times 13.2 - 1}{13.2 - 1} = 1.29$$

$$i_q \doteq i_\gamma \doteq i_c \doteq 0.95$$

$$R_d = c_{ef} \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + \gamma_1 \times D \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0.5 \times \gamma_2 \times B_{ef} \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma$$

$$R_d = 0.95 \times (12 \times 23.9 \times 1.29 + 19 \times 13.2 \times 1.27 + 0.5 \times 19 \times 0.6 \times 12.4 \times 0.82) \doteq 700kPa.$$

Uvažuji dále s redukovanou únosností konsolidovaného podloží $R_d \geq 350kPa$, především s ohledem na proměnlivou stavbu podloží a pro omezení sedání ($E_{def} = 10 - 16MPa$).

7.1.1.1 Základové pasy

Nosnost zeminy v základové spáře je $R_d \geq 350kPa$. Volím jednotnou šířku pasu, při zastižení méně únosné zeminy v podloží bude provedeno rozšíření podkladním/výplňovým betonem (geolog nedoporučuje hutněný polštář!). Zatížení:

$$\rightarrow g_{4,k} \doteq 6.37kN/m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (zdívko fasády)}$$

$$\rightarrow g_{0,k} = 2.75/3.6kN/m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (deska)}$$

$$\rightarrow g_{1,k} = 1.015kN/m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (střecha)}$$

$$\rightarrow s_{1,k} = 0.8kN/m^2, \gamma_Q = 1.5 \text{ (sníh)}$$

$$\rightarrow g_{0,k} = 0.6 \times 1.2 \times 24 = 17.3kN/m', \gamma_G = 1.35 \text{ (pas)}$$

Pro zatížení do základů do 100kN/m je napětí v základové spáře:

pas → obvodová/vnitřní nosná zeď – pas šířky cca. $b_{\min} \geq \frac{125}{350} \doteq 0.36m$. Volím šířku pasu cca. 0.5m.

$$\bar{\sigma} = \frac{120}{0.5 \times 1.0} \doteq 240kPa \leq R_{Rd} \geq 350kPa \rightarrow \text{vyhovuje!}$$

Volím pasy jednotné hloubky 1.2m, pod obvodovou zdí s šířkou **0.5m**, pod vnitřní nosnou zdí s šířkou **0.65m**.

Pro excentricky zatížené obvodové pasy šířky 0.5m → $e \leq 0.075m$:

$$\bar{\sigma} = \frac{120}{(0.5 - 2 \times 0.075) \times 1.0} \doteq 343kPa \leq R_{Rd} \geq 350kPa \rightarrow \text{vyhovuje!}$$

Pro SV pas s největší excentricitou → $e \leq 0.15m$ je zatížení cca. (zeď 4.5m + střecha):

$$q_{Ed} = 5.5 \times 2.0 + 7.43 \times 4.5 + 17.5 \doteq 65kN / m'$$

$$\bar{\sigma} = \frac{65}{(0.6 - 2 \times 0.15) \times 1.0} \doteq 220kPa \leq R_{Rd} \geq 350kPa \rightarrow \text{vyhovuje} \left(e = 0.15m \leq \frac{0.6}{3} = 0.2m \right)!$$

7.1.1.2 Základové patky

Působní zatížení ze sloupů pergoly cca. $N_{Ed} \leq 80kN$, $M_{Ed} \leq 20kNm$, $G_{0,Ed} \leq 25kN$, resp. zatížení ze sloupů pod monolitickým průvlakem (kyvná stojka) → $N_{Ed} = 125kN$.

Patka pod prefabrikovaný sloup (kotvení na trny) – základová patka se stranou (čtverec) cca.

$$B_{\min} \geq \sqrt{\frac{80 + 25}{350}} = 0.55m, \text{ volím patku } 1.0 \times 1.0 \times 0.75m.$$

$$G_{0,Ed} \leq 1.35 \times 1.0^2 \times 0.75 \times 25 = 25.3kN$$

$$e = \frac{20 + 10 \times 0.75}{105} = 0.262m, e \leq \frac{L}{3} \rightarrow L \geq 3 \times 0.265 = 0.795m, \text{ vyhovuje } 1.0 \times 1.0m$$

$$\bar{\sigma} = \frac{105}{1.0 \times (1.0 - 2 \times 0.265)} \doteq 223kPa \leq R_{Rd} \geq 350kPa \rightarrow, \text{ patka pod sloupem pergoly vyhovuje,}$$

resp. pro patku pod kyvnou stojkou $\bar{\sigma} = \frac{125 + 25}{1.0 \times 1.0} \doteq 150kPa \leq R_{Rd} \geq 350kPa \rightarrow, \text{ vyhovuje.}$

Volím patky pod sloupy venkovní pergoly a pod sloupky u vchodu → **1.0 x 1.0 x 0.75m**. Základová spára v prostředí GT2 bude dosažena (proměnnou = narůstající směrem k V) výplňovým betonem C16/20. Horní líc patek je jednotně na úrovni -0.27.

7.1.1.3 Základ pod vnitřním křížem

OK konstrukce uložená na základu, hmotnost cca. 600kg → volím rozšíření krajního pasu. Bezpečně vyhoví.

Sloup kříže, tj. 2 x 10/200 pásovina bude kotven do základu přes přivařený úpalek čtvercové trubky TR160/10 nebo válcovaného nosníku HEB160 délky min. 750mm.

7.1.2 Podloží podlahy

Podlahová deska je uložena na upraveném podloží (nestmelené podkladní vrstvy – štěrkový polštář - štěrkodrt') s minimálními požadovanými parametry $E_{def,2} = 60MPa, \frac{E_{def,2}}{E_{def,1}} \leq 2.0$. Pro

zemní pláš je při předpokládané výšce hutněného polštáře $h_p \geq 0.3m$ požadován modul

přetvárnosti $E_{def,2} \geq 40MPa$ při poměru $E_2/E_1 < 2.5$. Předpokládám případnou úpravu zemní pláně zpevněním příměsí 4% směsného hydraulického pojiva na hloubku bezpečného promísení 0.3m s navazujícím zhutněním.

O nejvhodnějším postupu při sanaci základové spáry rozhodne (i případně na základě statických zatěžovacích zkoušek) geotechnik → před zpracováváním zemin bude nutné stanovit jejich geofyzikální vlastnosti (optimální vlhkost a zrnitost, atd.), na základě hutnicích pokusů přesný technologický postup – počty pojezdů válcem s vibrací/bez vibrace, množství přidaného vápna (Dorosolu)!

Podrobný návrh je součástí PD zhotovitele v součinnosti s odpovědným geotechnikem. Dosažení předepsaných parametrů bude doloženo zatěžovacími zkouškami!

7.1.3 Podlaha

Vlastní cementobetonová podlahová deska je od vrstev podloží/podkladního betonu oddělena kluznou vrstvou – fólie PVC o tl. 0.8mm (koef. tření $k = 0.45 \rightarrow l_{\Delta} \leq 40 \times 0.2 = 8.0m$, tj. max. vzdálenost smršťovacích spár pro desku s rozptýlenou výztuží → pole max. 6.0x6.0m). Vzdálenost pracovních spár bude násobkem velikosti pole, tj. $n \times 6.0m$. Smršťovací spáry musí být provedeny nejpozději do cca. 9 hod po betonáži.

Rozvržení pracovních a dodatečně provedených smršťovacích (kontrakčních) spár, jakož i způsob betonáže a provedení pracovní spáry je součástí dodavatelské dokumentace!

Pro působící zatížení je požadovaná min. návrhová pevnost drátkobetonu

$$f_{ctd} \geq \frac{6 \times 0.015}{1.0 \times 0.2^2} = 2.25MPa, \text{ tj. podle Směrnice pro navrhování drátkobetonových konstrukcí}$$

volím třídu drátkobetonu F25/4.0. Bude použito min. $45kg/m^3$ drátků délky 40mm. Max. zrno kameniva betonu 16mm. Beton kvalitou odpovídá min. C25/30, lépe C30/37. Odtrhová pevnost povrchu upraveného vytvrzovacím vsypem je min. 1.5MPa.

Alternativou je použití výztuže ze sítí KARI → 8/150 x 8/150 při dolním líci, krytí 40mm.

Podrobný návrh rozptýlené výztuže a kluzných trnů je součástí PD zhotovitele!

7.1.4 Zaklopení VZT kanálu

VZT kanál (součást architektonicko stavební části!) bude před betonáží podlahy (150mm) zaklopen trapézovými plechy na světlé rozpětí max. 1.3m ($l_{eff} \leq 1.4m$). Plechy jsou uvažovány jako samonosné, nespřažené, pro celkové zatížení:

$$\rightarrow g_{6,k} = 1.683kN/m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (podlaha)}$$

$$\rightarrow g_{0,k} = 3.75kN/m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (vlastní tíha)}$$

$$\rightarrow q_{1,k} = 4.0kN/m^2, \gamma_Q = 1.5 \text{ (užitné)}$$

$$q_k = 1.683 + 3.75 + 4.0 = 9.433kN/m^2$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (1.683 + 3.75) + 1.5 \times 4.0 = 13.34kN/m^2$$

$$M_{Ed,max,d} = \frac{1}{8} \times 13.34 \times 1.4^2 = 3.3kNm/m'$$

$$W_{ef,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_{yb}} = \frac{3.3 \times 10^6 \times 1.0}{320} \leq 10312mm^3 \rightarrow \text{vyhovuje plech s tl. 1.0mm.}$$

Volím předběžně plech TR 50/250-1.25 → $W_{ef,d} = 16980mm^3$, $I_{ef,d} = 455.4 \times 10^3mm^3$

$$M_{Rd,pl} = W_{eff} \times \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}} = 16.98 \times 10^3 \times \frac{320}{1.0} = 5.43 \text{ kNm} / m' \geq M_{Ed,max,d} = 3.3 \text{ kNm} / m' \rightarrow \text{vyhovuje!}$$

$$\text{Průhyb} \rightarrow \delta = \frac{1}{E \times I_a} \times \frac{5}{384} \times q_k \times l^4,$$

$$\delta \leq \frac{5}{384} \times \frac{9.433 \times 1400^4}{210 \times 10^3 \times 455.4 \times 10^3} \doteq 3.34 \text{ mm}, \quad \delta \geq \frac{l}{250} = \frac{1400}{250} = 5.6 \text{ mm} \rightarrow \text{vyhovuje!}$$

Volím plech **TR 50/250-1.25**, deska podlahy bude vyztužena KARI sítí položenou na vlny plechu $\rightarrow$ KARI 8/150 x 8/150, přesah za VZT kanál cca. 0.25m!

Výměny v rozích a odbočkách jsou navrženy jako válcované nosníky na světlé rozpětí max. 1.6m ($l_{eff} \leq 1.7\text{m}$) a zatížení podlahou v zatěžovací šířce cca. 1.25m:

$$q_k = 1.25 \times 9.433 = 11.8 \text{ kN} / m'$$

$$q_{Ed} = 1.25 \times 13.34 = 16.7 \text{ kN} / m', \text{ odhad vlastní tíhy } 0.5 \text{ kN/m'}$$

$$g_{0,k} = 0.5 \text{ kN} / m', \quad g_{0,Ed} = 1.35 \times 0.5 = 0.675 \text{ kN} / m'$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times (16.7 + 0.675) \times 1.7^2 = 6.3 \text{ kNm}, \quad V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 17.375 \times 1.7 = 14.8 \text{ kN} \quad (\text{jednostranná reakce v uložení na stěnu kanálu}).$$

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{6.3 \times 10^6 \times 1.0}{235} \leq 27 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá cca. HE100B.}$$

$$\delta \leq \frac{l}{400} \doteq \frac{5 \times g_k \times l^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,min}} \rightarrow I_{y,min} = \frac{400 \times 5 \times 12.3 \times 1700^3}{384 \times 210 \times 10^3} = 1.5 \times 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{odpovídá}$$

bezpečně cca. **HE100B**.

7.2 Železobetonové konstrukce

Projektovaný hlavní objekt s půdorysnými rozměry cca. 35 x 15.2m. Konstrukční systém je navržen jako kombinovaný především ze železobetonu, keramiky, oceli a dřeva. Vodorovné nosné konstrukce $\rightarrow$ stropní deska pnutá především v jednom směru (příčném) je navržena z keramobetonových panelů (železobetonové trámečky s deskou vylehčenou keramickými vložkami) a svislé nosné konstrukce $\rightarrow$ obvodové a příčné nosné zdi a lokální prefabrikované sloupky, trámy a průvlaky, venkovní pergola částečně zastropená. Plošné základy $\rightarrow$ pasy a podlahová deska

7.2.1 Návrhové hodnoty použitých materiálů

$$\text{Beton C25/30 XC1} \rightarrow f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}, \quad f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa} \text{ (běžný monolit, vnitřní expozice),}$$

$$\text{resp. C30/37 XC1} \rightarrow f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ MPa}, \quad f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa} \text{ (monolit + prefabrikáty, vnitřní expozice),}$$

$$\text{resp. C40/50 XC1 (prefabrikát, vnitřní expozice)} \rightarrow f_{cd} = \frac{40}{1.5} = 26.7 \text{ MPa}, \quad f_{ctm} = 3.5 \text{ MPa}.$$

$$\text{Výztuž B500 (resp. 10 505-R)} \rightarrow f_{yk} = 490 \text{ MPa}, \quad f_{yd} = \frac{490}{1.15} \doteq 426 \text{ MPa}.$$

7.2.2 Rozdělení hlavního objektu na dilatace

Stropní desku z keramických panelů považuji za železobetonovou konstrukci (nosné trámečky, keramická tvarovka výplň). Ve smyslu ČSN 73 1201 je orientační maximální délka dilatačního celku chráněné monolitické stěnové konstrukce se ztužujícími prvky na obou koncích $\rightarrow l_{dil} \leq 33.0m$ (přibližná obdoba obousměrné zděné stěnové konstrukce).

Doporučená délka dilatačního celku $l_{dil} \leq 33.0m \approx l = 35m \rightarrow$ volím 1 dilatační celek, vhodnost volby může být ověřena výpočtem. Při podstatně nižší tuhosti zdiva oproti monolitické konstrukci není další posouzení třeba.

7.2.3 Orientační návrh rozměrů rozhodujících konstrukcí

Beton monolitických konstrukcí min. C25/30 XC1 (desky), C30/37 XC1 (sloupy), ocel 10 505 (R).

Návrh rozměrů rozhodujících prvků:

1.deska na rozpětí max. 6.7m, pnutá v jednom směru, zatížení pouze lehkou střechou $\rightarrow$ podle výrobce volím keramický panel tl. 190mm.

2.průvlak stropu na světlé rozpětí max. 12.5m

$$h \leq \frac{l}{12} \rightarrow h \leq \frac{12500}{12} \doteq 1000mm \rightarrow \text{volím min. } 1000mm \text{ (jednostranné zatížení)}$$

$$b \leq (0.4 - 0.5) \times h \rightarrow b \leq 0.45 \times 1000 = 450mm \rightarrow \text{volím trám } 300/1000mm$$

3.trám pergoly na světlé rozpětí max. 6.3m (bez zatížení)

$$h \leq \frac{l}{20} \rightarrow h \leq \frac{6300}{20} \doteq 315mm \rightarrow \text{volím trám } 300/300mm$$

4.trám pergoly na světlé rozpětí max. 3.4m (zatížení deskou a sněhem)

$$h \leq \frac{l}{12} \rightarrow h \leq \frac{3400}{12} \doteq 285mm \rightarrow \text{volím trám } 300/300mm$$

5.deska pergoly na světlé rozpětí max. 3.4m (uložena po 3 stranách)

$$h \leq \frac{l}{35} \rightarrow h \leq \frac{3400}{35} \doteq 100mm \rightarrow \text{volím desku tl. } 100mm$$

7.2.4 Prefabrikovaný trám na 12.55m

Prostý nosník $\rightarrow$ železobetonový průřez 300/1000mm na rozpětí cca. 12.55m. Na zdivo (věnec s horním lícem cca. +4.0), resp. na vybrání v monolitickém nadpraží bude na uložen na ozub (vybrání +4.0).

Působí zatížení z přilehlého dřevěného trámového stropu a ze sloupků nástavby + vlastní tíha:

$$\rightarrow g_{0,k} = 7.5kN / m', \gamma_G = 1.35 \text{ (vlastní tíha)}$$

$$\rightarrow Q_k \doteq \frac{13}{1.43} = 9.1kN, \gamma_F \doteq 1.43 \text{ } (Q_{Ed} \doteq 13kN), \text{ reakce z nástavby}$$

$$\rightarrow q_k = 2.1kN / m', \gamma_F = 1.443 \text{ (trámový strop)}$$

$$q_k = 7.5 + 2.1 \doteq 9.6kN / m', Q_k \doteq 9.1kN / 2.5m$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times 7.5 + 1.443 \times 2.1 \doteq 13.2kN / m', Q_{Ed} \doteq 13kN / 2.5m$$

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{8} \times 13.2 \times 12.55^2 + 13 \times 12.55 = 423kNm$$

$$V_{Ed,max} = \frac{1}{2} \times 13.2 \times 12.55 + 2 \times 13 = 109kN \text{ (reakce na podélné nadpraží 300/1000mm)}$$

Trám (prefabrikát) z betonu min. C30/37 XC1 $\rightarrow f_{cd} = 20\text{MPa}$, $f_{ctm} = 2.9\text{MPa}$. Betonářská výztuž B500 (resp.10 505-R) $\rightarrow f_{yk} = 490\text{MPa}$.

