D. Dokumentace objektů

D.1.2 Stavebně konstrukční část

D.1.2.a TECHNICKÁ ZPRÁVA

D.1.2.c STATICKÉ POSOUZENÍ

Akce :	STAVEBNÍ ÚPRAVY, PŘÍSTAVBA A NÁSTAVBA OBJEKTU ŠATEN A ZÁZEMÍ PRO SPORTOVCE FK BOLATICE
Místo stavby :	ul. Opavská 131/45, 747 23 Bolatice Parc.č. 2755/2, 2755/1, 2809/1, kat. úz. Bolatice
Stavebník :	Obec Bolatice Hlučínská 95/3, Bolatice 74723 IČO: 00299847
Objednatel :	BENPRO s.r.o. Nádražní 743/40, Bolatice74723 IČO: 27796094
Účel :	Územní a stavební řízení
Zak.číslo :	072/2021
Datum :	2/2022
Zpracovatel:	Ing. Jan Homola, ČKAIT 1102948 1. Máje 927/6a, 747 23 Bolatice IČO 86935178 VAUBAN – statická a projekční kancelář www.vauban.cz, vauban@email.cz
Celkový počet stran:	120

OBSAH

1.2 Stavebně konstrukční část 6

D.1.2.a. Technická zpráva 6

a) Konstrukční systém 6
b) Materiály 7
c) Zatížení 8
d) Technologický postup 8
e) Geologický průzkum 13
f) Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí 14
g) Podklady 14
h) Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí 15

D.1.2.c. Statické posouzení 15

1 Zděné konstrukce 15

1.1 Materiály 15
1.2 Geometrie 16
1.3 Únosnost stěn tl. 300 mm 16
1.4 Posudek stěn ST1 18
1.5 Posudek stěn ST2 20
1.6 Posudek stěny ST3 21
1.7 Posudek stěny ST4 23
1.8 Posudek stěny ST5 24
1.9 Posudek pilíře profilu 250x300 mm 25
1.10 Posudek pilíře profilu 250x300 mm 26
1.11 Posudek pilíře profilu 250x350 mm 27

2 Střešní konstrukce 28

2.1 Materiály 28
2.2 Geometrie 29
2.3 Zatížení 29
2.4 Krokve K1.1 33
2.5 Krokve K1.1 – pod VZT jednotkou 34
2.6 Krokve K1.2 34
2.7 Krokve K1.3 35
2.8 Krokve K1.3 – pod VZT jednotkou 35
2.8.1 Vnitřní síly 36
2.8.2 Posudek 36
2.9 Krokve K2.1 37
2.10 Krokve K2.2 38
2.11 Vaznice VZ1.1 39
2.11.1 Zatížení 39
2.11.2 Vnitřní síly a posudek 40
2.12 Vaznice VZ1.2 41
2.12.1 Zatížení 41
2.12.2 Vnitřní síly a posudek 42
2.13 Vaznice VZ2 42
2.13.1 Zatížení 42

2.13.2 Vnitřní síly a posudek....43
2.14 Vaznice VZ3.1....43
2.15 Vaznice VZ3.2....44
2.15.1 Zatížení....44
2.15.2 Vnitřní síly a posudek....45
2.16 Posudek uložení ocelových vaznic na zdivu....45
2.17 Stěnový rám SR....46
2.17.1 Geometrie....46
2.17.2 Zatěžovací stavy....47
2.17.3 Kombinace zatížení....47
2.17.4 Vnitřní síly....48
2.17.5 Posudek....49
3 Železobetonový věnec v hlavě nosných stěn ve 2.NP....50
3.1 Geometrie....50
3.2 Materiály....50
3.3 Vyztužení věnců....51
4 Překlady nad otvory ve 2.NP....51
4.1 Materiály....51
4.2 Geometrie....52
4.3 Překlad PŘ2.1, SL2.1....53
4.3.1 Zatížení....53
4.3.2 Posudek ocelového překladu....54
4.4 Překlad PŘ2.2....54
4.4.1 Zatížení....54
4.4.2 Posudek ocelového překladu....55
4.5 Překlad PŘ2.3....56
4.5.1 Zatížení....56
4.5.2 Posudek ocelového překladu....57
5 Stropní konstrukce nad 1. NP z prefabrikovaných panelů....57
5.1 Geometrie....57
5.2 Materiály....58
5.3 Kombinace zatěžovacích stavů....58
5.4 Stropní panely P1 – P4....59
5.4.1 Zatížení....59
5.4.2 Vnitřní síly a posudek....60
5.5 Stropní panely P1 – vířivka + bazén....60
5.5.1 Zatížení....60
5.5.2 Vnitřní síly a posudek....61
5.6 Stropní panely P5....61
5.6.1 Zatížení....61
5.6.2 Vnitřní síly a posudek....62
6 Železobetonové věnce v 1.NP a obručové věnce panelů....63
6.1 Materiály....63
6.2 Vyztužení pozedních věnců....63
6.3 Vyztužení obručových věnců....63

7 Strop z ocelových nosníků nad 1.NP 64
7.1 Materiál 64
7.2 Geometrie 64
7.3 Zatížení 65
7.3.1 Zatěžovací stavy 65
7.3.2 Kombinace zatížení 69
7.4 Vnitřní síly 69
7.5 Posudek 70
7.6 Pilíře 72
7.7 Stropní nosníky SN2 73
7.7.1 Zatížení 74
7.7.2 Posudek 74
8 Překlady nad otvory v 1.NP a posudek zdiva 75
8.1 Materiály 75
8.2 Geometrie 75
8.3 Překlad PŘ1.1, SL1.1 76
8.4 Překlad PŘ1.2 76
8.4.1 Zatížení 76
8.4.2 Posudek překladu 4 x KP7 - nevyhovuje 77
8.4.3 Posudek ocelového překladu 77
8.5 Překlad PŘ1.3 78
8.5.1 Zatížení 78
8.5.2 Posudek ocelového překladu 79
8.6 Překlad PŘ1.4 80
8.6.1 Zatížení 80
8.6.2 Posudek ocelového překladu 81
8.7 Překlad PŘ1.5 82
8.7.1 Zatížení 82
8.7.2 Posudek ocelového překladu 83
8.8 Překlad PŘ1.6 84
8.8.1 Zatížení a vnitřní síly 84
8.8.2 Posudek překladu 3 x KP7 85
8.9 Překlad PŘ1.7 85
8.10 Překlad PŘ1.8 85
8.10.1 Zatížení 85
8.10.2 Posudek ocelového překladu 87
8.11 Překlad PŘ1.9 87
8.11.1 Zatížení 88
8.11.2 Posudek ocelového překladu 89
9 Přístřešek 89
9.1 Materiály 89
9.2 Geometrie 90
9.3 Vazníky 91
9.4 Zatížení 92
9.5 Vaznice VA – dřevěná varianta 94
9.5.1 Dřevěný profil 94
9.6 Ocelové konstrukce vaznic a sloupů 95

9.6.1 Vnitřní síly 95
9.6.2 Posudek 97
9.7 Návrh kotvení sloupu 98

10 Základové konstrukce 100

10.1 Materiály 100
10.2 Geologie 101
10.3 Geometrie 101
10.4 Základový pás ZP1 102
10.5 Základový pás ZP2 103
10.6 Základový pás ZP3 104
10.7 Základový pás ZP4 106
10.8 Základový pás ZP5 107
10.9 Základový pás ZP6 109
10.10 Základový pás ZP7 110
10.10.1 Vyztužení spodní části základového pásu AK 111
10.11 Základový pás ZP8 113
10.12 Patka PA1 115
10.13 Patka PA2 116
10.14 Patka PA3 117
10.15 Patka PA4 119

1.2 Stavebně konstrukční část

D.1.2.a. Technická zpráva

a) Konstrukční systém

Jedná se o zděný dvoupodlažní, nepodsklepený objekt šaten a zázemí pro sportovce FK Bolatice zastřešený plochými střechami. Na hlavní objekt navazuje jednopodlažní část zastřešená plochou střechou a přístřešek. Hlavní objekt se skládá z centrální obdélníkové části s balkonem půdorysných rozměrů cca. 7,6 x 16,08 m a ze dvou obdélníkových křídel půdorysných rozměrů 12,45 x 9,23 m. Navazující jednopodlažní část objektu má půdorysné rozměry 9,6 x 8,65 m. Přilehlá pergola má půdorysné rozměry 8,5 x 10,5 m. Výška dvoupodlažní části objektu bude cca. 7,1 m, výška jednopodlažní části bude cca. 3,95 m nad upraveným terénem přiléhajícím k objektu. Pro přístup do bytu ve 2. NP je navrženo ocelové venkovní jednoramenné schodiště včetně podesty.