Krytí výztuže podle požadavků prostředí:

$$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}, c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10\text{mm}\}$$

$$\max \phi R20 \rightarrow c_{\min,b} \geq 20\text{mm}$$

$$\rightarrow c_{\min,dur} = 15\text{mm} \text{ pro S4}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{\min} = \max\{20, 15 + 0 - 0 - 0 = 20, 10\} = 20\text{mm}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 0\text{mm}$$

$$c_{nom} = 20\text{mm} \text{ (předepsané krytí horní výztuže pro XC1)}$$

$$M_{Ed,max} = 423\text{kNm}$$

$$\text{krytí } c = 20\text{mm}, \phi_{s1} = 20\text{mm} \rightarrow A_{s1} = 3.142 \times 10^{-4} \text{m}^2 \text{ (dolní líc)}$$

$$\rightarrow \text{účinná výška} - d_{1,1} = 1000 - 20 - 8 - 0.5 \times 20 \doteq 960\text{mm}$$

$$x_{B,lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.96}{700 + 426} \doteq 0.477\text{m}$$

$$\text{Uvažuji } b = 0.3\text{m}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.96 - \sqrt{0.96^2 - \frac{2 \times 0.425}{0.3 \times 20}} = 0.077\text{m} \leq x_{B,lim} = 0.477\text{m}$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.077 \times 0.3 \times 20}{426} \doteq 10.8 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 0.3 \times 0.96 \doteq 3.74 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 0.3 \times 0.96 \doteq 4.57 \times 10^{-4} \text{m}^2 \leq A_{req}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{10.8}{3.142} \doteq 3.5 \rightarrow 4\phi R20 \rightarrow \text{volím } 4\phi R20 \text{ (1.vrstva v trámu)}.$$

Předběžně vyhovuje trám 300/1000mm na rozpětí cca. 12.55m s výztuží cca. **4ØR20**.

Trám 300/1000mm $\rightarrow$ montážní hmotnost $G_{0,k} = 0.3 \times 1.0 \times 12.55 \times 2.6 \doteq 9.789\text{t}$.

7.2.5 Monolitický průvlak (nadpraží vstupu) – V3

Průvlak s průřezem 300/1000mm jako spojitý nosník nadpraží nad vstupem do sálu $\rightarrow$ rozpětí polí je cca. 3.9 + 3.6 + 3.9m. Vnitřní podpory jsou tvořeny prefa sloupy (kyvné stojky), krajní podpory $\rightarrow$ zdivo (věnce). Kolmé prefabrikované trámy jsou uloženy v kapsách nad podporami (oslabení průřezu $\rightarrow$ výška 0.5m), tj. trámy s ozubem (obě čela). Zatížení uloženými prefabrikovanými trámy působí přímo v místě podpor (uložení na ose bude definováno elastomerovým ložiskem – viz PD zhotovitele) $\rightarrow$ výztuž trámu na min. stupeň vyztužení. Reakce z rámu:

$$\rightarrow R_{Ed} = V_{Ed,max} = 109\text{kN}$$

$$\rightarrow g_{0,k} = 7.5\text{kN/m}, \gamma_G = 1.35 \text{ (vlastní tíha)}$$

Na sloup (dál) působí celkem zatížení cca. $\rightarrow N_{Ed} = 109 + 1.1 \times 1.35 \times (7.5 + 2) = 125 \text{ kN}$

Krytí výztuže podle požadavků prostředí:

$$c_{\min} = \max \{ c_{\min,b}, c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10 \text{ mm} \}$$

$$\max \phi R20 \rightarrow c_{\min,b} \geq 20 \text{ mm}$$

$$\text{XC1} \rightarrow c_{\min,dur} = 15 \text{ mm pro S4}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{\min} = \max \{ 20, 15 + 0 - 0 - 0 = 20, 10 \} = 20 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ mm (předepsané krytí výztuže pro XC1)}$$

$$\text{krytí } c = 30 \text{ mm}, \phi_{s1} = 20 \text{ mm} \rightarrow A_{s1} = 3.142 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ (dolní líc)}$$

$$\rightarrow \text{účinná výška} - d_{1,1} = 1000 - 30 - 8 - 0.5 \times 20 \doteq 950 \text{ mm}$$

$$x_{B,\lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.96}{700 + 426} \doteq 0.477 \text{ m}$$

Beton min. C25/30.

$$A_{s,\min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 0.3 \times 0.95 \doteq 3.71 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,\min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 0.3 \times 0.95 \doteq 4.57 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{4.6}{2.01} \doteq 2.3 \rightarrow 3\phi R16 \rightarrow \text{volím } \mathbf{4\phi R16} \text{ (1.vrstva v průvlaku), třmínky } \mathbf{2\phi R8/250}.$$

7.2.6 Prefabrikovaná (železobetonová) pergola

Sloupy a průvlaky v hlavách sloupů (v obou směrech) venkovní železobetonové konstrukce, horní líc jednotně cca. +3.8. Levá část podél vstupu (šířka 1 pole) může být překryta lehkou konstrukcí (horní líc). Celá konstrukce bude z pohledových důvodů prefabrikovaná.

Paty sloupů jsou uloženy na patkách $\rightarrow$ kotvení na trny $\rightarrow$ vetknutí (-0.3). Vodorovné prvky konstrukce (trámy) jsou uloženy na nosné konstrukci domu prostřednictvím kluzných trnů (dilatace) $\rightarrow$ bude vložen dilatační smykový prvek $\rightarrow$ volím např. smykový trn Schöck SLD. Ostatní styčníky budou přizpůsobeny použitému konstrukčnímu systému (viz PD zhotovitele, resp. DD výrobce). Pro PD v DPS předpokládám použití „univerzálního“ konstrukčního systému, např. SICON S21, který předpokládá využití prefabrikátů z předem předpjatého betonu/železového betonu. Prvky jsou spojovány prostřednictvím univerzálního styčníku „C“ a nožových konzol, který umožňuje ukládání vodorovných prvků na sloupy s působištěm blízko osy sloupu (styčník zároveň zjednodušuje a urychluje práci na stavbě). **Dimenze rozhodujících prvků nosné konstrukce (systém SICON S21) vycházejí z použití styčníku „C“.** V případě změny konstrukčního systému (a tím i změny styčníků) je nutno adekvátně posoudit všechny prvky (pozor na změnu působišť reakcí v uložení)!

Předpokládaný beton prefabrikátů C40/50 XC1 (interiér), resp. C30/37 XC4 XF3 (exteriér), ocel 10 505 (R).

Stabilita je zajištěna vetknutím sloupů do základů.

Teplotní rozdíl předpokládám dle ČSN 1991-1-5 pro $T_{\max} = 37^{\circ}\text{C}$, $T_{\text{out}} = 37 + 30 = 67^{\circ}\text{C}$ (JV orientace, velmi světlý povrch), $T_{\text{inst}} \geq 10^{\circ}\text{C} \rightarrow \Delta T = 67 - 10 = 57^{\circ}\text{C}$. Pro max. délku venkovního prvku 25.3m (podélně), resp. 9.85m (příčně) je:

$\Delta l = l_0 \times \alpha \times \Delta T = 9.85 \times 12 \times 10^{-6} \times 57 \doteq 0.007\text{m} = 7.0\text{mm} \rightarrow$ celková tl. spáry mezi betony je 10mm.

Prefabrikáty pergoly z betonu min. C30/37 XC4 XF3 $\rightarrow f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20\text{MPa}$, $f_{ctm} = 2.9\text{MPa}$.

Betonářská výztuž B500 (resp. 10 505-R) $\rightarrow f_{yk} = 490\text{MPa}$.

Krytí výztuže podle požadavků prostředí:

$$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}, c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10\text{mm}\}$$

$$\max \phi R25 \rightarrow c_{\min,b} \geq 25\text{mm}$$

$$\rightarrow c_{\min,dur} = 30\text{mm} \text{ pro S4}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{\min} = \max\{25, 30 + 0 - 0 - 0 = 30, 10\} = 30\text{mm}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 0 / 5\text{mm}$$

$$c_{nom} = 30 / 35\text{mm} \text{ (předepsané krytí horní výztuže pro XC4 deska/sloupy+trámy)}$$

Zhotovitelem zvolené řešení (monolit nebo prefabrikace) i odpovídající kotvení sloupů musí být odpovídajícím způsobem promítnuto i do základových konstrukcí!

Působí zatížení od vlastní tíhy a větru (sněhu). Zatížení teplotou neuvažuji $\rightarrow$ kluzné uložení.

$$\rightarrow g_{0,k} = 2.25\text{kN} / \text{m}', \gamma_G = 1.35 \text{ (vlastní tíha tyčových prvků)}$$

$$\rightarrow g_{0,k} = 2.5\text{kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (max. vlastní tíha záklopu, deska 100mm)}$$

$$\rightarrow w_{k,3} = 0.58\text{kN} / \text{m}', \gamma_Q = 1.5 \text{ (vítr)}$$

$$\rightarrow s_{1,k} = 0.8\text{kN} / \text{m}^2, \gamma_Q = 1.5 \text{ (sněh)}$$

7.2.6.1 Prvky pergoly se záklopem

Prefabrikované desky záklop (viz architektonicko stavební část) je uložen mezi průvlaky v jednoduchých polích, deska na rozpětí cca. 3.5m tl. cca. 80-100mm (XC4, krytí min. 35mm $\rightarrow h \geq 35 + 8 + 8 + 35 = 86\text{mm}$, volím 90mm). Nosníky $\rightarrow$ předběžně uvažuji prostý nosník na světlé rozpětí do 3.4m. Působí zatížení vlastní tíhou a sněhem (bez navátí):

$$q_k = 2.5 + 0.8 = 3.3\text{kN} / \text{m}^2$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times 2.5 + 1.5 \times 0.8 = 4.58\text{kN} / \text{m}^2$$

1. deska na rozpětí do 3.5m $\rightarrow$ deska zatížená jen vlastní tíhou a sněhem, bodové podpory (nerezový závěs) na nosnících pergoly nebo na fasádě (velká deska). Mezera mezi deskou a nosníkem cca. 25mm. Orientační návrh:

Beton min. C30/37 XC4 XF3

$$M_{Ed,max} \leq \frac{1}{8} \times 4.6 \times 3.5^2 \doteq 7.05\text{kNm} / \text{m}', V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 4.6 \times 3.5 = 8.05\text{kN} / \text{m}'$$

$c_{nom} = 30mm$ (předepsané krytí horní výztuže pro XC4, horní i dolní líc)

$$M_{Ed,max} = 7.1kNm / m'$$

deska tl. 90mm, $\phi_{s1} = 8mm \rightarrow A_{s1} = 0.503 \times 10^{-4} m^2$ (dolní líc)

$\rightarrow$ účinná výška - $d_{1,1} = 90 - 30 - 0.5 \times 8 \doteq 56mm$

$$x_{B,lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.56}{700 + 426} \doteq 0.0279m$$

Uvažuji $b = 1.0m$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.056 - \sqrt{0.056^2 - \frac{2 \times 0.007}{1.0 \times 20}} = 0.0072m \leq x_{B,lim} = 0.028m$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0072 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 3.4 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.056 \doteq 0.73 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.056 \doteq 1.0 \times 10^{-4} m^2 \leq A_{req}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{3.4}{0.503} \doteq 6.75 \rightarrow 7\emptyset R8/m' \rightarrow \text{volím } 10\emptyset R8/m \text{ (1.vrstva v desce, podélný směr)}$$

Volím výztuž sítí **KARI 8/100x8/100** při dolním líci, resp. uprostřed desky.

Pro desku šířky cca. 1.6m jsou reakce v podporách (závěs $\rightarrow$ 4 x roh):

$$R_{z,Ed} = 0.8 \times V_{Ed} = 0.8 \times 8.05 = 6.44kN / \text{závěs}$$

V desce bude použita odpovídající závitová kotva, např. Peikko CSA16 (délka 54mm) s únosností 12kN (podrobně viz PD zhotovitele), 2ks/kotevní místo.

Kotvení ke trámu předpokládám pomocí OK konzoly s vyložení max. cca. 125mm

$$M_{Ed} = R_{z,Ed} \times e \leq 6.44 \times 0.125 \doteq 1.0kNm$$

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1 \times 10^6 \times 1.0}{235} \leq 4.3 \times 10^3 mm^3 \rightarrow \text{odpovídá pro zvolenou výšku}$$

$$h = 100mm \rightarrow b \geq \frac{6 \times W}{h^2} = \frac{6 \times 4.3 \times 10^3}{100^2} = 2.6mm, \text{ volím konzolu } 8/100$$

$$\sigma_w = \frac{M_{Ed}}{W_{el}} = \frac{M_{Ed}}{\frac{b \times h^2}{6}} = \frac{1.0 \times 10^6}{\frac{8 \times 100^2}{6}} = 75MPa \leq R_d. \quad \text{Podrobně viz PD zhotovitele/výrobce}$$

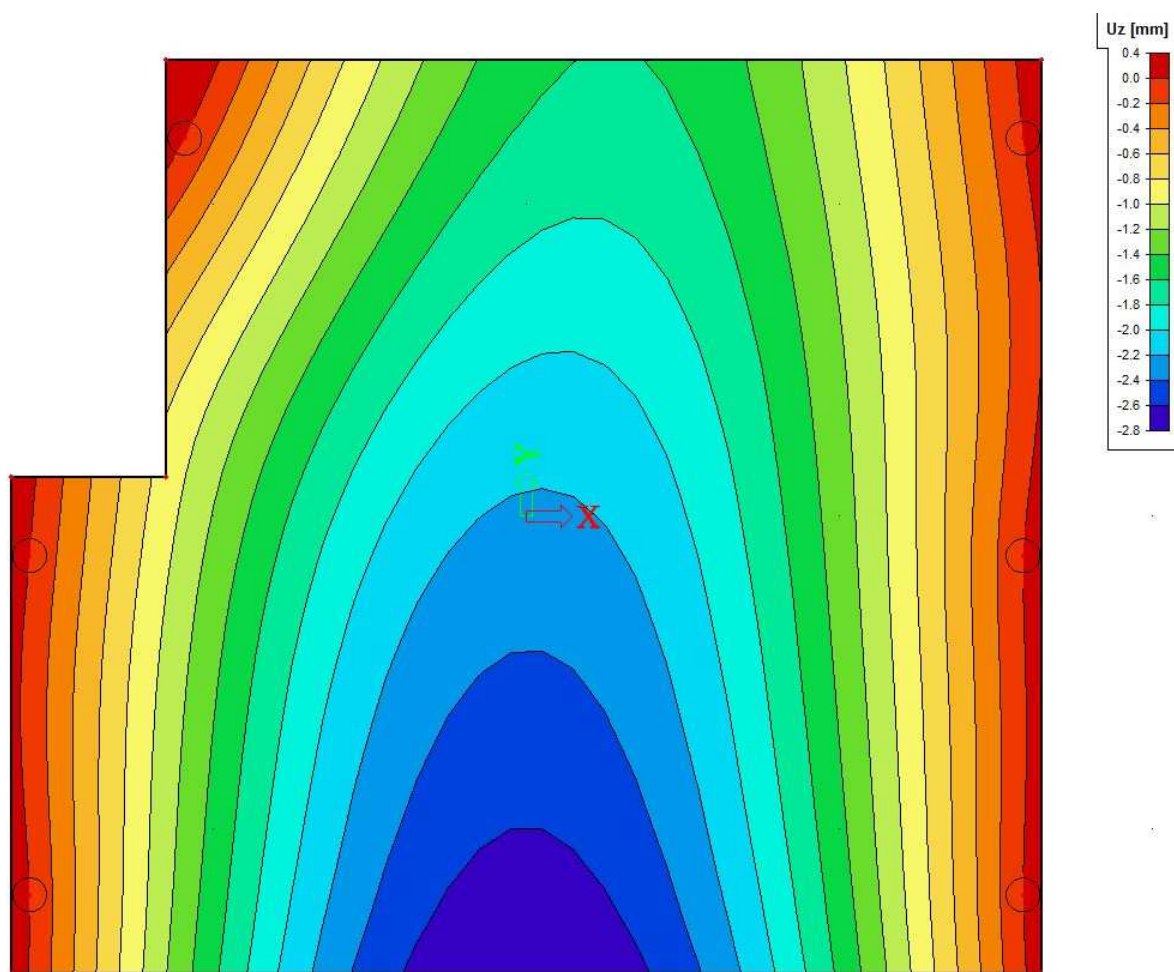
prefabrikátu.

Přikotvení konzoly k trámu $\rightarrow$ např. mechanické kotvy Hilti, 4ks, rameno 50mm:

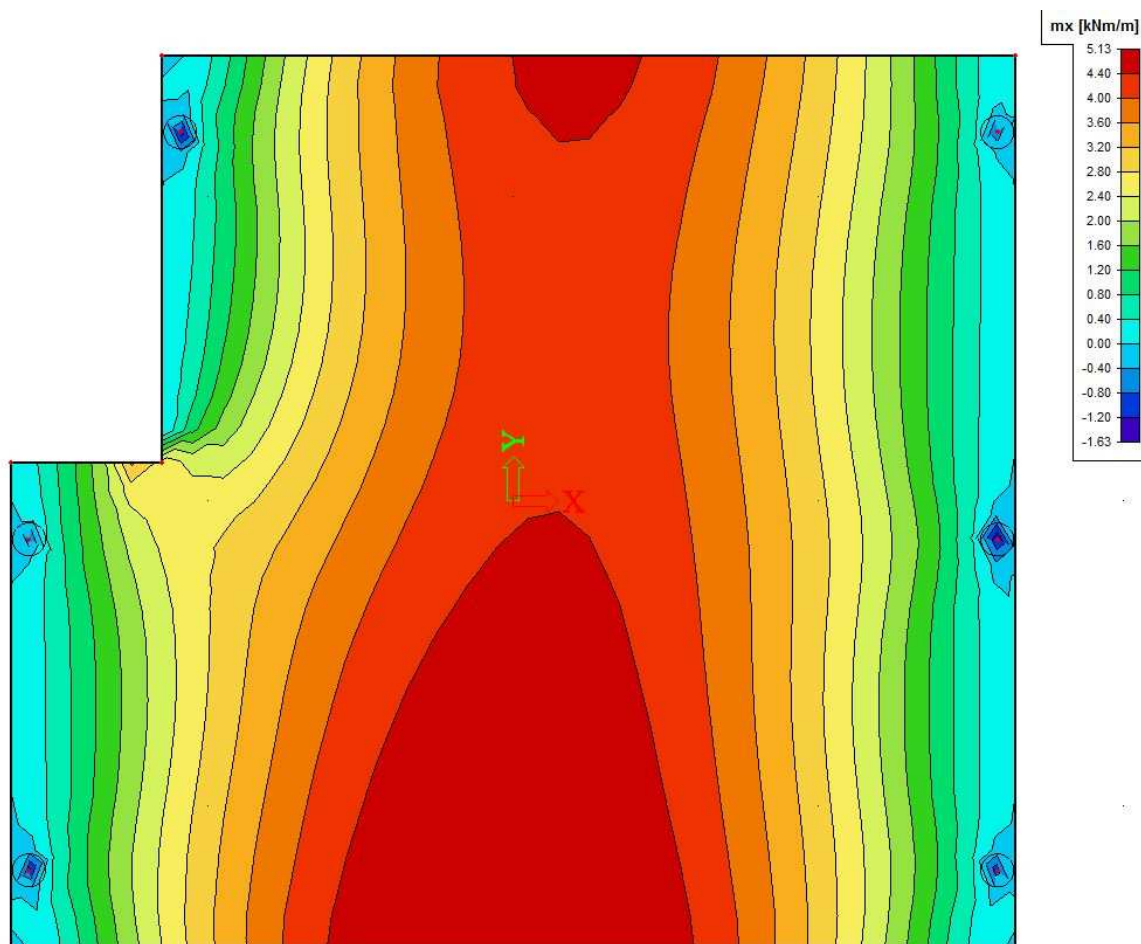
$$N_{Ed} = \frac{1.0}{4 \times 0.05} = 5.0kN \rightarrow \text{volím např. nerezovou kotvu Hitli HSC-AR M8x40.}$$

3.deska cca. 3.3 x 2.9

Výpočet programem SICA Engineer 16.1 – jednoduchý model desky tl. 90mm s kloubovými podporami.



Průhyb desky tl.90mm $u_z = 2.5 \times 2.8 = 7\text{mm} \leq \frac{L}{400}$, pro rozpětí desky cca. 2.9m, vyhovuje.



Momenty v desce $\rightarrow m_{y,Ed} \leq 5.2 \text{ kNm} / \text{m}'$

Momenty odpovídají základní desce. Volím výztuž sítí **KARI 8/100x8/100** při dolním líci, resp. uprostřed desky.

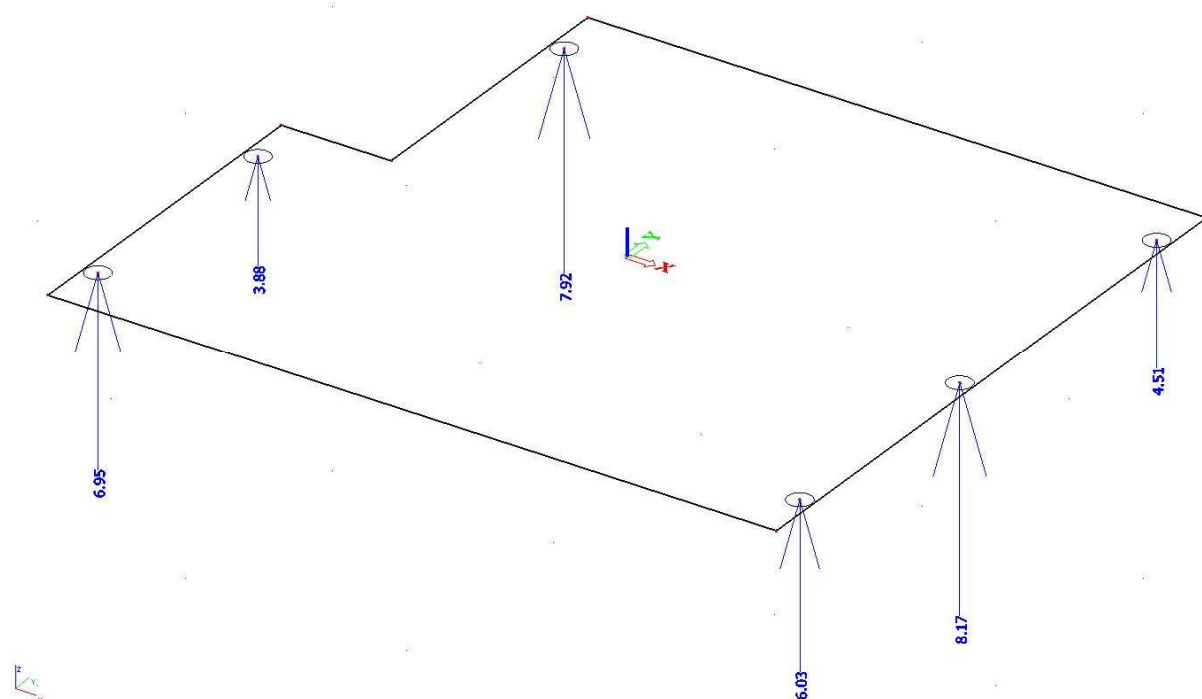
Reakce

Lineární výpočet, Extrém : Uzel

Výběr : Vše

Kombinace : CO1

Podpora	Stav	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Sn1/N7	CO1/1	0.00	0.00	6.95	0.00	0.00	0.00
Sn2/N8	CO1/1	0.00	0.00	3.88	0.00	0.00	0.00
Sn3/N9	CO1/1	0.00	0.00	7.92	0.00	0.00	0.00
Sn4/N12	CO1/1	0.00	0.00	4.51	0.00	0.00	0.00
Sn5/N13	CO1/1	0.00	0.00	8.17	0.00	0.00	0.00
Sn6/N10	CO1/1	0.00	0.00	6.03	0.00	0.00	0.00



Kotvení k žb věnci V4 předpokládám pomocí OK konzoly s vyložení max. cca. 250mm

$$M_{Ed} = R_{z,Ed} \times e \leq 8 \times 0.25 \doteq 2.0 \text{ kNm}$$

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2 \times 10^6 \times 1.0}{235} \leq 8.6 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá pro zvolenou výšku}$$

$$h = 125 \text{ mm} \rightarrow b \geq \frac{6 \times W}{h^2} = \frac{6 \times 8.6 \times 10^3}{125^2} = 3.3 \text{ mm}, \text{ volím konzolu } 8/125$$

$$\sigma_w = \frac{M_{Ed}}{W_{el}} = \frac{M_{Ed}}{b \times h^2} = \frac{2.0 \times 10^6}{\frac{8 \times 125^2}{6}} = 96 \text{ MPa} \leq R_d. \quad \text{Podrobně viz PD zhotovitele/výrobce}$$

prefabrikátu.

Přikotvení konzoly k trámu $\rightarrow$ např. mechanické kotvy Hilti, 4ks, rameno 75mm:

$$N_{Ed} = \frac{2.0}{4 \times 0.075} = 6.67 \text{ kN} \rightarrow \text{volím např. nerezovou kotvu Hitli HSC-AR M8x40.}$$

Všechny OK prvky budou žárově zinkovány nebo nerezové!

3.trám na rozpětí do 1.8m zatížený oboustranně deskami (klopení $\rightarrow$ úprava styku sloup-trám podle zvoleného konstrukčního systému!), beton min. C30/37 XC4 XF3:

$$\rightarrow g_{0,Ed} = 1.35 \times 2.25 = 3.1 \text{ kN / m'} \text{ (vlastní tíha)}$$

$$\rightarrow q_{Ed} = 2 \times V_{Ed} = 2 \times 8.1 = 16.2 \text{ kN / m'}$$

$$q_{Ed} = 3.1 + 16.2 \doteq 20 \text{ kN / m'}$$

$$M_{Ed,max} \leq \frac{1}{8} \times 20 \times 1.8^2 \doteq 8.1 \text{ kNm}, \quad V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 20 \times 1.8 = 18 \text{ kN}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm} \text{ (předepsané krytí horní výztuže pro XC4)}$$

$$M_{Ed,max} = 10 \text{ kNm}$$

krytí $c = 35\text{mm}$, $\phi_{s1} = 12\text{mm} \rightarrow A_{s1} = 1.13 \times 10^{-4} \text{m}^2$ (dolní líc)

$\rightarrow$ účinná výška - $d_{1,1} = 300 - 35 - 8 - 0.5 \times 25 \doteq 245\text{mm}$

$$x_{B,\text{lim}} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.245}{700 + 426} \doteq 0.122\text{m}$$

Uvažuji $b = 0.3\text{m}$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.245 - \sqrt{0.245^2 - \frac{2 \times 0.01}{0.3 \times 20}} = 0.007\text{m} \leq x_{B,\text{lim}} = 0.122\text{m}$$

$$A_{s,\text{rqd}} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.007 \times 0.3 \times 20}{426} \doteq 1.0 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 0.3 \times 0.245 \doteq 1.0 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 0.3 \times 0.245 \doteq 1.3 \times 10^{-4} \text{m}^2 \geq A_{\text{req}}$$

$$n = \frac{A_{s,\text{rqd}}}{A_{s1}} = \frac{1.3}{1.13} \doteq 1.2 \rightarrow 2\text{Ø}12 \rightarrow \text{volím } 2\text{Ø}12 \text{ (1.vrstva v trámu)}.$$

Předběžně vyhovuje trám 300/300mm na rozpětí cca. 1.8m s výztuží cca. **2Ø12**, beton C30/37 XC4 XF3.

7.2.6.2 Prvky pergoly bez záklopu

Na nejvíce zatížený trám pergoly délky cca. 6.6m bez záklopu působí reakce z cca. 6.3+6.7m:

$$\rightarrow Q_{Ed,z} = \frac{1}{2} \times 1.35 \times 2.25 \times (6.3 + 6.7) \doteq 20\text{kN} \text{ a vlastní tíha } \rightarrow g_{0,Ed} = 1.35 \times 2.25 = 3.1\text{kN} / \text{m}'$$

$$M_{Ed,\text{max}} \leq \frac{1}{8} \times 3.1 \times 6.6^2 + \frac{1}{4} \times 20 \times 6.6 \doteq 50\text{kNm}, V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 3.1 \times 6.6 + \frac{20}{2} = 20.3\text{kN}$$

1.trám (průvlak), beton min. C30/37 XC4 XF3

$$M_{Ed,\text{max}} = 50\text{kNm}$$

krytí $c = 35\text{mm}$ (XC4), $\phi_{s1} = 25\text{mm} \rightarrow A_{s1} = 4.909 \times 10^{-4} \text{m}^2$ (dolní líc)

$\rightarrow$ účinná výška - $d_{1,1} = 300 - 35 - 8 - 0.5 \times 25 \doteq 245\text{mm}$

$$x_{B,\text{lim}} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.245}{700 + 426} \doteq 0.122\text{m}$$

Uvažuji $b = 0.3\text{m}$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.245 - \sqrt{0.245^2 - \frac{2 \times 0.05}{0.3 \times 20}} = 0.037\text{m} \leq x_{B,\text{lim}} = 0.122\text{m}$$

$$A_{s,\text{rqd}} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.037 \times 0.3 \times 20}{426} \doteq 5.18 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 0.3 \times 0.245 \doteq 1.0 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 0.3 \times 0.245 \doteq 1.3 \times 10^{-4} \text{m}^2 \leq A_{\text{req}}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{5.18}{3.142} \doteq 1.65 \rightarrow 2\text{ØR20} \rightarrow \text{volím } 3\text{ØR20} \text{ (1.vrstva v trámu)}.$$

Předběžně vyhovuje trám 300/300mm na rozpětí cca. 6.55m s výztuží cca. **3ØR20**, beton C30/37 XC4 XF3.

7.2.6.3 Sloupy

Sloup → průřez 300/300mm, konzola s vyložení max. 4.1m. Na hlavu sloupu působí cca.

$$N_{Ed,z} \leq 2 \times 20.3 + \frac{1}{2} \times 3.1 \times 6.5 + 4.1 \times 3.1 \doteq 64 \text{ kN}$$

$$\text{Max. moment od větru} \rightarrow M_{\max} = \frac{1}{2} \times 0.58 \times 4.1^2 + 5 \times 0.58 \times 4.1 = 16.8 \text{ kNm}$$

Průřez 300/300mm bezpečně vyhovuje na svislou sílu. Návrh výztuže pro prostý ohyb.

$c_{nom} = 35 \text{ mm}$ (předepsané krytí horní výztuže pro XC4), beton. Min. C30/37 XC4 XF3

$$M_{Ed,\max} = 20 \text{ kNm}$$

$$\text{krytí } c = 35 \text{ mm}, \phi_{s1} = 25 \text{ mm} \rightarrow A_{s1} = 4.909 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ (dolní líc)}$$

$$\rightarrow \text{účinná výška} - d_{1,1} = 300 - 35 - 8 - 0.5 \times 25 \doteq 245 \text{ mm}$$

$$x_{B,\lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.245}{700 + 426} \doteq 0.122 \text{ m}$$

$$\text{Uvažuji } b = 0.3 \text{ m}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.245 - \sqrt{0.245^2 - \frac{2 \times 0.02}{0.3 \times 20}} = 0.014 \text{ m} \leq x_{B,\lim} = 0.122 \text{ m}$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.014 \times 0.3 \times 20}{426} \doteq 2.0 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,\min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 0.3 \times 0.245 \doteq 1.0 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,\min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 0.3 \times 0.245 \doteq 1.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \leq A_{req}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{2.0}{2.01} \doteq 1.0 \rightarrow 2\text{ØR16} \rightarrow \text{volím } 2+2\text{ØR16}.$$

Předběžně vyhovuje sloup 300/300mm s výztuží cca. **2+2ØR16**.

Vyhovují sloupy i průvlaky 300 x 300mm s výztuží **2+2ØR16** (sloup), resp. **3ØR20** (průvlak). Beton C30/37 XC4 XF3.

7.2.6.4 Kluzné trny

Vodorovné prvky konstrukce (trámy) jsou uloženy na nosné konstrukci domu prostřednictvím kluzných trnů (dilatace min. 10mm max. 25mm), reakce je do 20kN → volím např. smykový trn Schöck SLD Q 40 → $V_{Ed,\max} \leq 20 \text{ kN} \leq V_{Rd,S} = 27.1 \text{ kN}$ pro spáru max. 50mm (zateplení 40mm + 10mm dilatace). Délka prvku v konstrukci cca. 150mm, šířka 95mm → trny budou zabetonovány v obvodovém průvlaku (část vchodu), resp. ve věnci nad zdivem, ve snížené části pak v kapsách 250 x 250 x 300mm ve zdivu.