Objekt bude založen na dvoustupňových základových pásech. Sloupy a pilíře budou založeny na jednostupňových základových patkách. Spodní část základového pásu bude z prostého betonu, vrchní část bude železobetonová, vylitá do ztraceného bednění šířky 400 mm. V místě dveřního otvoru šířky 2,95 m ve střední nosné stěně bude spodní část základového pásu vaztužena armokošem. Na horní hranu základových pásů bude uložena železobetonová deska tl. 150 mm. Nosný systém bude tvořen obvodovými nosnými stěnami a vnitřními nosnými stěnami z keramických dutinových cihel Porotherm Profi tl. 300 mm, pevnosti P10. Překlady nad otvory jsou navrženy systémové nosné Porotherm KP7, překlady nad většími, nebo více zatíženými otvory jsou navrženy z ocelových válcovaných nosníků. Překlady v uliční stěně, nad otvory šířky 4,15 m, budu uprostřed rozpětí podepřeny ocelovými sloupy Horní hrany stěn v 1. NP budou svázány železobetonovými věnci, na které budou uloženy prefabrikované předepnuté stropní panely. Stropní konstrukce jsou navrženy z předepnutých železobetonových prefabrikovaných panelů. Tam, kde to je možné, tak budou panely na zdivu uloženy v délce 200 mm s obručovým věncem šířky 100 mm. Na střední nosné stěně, kde na sebe panely navazují, bude uložení 150 mm. Konstrukční detaily se provedou podle technických podkladů dodavatele stropních panelů (obručový věnec, vyztužení a zálivka spár mezi panely, aj.). Část stropů u schodiště a v místě průchodu s balkonem je stropní konstrukce navržena z ocelových válcovaných nosníků s poli z PZD desek. Konstrukce plochých střech je navržena z dřevěných krokví s ocelovými vaznicemi. Dřevěné krokve budou podporovány pozednicemi a středními ocelovými vaznicemi, které budou opřeny do nosných stěn a v jednom místě do ocelového rámu. Ocelový rám podporující vaznice je navržen příhradový, z jeklů a bude uložen nad stropní konstrukcí. Rám bude přenášet pouze zatížení od vaznice, rám není dimenzován na zatížení od příčkového zdiva, které musí být uloženo mimo rovinu rámu.
Střešní konstrukce nad jednopodlažní částí objektu a nad přístřeškem bude tvořena pultovými dřevěnými příhradovými vazníky na rozpětí 8,35 m. V jednopodlažní části objektu budou vazníky uloženy a řádně zakotveny na ŽB věncích. Vazníky nad přístřeškem budou řádně zakotveny do dřevěných nebo ocelových nosníků, které budou vynášeny ocelovými sloupy vetknutými do základových patek. Vodorovná tuhost bude zajištěna vetknutím ocelových sloupů do patek a tuhým propojením hlav sloupů ocelovými nosníky, které vytvoří ruhé rámy.

Vnitřní schodiště je navrženo železobetonové, dvouramenné s mezipodestou, které bude opřeno do přilehlých nosných stěn. Návrh se provádí empiricky.

Venkovní schodiště bude lehké, ocelové, tvořené krajními schodnicovými nosníky a betonovými strupni uloženými lemujících úhelníků. Podesta bude podepřena sloupy. Návrh provede dodavatel této konstrukce.

Statickým výpočtem se ověřují stěžejní konstrukční prvky. Ostatní konstrukce se navrhují empiricky na základě tabulek výrobců jednotlivých prvků, zkušeností a léty ověřených doporučení a pravidel. Pro návrh byla použita literatura „Navrhovaní nosných konstrukcí" jejímž autorem je Karel Lorenz a kde jsou shrnuty poloempirické metody návrhu i různé jiné návrhové tabulky a doporučení.

Stabilita konstrukce je zaručena přenosem všech zatížení působící na objekt nosnými konstrukcemi až do základové půdy, která tomuto zatížení vzdoruje. Stabilita jednotlivých prvků nosných konstrukcí je zaručena rovnováhou vnitřních a vnějších sil působících na tyto prvky, dále pak omezením napětí v prvcích pod hranicí materiálové pevnosti a dále ověřením maximálních deformací jednotlivých nosných prvků.

Statickým výpočtem a odborným technickým návrhem byla ověřena stabilita navrhovaného objektu. Nosné konstrukce – jejich zatížení, deformace i únosnost - jsou navrženy dle platných norem a předpisů.

Pokud by stavebník během provádění změnil geometrii konstrukcí, navržené materiály konstrukcí, nebo jiným způsobem upravil navržené konstrukční řešení, je nutné na tyto skutečnosti upozornit projektanta statiky. Všechny změny nosných konstrukcí nad rámec tohoto posudku je nutné je konzultovat se statikem. Pokud by se během provádění zjistili skutečnosti, které nejsou známy v době vypracování statického posudku, je nutné na tyto skutečnosti upozornit projektanta statiky.

b) Materiály

Betonové konstrukce

Základové konstrukce	C20/25– XC2 – S3
Konstrukce v interiéru	C20/25 – XC1 – S4
Betonářská výztuž	B 500 B, tj. 10 505 (R) , KARI sítě
Ocelové konstrukce	S235
Dřevěné konstrukce	SII, C24

Zděné konstrukce

POROTHERM 30 Profi, pevnost P10 - Malta pro tenké spáry

Příčky:
Příčky POROTHERM 11,5 a 14 Profi, pevnost P8 - Malta pro tenké spáry.

c) Zatížení

Zatížení bylo uvažováno dle ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí:

Stropní konstrukce v místnostech kde může docházet ke shromažďování lidí:
Užitné zatížení kategorie C1 $q_k = 3{,}0$ kN/m^2
Zatížení příčkami $q_k = 2{,}0$ kN/m^2

nebo

Užitné zatížení kategorie C4 $q_k = 5{,}0$ kN/m^2
Bez zatížení příčkami.

Balkon:
Užitné zatížení kategorie C1 $q_k = 3{,}0$ kN/m^2

Schodiště vč. podest:
Užitné zatížení schodiště, kategorie C1 $q_k = 3{,}0$ kN/m^2

Stropní konstrukce v bytě:
Užitné zatížení kategorie A $q_k = 1{,}5$ kN/m^2
Zatížení příčkami $q_k = 2{,}0$ kN/m^2
Schodiště vč. podesty, kategorie A $q_k = 2{,}5$ kN/m^2

Střešní konstrukce:
Sněhová oblast II. $s_0 = 1{,}0$ kN/m^2
Větrová oblast: II, $v_b = 25$ m/s, kategorie terénu II.

Zatížení střešního pláště fotovoltaikou,
případně jinou technologií $q_k = 0{,}5$ kN/m^2

Zatížení krokví VZT jednotkami je uvažováno jejich skutečnou polohou a hmotností.

d) Technologický postup

Stávající objekt se odstraní.
Provedou se výkopy základů. Výkop základových pásů se provede tak, že stěny výkopu budou tvořit bednění spodní části pásu. Při provádění svahování výkopů je nutno zajistit ochranu svahů před dešťovou vodou, která by mohla způsobit lokální sesuvy svahovaných výkopů. V případě rozmoknutí nebo promrznutí základové spáry je nutné rozbředlou zeminu ručně odtěžit a základovou spáru začistit.
Před betonáží základových pásů se provedou veškeré prostupy základy a musí se do základové spáry uložit zemnící pásek. Vybetonuje se spodní část základových pásů, bednění budou tvořit stěny výkopů. Provede se betonáž spodní části základových pásů. Vyzdí a vybetonuje se ztracené bednění horní části pásů. Uloží a zhutní se štěrkový podsyp základové desky a provede se betonáž základové desky.
Vyzdí se nosné stěny v 1.NP. Uloží se překlady nad otvory. Provede se železobetonový věnec v hlavě stěn. Sestaví se stropní konstrukce z prefabrikovaných panelů. Po sestavení panelů se uloží předepsaná výztuž do spár panelů, uloží se výztuž obručových věnců a provede se betonáž obručových věnců.

Vyzdí se nosné stěny ve 2.NP, uloží se překlady nad otvory. Po vyzdění všech nosných stěn ve 2.NP se provede betonáž pozedních věnců. Vybuduje se ocelový nosný rám pod vaznici krovu. Sestaví se konstrukce ploché střechy z dřevěných krokví a ocelových vazic. Konstrukce střechy se řádně zakotví k podkladním nosným konstrukcím tak, aby vzdorovala vztlakovým silám působícím na ploché střechy. Pozednice se zakotví do železobetonového věnce po vzdálenostech max. 1,5 m.
Po vybudování základových patek pod přístřeškem se smontuje ocelový rám, na který se uloží a řádnězakotví dřevěné vazníky.
Vybudují se schodiště.

Při provádění jednotlivých konstrukcí je nutné dbát technologických předpisů daných dodavateli jednotlivých stavebních materiálů a systémů.

Všeobecné pokyny k bourání konstrukcí

Postup bouracích prací:
Postupným systematickým bouráním nosných konstrukcí (zpravidla postup odshora směrem dolů) se zajistí, aby v průběhu prací budova neztratila stabilitu. Je nutné vždy vybourat pouze nosnou konstrukci, která není podporou pro jinou konstrukci a jejíž odstranění nezpůsobí nestabilitu ostatních nosných konstrukcí. Zhotovitel musí vypracovat podrobný staticky – technologický postup bouracích prací, aby nedošlo ke ztrátě stability části konstrukce během bourání, a zabránilo se tak ohrožení pracovníků prováděcích bourací práce a vzniku jiných škod.

Bourání otvorů:
Pro podchycení zdiva nad budoucím otvorem a roznášení zatížení do stěny je nejvhodnější použít ocelové válcované profily tvaru I nebo U zejména pro jejich vysokou okamžitou únosnost.
- Podchytí se stropní konstrukce dřevěnou nebo ocelovou konstrukcí
- vysekaní drážky pro I profil na jednom z líců stěny. Výška drážky je cca o 30-50 mm vyšší než I profil. Šířka drážky odpovídá šířce I profilu.
- roznášecí plocha pro uložení nového I profilu se upraví položením silného ocelového plechu nebo v případě neúnosného zdiva se osadí betonové roznášecí kvádříky
- osazení I nosníku, v místě nad nosníkem se provede dozdění z kvalitních plných cihel a provizorní doklínovaní, vyklínuje se i případná mezera pod novým I nosníkem
- provedení drážky na druhém líci zdiva a osazení I nosníku stejným způsobem
- vybourání potřebného otvoru po zatvrdnutí a získání pevnosti malty
- úprava ostění (dozdění nerovností), dozdění nového překladu na obou lících stěn, obalení pletivem a omítnutí překladu nového ostění.

Bourání zdí a příček:
- provedení podchycení příčky, zdi, stropu dřevěnou nebo ocelovou konstrukcí, která musí bezpečně přenést zatížení až na rostlou zeminu nebo na podlahu v suterénu
- podpůrná konstrukce se staví směrem zdola nahoru tak, aby sloupky nebo jiné nosné prvky byly osově nad sebou
- někdy lze provizorní podpůrnou dřevěnou konstrukci položit na provizorní nosníky uložené na nosných stěnách
- postavení provizorního lešení

- v nosných zdech se vysekají kapsy pro osazení betonových podkladních kvádříků nebo ocelových plechů. Jedna z kapes musí mít hloubku větší než dvojnásobné uložení, aby bylo možno nosník zasunout
- vyboural se stěna nebo příčka
- osadí se I nosníky
- provedení nadezdívky, uklínování k hornímu zdivu, dozdění nosníků, obalení pletivem a omítnutí
- po získání pevnosti malty se odstraní postupně provizorní podchycení, zazdí se kapsy, opraví omítka a demontuje lešení.

Při bouracích pracích je nutné postupovat tak, aby nebylo zasahováno do nosných konstrukcí ve větším rozsahu, než je nutné.
Skladování stavebního materiálu během stavebních prací musí být rozloženo rovnoměrně a při okrajích místnosti u nosných stěn tak, aby nezatěžovaly střed stropních konstrukcí.
Jakékoliv změny, případně nejasnosti je třeba konzultovat s projektantem. V případě změny podkladů, či vzniku nových skutečností, si projektant vyhrazuje právo posouzení dopadu těchto změn na řešení a eventuální doplnění nebo úpravu projektu.

Nové konstrukce

Výkopy

Výkop rýh se provede tak, aby stěny výkopu tvořily bednění základových pásů. Pokud to struktura zeminy nedovolí, je nutno provést výkop se svahováním a základové pásy bednit.
Základová spára musí být rovná, nepoškozená těžkou mechanizací a nesmí rozbřednout - pokud k tomu dojde, pak bude nutno rozbředlou zeminu odtěžit a základovou spáru ručně začistit.

Štěrkové vrstvy

Vrstva drceného kameniva je navržena jako násyp pod základovou desku.
Horních 50 mm násypu se navrhuje provést ze spojité frakce 0/16 mm.
Drcené kamenivo musí být spojité frakce 16/32 mm, hutnit se bude po vrstvách max. tl. 200 mm, na výsledné $E_{def,2}$ = 60 MPa ($E_{def,2}/E_{def,1} < 2,1$). Podkladní pláň musí být hutněna na min. E_{def} = 45 MPa a míru zhtnění podle Proctorovy standartní zkoušky D = 92 % do hloubky 0,5 m pod plání.

Bednění a odbedňování

Typ bednění určí prováděcí firma dle svých zvyklostí a možností. Bednění musí být dostatečně tuhé tak, aby tvar konstrukce vyhovoval požadavkům na maximální povolené odchylky i po provedení betonáže.

Odbednění je možné provést:

- u věnců po nabytí pevnosti betonu alespoň 5MPa za podmínky, že beton bude po dobu 7 dnů udržován v prostředí 100% vlhkosti

Prostupy

Chráničky pro prostupy je nutno vložit do bednění před betonáží. Aktuální polohu prostupů je nutné aktualizovat dle projektu zdravotechniky a přípojek.

Výztuž

Je navržena třídy B 500 B a KARI sítě. Je nutné dodržet předepsanou tloušťku krycí vrstvy. Výztuž zasahující do prostupů se musí natočit do bednění. Kari sítě zasahující do otvorů je nutné prostřihnout. Sítě je možné uložit ve stycích max. ve 3 vrstvách nad sebou.