7.2.7 Keramické stropy

Předběžné posouzení vybraných keramických stropních panelů CZ-JW 190 a CZ-JW 240 na působící zatížení a rozpony. Panely jsou navrženy v podélném/příčném směru na příčné/podélné nosné zdi tl. 0.3m (vnitřní) až 0.44m (obvodové) na světlost max. 7.085m, uložení dle výrobce je min. 0.07m na maltové lože (0.05m na beton), resp. teoretické rozpětí ve smyslu ČSN EN 1992-1-1 (keramický panel působí jako žebírkový strop → betonové žebro cca. 56/190mm nebo cca. 56/240mm s měkkou výztuží, keramické tvarovky jsou uvažovány jako výplň):

1.tl.190mm → uložení pro hodnoty → $t \geq 0.3m, h \geq 0.19m$ → vzdálenost teoretické podpory

od vnitřního líce nosné zdi → $a_i = \min \left\{ \frac{h}{2}; \frac{t}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{190}{2} = 95mm; \frac{300}{2} = 150mm \right\} = 0.095m$

→ $l_{eff, max} \leq 4.15 + 2 \times 0.095 = 4.34m$.

2.tl.240mm → uložení pro hodnoty → $t \geq 0.3m, h \geq 0.24m$ → vzdálenost teoretické podpory

od vnitřního líce nosné zdi → $a_i = \min \left\{ \frac{h}{2}; \frac{t}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{240}{2} = 120mm; \frac{300}{2} = 150mm \right\} = 0.12m$

→ $l_{eff, max} \leq 7.085 + 2 \times 0.12 = 7.325m$.

Dále předpokládám uložení na monolitický železobetonový věnec → $a_i \leq 0.095m$.

Působí zatížení (střecha + sníh + vlastní tíha):

→ $g_{0,k} = 2.75 / 3.6kN / m^2, \gamma_G = 1.35$ (deska)

→ $g_{1,k} = 1.015kN / m^2, \gamma_G = 1.35$ (střecha)

→ $g_{8,k} \doteq 5.0kN / m', \gamma_G = 1.35$ (atika)

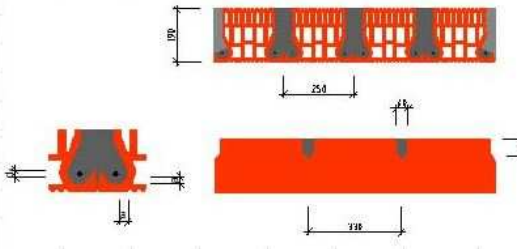
→ $s_{1,k} = 0.8kN / m^2, \gamma_Q = 1.5$ (sníh)

1.tl. 190mm, → $l_{eff, max} \leq 4.34m$

$q_k = 2.75 + 1.015 + 0.8 = 4.565kN / m^2$

$q_{Ed} = 1.35 \times (2.75 + 1.015) + 1.5 \times 0.8 = 6.283kN / m^2$

$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 6.283 \times 4.34^2 \doteq 14.8kNm / m', V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 6.283 \times 4.34 \doteq 13.64kN / m'$

Tabulka únosnosti keramických stropních panelů CZ - JW 190											
								Materiály: Pevnostní třída tvarovek P20 Třída betonu B25 Beton zalití spar na stavbě B25 Výztuž 10505			
								Krytí a pro $\phi 6-10$ 10 mm pro $\phi 12$ 12 mm pro $\phi 14$ a $\phi 16$ 15 mm			
Zatížení	kN/m ²							Vyztužení		Návrhová únosnost	
užitné	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00	6,00		A _{st}	M _u	Q _u
celkem	6,50	7,00	7,50	8,00	9,00	10,00	11,00	ϕ	mm ² /m	kNm/m	kN/m
maximální světlé rozpětí podpor [m]											
	4,10	3,91	3,74	3,59	3,34	3,14	2,96	8 ϕ R6	226	14,70	30,10
	4,81	4,59	4,39	4,22	3,92	3,68	3,48	4 ϕ R6 4 ϕ R8	314	20,08	30,10
	5,43	5,27	4,95	4,76	4,43	4,16	3,93	8 ϕ R8	402	25,40	30,10
	5,93	5,71	5,52	5,35	4,97	4,67	4,41	4 ϕ R8 4 ϕ R10	515	31,86	30,10
	6,25	6,03	5,83	5,65	5,34	5,08	4,85	8 ϕ R10	628	38,28	30,10 75,25
	6,59	6,35	6,14	5,95	5,62	5,35	5,12	4 ϕ R10 4 ϕ R12	766	45,53	30,10 75,25
	6,92	6,66	6,44	6,24	5,90	5,61	5,37	8 ϕ R12	905	52,74	30,10 75,25
	7,24	6,97	6,74	6,53	6,17	5,87	5,60	4 ϕ R12 4 ϕ R14	1068	60,40	30,10 75,25
	7,56	7,29	7,04	6,82	6,45	6,11	5,84	8 ϕ R14	1232	68,02	30,10 75,25
	7,85	7,56	7,31	7,08	6,69	6,36	6,08	4 ϕ R14 4 ϕ R16	1420	75,7	30,10 75,25
	7,86	7,61	7,37	6,96	6,61	6,32	6,08	8 ϕ R16	1609	83,3	30,10 75,25

Pro rozpětí uvedená nad tlustou lomenou úhlopříčnou čarou v tabulce rozhoduje únosnost panelu, pro rozpětí uvedená pod touto čarou rozhoduje celkový průhyb L/150

Pro rozpětí a zatížení ve žlutě podbarvených polích jsou panely bez smykové výztuže ($Q_d < Q_{bu}$), v ostatních panelech je smyková výztuž konstrukční ($Q_d < 2,5Q_{bu}$).

Podle tabulek výrobce bezpečně vychází panel s výztuží 4 ϕ R6 + 4 ϕ R8 na světlost cca. 4.15m $\rightarrow M_{Rd} = 20.8 \text{ kNm} / m', V_{Rd} = 30.1 \text{ kN} / m'$.

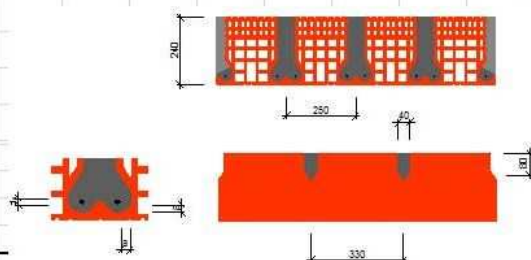
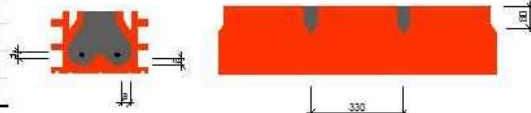
$M_{Ed} \doteq 15 \text{ kNm} / m' \leq M_{Rd} = 20.8 \text{ kNm} / m' \rightarrow$ volím panel **CZ-JW 190!** Podle tabulek vyhoví pro kvazistálou kombinaci zatížení i průhyb $\rightarrow f \leq \frac{L}{250}$ (pro zatížení sněhem jako hlavní proměnné zatížení je $\rightarrow \psi_2 = 0$).

$$2.\text{tl. } 240\text{mm}, \rightarrow l_{eff, \max} \leq 7.325\text{m}$$

$$q_k = 3.6 + 1.015 + 0.8 = 5.415 \text{ kN} / m^2$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (3.6 + 1.015) + 1.5 \times 0.8 = 7.43 \text{ kN} / m^2$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 7.43 \times 7.325^2 \doteq 49.84 \text{ kNm} / m', V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 7.43 \times 7.325 \doteq 27.2 \text{ kN} / m'$$

Tabulka únosnosti keramických stropních panelů CZ-JW 240												
								Materiály:				
								Pevnostní třída tvarovek	P20			
								Třída betonu	B25			
								Beton zalití spar na stavbě	B25			
								Výztuž	10505			
								Krytí a				
								pro $\phi 6-10$	10 mm			
								pro $\phi 12$	12 mm			
								pro $\phi 14$ a $\phi 16$	15 mm			
Zatížení kN/m ²								Vyztužení		Návrhová únosnost		
užitné	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00	6,00		A _s	M _u	Q _u	
celkem	6,50	7,00	7,50	8,00	9,00	10,00	11,00	φ	mm ² /m	kNm/m	kN/m	
maximální světlé rozpětí podpor [m]												
	4,39	4,21	4,05	3,93	3,66	3,46	3,28	8φR6	226	19,67	38,02	
	5,17	4,96	4,77	4,60	4,31	4,07	3,87	4φR6 4φR8	314	26,98	38,02	
	5,83	5,60	5,39	5,20	4,87	4,60	4,37	8φR8	402	34,22	38,02	
	6,50	6,30	6,07	5,85	5,49	5,18	4,92	4φR8 4φR10	515	43,15	38,02	
	6,82	6,61	6,43	6,26	5,96	5,70	5,42	8φR10	628	52,05	38,02	
	7,18	6,96	6,77	6,59	6,28	6,01	5,78	4φR10 4φR12	766	62,6	38,02 95,05	
	7,48	7,26	7,12	6,87	6,54	6,26	6,02	8φR12	905	72,5	38,02 95,05	
	7,81	7,57	7,36	7,17	6,65	6,54	6,29	4φR12 4φR14	1068	83,7	38,02 95,05	
		7,85	7,66	7,46	7,11	6,65	6,12	8φR14	1232	94,9	38,02 95,05	
			7,85	7,75	7,38	7,07	6,80	4φR14 4φR16	1420	106,6	38,02 95,05	
				7,85	7,66	7,33	7,05	8φR16	1609	118,3	95,05	
Pro rozpětí uvedená nad tlustou lomenou úhlopříčnou čarou v tabulce rozhoduje únosnost panelu, pro rozpětí uvedená pod touto čarou rozhoduje celkový průhyb L/150												
Pro rozpětí a zatížení ve žlutě podbarvených polích jsou panely bez smykové výztuže (Q _d < Q _{bu}), v ostatních panelech je smyková výztuž konstrukční (Q _d < 2,5Q _{bu}).												

Podle tabulek výrobce bezpečně vychází panel s výztuží 4 ϕ R10 + 4 ϕ R12 na světlost cca. 7.1m $M_{Rd} = 62.6 \text{ kNm} / \text{m}'$, $V_{Rd} = 38.02 \text{ kN} / \text{m}'$.

$M_{Ed} \doteq 50 \text{ kNm} / \text{m}' \leq M_{Rd} = 62.6 \text{ kNm} / \text{m}' \rightarrow$ volím panel **CZ-JW 240!** Podle tabulek vyhoví pro kvazistálou kombinaci zatížení i průhyb $\rightarrow f \leq \frac{L}{250}$ (pro zatížení sněhem jako hlavní proměnné zatížení je $\rightarrow \psi_2 = 0$).

Podrobný návrh a posouzení panelů (včetně průhybu) je součástí DD výrobce (dodavatele) $\rightarrow$ CZP stropy s.r.o.

V místě uložení panelu na nadpraží otvoru bude lokálně použit viditelný železobetonový překlad, především ale skrytý ocelový překlad = nadpraží (viz DD výrobce). Max. světlá šířka otvoru je 3.8m pro plné zatížení ze šířky 7.0m, resp. 4.375m pro jednostranné zatížení ze šířky max.2.0m. Potřebné průřezy OK nosníků – viz bod 7.3.3. Výztuž trámečků panelů a zálivková výztuž podélných spar bude zatažena do věnců!!

7.2.8 Monolitická nadpraží

Monolitické nadpraží otvorů v nosných zdech do světlosti cca.1.1m, výšky 0.25m (uloženo na zdivu 0.25m $\rightarrow l_0 = 1.35m$). Působí zatížení keramickými panely (zatěžovací šířka cca.

$$\frac{11.4}{2} = 5.7m):$$

$$g_{0,k} = 0.25 \times 0.3 \times 25 = 1.875 kN / m', \quad g_{0,Ed} = 1.35 \times 1.875 = 2.53 kN / m'$$

$$q_k = 3.6 + 1.015 + 0.8 = 5.415 kN / m^2 \text{ (240mm)}$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (3.6 + 1.015) + 1.5 \times 0.8 = 7.43 kN / m^2$$

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{8} \times 5.7 \times (7.43 + 2.53) \times 1.35^2 = 13 kNm$$

$$V_{Ed,max} = \frac{1}{2} \times 5.7 \times (7.43 + 2.53) \times 1.35 = 38.3 kN \text{ (reakce na zdivo)}$$

Překlad z betonu min. C25/30 XC1 $\rightarrow f_{cd} = 16.7 MPa, f_{ctm} = 2.6 MPa$. Betonářská výztuž B500 (resp.10 505-R) $\rightarrow f_{yk} = 490 MPa$.

Krytí výztuže podle požadavků prostředí:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10mm \}$$

$$\max .\phi R14 \rightarrow c_{min,b} \geq 14mm$$

$$\rightarrow c_{min,dur} = 15mm \text{ pro S4}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{min} = \max \{ 14, 15 + 0 - 0 - 0 = 15, 10 \} = 15mm$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

$$c_{nom} = 15 + 10 = 25mm \text{ (předepsané krytí horní výztuže pro XC1)}$$

$$M_{Ed,max} = 13 kNm$$

$$\text{krytí } c = 25mm, \phi_{s1} = 14mm \rightarrow A_{s1} = 1.539 \times 10^{-4} m^2 \text{ (dolní líc)}$$

$$\rightarrow \text{účinná výška} - d_{l,1} = 250 - 25 - 8 - 0.5 \times 14 \doteq 210mm$$

$$x_{B,lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.21}{700 + 426} \doteq 0.104m$$

$$\text{Uvažuji } b = 0.3m$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.21 - \sqrt{0.21^2 - \frac{2 \times 0.013}{0.3 \times 16.7}} = 0.013m \leq x_{B,lim} = 0.104m$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.013 \times 0.3 \times 16.7}{426} \doteq 1.5 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 0.3 \times 0.21 \doteq 0.82 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.6}{426} \times 0.3 \times 0.21 \doteq 1.0 \times 10^{-4} m^2 \leq A_{req}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{1.5}{1.539} \doteq 1.0 \rightarrow 2\emptyset R14 \rightarrow \text{volím } 2\emptyset R14 \text{ (1.vrstva)}.$$

Předběžně vyhovuje překlad 300/250mm na rozpětí cca. 1.35m s výztuží cca. **2ØR14**, třmínky **2ØR8/100mm**.

7.2.9 Věnce – V1, V2, V4 – V7

Konstruktivní výztuž pro věnce V1, V2, V6 a V7 → volím **2+2ØR14**, třmínky **2ØR8/100mm**.

Věnce V4 a V5 jsou nadpražím širokých otvorů → světlost max. cca. 5.1m pro V4 a 4.1m pro V5. Zjednodušeně uvažuji obdélníkový průřez na výšku atiky. Stabilita je zajištěna půdorysným lomením, navíc je výztuž věnců V4, V5 a V7 zatažena do zalitých podélných spár keramických panelů!

1.věnc V4 → průřez cca. 150/1400mm, působí zatížení od vlastní tíhy + obklad + reakce nosníku pergoly:

$$g_{0,k} = 0.257 \times 25 = 6.63 \text{ kN} / \text{m}', \gamma_G = 1.35 \text{ (vlastní tíha)}$$

$$g_k = 1.9 \times 1.4 = 2.66 \text{ kN} / \text{m}', \gamma_G = 1.35 \text{ (obklad)}$$

$$R_k = \frac{0.3^2 \times 3.1}{2} \times 25 = 3.5 \text{ kN}, \gamma_G = 1.35 \text{ (nosník pergoly)}$$

$$q_k = 6.63 + 2.66 = 9.3 \text{ kN} / \text{m}'$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times 9.3 = 12.6 \text{ kN} / \text{m}', R_{Ed} = 1.35 \times 3.5 = 4.73 \text{ kN}$$

$$M_{Ed, \max} = \frac{1}{8} \times 12.6 \times 5.35^2 + \frac{1}{4} \times 5 \times 5.35 = 52 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed, \max} = \frac{1}{2} \times 12.6 \times 5.35 + \frac{1}{2} \times 5 = 36.2 \text{ kN} \text{ (reakce na zdivo)}$$

Věnc z betonu min. C25/30 XC1 → $f_{cd} = 16.7 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$. Betonářská výztuž B500 (resp.10 505-R) → $f_{yk} = 490 \text{ MPa}$.