Betonáž

Výroba betonu, doprava, ukládání, hutnění a ošetřování musí vyhovovat ČSN EN 206 - 1 a ČSN EN 13670.
Z každého mixu musí být na stavbě, t.j. za beton. čerpadlem před uložením do bednění provedena zkouška konzistence sednutím kužele dle Abramse a sednutí musí odpovídat požadavkům uvedeným v projektu.

Betonáž se nesmí provádět, klesnou-li teploty pod 5°C. Je-li po betonáži předpoklad poklesu teplot vzduchu pod tuto hodnotu je nutné chránit beton proti promrznutí.

Ošetřování povrchu betonu desek musí být takové, aby betonová konstrukce, povrch betonu, byl držen v prostředí 100% vlhkosti po dobu alespoň 7 dní, např. zakrytím igelitovou folií bezprostředně po skončení povrchových úprav betonových konstrukcí.

Povolené odchylky tvaru betonových konstrukcí a polohy výztuže

Povolené odchylky tvaru v době zabetonování:
- rovinatost horního líce hotové desky ± 5 mm na 2 m lati

Povolené odchylky výztuže:
- půdorysná poloha výztuže prvků ± 10 mm
- krytí výztuže desek ± 5 mm

Struktura horního líce desky

Úprava musí vyhovovat dalším povrchovým úpravám a dodavatel betonové konstrukce musí předem dohodnout s dodavatelem dalších úprav podmínky předání a převzetí povrchu betonové konstrukce, a to písemně a dohodu předat investorovi před zahájením betonářských prací.

Požadujeme, aby krytí výztuže bylo stavebním dozorem kontrolováno před betonáží a pokud nebude dodrženo, hlavně pokud bude krytí výztuže desek větší, než jsou povolené odchylky, aby betonáž nebyla povolena, dokud nebude poloha výztuže zajištěna tak, aby i po dokončení betonáže měla správnou polohu.

Zděné konstrukce

Nosné stěny není možné oslabovat prováděním vodorovných drážek, nikami ani jiným způsobem. Jakýkoliv zásah oslabující stěny musí být konzultován s projektantem.

Dle normy „ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce“ je možné provádět drážky ve stěnách:

Rozměry svislých drážek a výklenků ve zdivu bez ověření

Tloušťka stěny mm	Drážky a výklenky vytvořené po vyzdění		Drážky a výklenky vytvořené v průběhu vyzdívání	
	Největší hloubka mm	Největší šířka mm	Nejmenší tloušťka stěny po oslabení mm	Největší šířka mm
85 až 115	30	100	70	300
116 až 175	30	125	90	300
176 až 225	30	150	140	300
226 až 300	30	175	175	300
> 300	30	200	215	300

POZNÁMKA 1 Přitom za největší hloubku drážky nebo výklenku se uvažuje hloubka otvorů, které vznikly při vytváření drážky nebo výklenku.

POZNÁMKA 2 Svislé drážky nedosahující výše než do třetiny výšky patra nad stropní desku mohou mít u stěn tloušťky > 225 mm hloubku do 80 mm a šířku do 120 mm.

POZNÁMKA 3 Vodorovná vzdálenost mezi sousedními drážkami nebo mezi drážkou a výklenkem nebo otvorem ve stěně nemá být menší než 225 mm.

POZNÁMKA 4 Vodorovná vzdálenost mezi dvěma sousedními výklenky bez ohledu, zda leží na stejné nebo opačných stranách, a mezi drážkou a otvorem ve stěně nemá být menší než dvojnásobek šířky širší drážky.

POZNÁMKA 5 Součet šířek svislých drážek a výklenků nemá být větší než 0,13násobek délky stěny.

Rozměry vodorovných a šikmých drážek ve zdivu bez ověření

Tloušťka stěny mm	Největší hloubka mm	
	Neomezená délka	Délka ≤ 1 250 mm
85 až 115	0	0
116 až 175	0	15
176 až 225	10	20
226 až 300	15	25
více než 300	20	30

POZNÁMKA 1 Přitom za největší hloubku drážky se uvažuje hloubka otvorů, které vznikly při jejím vytváření.

POZNÁMKA 2 Vodorovná vzdálenost mezi koncem drážky a otvorem ve stěně nemá být menší než 500 mm.

POZNÁMKA 3 Vodorovná vzdálenost mezi sousedními drážkami omezené délky nemá být menší než dvojnásobná délka delší z nich, bez ohledu na to, zda leží na stejné nebo opačných stranách stěny.

POZNÁMKA 4 U stěn o tloušťce > 175 mm se smí přípustná hloubka drážky o 10 mm zvětšit, pokud bude drážka vyřezána nástrojem přesně na danou hloubku. Tímto nástrojem mohou být vyřezány drážky do hloubky 10 mm z obou stran stěny, která má tloušťku nejméně 225 mm.

POZNÁMKA 5 Šířka drážky nemá být větší než polovina tloušťky stěny v místě oslabení.

Povrchová ochrana oceli

Ochrana ocelové konstrukce se předpokládá pro stupeň korozní agresivity prostředí dle ČSN EN ISO 12944. Tomuto zatřídění musí odpovídat předúprava povrchu a nátěrový systém. Životnost nátěrového systému je věcí dohody dodavatele OK a investora.

Montáž ocelových konstrukcí

Montáž bude provedena na betonové konstrukce. OK nevyžaduje zvláštní montážní postupy a přípravky. Montáž OK musí respektovat statické uspořádání. Konstrukce bude montována běžnými zvedacími mechanismy.

Dřevěné konstrukce

Dřevo – ochrana pomocí impregnace. Impregnace proniká do povrchových oblastí dřeva, tím je zaručena ochrana proti hnilobě, dřevokazným houbám, plísním, hmyzu a povětrnostním

vlivům. Veškeré dřevěné prvky budou vyrobeny z řádně vysušeného dřeva (maximální vlhkost 15 %).
Provádění tesařských konstrukcí a detailní řešení jednotlivých spojů budou provedeny v souladu s ČSN 73 28 10 „Dřevěné stavební konstrukce. Provádění“ a ČSN 73 31 50 „Tesařské spoje dřevěných konstrukcí. Terminologie třídění“.

Bezpečnost při provádění

Při provádění se musí dodržovat příslušné platné normy, související normy, technologické předpisy a zásady bezpečnosti práce a ochrany zdraví pracujících. Dodavatel stavby musí dbát montážních a technologických pokynů příslušných výrobců stavebních prvků a konstrukcí uvedených v této dokumentaci.

e) Geologický průzkum

Geologický průzkum nebyl proveden. Byla provedena kopaná sonda, která odkryla zeminu v podzákladí. Zemina byla empiricky zatřízena jako hlína s nízkou plasticitou, konzistence tuhé, ozn. F5.

Předpokládá se tabulková únosnost základové půdy R_d = 150 kPa, což musí být po provedení výkopů ověřeno na stavbě. V případě zjištění menší únosnosti se musí základové konstrukce upravit.
Dále je nutné na místě ověřit, zda se plánovaný základ nenachází v sesuvném území, v poddolovaném území, na tekutých píscích, plastických jílech, zda se v půdorysu stavby nemění charakter podloží a další faktory, které by mohly ovlivnit stabilitu základů a které nejsou v době vypracování statického výpočtu známy.

f) Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí

Po provedení výkopů je nutné, aby stavební dozor zkontroloval základovou spáru a ověřil, zda únosnost zeminy je min. 150 kPa. Dále je nutné na místě ověřit, zda se v půdorysu stavby nemění charakter podloží a zjistit další okolnosti, které by mohly ovlivnit stabilitu základů a které nejsou v době vypracování statického výpočtu známy (např vysoká hladina spodní vody, tekuté písky, antropogení náspy aj.).
Před betonáží všech monolitických železobetonových konstrukcí je nutné zkontrolovat správnou polohu výztuže a prostupů.
Před betonáží monolitických konstrukcí je nutné zkontrolovat uložení výztuže, zejména zda je výztuž řádně provázána. Požadujeme, aby krytí výztuže bylo stavebním dozorem kontrolováno před betonáží a pokud nebude dodrženo, hlavně pokud bude krytí výztuže desek větší, než jsou povolené odchylky, aby betonáž nebyla povolena, dokud nebude poloha výztuže zajištěna tak, aby i po dokončení betonáže měla správnou polohu.
Před zakrytím krovu se zkontroluje kotvení dřevěné konstrukce do podkladních železobetonových věnců a řádné provedení všech spojů dřevěných prvků krovu.
Před zakrytím střechy jednopodlažní části a přístřešku se zkontroluje kotvení všech střešních nosníků do podkladních ocelových nosníků a věnců a dalších prvků a zkontrolují se spoje dřevěných prvků.