Krytí výztuže podle požadavků prostředí:

$$c_{\min} = \max \{ c_{\min, b}, c_{\min, dur} + \Delta c_{dur, \gamma} - \Delta c_{dur, st} - \Delta c_{dur, add}, 10 \text{ mm} \}$$

$$\max. \phi R14 \rightarrow c_{\min, b} \geq 14 \text{ mm}$$

$$\rightarrow c_{\min, dur} = 15 \text{ mm} \text{ pro S4}$$

$$\Delta c_{dur, \gamma} = \Delta c_{dur, st} = \Delta c_{dur, add} = 0$$

$$c_{\min} = \max \{ 14, 15 + 0 - 0 - 0 = 15, 10 \} = 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 15 + 10 = 25 \text{ mm} \text{ (předepsané krytí horní výztuže pro XC1)}$$

$$M_{Ed, \max} = 52 \text{ kNm}$$

$$\text{krytí } c = 25 \text{ mm}, \phi_{s1} = 14 \text{ mm} \rightarrow A_{s1} = 1.539 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ (dolní líc)}$$

$$\rightarrow \text{účinná výška} - d_{1,1} = 1400 - 25 - 8 - 0.5 \times 14 \doteq 1360 \text{ mm}$$

$$x_{B, \lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 1.36}{700 + 426} \doteq 0.676 \text{ m}$$

Uvažuji $b = 0.15 \text{ m}$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 1.36 - \sqrt{1.36^2 - \frac{2 \times 0.052}{0.15 \times 16.7}} = 0.0154m \leq x_{B,lim} = 0.676m$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0154 \times 0.15 \times 16.7}{426} \doteq 1.0 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 0.15 \times 1.36 \doteq 2.65 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.6}{426} \times 0.15 \times 1.36 \doteq 3.24 \times 10^{-4} m^2 \geq A_{req}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{3.24}{1.539} \doteq 2.1 \rightarrow 3\emptyset R14 \rightarrow \text{volím } 4\emptyset R14 \text{ (1.vrstva).}$$

Předběžně vyhovuje nadpraží 340/250mm na rozpětí cca. 5.35m s výztuží cca. **4ØR14**, třmínky **2ØR8/100mm**.

2.věvec V5 → průřez cca. 150/1400mm

Předběžně vyhovuje nadpraží 290/250mm na rozpětí cca. 4.35m s výztuží cca. **4ØR14**, třmínky **2ØR8/100mm**.

7.3 Ocelové konstrukce

Nosná ocelová konstrukce zvýšené části – nástavby, OK nosníky nadpraží keramického stropu.

OK zvýšené části → uvažuji prostorovou konstrukci z uzavřených průřezů (obdélníková trubka), jednostranně opláštěnou a zateplenou. Střechu uvažuji pouze z trapézového plechu bez betonu (hmotnost). Stabilita OK je zajištěna vhodně zvoleným zavětrováním → systémová táhla, např. Halfen Detan-S-460.

Nadpraží „keramického“ stropu → prosté nosníky v úrovni stropní desky (skryté) na světlé rozpětí max. 4.33m, resp. 3.8m.

Ocelové konstrukce jsou navrženy a posouzeny dle ČSN EN 1993-1-1.

7.3.1 Návrhové hodnoty oceli

Konstrukční ocel S235 → $f_u = 360MPa$, $f_y = 235MPa$ ($t \leq 40mm$), $\gamma_{M0} = 1.0$

7.3.2 Sloup pod nadpražím

Ocelový sloup cca. TR150 jako podpora průvlaku nad vchodem → staticky jako kyvná stojka s výškou cca. 3.8m. Působí zatížení reakcí z průvlaku → $R_{Ed} = 125kN$. U vstupních dveří je doplněn další sloup, který ale není uvažován jako podpora!

Vlastní tíha → sloup 200/250mm:

Odhad vlastní tíhy → sloup OTR150/150/10:

$$\rightarrow g_{0,k} = 0.44kN / m', \quad g_{0,Ed} = 1.35 \times 0.44 = 0.6kN / m'$$

$$N_{Ed} = 125 + 3.8 \times 0.6 \doteq 130kN$$

7.3.2.1 Návrh nutného průřezu

Min. OTR150/150/10 → $A = 5500mm^2$, $i = 57mm$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{3800}{57} \doteq 66.7, \quad \lambda_1 = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{66.7}{93.9} = 0.71 \rightarrow \chi_{z,a} \geq 0.85$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.85 \times 5550 \times 235 \times 10^{-3}}{1.0} = 1108 \text{ kN} \geq N_{Ed,max} = 130 \text{ kN} \rightarrow \text{bezp. vyhovuje!}$$

Především z požárních důvodů (viz PBR) volím **OTR150/150/16!**.

7.3.3 Konstrukce zvýšené části

Ocelová rámová konstrukce zvýšené části se střešou $\rightarrow$ volím prostorovou rámovou konstrukci (styčníky tuhé) s příčnými rámy. Jednotlivá pole cca. 3.0 x 2.5m

V podélném i příčném směru je tuhost zajištěna rámovými spoji prvků a táhly (ztužidly). Tuhost v rovině střechy (profilovaný plech bez betonové desky) je zajištěna příhradovými ztužidly a přikotvením plechů k nosníkům (samořezné šrouby nebo bodové svary).

Svislé zatížení ze sloupků působí na trámy (průvlaky) lemující příčný otvor v desce stropu.

Působí zatížení vlastní tíhou, střešou, větrem a sněhem/užitným zatížením (střecha je uvažována jako nepřístupná):

$$\rightarrow g_{1,k} = 0.215 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (skladba střechy)}$$

$$\rightarrow g_{0,k} = 0.1 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (plech TR50/250-1mm)}$$

$$\rightarrow s_{1,k} = 0.8 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_Q = 1.5, \psi_0 = 0.5 \text{ (sníh)}$$

$$\rightarrow w_{k,1} = 0.71 \text{ kN} / \text{m}^2, w_{k,2} = -0.41 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_Q = 1.5, \psi_0 = 0.6 \text{ (vítr)}$$

7.3.3.1 Trapézové plechy

Nízké trapézové plechy bez betonové desky na rozpětí (vzdálenost příčlů) max. 2.5m $\rightarrow$ předběžně jako prosté nosníky na 2.5m. Předpokládám ocel min. Fe320G.

$$q_k = 0.1 + 0.215 + 0.8 = 1.115 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (0.1 + 0.215) + 1.5 \times 0.8 = 1.625 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = \frac{1.625}{1.115} = 1.458$$

$$M_{Ed,max,d} = \frac{1}{8} \times 1.625 \times 2.6^2 = 1.4 \text{ kNm} / \text{m}'$$

$$W_{ef,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_{yb}} = \frac{1.4 \times 10^6 \times 1.0}{320} \leq 4375 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{vyhovuje plech s tl. 0.63mm.}$$

$$\text{Volím předběžně plech TR 50/250-0.75} \rightarrow W_{ef,d} = 9080 \text{ mm}^3, I_{ef,d} = 230.3 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd,pl} = W_{eff} \times \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}} = 9.08 \times 10^3 \times \frac{320}{1.0} = 2.91 \text{ kNm} / \text{m}' \geq M_{Ed,max,h} = 1.4 \text{ kNm} / \text{m}' \rightarrow \text{vyhovuje!}$$

$$\text{Průhyb} \rightarrow \delta = \frac{1}{E \times I_a} \times \frac{5}{384} \times q_k \times l^4,$$

$$\delta \leq \frac{5}{384} \times \frac{1.115 \times 2600^4}{210 \times 10^3 \times 230.3 \times 10^3} = 13.7 \text{ mm}, \quad \delta \geq \frac{l}{250} = \frac{2600}{250} = 10.4 \text{ mm} \rightarrow \text{nevyhovuje}$$

pravděpodobně ani pro proměnné zatížení!

$$\text{Plech TR 50/250-1.0} \rightarrow I_{ef,d} = 335.6 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\delta \leq \frac{5}{384} \times \frac{1.115 \times 2600^4}{210 \times 10^3 \times 335.6 \times 10^3} = 9.4 \text{ mm}, \quad \delta \leq \frac{l}{250} = \frac{2600}{250} = 10.4 \text{ mm} \rightarrow \text{vyhovuje (při}$$

uvážení δ_2 bezpečně)!

Volím plech **TR 50/250-1.0**. Plechy budou přibodovány nebo přichyceny samořeznými šrouby k příčlím a podélníkům prostorové konstrukce (viz PD zhotovitele).

7.3.3.2 Příčel na 3.5m

Příčel příčných rámců, tj. tuhá spojnice podélných příhrad. Předběžně jako Prostý nosník na rozpětí (osově) 3.5m, po max. 2.5/2.6m. Předpokládám ocel min. S235.

$$g_{0,k} = 0.279 \text{ kN} / \text{m}' \text{ (předpoklad max. TR100/10)}$$

Max. reakce z plechu jako spojitého nosníku (2 pole po 2.5m):

$$q_k = 1.505 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{Ed} = 2.152 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{TP51} \rightarrow q_k = 0.125 \times 1.505 \times 2.5 = 0.47 \text{ kN} / \text{m}', \rightarrow q_{Ed} = 1.43 \times 0.47 = 0.673 \text{ kN} / \text{m}'$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times (0.673 + 1.35 \times 0.28) \times 3.5^2 = 1.61 \text{ kNm}, \quad V_{Ed} = \frac{1}{2} \times (0.673 + 1.35 \times 0.28) \times 3.5 = 1.84 \text{ kN}$$

(jednostranná reakce v uložení na sloupek příhrad).

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1.61 \times 10^6 \times 1.0}{235} \leq 6.85 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá s přihlédnutím}$$

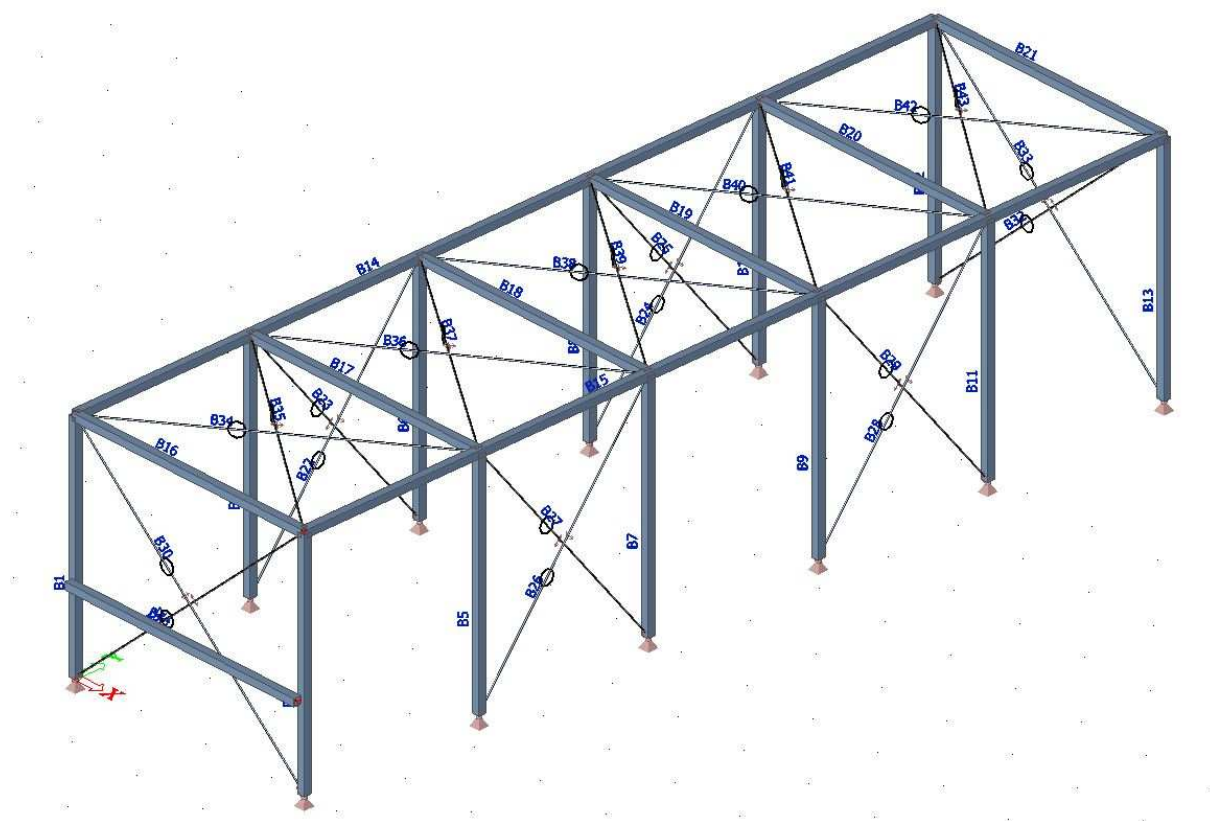
k prostorovému působení příčle (vodorovné zatížení větrem) TR100/4.

$$\delta_2 \leq \frac{l}{250} \doteq \frac{5 \times g_k \times l^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,min}} \rightarrow I_{y,min} = \frac{250 \times 5 \times 0.5 \times 3500^3}{384 \times 210 \times 10^3} = 0.333 \times 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{cca.}$$

TR100/4. Volím dodavšího výpočtu trubku min. TR100/10 (PBŘ R15).

7.3.3.3 Prostorová konstrukce

Volím prostorovou příhradovinu – prostorový rám (styčníky tuhé) se zavětrovacími táhly uložený sloupky na příčných průvlacích stropu nad 1.NP. Konstrukce nepřenáší tíhu fasády (ta působí přímo na železobetonový nosník).



Zatěžovací stavy pro model konstrukce v programu SCIA Engineer 2016:

ZS1 $\rightarrow g_{0,k}$, $\gamma_G = 1.35$ (vlastní tíha, počítá program)

ZS2 $\rightarrow g_{1,k} = 0.315 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_G = 1.35$ (skladba střechy+plech)

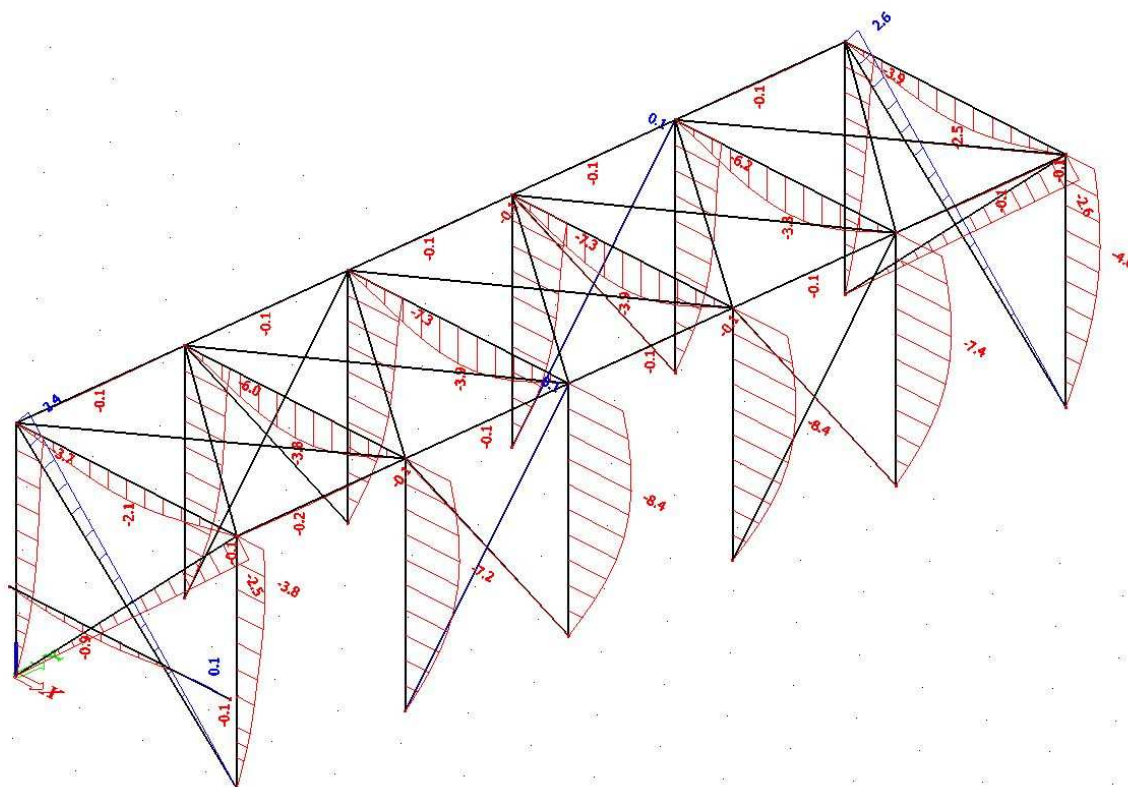
ZS3 $\rightarrow s_{1,k} = 0.8 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_Q = 1.5, \psi_0 = 0.5$ (sníh)

ZS4 $\rightarrow w_{k,1} = 0.71 \text{ kN} / \text{m}^2$, $w_{k,2} = -0.41 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_Q = 1.5, \psi_0 = 0.6$ (vítr)