Pokud by se během provádění zjistili skutečnosti, které nejsou známy v době vypracování statického posudku, je nutné na tyto skutečnosti upozornit projektanta statiky. Jakékoliv změny, případně nejasnosti je třeba konzultovat s projektantem. V případě změny podkladů, či vzniku nových skutečností, si projektant vyhrazuje právo posouzení dopadu těchto změn na řešení a eventuální doplnění nebo úpravu projektu.

g) Podklady

- Projekt stavební části
- Schéma vzduchotechniky
- Požadavky projektanta
- Kopaná sonda, 3.8.2021
- Technické podklady dodavatelů jednotlivých stavebních materiálů a systémů
- Karel Lorenz: Navrhovaní nosných konstrukcí

Použité normy:

- ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem
- ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení větrem
- ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

- ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1995-1-1 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce
- ČSN EN 1996-3 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 3: Zjednodušené metody výpočtu nevyztužených zděných konstrukcí
- ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla
- ČSN 73 10 01 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy
- ČSN 72 10 06 Kontrola zhutnění zemin a sypanin
- ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí
- ČSN 73 26 01 Provádění ocelových konstrukcí
- ČSN 73 28 10 Dřevěné stavební konstrukce. Provádění
- ČSN 73 31 50 Tesařské spoje dřevěných konstrukcí. Terminologie třídění

h) Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí

Stavba bude realizována dle platných technických bezpečnostních norem, během stavby bude prováděna kontrola provádění konstrukce dle výše vypsaných norem speciálního zakládání, železobetonové a betonové konstrukce budou kontrolovány dle normy ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí dle kontrolní třídy 2. Po kolaudaci objektu budou prováděny prohlídky stavby dle ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí a to v období max. po 10 letech. Prohlídky budou prováděny v rozsahu předběžných hodnocení, prohlídky musí být prováděny autorizovanou osobou v oboru Statika a dynamika staveb nebo Mosty a inženýrské konstrukce nebo Zkoušení a diagnostika staveb. V případě, že se na stavbě vyskytnou poruchy v mezidobí prohlídek, bude provedena mimořádná prohlídka stavby. Na základě výsledků předběžných prohlídek bude stanoven další postup ověřování či hodnocení konstrukcí, případně může být upraven cyklus prohlídek stavby.

D.1.2.c. Statické posouzení

1 Zděné konstrukce

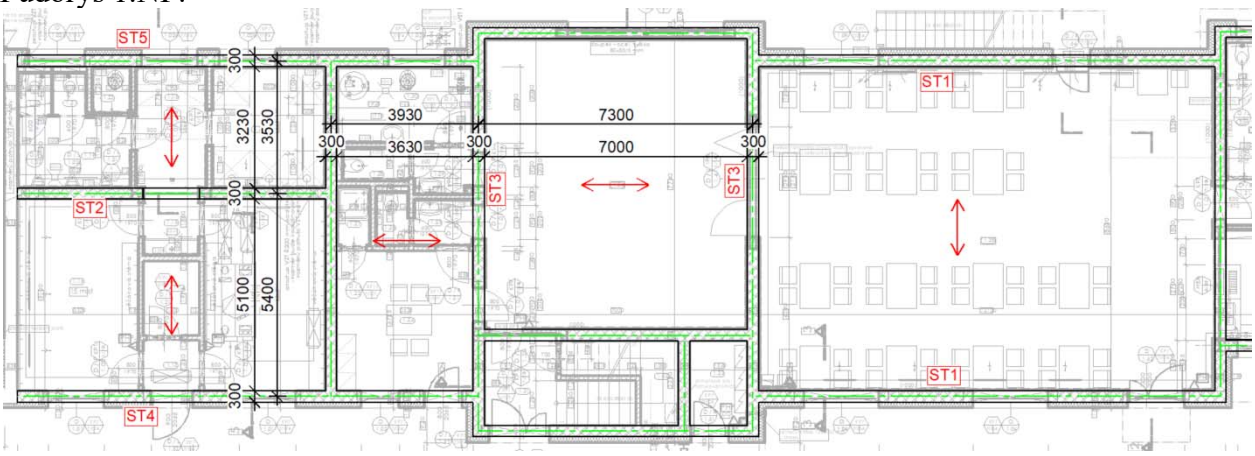
1.1 Materiály

Název: POROTHERM 30 Profi P10 - Malta pro tenké spáry

Pevnost v tlaku	f_k	= 3,881 MPa
Pevnost ve smyku	f_{vko}	= 0,3 MPa
Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy	f_{xk1}	= 0,15 MPa
Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy	f_{xk2}	= 0,15 MPa
Dílčí součinitel materiálu	γ_M	= 2,2
Součinitel dotvarování	φ	= 1
Objemová hmotnost	ρ	= 850

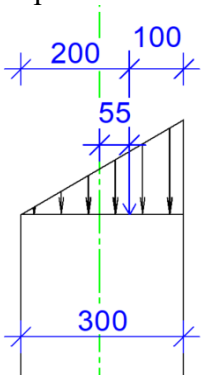
1.2 Geometrie

Půdorys 1.NP:



1.3 Únosnost stěn tl. 300 mm

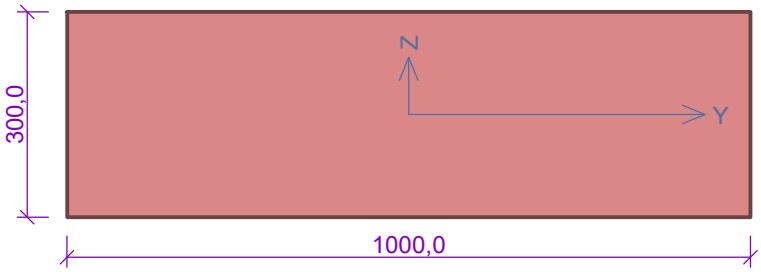
Zdivo se posuzuje na svislé zatížení a ohybový moment od excentricity e = 55 mm uložení stropních konstrukcí podle schématu:



M = N. e = 290 . 0,055 = 15,95 kNm

Maximální svislá únosnot zdiva je stanovena N_{Rdy} = 290 kN/m.

Průřez



Materiál

Název: POROTHERM 30 Profi P10 - Malta pro tenké spáry

Pevnost v tlaku	f_k	= 3,881 MPa
Pevnost ve smyku	f_{vko}	= 0,3 MPa
Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy	f_{xk1}	= 0,15 MPa
Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy	f_{xk2}	= 0,15 MPa
Dílčí součinitel materiálu	γ_M	= 2,2
Součinitel dotvarování	φ	= 1

Objemová hmotnost $\rho = 850$

Vnitřní síly

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	Typ
1	Zat. případ 1	-290,00	15,95	0,00	Hlava
		-295,16	16,23	0,00	Střed
		-300,33	16,50	0,00	Pata

Způsob podepření

Účinná tloušťka: 0,300m
Způsob podepření: Stěna podepřená v úrovni hlavy a paty

Typ stropu: Železobetonový
Výška stěny: 3,000m
Vzpěrná výška: $h_{ef} = \rho_2 \times h = 0,75 \times 3 = 2,25$ m

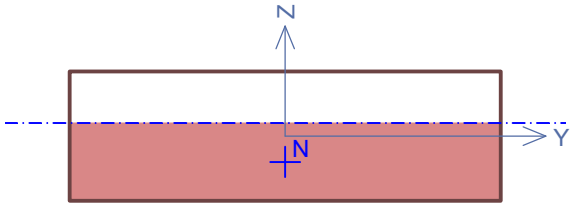
Výsledky

Podrobné posouzení: Zat. případ 1 - Hlava

Štíhlost prvku $h_{ef}/t_{ef} = 7,5 \leq 27 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Tlak

Plocha tlačeného průřezu
$A_c = 0,180$ m^2; h = 179,9 mm



$h_{ef} = \rho_2 \times h = 0,75 \times 3 = 2,25$ m

$e_1 = \max(M_{1d} / N_{1d} + h_{ef} / 450; 0,05 \times t) = \max(15,95 / 290 + 2,25 / 450; 0,05 \times 0,3) = \max(0,06; 0,015) = 0,06$ m

$\Phi_1 = 1 - 2 \times e_1 / t = 1 - 2 \times 0,06 / 0,3 = 0,6$

$N_{Rd} = -(\Phi_1 \times t \times f_d) = -(0,6 \times 0,3 \times 1,764) = -317,5$ kN/m

$N_{Ed} = -290,00$ kN/m $\leq N_{Rd} = -317,50$ kN/m

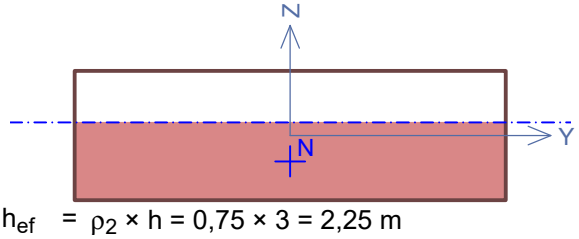
Mezní stav únosnosti - tlak Vyhovuje

Využití: 91,3 %

Podrobné posouzení: Zat. případ 1 - Střed

Tlak

Plocha tlačeného průřezu
$A_c = 0,180$ m^2; h = 179,9 mm



$h_{ef} = \rho_2 \times h = 0,75 \times 3 = 2,25$ m

$e_{mk} = \max(M_{md} / N_{md} + h_{ef} / 450; 0,05 \times t) = \max(16,23 / 295,2 + 2,25 / 450; 0,05 \times 0,3) = \max(0,06; 0,015) = 0,06$ m

A_1 = 1 - 2 × e_{mk} / t = 1 - 2 × 0,06 / 0,3 = 0,6

λ = h_{ef} / t_{ef} × √(f_k / E) = 2,25 / 300 × √(3,881 / 3 881) = 0,237

u = (λ - 0,063) / (0,73 - 1,17 × e_{mk} / t) = (0,237 - 0,063) / (0,73 - 1,17 × 0,06 / 0,3) = 0,351

Φ_m = A_1 × e^(-u^2 / 2) = 0,6 × e^(-0,351^2 / 2) = 0,564

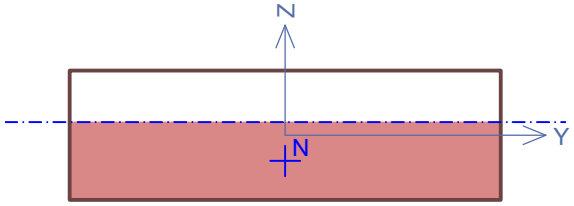
N_{Rd} = -(Φ_m × t × f_d) = -(0,564 × 0,3 × 1,764) = -298,6 kN/m

N_{Ed} = -295,16 kN/m ≤ N_{Rd} = -298,62 kN/m
Mezní stav únosnosti - tlak Vyhovuje
Využití: 98,8 %

Podrobné posouzení: Zat. případ 1 - Pata

Tlak

Plocha tlačeného průřezu
A_c = 0,180 m^2; h = 180,0 mm



h_{ef} = ρ_2 × h = 0,75 × 3 = 2,25 m

e_2 = max(M_{2d} / N_{2d} + h_{ef} / 450; 0,05 × t) = max(16,5 / 300,3 + 2,25 / 450; 0,05 × 0,3) = max(0,0599; 0,015) = 0,0599 m

Φ_2 = 1 - 2 × e_2 / t = 1 - 2 × 0,0599 / 0,3 = 0,6

N_{Rd} = -(Φ_2 × t × f_d) = -(0,6 × 0,3 × 1,764) = -317,7 kN/m

N_{Ed} = -300,33 kN/m ≤ N_{Rd} = -317,71 kN/m
Mezní stav únosnosti - tlak Vyhovuje
Využití: 94,5 %

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN/m]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm/m]	V_{Edz} V_{Rdz} [kN/m]	Využití	Posouzení
1	Zat. případ 1 - Hlava	-290,00 -317,50	15,95 -	0,00 85,83	91,3 %	Vyhovuje
	Zat. případ 1 - Střed	-295,16 -298,62	16,23 -	0,00 86,71	98,8 %	Vyhovuje
	Zat. případ 1 - Pata	-300,33 -317,71	16,50 -	0,00 87,59	94,5 %	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti - Vyhovuje - 98,8 %

1.4 Posudek stěn ST1

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	γ_G G_k
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	4,315	1,165	1,35	1,573

Lepidlo	5	23	4,315	0,496	1,35	0,670
Betonová mazanina	60	23	4,315	5,955	1,35	8,039
Kročejová izolace	40	1	4,315	0,173	1,35	0,233
Spiroll	250	13,5	4,315	14,563	1,35	19,660
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,315	0,102	1,35	0,137
SDK podhled	12,5	10,5	4,315	0,566	1,35	0,765
Σ				23,020		31,077

1.ZS - strop nad 2.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	4,315	0,863	1,35	1,165
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	4,315	1,295	1,35	1,748
2 x asfaltový pás	10	12	4,315	0,518	1,35	0,699
Bednění z OSB desek	25	6,8	4,315	0,734	1,35	0,990
Krokve	25	5	4,315	0,539	1,35	0,728
Tepelná izolace	260	0,4	4,315	0,449	1,35	0,606
Parozábrana	0,4	12	4,315	0,021	1,35	0,028
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,315	0,102	1,35	0,137
SDK podhled	12,5	10,5	4,315	0,566	1,35	0,765
Σ				5,086		6,866

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376
ŽB věnce	300	25	0,650	4,875	1,35	6,581
Zateplení EPS	150	0,4	7,250	0,435	1,35	0,587
Omítka	15	20	7,250	2,175	1,35	2,936
Σ				25,860		34,911

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	4,315	12,945	1,5	19,418
Příčky	2	4,315	8,630	1,5	12,945
Σ			21,575		32,363

3.ZS Sníh	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh - střecha nad 2. NP	0,8	4,315	3,452	1,5	5,178
Σ			3,452		5,178

4.ZS Vítr	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr, tlak	0,166	4,315	0,718	1,5	1,077
Σ			0,718		1,077

Zatížení v patě zdiva

1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4ZS	98,74	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4.ZS	97,52	kN/m

Stěna má délku 12,15 m, otvory ve stěně mají délku 5,5 m. Oslabení stěny otvory je tedy 5,5/12,15 . 100 = 45,3 %. Délka stěny mezi otvory je 12,15 – 5,5 = 6,65 m.