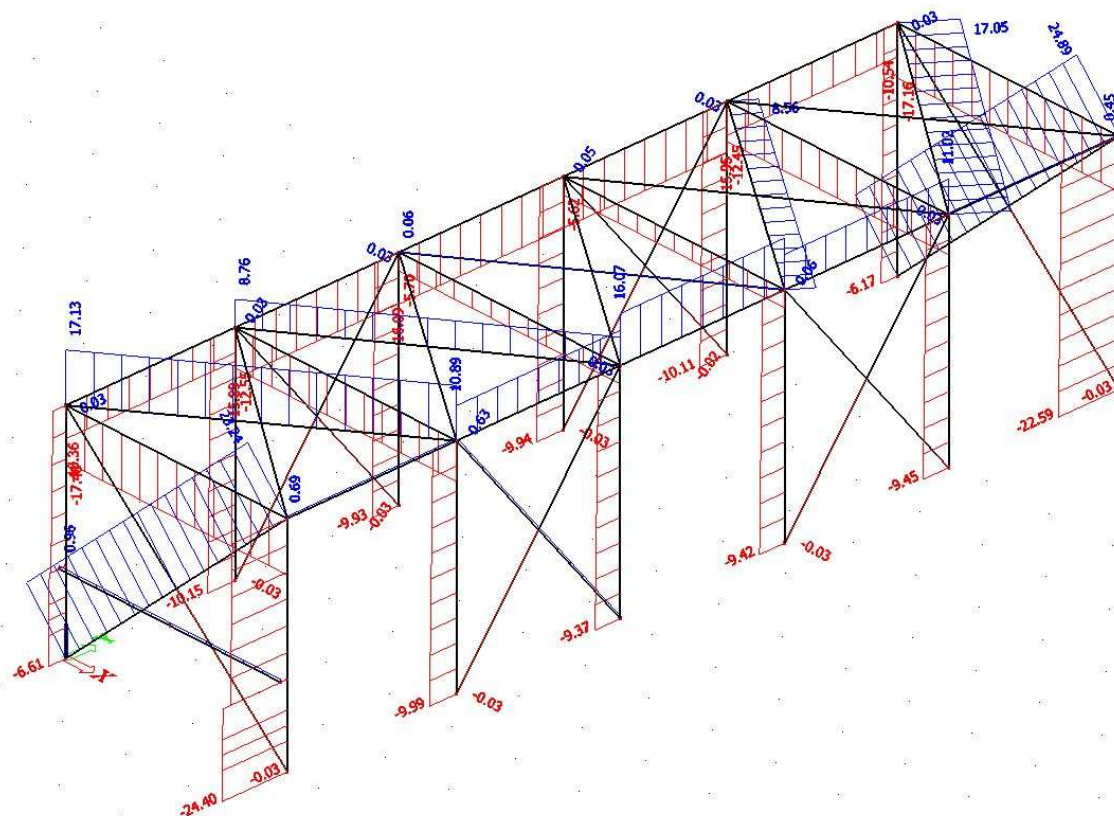
NC1 = $1.35 \times (\text{ZS1} + \text{ZS2}) + 1.5 \times \text{ZS3} + 1.5 \times \text{ZS4} \times 0.6$ (hlavní proměnné – sníh)

NC2 = $1.35 \times (\text{ZS1} + \text{ZS2}) + 1.5 \times \text{ZS3} \times 0.5 + 1.5 \times \text{ZS4}$ (hlavní proměnné – vítr)

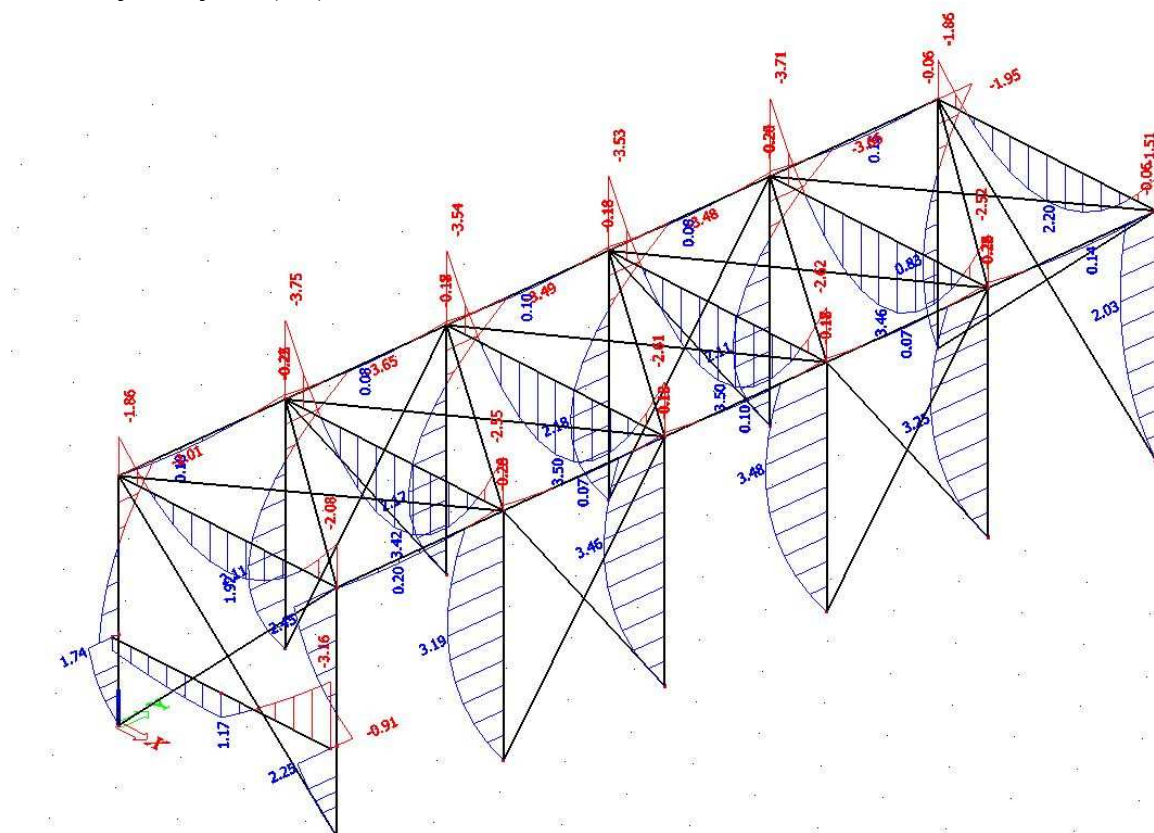
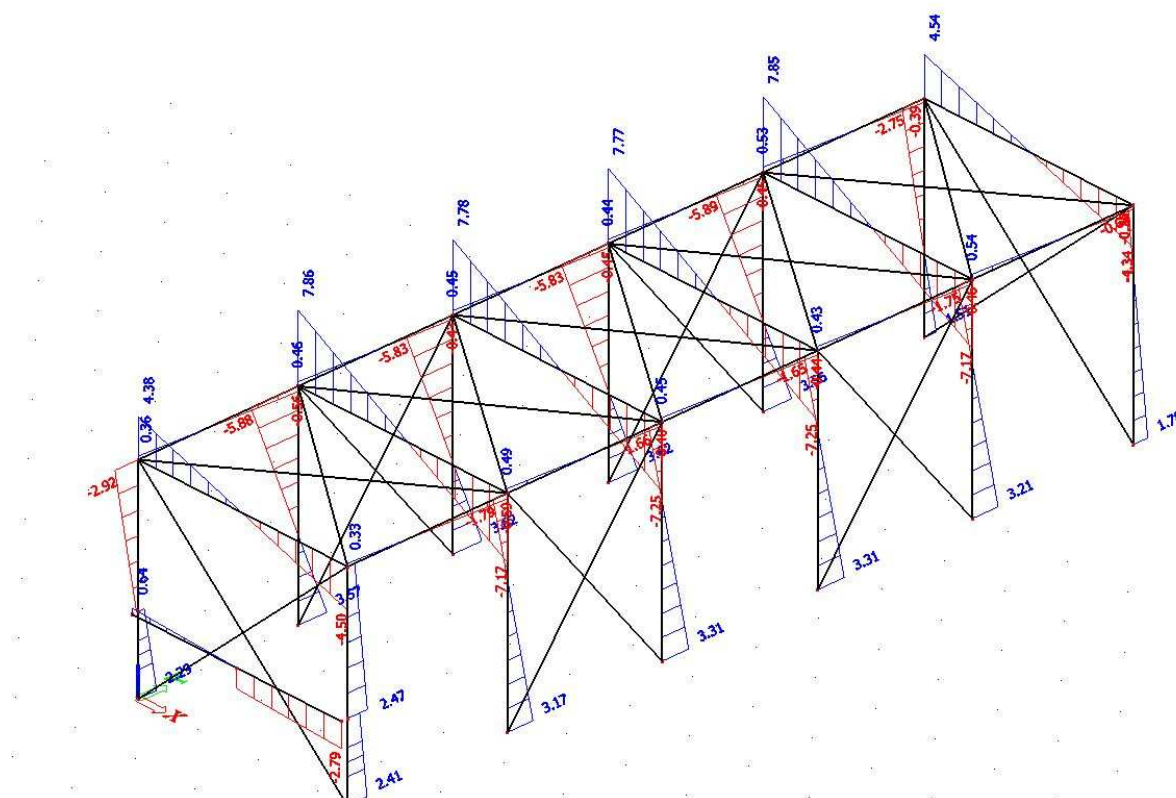
Rozhoduje nelineární kombinace NC2, tj. vítr.



Pro čtvercovou (EN 10210) trubku TR100/10 vychází vodorovný posun/přetvoření cca. 8.4mm pro výšku rámu cca. 3100mm $\rightarrow 8.4\text{mm} \leq \frac{3100}{300} = 10.3\text{mm}$, tj. bezpečně vyhovuje.



Normálové síly N (kN)



Výběr : Vše

Kombinace : CO2

Dílec	css	dx [m]	Stav	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
B1	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-6.61	2.29	0.00
B1	CS1 - SHS100/100/10.0	1.150	NC2	-6.19	0.74	1.74
B1	CS1 - SHS100/100/10.0	3.150	NC2	-4.83	-2.92	-2.01
B3	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-24.40	2.41	0.00
B3	CS1 - SHS100/100/10.0	1.150	NC2	-23.98	1.51	2.25
B3	CS1 - SHS100/100/10.0	1.150	NC2	-21.18	2.47	-0.91
B3	CS1 - SHS100/100/10.0	3.150	NC2	-20.46	0.90	2.45
B4	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-10.15	3.57	0.00
B4	CS1 - SHS100/100/10.0	1.260	NC2	-9.70	-0.21	2.11
B4	CS1 - SHS100/100/10.0	3.150	NC2	-9.01	-5.88	-3.65
B5	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-9.99	3.17	0.00
B5	CS1 - SHS100/100/10.0	1.890	NC2	-9.30	0.20	3.19
B5	CS1 - SHS100/100/10.0	3.150	NC2	-8.85	-1.79	2.19
B6	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-9.93	3.62	0.00
B6	CS1 - SHS100/100/10.0	1.260	NC2	-9.47	-0.16	2.17
B6	CS1 - SHS100/100/10.0	3.150	NC2	-8.79	-5.83	-3.49
B7	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-9.37	3.31	0.00
B7	CS1 - SHS100/100/10.0	2.205	NC2	-8.57	-0.17	3.46
B7	CS1 - SHS100/100/10.0	3.150	NC2	-8.23	-1.66	2.60
B8	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-9.94	3.62	0.00
B8	CS1 - SHS100/100/10.0	1.260	NC2	-9.49	-0.16	2.18
B8	CS1 - SHS100/100/10.0	3.150	NC2	-8.80	-5.83	-3.48
B9	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-9.42	3.31	0.00
B9	CS1 - SHS100/100/10.0	2.205	NC2	-8.62	-0.16	3.48
B9	CS1 - SHS100/100/10.0	3.150	NC2	-8.27	-1.65	2.62
B10	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-10.11	3.56	0.00
B10	CS1 - SHS100/100/10.0	1.260	NC2	-9.66	-0.22	2.11
B10	CS1 - SHS100/100/10.0	3.150	NC2	-8.97	-5.89	-3.66
B11	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-9.45	3.21	0.00
B11	CS1 - SHS100/100/10.0	1.890	NC2	-8.77	0.23	3.25
B11	CS1 - SHS100/100/10.0	3.150	NC2	-8.31	-1.75	2.29
B12	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-6.17	1.51	0.00
B12	CS1 - SHS100/100/10.0	1.260	NC2	-5.72	-0.19	0.83
B12	CS1 - SHS100/100/10.0	3.150	NC2	-5.03	-2.75	-1.95
B13	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-22.59	1.78	0.00
B13	CS1 - SHS100/100/10.0	2.205	NC2	-21.79	0.06	2.03
B13	CS1 - SHS100/100/10.0	3.150	NC2	-21.45	-0.68	1.73
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-10.36	0.36	0.00
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	0.951	NC2	-10.36	0.02	0.18
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	2.535	NC2	-10.36	-0.56	-0.25
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	2.535	NC2	-15.89	0.46	-0.22
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	3.762	NC2	-15.89	0.02	0.08
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	3.763	NC2	-15.89	0.02	0.08
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	4.990	NC2	-15.89	-0.43	-0.17
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	4.990	NC2	-16.09	0.45	-0.18
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	6.222	NC2	-16.09	0.00	0.10
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	6.223	NC2	-16.09	0.00	0.10
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	7.455	NC2	-16.09	-0.45	-0.18
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	7.455	NC2	-15.95	0.44	-0.18
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	8.682	NC2	-15.95	-0.01	0.08
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	8.683	NC2	-15.95	-0.01	0.08
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	9.910	NC2	-15.95	-0.45	-0.20
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	9.910	NC2	-10.54	0.53	-0.24
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	11.507	NC2	-10.54	-0.05	0.15
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	12.465	NC2	-10.54	-0.39	-0.06
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	0.69	0.33	0.05
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	0.951	NC2	0.69	-0.01	0.20
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	2.535	NC2	0.69	-0.59	-0.28
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	2.535	NC2	10.89	0.49	-0.26

Dílec	css	dx [m]	Stav	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	3.762	NC2	10.89	0.05	0.07
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	3.763	NC2	10.89	0.05	0.07
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	4.990	NC2	10.89	-0.40	-0.15
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	4.990	NC2	16.07	0.45	-0.18
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	6.222	NC2	16.07	0.01	0.10
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	6.223	NC2	16.07	0.01	0.10
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	7.455	NC2	16.07	-0.44	-0.17
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	7.455	NC2	11.02	0.43	-0.18
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	8.682	NC2	11.02	-0.02	0.07
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	8.683	NC2	11.02	-0.02	0.07
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	9.910	NC2	11.02	-0.46	-0.22
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	9.910	NC2	0.45	0.54	-0.26
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	11.507	NC2	0.45	-0.04	0.14
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	12.465	NC2	0.45	-0.39	-0.06
B16	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-17.48	4.38	-1.86
B16	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	-17.48	-0.06	1.92
B16	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	-17.48	-0.06	1.92
B16	CS1 - SHS100/100/10.0	3.500	NC2	-17.48	-4.50	-2.08
B17	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-12.55	7.86	-3.75
B17	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	-12.55	0.34	3.42
B17	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	-12.55	0.34	3.42
B17	CS1 - SHS100/100/10.0	3.500	NC2	-12.55	-7.17	-2.55
B18	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-5.70	7.78	-3.54
B18	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	-5.70	0.27	3.50
B18	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	-5.70	0.27	3.50
B18	CS1 - SHS100/100/10.0	3.500	NC2	-5.70	-7.25	-2.61
B19	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-5.62	7.77	-3.53
B19	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	-5.62	0.26	3.50
B19	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	-5.62	0.26	3.50
B19	CS1 - SHS100/100/10.0	3.500	NC2	-5.62	-7.25	-2.62
B20	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-12.45	7.85	-3.71
B20	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	-12.45	0.34	3.46
B20	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	-12.45	0.34	3.46
B20	CS1 - SHS100/100/10.0	3.500	NC2	-12.45	-7.17	-2.52
B21	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	-17.16	4.54	-1.86
B21	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	-17.16	0.10	2.20
B21	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	-17.16	0.10	2.20
B21	CS1 - SHS100/100/10.0	3.500	NC2	-17.16	-4.34	-1.51
B22	CS2 - RD16	0.000	NC2	-0.03	0.00	0.00
B22	CS2 - RD16	3.994	NC2	0.03	0.00	0.00
B23	CS2 - RD16	0.000	NC2	0.03	0.00	0.00
B23	CS2 - RD16	3.994	NC2	-0.03	0.00	0.00
B24	CS2 - RD16	0.000	NC2	-0.03	0.00	0.00
B24	CS2 - RD16	3.994	NC2	0.03	0.00	0.00
B25	CS2 - RD16	0.000	NC2	0.05	0.00	0.00
B25	CS2 - RD16	3.994	NC2	-0.02	0.00	0.00
B26	CS2 - RD16	0.000	NC2	-0.03	0.00	0.00
B26	CS2 - RD16	3.994	NC2	0.03	0.00	0.00
B27	CS2 - RD16	0.000	NC2	0.63	0.00	0.00
B28	CS2 - RD16	0.000	NC2	-0.03	0.00	0.00
B28	CS2 - RD16	3.994	NC2	0.03	0.00	0.00
B29	CS2 - RD16	0.000	NC2	0.06	0.00	0.00
B29	CS2 - RD16	3.994	NC2	0.00	0.00	0.00
B30	CS2 - RD16	0.000	NC2	0.03	0.00	0.00
B30	CS2 - RD16	4.709	NC2	-0.03	0.00	0.00
B31	CS2 - RD16	4.709	NC2	23.24	0.00	0.00
B32	CS2 - RD16	4.709	NC2	24.89	0.00	0.00
B33	CS2 - RD16	0.000	NC2	0.03	0.00	0.00
B33	CS2 - RD16	4.709	NC2	-0.03	0.00	0.00
B34	CS2 - RD16	0.000	NC2	17.13	0.00	0.00
B36	CS2 - RD16	0.000	NC2	8.76	0.00	0.00
B38	CS2 - RD16	0.000	NC2	0.06	0.00	0.00

Dílec	css	dx [m]	Stav	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
B41	CS2 - RD16	0.000	NC2	8.56	0.00	0.00
B43	CS2 - RD16	0.000	NC2	17.05	0.00	0.00
B44	CS1 - SHS100/100/10.0	0.000	NC2	0.96	0.64	0.61
B44	CS1 - SHS100/100/10.0	1.750	NC2	0.96	0.00	1.17
B44	CS1 - SHS100/100/10.0	3.500	NC2	0.96	-2.79	-3.16

Posudek oceli

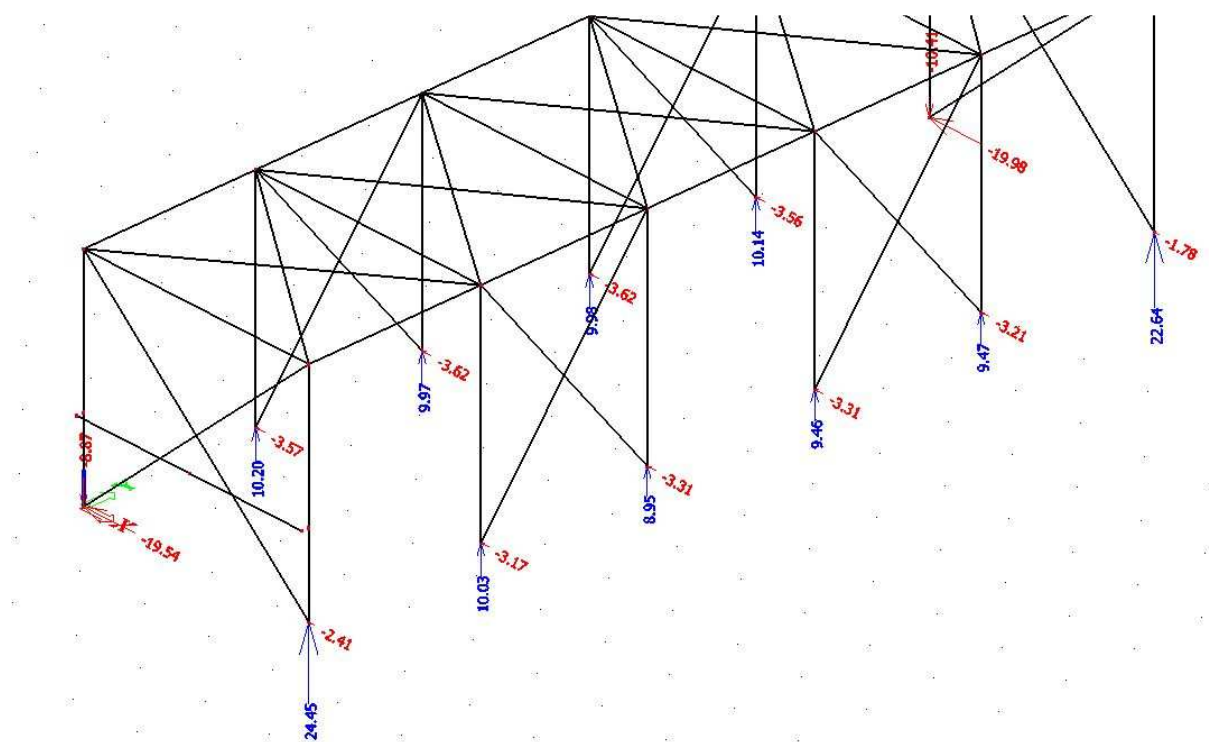
Nelineární výpočet, Extrém : Dílec

Výběr : Vše

Nelineární kombinace : NC2

Dílec	css	mat	Stav	dx [m]	jed.posudek [-]	pevnost [-]	stab. posudek [-]
B1	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.09	0.01	0.09
B3	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.26	0.03	0.26
B4	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.20	0.02	0.20
B5	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.19	0.01	0.19
B6	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.20	0.02	0.20
B7	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.20	0.01	0.20
B8	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.20	0.02	0.20
B9	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.20	0.01	0.20
B10	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.20	0.02	0.20
B11	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.19	0.01	0.19
B12	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.08	0.01	0.08
B13	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.23	0.03	0.23
B14	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.05	0.03	0.05
B15	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	2.535	0.04	0.03	0.04
B16	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	3.500	0.15	0.08	0.15
B17	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.18	0.14	0.18
B18	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.15	0.13	0.15
B19	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.15	0.13	0.15
B20	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	0.000	0.18	0.14	0.18
B21	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	1.750	0.13	0.08	0.13
B22	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.08	0.00	0.08
B23	CS2 - RD16	S 235	NC2	3.994	0.08	0.00	0.08
B24	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.08	0.00	0.08
B25	CS2 - RD16	S 235	NC2	3.994	0.05	0.00	0.05
B26	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.08	0.00	0.08
B27	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.01	0.01	0.00
B28	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.08	0.00	0.08
B29	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.00	0.00	0.00
B30	CS2 - RD16	S 235	NC2	4.709	0.12	0.00	0.12
B31	CS2 - RD16	S 235	NC2	4.709	0.49	0.49	0.00
B32	CS2 - RD16	S 235	NC2	4.709	0.53	0.53	0.00
B33	CS2 - RD16	S 235	NC2	4.709	0.12	0.00	0.12
B34	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.36	0.36	0.00
B35	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.00	0.00	0.00
B36	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.19	0.19	0.00
B37	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.00	0.00	0.00
B38	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.00	0.00	0.00
B39	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.00	0.00	0.00
B40	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.00	0.00	0.00
B41	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.18	0.18	0.00
B42	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.00	0.00	0.00
B43	CS2 - RD16	S 235	NC2	0.000	0.36	0.36	0.00
B44	CS1 - SHS100/100/10.0	S 235	NC2	3.500	0.12	0.12	0.12

Navržená konstrukce ze čtvercových trubek tr100/10 se systémovými táhly Halfen-Detan-S460 Ø16mm vyhovuje!



Reakce

Nelineární výpočet, Extrém : Uzel

Výběr : Vše

Nelineární kombinace : NC1

Podpora	Stav	Rx [kN]	Rz [kN]
Sn1/N1	NC2	-19.54	-8.87
Sn2/N7	NC2	-3.57	10.20
Sn3/N11	NC2	-3.62	9.97
Sn4/N15	NC2	-3.62	9.98
Sn5/N19	NC2	-3.56	10.14
Sn6/N23	NC2	-19.98	-10.41
Sn7/N25	NC2	-1.78	22.64
Sn8/N21	NC2	-3.21	9.47
Sn9/N17	NC2	-3.31	9.46
Sn10/N13	NC2	-3.31	8.95
Sn11/N9	NC2	-3.17	10.03
Sn12/N5	NC2	-2.41	24.45

Reakce (zatížení) na železobetonový trám $Q_{Ed} \doteq 13 \text{ kN}$, $\gamma_F \doteq 1.43$, $Q_k \doteq \frac{13}{1.43} = 9.1 \text{ kN}$. Max. krajní reakce působí v podpoře trámu.

7.3.3.4 Uložení vnějšího kříže

Kříž na fasádě ve zvýšené části bude uložen na OK zvýšené části $\rightarrow$ na ose štítového rámu, ve výšce cca. 1.15m nad průvlakem (cca. +5.65) je umístěna podpurná OK konzola s vyložení max. 0.46m od osy sloupku. Hmotnost kříže cca. 160kg. Volím doplňkovou příčel s konzolou.

$$G_{0,k} = 1.6 \text{ kN}, G_{0,Ed} = 1.35 \times 1.6 = 2.16 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = F_{Ed} \times e \leq 2.16 \times 0.46 = 1.0 \text{ kNm}$$

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1 \times 10^6 \times 1.0}{235} \leq 4.3 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá} \quad \text{pro} \quad h = 100 \text{ mm}$$

$$b \geq \frac{6 \times W}{h^2} = \frac{6 \times 4.3 \times 10^3}{100^2} = 2.6 \text{ mm}, \text{ volím konzolu } 10/100$$

$$\sigma_w = \frac{M_{Ed}}{W_{el}} = \frac{M_{Ed}}{\frac{b \times h^2}{6}} = \frac{1.0 \times 10^6}{\frac{10 \times 100^2}{6}} = 60.0 \text{ MPa} \leq R_d$$

7.3.4 Skrytá nadpraží otvorů

V místě uložení panelu 190/240mm na nadpraží otvoru s výjimkou dělicí zdi mezi učebnami bude použit skrytý překlad = nadpraží (podrobně viz PD výrobce). Max. světlá šířka otvoru je 3.8m pro plné zatížení ze šířky 7.0m, resp. 4.375m pro jednostranné zatížení ze šířky max.2.0m. Pro krajní otvor se světlou šířkou 2.0m bude použit atypický OK průvlak (nelze použít oboustranné odsunutí mezi pásnice I průřezu). Pro celkové zatížení uvažuji $\delta_{max} \leq \frac{l}{400}$

místo $\delta_2 \leq \frac{l}{600}$ pro proměnné zatížení (cca.18%).

Podrobný návrh je součástí PD výrobce.

Působí zatížení z uložených keramických panelů:

$$q_k = 2.75 + 1.015 + 0.8 = 4.565 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (190mm)}$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (2.75 + 1.015) + 1.5 \times 0.8 = 6.283 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_k = 3.6 + 1.015 + 0.8 = 5.415 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (240mm)}$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (3.6 + 1.015) + 1.5 \times 0.8 = 7.43 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Uvažuji jednotný typ „skrytého“ nosníku (panel bude jednostranně uložen na dolní pásnici):

1.pro max. působící zatížení a teoretické rozpětí cca. $l_{eff} \leq 4.1 \text{ m}$:

$$\rightarrow \text{odhad vlastní tíhy HE280B} \rightarrow g_{0,k} \leq 1.1 \text{ kN} / \text{m}', \quad g_{0,Ed} \leq 1.35 \times 1.1 = 1.5 \text{ kN} / \text{m}'$$

$$q_{Ed} = 7.43 \times 7.0 + 1.5 = 53.5 \text{ kN} / \text{m}'$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 53.5 \times 4.1^2 = 112.5 \text{ kNm}, \quad V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 53.5 \times 4.1 = 109.7 \text{ kN} \quad (\text{jednostranná reakce v uložení na zdivo}).$$

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{113 \times 10^6 \times 1.0}{235} \leq 481 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá cca. HE180B.}$$

$$q_k = 5.415 \times 7.0 + 1.1 = 39 \text{ kN} / \text{m}'$$

$$\delta \leq \frac{l}{400} \doteq \frac{5 \times g_k \times l^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,min}} \rightarrow I_{y,min} = \frac{400 \times 5 \times 39 \times 4100^3}{384 \times 210 \times 10^3} = 66.7 \times 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{odpovídá}$$

cca. HE200B až HE220B. Pro případ zasunutí keramického panelu výšky 240mm volím bezpečné (i montážně) **HE300B** $\rightarrow I_y = 251.7 \times 10^6 \text{ mm}^4$.

Proměnné zatížení $\rightarrow q_k = 0.8 \times 7.0 = 5.6 \text{ kN} / \text{m}'$

$$\delta_2 \leq \frac{l}{600} \doteq \frac{5 \times g_k \times l^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times I_y} \rightarrow \frac{5 \times 5.6 \times 4100^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times 251.7 \times 10^6} = 0.4 \text{ mm} \leq \frac{4100}{600} = 6.8 \text{ mm},$$

vyhovuje.

2.pro max. rozpětí $l_{eff} \leq 4.5m$ a omezené jednostranné zatížení:

→ odhad vlastní tíhy HE240B → $g_{0,k} \leq 0.85kN / m'$, $g_{0,Ed} \leq 1.35 \times 0.85 = 1.15kN / m'$

$$q_{Ed} = 6.3 \times 2.0 + 1.15 = 13.75kN / m'$$

$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 14 \times 4.5^2 = 32.9kNm$, $V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 14 \times 4.5 = 31.5kN$ (jednostranná reakce v uložení na zdivo).

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{33 \times 10^6 \times 1.0}{235} \leq 140.5 \times 10^3 mm^3 \rightarrow \text{odpovídá cca.HE120B.}$$

$$q_k = 5.565 \times 2.0 + 0.85 = 12kN / m'$$

$$\delta_2 \leq \frac{l}{400} \div \frac{5 \times g_k \times l^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,min}} \rightarrow I_{y,min} = \frac{400 \times 5 \times 12 \times 4500^3}{384 \times 210 \times 10^3} = 27.1 \times 10^6 mm^4 \rightarrow \text{odpovídá}$$

cca. HE180B. Pro případ zasunutí keramického panelu výšky 190mm volím HE240B.

Volím jednotné nadpraží všech otvorů **HE240B**. Je zřejmé, že nosník vyhoví i na průhyb

$$\delta_2 \leq \frac{l}{600}.$$

3.nadpraží otvorů jako spojitý nosník → v místě dělicí zdi mezi učebnami je na pilířích překlad HE240B (montážní důvody), který působí jako spojitý nosník se 2 poli a jednou vnitřní podporou. Max. světlá šířka otvoru je 2.1m, pilíř šířky 0.4m → nosník 2.55 + 2.55m. Působí plné zatížení ze šířky 4.4m (celkem 8.8m), tj. zatížení z uložených keramických panelů, resp. jednostranné zatížení na 2 rovnoběžné nosníky:

$$q_k = 4.565kN / m^2 (190mm)$$

$$q_{Ed} = 6.283kN / m^2$$

→ vlastní tíha nadpraží:

$$g_{0,k} \leq 0.85kN / m', g_{0,Ed} \leq 1.35 \times 0.85 = 1.15kN / m'$$

$$q_{Ed} = 6.283 \times 4.4 + 1.15 = 28.8kN / m'$$

Volím nadpraží **HE240B**, které vyhoví (viz předchozí bod) i jako prostý nosník. Je zřejmé, že

nosník vyhoví i na průhyb $\delta_2 \leq \frac{l}{600}$.

Volím jednotné nadpraží všech otvorů (s panelem 190mm) **HE240B**

4.atypický svařenec pro otvor světlé šířky 1.0m s oboustranným uložením panelů tl. 200mm, na zdi 300mm → volím svařenec (šířka úložné/tažené pásnice, omezená šířka tlačené pásnice). Rozpětí uložených panelů je cca. $\frac{3.85 + 2.965}{2} = 3.4m$

$$q_k = 4.565kN / m^2 (190mm)$$

$$q_{Ed} = 6.283kN / m^2$$

→ odhad vlastní tíhy HE240B → $g_{0,k} \leq 0.85kN / m'$, $g_{0,Ed} \leq 1.35 \times 0.85 = 1.15kN / m'$

$$q_{Ed} = 6.3 \times 3.4 + 1.15 = 22.6kN / m'$$

$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 22.6 \times 1.2^2 = 4.1kNm$, $V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 22.6 \times 1.2 = 13.6kN$ (jednostranná reakce v uložení na zdivo).

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{4.1 \times 10^6 \times 1.0}{235} \leq 17.5 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá max. cca. HE100B.}$$

$$q_k = 4.565 \times 3.4 + 0.85 = 16.4 \text{ kN / m'}$$

$$\delta_2 \leq \frac{l}{400} \div \frac{5 \times g_k \times l^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,min}} \rightarrow I_{y,min} = \frac{400 \times 5 \times 17 \times 1100^3}{384 \times 210 \times 10^3} = 0.561 \times 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow$$

odpovídá max. cca. HE100B. Pro případ oboustranného zasunutí keramického panelu výšky 190mm volím svařovaný atypický nosník .