Posudek zdiva:
Zatížení stěny 98,74 kN/m . 12,15 m = 1200 kN
< Únosnost stěny je 290 kN/m . 6,65 m = 1928 kN … **vyhovuje**

1.5 Posudek stěn ST2

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	4,470	1,207	1,35	1,629
Lepidlo	5	23	4,470	0,514	1,35	0,694
Betonová mazanina	60	23	4,470	6,169	1,35	8,328
Kročejová izolace	40	1	4,470	0,179	1,35	0,241
Spiroll	250	13,5	4,470	15,086	1,35	20,366
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,470	0,105	1,35	0,142
SDK podhled	12,5	10,5	4,470	0,587	1,35	0,792
Σ				23,847		32,193

1.ZS - strop nad 2.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	4,470	0,894	1,35	1,207
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	4,470	1,341	1,35	1,810
2 x asfaltový pás	10	12	4,470	0,536	1,35	0,724
Bednění z OSB desek	25	6,8	4,470	0,760	1,35	1,026
Krokve	25	5	4,470	0,559	1,35	0,754
Tepelná izolace	260	0,4	4,470	0,465	1,35	0,628
Parozábrana	0,4	12	4,470	0,021	1,35	0,029
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,470	0,105	1,35	0,142
SDK podhled	12,5	10,5	4,470	0,587	1,35	0,792
Σ				5,268		7,112

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376
ŽB věnce	300	25	0,300	2,250	1,35	3,038
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Σ				22,425		30,274

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	4,470	13,410	1,5	20,115

Příčky	2	4,470	8,940	1,5	13,410
Σ			22,350		33,525

3.ZS Sníh	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh - střecha nad 2. NP	0,8	4,470	3,576	1,5	5,364
Σ			3,576		5,364

4.ZS Vítr	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr, tlak	0,166	4,470	0,744	1,5	1,116
Σ			0,744		1,116

Zatížení v patě zdiva		
1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4ZS	96,40	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4.ZS	96,02	kN/m

Stěna má délku 8,2 m, otvor ve stěně má délku 1,5 m. Oslabení stěny otvory je tedy 1,5/8,2 . 100 = 18,3 %. Délka stěny mezi otvory je 8,2 – 1,5 = 6,7 m.

Posudek zdiva:
Zatížení stěny 96,4 kN/m . 8,2 m = 790,5 kN
< Únosnost stěny je 290 kN/m . 6,7 m = 1943 kN … **vyhovuje**

1.6 Posudek stěny ST3

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	5,620	1,517	1,35	2,048
Lepidlo	5	23	5,620	0,646	1,35	0,873
Betonová mazanina	60	23	5,620	7,756	1,35	10,470
Kročejová izolace	40	1	5,620	0,225	1,35	0,303
Spiroll	250	13,5	5,620	18,968	1,35	25,606
Ocelový rošt	0,3	78,5	5,620	0,132	1,35	0,179
SDK podhled	12,5	10,5	5,620	0,738	1,35	0,996
Σ				29,982		40,475

1.ZS - strop nad 2.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	2,700	0,540	1,35	0,729
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	2,700	0,810	1,35	1,094
2 x asfaltový pás	10	12	2,700	0,324	1,35	0,437
Bednění z OSB desek	25	6,8	2,700	0,459	1,35	0,620
Krokve	25	5	2,700	0,338	1,35	0,456
Tepelná izolace	260	0,4	2,700	0,281	1,35	0,379
Parozábrana	0,4	12	2,700	0,013	1,35	0,017
Ocelový rošt	0,3	78,5	2,700	0,064	1,35	0,086
SDK podhled	12,5	10,5	2,700	0,354	1,35	0,478

Střešní konstrukce, skladba S1, krokve K2						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	3,650	0,730	1,35	0,986
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	3,650	1,095	1,35	1,478
2 x asfaltový pás	10	12	3,650	0,438	1,35	0,591
Tepelná izolace	260	0,4	3,650	0,380	1,35	0,512
Spádové klíny	170	0,4	3,650	0,248	1,35	0,335
Asfaltový pás	3	12	3,650	0,131	1,35	0,177
Bednění z OSB desek	25	6,8	3,650	0,621	1,35	0,838
Krokve	30	5	3,650	0,548	1,35	0,739
Ocelový rošt	0,3	78,5	3,650	0,086	1,35	0,116
SDK podhled	12,5	10,5	3,650	0,479	1,35	0,647
Σ				7,937		10,716

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376
ŽB věnce	300	25	0,300	2,250	1,35	3,038
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Σ				22,425		30,274

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	5,620	16,860	1,5	25,290
Příčky	2	5,620	11,240	1,5	16,860
Σ			28,100		42,150

3.ZS Sníh	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh - střecha nad 2. NP	0,8	6,350	5,080	1,5	7,620
Σ			5,080		7,620

4.ZS Vítr	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr, tlak	0,166	6,350	1,057	1,5	1,585
Σ			1,057		1,585

Zatížení v patě zdiva		
1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4ZS	115,73	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4.ZS	116,16	kN/m

Stěna má délku 7,0 m, otvory ve stěně mají délku 2,7 m. Oslabení stěny otvory je tedy 2,7/7,0 . 100 = 38,6 %. Délka stěny mezi otvory je 7 – 2,7 = 4,3 m.

Posudek zdiva:
Zatížení stěny 116,16 kN/m . 7,0 m = 813,12 kN
< Únosnost stěny je 290 kN/m . 4,3 m = 1247 kN … **vyhovuje**

1.7 Posudek stěny ST4

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	2,700	0,729	1,35	0,984
Lepidlo	5	23	2,700	0,311	1,35	0,419
Betonová mazanina	60	23	2,700	3,726	1,35	5,030
Kročejová izolace	40	1	2,700	0,108	1,35	0,146
Spiroll	250	13,5	2,700	9,113	1,35	12,302
Ocelový rošt	0,3	78,5	2,700	0,064	1,35	0,086
SDK podhled	12,5	10,5	2,700	0,354	1,35	0,478
Σ				14,404		19,445

1.ZS - strop nad 2.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	2,700	0,540	1,35	0,729
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	2,700	0,810	1,35	1,094
2 x asfaltový pás	10	12	2,700	0,324	1,35	0,437
Bednění z OSB desek	25	6,8	2,700	0,459	1,35	0,620
Krokve	25	5	2,700	0,338	1,35	0,456
Tepelná izolace	260	0,4	2,700	0,281	1,35	0,379
Parozábrana	0,4	12	2,700	0,013	1,35	0,017
Ocelový rošt	0,3	78,5	2,700	0,064	1,35	0,086
SDK podhled	12,5	10,5	2,700	0,354	1,35	0,478
Σ				3,182		4,296

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376
ŽB věnce	300	25	0,650	4,875	1,35	6,581
Zateplení EPS	150	0,4	7,250	0,435	1,35	0,587
Omítka	15	20	7,250	2,175	1,35	2,936
Σ				25,860		34,911

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	2,700	8,100	1,5	12,150
Příčky	2	2,700	5,400	1,5	8,100
Σ			13,500		20,250

3.ZS Sníh	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh - střecha nad 2. NP	0,8	2,700	2,160	1,5	3,240
Σ			2,160		3,240

4.ZS Vítr	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr, tlak	0,166	2,700	0,449	1,5	0,674
Σ			0,449		0,674

Zatížení v patě zdiva		
1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4ZS	74,85	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4.ZS	72,13	kN/m

Stěna má délku 8,2 m, otvory ve stěně mají délku 4,1 m. Oslabení stěny otvory je tedy 4,1/8,2 . 100 = 50 %. Délka stěny mezi otvory je 8,2 – 4,1 = 4,1 m.