7.3.5 Nadpraží vstupních dveří

Nadpraží otvoru světlé šířky 1.75m zatížené zdivem výšky cca. 0.45m (svisle), resp. vodorovně (vítr) rámem dveří:

$$\rightarrow g_{5,k} \doteq 4.67 \text{ kN / m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (zdivo 0.3m)}$$

$$\rightarrow g_{0,k} \doteq 0.4 \text{ kN / m' }, \gamma_G = 1.35 \text{ (2 x L100/12, odhad)}$$

$$q_k = 4.67 \times 0.5 + 0.4 = 2.8 \text{ kN / m'}$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times 2.8 = 3.7 \text{ kN / m'}$$

$$l_0 = 1.75 \text{ m} \rightarrow l_{eff} \leq 2.0 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 4.0 \times 2.0^2 = 2.0 \text{ kNm}, V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 4.0 \times 2.0 = 4.0 \text{ kN} \text{ (jednostranná reakce v uložení na zdivo).}$$

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2.0 \times 10^6 \times 1.0}{235} \leq 8.5 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá cca. 2xL100/6.}$$

$$\delta \leq \frac{l}{400} \div \frac{5 \times g_k \times l^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,min}} \rightarrow I_{y,min} = \frac{400 \times 5 \times 3 \times 2000^3}{384 \times 210 \times 10^3} = 0.6 \times 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{odpovídá}$$

bezpečně cca. **2 x L100/6**, svařenec s pásovinou 5/50-250 po cca. 0.3m.

7.4 Dřevěné konstrukce

Jedná se především o trámový strop nad modlitebnou. Jako nosný prvek stropu jsou uvažovány trámy horní vrstvy (+pobití), dolní kolmé trámy jsou uvažovány jako podhled.

Spoje konstrukčních prvků budou řešeny pomocí vybraných ocelových výrobků → např. tesařské kování Metalfix (skrytý trámový spoj, trámová botka apod.) nebo běžné úhelníky + svorníky. **Všechny styčníky, tj. tesařské spoje i spoje pomocí ocelových pozinkovaných prvků → viz podrobný návrh/výběr v PD zhotovitele.**

7.4.1 Návrhové hodnoty použitého dřeva

Dřevěná konstrukce je navržena dle ČSN EN 1995-1-1, ČSN 73 1702 a ČSN EN 1194.

Rostlé dřevo (např. hranoly KVH) min. **C24**:

$$C24 \rightarrow f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2.5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11.0 \text{ GPa}, E_{0,05} = 7.4 \text{ GPa}$$

$$\rightarrow \text{kombinace zatížení stálé+střednědobé+krátkodobé} \rightarrow k_{mod} = 0.9, \gamma_M = 1.3, k_{def} = 0.8$$

$$k_{mod} = 0.9 \rightarrow$$

$$f_{m,d} = \frac{0.9 \times 24}{1.3} = 16.6 \text{ MPa}, f_{v,d} = \frac{0.9 \times 2.5}{1.3} = 1.73 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = \frac{0.9 \times 21}{1.3} = 14.54 \text{ MPa}$$

Lepené lamelové dřevo (dle EN 14080, ČSN EN 1194) min. **GL24h**:

$$\rightarrow f_{m,g,k} = 24.0MPa, f_{c,0,g,k} = 24.0MPa, f_{v,g,k} = 2.7MPa, E_{0,g,mean} = 11.6GPa, E_{0,g,05} = 9.4GPa$$

$$\rightarrow f_{t,90,g,k} = 0.4MPa \text{ (stavební hranoly BSH Dekwood)}$$

$$\rightarrow \text{kombinace zatížení stálé+střednědobé+krátkodobé} \rightarrow k_{mod} = 0.9, \gamma_M = 1.25, k_{def} = 0.8$$

$$f_{m,g,d} = \frac{0.9 \times 24}{1.25} = 17.28MPa, f_{v,g,d} = \frac{0.9 \times 2.7}{1.25} = 1.94MPa, f_{c,0,g,d} = \frac{0.9 \times 24}{1.25} = 17.28MPa$$

$$f_{t,90,g,d} = \frac{0.9 \times 0.4}{1.25} = 0.288MPa$$

$$\text{Třída provozu 2} \rightarrow k_{def} = 0.8$$

Desky OSB uvažují ve smyslu ČSN EN 300, resp. ČSN 73 1701 (Z5) desky OSB/3.

$$\text{OSB/3, tl. 18mm} \rightarrow f_{m,k} = 18.0MPa$$

$$\rightarrow \text{třída provozu 1} \rightarrow k_{def} = 1.5$$

$$\rightarrow \text{kombinace zatížení stálé+střednědobé+krátkodobé} \rightarrow k_{mod} = 0.7, \gamma_M = 1.2$$

$$f_{m,d} = \frac{0.7 \times 18}{1.2} = 10.5MPa$$

7.4.2 Nosník trámového stropu

Hlavní nosný prvek - nosník trámového stropu na délku 3.31, tj. na rozpětí max. cca. 3.25m. Kotvení (kloub) k věnci a prefabrikovanému trámu pomocí ocelových konzol 2xL + svorník. Předpokládaný průřez nosníku je cca. 80/160mm po max. 0.675m (rozpětí akustické desky). Hlavní nosný prvek vynáší další „nenosné“ trámky orientované v obou směrech.

Působí plošné zatížení střechou:

$$\rightarrow g_{0,k} = 0.103kN / m^2, \gamma_F = 1.35 \text{ (vlastní tíha)}$$

$$\rightarrow g_{1,k} = 1.282kN / m^2, \gamma_F = 1.35 \text{ (vrstvy střechy bez nosné konstrukce)}$$

$$\rightarrow s_{1,k} = 0.8kPa, \gamma_F = 1.5 \text{ (sníh)}$$

Zatěžovací šířka max. 0.675m:

$$q_k = 0.675 \times (0.1 + 1.282 + 0.8) \doteq 1.473kN / m'$$

$$q_{Ed} = 0.675 \times (1.35 \times (0.1 + 1.282) + 1.5 \times 0.8) \doteq 2.07kN / m', \gamma_F = \frac{2.07}{1.473} \doteq 1.405$$

Trámek s průřezem cca. 80/160mm jako prostý nosník na rozpětí max. 3.56m. Trámky mohou být zajištěny proti klopení (viz PD zhotovitele $\rightarrow$ volím předběžně zajištění křížovými vzpěrami po max. cca. 1.5m, částečně jsou zajištěny záklopem a podhledem z kolmých fošen). Pro zvolenou výšku $h = 0.16m$ a rozteč do 0.675m je potřebná šířka průřezu (dřevo C24):

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 2.07 \times 3.56^2 = 3.33kNm, V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 2.07 \times 3.56 = 3.74kN, \text{ reakce v uložení na}$$

$$\text{trám/věnc} \rightarrow q_k \doteq \frac{3.74}{0.675 \times 1.405} = 3.94kN / m'$$

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed}}{f_{m,d}} = \frac{3.33 \times 10^6}{16.6} \geq 201 \times 10^3 mm^3 \rightarrow \text{odpovídá šířka } b \geq \frac{6 \times 201 \times 10^3}{160^2} \doteq 50mm$$

Na únosnost vyhovuje průřez 50x160mm!

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{5 \times g_k \times l^4}{384 \times 11 \times 10^3 \times I_{y,\min}} \rightarrow I_{y,\min} = \frac{250 \times 5 \times 1.473 \times 3560^3}{384 \times 11 \times 10^3} \doteq 20 \times 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow$$

$$\text{odpovídá šířka } b \geq \frac{12 \times 20 \times 10^6}{160^3} \doteq 58 \text{ mm} \rightarrow \text{vyhovuje šířka } 60 \text{ mm!}$$

Na rozpětí do 3.56m předběžně vyhovuje průřez (C24) 60/160mm po 0.675m, volím průřez

80/160mm! Prut není zajištěn (pobitím) proti příčnému posunutí $\left(\rightarrow \frac{l_{ef}}{l} \leq 0.4 \right)$

$$\rightarrow M_y = 3.33 \text{ kNm}, V_z = 3.74 \text{ kN}$$

$$\text{Posouzení} \rightarrow \text{ohyb} \rightarrow 80/160 \rightarrow W = \frac{80 \times 160^2}{6} = 341.3 \times 10^3 \text{ mm}^3,$$

$$I = \frac{80 \times 160^3}{12} = 27.307 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{3.33 \times 10^6}{341.3 \times 10^3} = 9.76 \text{ MPa} \leq f_{m,d} = 16.6 \text{ MPa}$$

$$l_{ef} = 3.56 \text{ m}$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 \times b^2 \times E_{0.05}}{h \times l_{ef}} = \frac{0.78 \times 80^2 \times 7.4 \times 10^3}{160 \times 3560} = 64.85 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{64.85}} \doteq 0.61 \leq 1.4$$

$$\lambda_{rel,m} \leq 0.75 \rightarrow k_{crit} = 1.0$$

$$\sigma_{m,d} = 8.03 \text{ MPa} \leq k_{crit} \times f_{m,d} = 1.0 \times 16.6 = 16.6 \text{ MPa} \rightarrow \text{vyhovuje i na klopení!}$$

$$b_{ef} = 0.67 \times b = 0.67 \times 80 = 53.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{vd} = \frac{3 \times V_d}{2 \times b_{ef} \times h} = \frac{3 \times 3.74 \times 10^3}{2 \times 53.6 \times 160} = 0.654 \text{ MPa} \leq f_{vd} = 1.73 \text{ MPa}, \text{ vyhovuje.}$$

Volím průřez nosného trámku stropu **80/160mm** (bez přídatného zajištění klopení).

7.5 Zděné konstrukce

Jedná se zejména o posouzení nejvíce zatížených nosných zdí a pilířů zdiva. Nosné zdi jsou navrženy z keramických tvarovek Porotherm 44 PROFI a Porotherm 30 AKU SYM, resp. SV obvodová zeď je navržena z betonových tvarovek Livetherm TOB+S Z400-P6. Zdivo je vždy ukončeno vřemcem (uložení keramických panelů, prefabrikovaného trámu, dřevěného stropu). Vodorovné zatížení pilířů nepředpokládám (tuhost)!

7.5.1 Návrhové hodnoty zdiva

Tvarovky Porotherm:

$$44 \text{ PROFI, P15/M10} \rightarrow f_k = 5.15 \text{ MPa}, K_E = 1000$$

$$44 \text{ PROFI, P10/M10} \rightarrow f_k = 3.88 \text{ MPa}, K_E = 1000$$

$$30 \text{ AKU SYM, P20/M10} \rightarrow f_k = 8.03 \text{ MPa}, K_E = 1000$$

$$30 \text{ AKU SYM, P15/M10} \rightarrow f_k = 6.56 \text{ MPa}, K_E = 1000$$

Tvarovky Livetherm:

$$\text{TOB+S Z400-P6} \rightarrow f_k = 3.27 \text{ MPa}$$

Pro kategorii provádění 3, zdící prvky třídy I, skupinu zdících prvků 2 a návrhovou maltu ve smyslu ČSN EN 1996-1-1 je $\gamma_M = 2.0$.

7.5.2 Pilíř zdiva pod vnitřním překladem

Zděný pilíř 400/600mm výšky cca. 2.65m, hlava je zajištěna železobetonovou konstrukcí (nadpraží + strop). Zdivo např. Porotherm 30 AKU SYM, P15/M10 $\rightarrow f_k = 6.56 \text{ MPa}, K_E = 1000$.

Působí reakce v uložení příčného průvlaku + sloupek nástavby:

$$R = 2 \times V_{Ed, \max} = 2 \times 55 = 110 \text{ kN (reakce z průvlaku)}$$

$$G_{0,Ed} = 1.35 \times 0.4 \times 0.6 \times 12.4 \times 2.65 = 10.8 \text{ kN}$$

Pilíř pod monolit stropem/nadpražím, zajištění proti posunutí $\rightarrow \rho_2 = 0.75$

$$\rho_2 = 0.75 \rightarrow h_{ef} = 0.75 \times 2.65 = 2.0 \text{ m}, b = 0.44 \text{ m}$$

$$t_{ef} = t = 0.4 \text{ m}, A = b \times t_{ef} = 0.6 \times 0.4 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2.0}{0.4} = 5 \leq 27 \rightarrow \text{mezní štíhlost vyhovuje}, \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 15 \rightarrow e_k = 0$$

$$e_{fi} = e_{hi} = 0.05, e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2.0}{450} = 0.005 \text{ m}$$

$$e_i = e_{fi} + e_{init} + e_{hi} = 0.05 + 0.005 + 0 = 0.055 \text{ m}$$

$$\phi_i = 1 - 2 \times \frac{e_i}{t} \leq 1 - 2 \times \frac{0.055}{0.4} = 0.725$$

$$f_k = 6.56 \text{ MPa} \rightarrow f_d = \frac{6.56}{2} = 3.28 \text{ MPa}, b = 0.6 \text{ m}, t = 0.4 \text{ m}$$

$N_{Rd} = \phi_i \times b \times t \times f_d = 0.725 \times 0.6 \times 0.4 \times 3.28 \times 10^3 = 571 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 110 + 11 = 121 \text{ kN} \rightarrow \text{pilíř ze zdiva Porotherm 30 AKU SYM, P15/M10 bezpečně vyhovuje!}$

7.5.3 Závěr

Zděné konstrukce jsou navrženy z keramických tvarovek např. Porotherm a Livetherm. Porotherm 44 PROFI a Porotherm 30 AKU SYM, resp. SV obvodová zeď je navržena z betonových tvarovek Livetherm TOB+S Z400-P6.

8 Povrchová úprava nosných konstrukcí

Povrchové úpravy jsou upřesněny v architektonicko stavební části PD nebo v PD zhotovitele.

Dřevěné konstrukce. Všechny trvale viditelné prvky konstrukcí budou hoblovány. Všechny dřevěné prvky budou opatřeny ochranným nátěrem proti dřevokazným houbám a škůdcům, kde je to požadováno PBŘ, tak i protipožárním nátěrem.

Ocelové konstrukce. Protikorozní ochrana OK je řešena ochranným povlakem dle DD OK. Protipožární ochrana je řešena v architektonicko stavební části nebo PBŘ.

Betonové konstrukce. Musí být provedena taková opatření, aby viditelné povrchy betonových konstrukcí nevyžadovaly po odbednění další pohledové úpravy (tomu odpovídá navržený beton, bednění, technologické postupy – odbedňování, ukládání a ošetřování betonu). Platí i pro prefabrikáty. Bedněné povrchy musí být v kvalitě PB2 dle TP ČBS 03 – Pohledový beton.

Horní, dodatečně překrývané povrchy podlahových desek budou při provádění uhlazeny vibrační lištou.

Pokud není v PD, PD zhotovitele, DD výrobce, technologickém postupu a jinde uvedeno přísnější kritérium, platí jako minimální následující hodnoty dle platných ČSN.

Konstrukce	Připustné tolerance celkové rovinnosti (vodorovnosti)		Zdroj
Vodorovné monolitické betonové kce	vodorovnost nosníku nebo desky: $\pm(10 + L / 500)\text{mm}$		ČSN EN 13670, příloha G
	vodorovná přímost nosníku: větší z $\pm 20\text{mm}$ nebo $\pm L/600$		
Svislé monolitické betonové kce	zakřivení sloupu nebo stěny: větší z $h/300$ nebo 15mm , max. 30mm		ČSN EN 13670, kapitola 10
Celková rovinnost nedokončených povrchů monolitických betonových konstrukcí	Stropy	Stěny	ČSN 73 0210-2, Tab.A.2.1 ¹⁾
	4mm/ do 1m	6mm/ do 1m	
	6mm/ 1 až 4m	12mm/ 1 až 4m	
	12mm/ 4 až 10m	15mm/ 4 až 10m	
	15mm/ nad 16m	20mm/ nad 16m	
	20mm/ nad 16m	25mm/ nad 16m	

9 Požární odolnost nosných konstrukcí

Železobetonové konstrukce bezpečně vyhovují na R15 až R45. Ocelové konstrukce vyhovují min. na R15.

10 Bezpečnost práce

Všechny části stavby byly navrženy v souladu s předpisy platnými v České republice.

Veškeré stavební práce budou prováděny odbornou firmou k této činnosti způsobilou. Během provozu stavby je nutno dodržovat všechny požadavky platné legislativou.

11 Použitá literatura

Byly použity především tyto ČSN:

EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí

EN 1991-1-1-1 – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

EN 1991-1-1-3 – Zatížení sněhem

EN 1991-1-1-4 – Zatížení větrem

EN 1991-2 – Zatížení konstrukcí, část 2 – zatížení mostů dopravou

EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí

EN 1997-1 – Navrhování geotechnických konstrukcí

EN 1995-1 – Navrhování dřevěných konstrukcí

EN 206-1 – Beton-Část 1:Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

EN 13670-1 - Provádění betonových konstrukcí

ČSN 73 2902 - Vnější tepelně izolační kompozitní systémy (ETICS) - Navrhování a použití mechanického upevnění pro spojení s podkladem

Procházka – Navrhování betonových konstrukcí – Příručka k ČSN EN 1992-1-1

P.Turček a kol.-Zakládání staveb, Jaga 2005

Bičík, Fillo, Benko, Halvoník – Betónové konštrukcie, STU 2008

Kuklík, Kuklíková – Navrhování dřevěných konstrukcí-příručka k ČSN EN 1995-1
Hořejší, Šafka – TP51, SNTL 1988

V Praze 9.5.2017 Ing.Voborský Libor