Posudek zdiva:
Zatížení stěny 74,85 kN/m . 8,2 m = 613,77 kN
< Únosnost stěny je 290 kN/m . 4,1 m = 1189 kN … **vyhovuje**

1.8 Posudek stěny ST5

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	1,770	0,478	1,35	0,645
Lepidlo	5	23	1,770	0,204	1,35	0,275
Betonová mazanina	60	23	1,770	2,443	1,35	3,298
Kročejová izolace	40	1	1,770	0,071	1,35	0,096
Spiroll	250	13,5	1,770	5,974	1,35	8,065
Ocelový rošt	0,3	78,5	1,770	0,042	1,35	0,056
SDK podhled	12,5	10,5	1,770	0,232	1,35	0,314
Σ				9,443		12,748

1.ZS - strop nad 2.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	1,770	0,354	1,35	0,478
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	1,770	0,531	1,35	0,717
2 x asfaltový pás	10	12	1,770	0,212	1,35	0,287
Bednění z OSB desek	25	6,8	1,770	0,301	1,35	0,406
Krokve	25	5	1,770	0,221	1,35	0,299
Tepelná izolace	260	0,4	1,770	0,184	1,35	0,249
Parozábrana	0,4	12	1,770	0,008	1,35	0,011
Ocelový rošt	0,3	78,5	1,770	0,042	1,35	0,056
SDK podhled	12,5	10,5	1,770	0,232	1,35	0,314
Σ				2,086		2,816

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376

ŽB věnce	300	25	0,650	4,875	1,35	6,581
Zateplení EPS	150	0,4	7,250	0,435	1,35	0,587
Omítka	15	20	7,250	2,175	1,35	2,936
Σ				25,860		34,911

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	1,770	5,310	1,5	7,965
Příčky	2	1,770	3,540	1,5	5,310
Σ			8,850		13,275

3.ZS Sníh	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh - střecha nad 2. NP	0,8	1,770	1,416	1,5	2,124
Σ			1,416		2,124

4.ZS Vítr	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr, tlak	0,166	1,770	0,295	1,5	0,442
Σ			0,295		0,442

Zatížení v patě zdiva		
1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4ZS	61,09	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4.ZS	57,51	kN/m

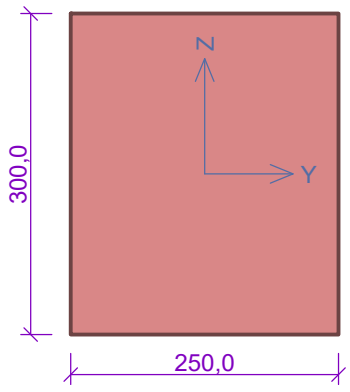
Stěna má délku 8,2 m, otvory ve stěně mají délku 4,5 m. Oslabení stěny otvory je tedy 4,5/8,2 . 100 = 54,9 %. Délka stěny mezi otvory je 8,2 – 4,5 = 3,7 m.

Posudek zdiva:
Zatížení stěny 61,09 kN/m . 8,2 m = 501 kN
< Únosnost stěny je 290 kN/m . 3,7 m = 1073 kN … **vyhovuje**

1.9 Posudek pilíře profilu 250x300 mm

Únosnot zdiva profilu 250x300 mm je N_u = 121 kN.

Průřez



Materiál

Název: POROTHERM 30 Profi P10 - Malta pro tenké spáry

Pevnost v tlaku	f_k	= 3,881 MPa
Pevnost ve smyku	f_{vko}	= 0,3 MPa
Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy	f_{xk1}	= 0,15 MPa
Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy	f_{xk2}	= 0,15 MPa
Dílčí součinitel materiálu	γ_M	= 2
Součinitel dotvarování	φ	= 1
Objemová hmotnost	ρ	= 850

Výsledky

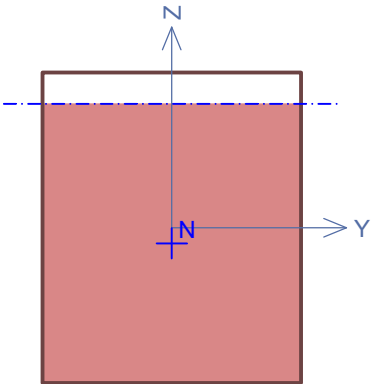
Podrobné posouzení: Zat. případ 1

Štíhlost prvku h_{ef}/t_{ef} = 12 ≤ 27 ⇒ **Vyhovuje**

Tlak

Plocha tlačeného průřezu

A_c = 0,067 m²; h = 269,9 mm



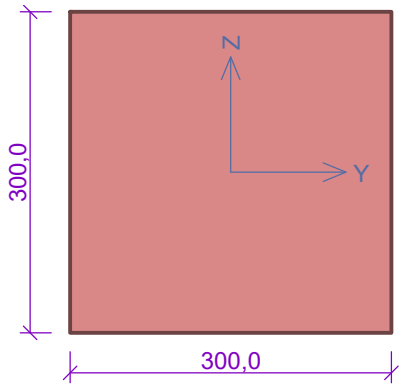
$e_{y,2}$ = max($M_{y,2d}$ / N_{2d} + h_{ef} / 450; 0,05 × t) = max(0 / 120 + 3 / 450; 0,05 × 0,3) = max(0,00667; 0,015) = 0,015 m

Φ_2 = 1 - 2 × $e_{y,2}$ / t = 1 - 2 × 0,015 / 0,3 = 0,9

N_{Rd} = -[Φ_2 × b × t × (0,7 + 3 × b × t) × f_d] = -[0,9 × 0,25 × 0,3 × (0,7 + 3 × 0,25 × 0,3) × 1,94] = -121,1 kN

1.10 Posudek pilíře profilu 250x300 mm

Únosnot zdiva profilu 250x300 mm je N_u = 152 kN.



Materiál

Název: POROTHERM 30 Profi P10 - Malta pro tenké spáry

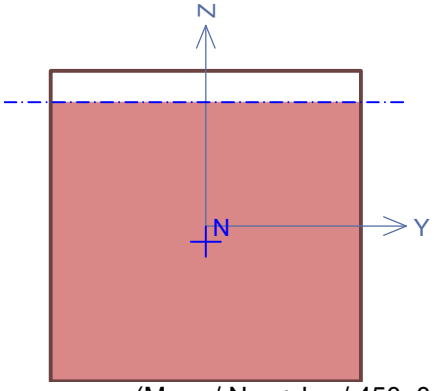
Pevnost v tlaku	f_k	= 3,881 MPa
Pevnost ve smyku	f_{vko}	= 0,3 MPa
Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy	f_{xk1}	= 0,15 MPa

Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy	f_{xk2}	= 0,15 MPa
Dílčí součinitel materiálu	γ_M	= 2
Součinitel dotvarování	φ	= 1
Objemová hmotnost	ρ	= 850

Tlak

Plocha tlačeného průřezu

A_c = 0,081 m²; h = 269,9 mm



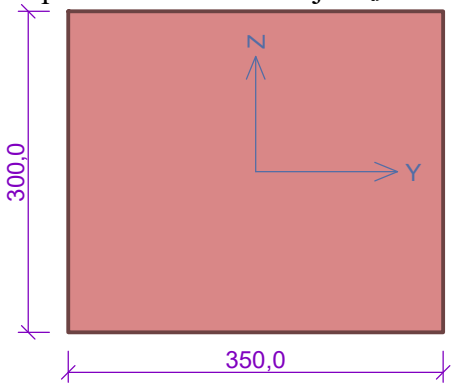
$e_{y,2}$ = max($M_{y,2d}$ / N_{2d} + h_{ef} / 450; 0,05 × t) = max(0 / 129 + 3 / 450; 0,05 × 0,3) = max(0,00667; 0,015) = 0,015 m

Φ_2 = 1 - 2 × $e_{y,2}$ / t = 1 - 2 × 0,015 / 0,3 = 0,9

N_{Rd} = -[Φ_2 × b × t × (0,7 + 3 × b × t) × f_d] = -[0,9 × 0,3 × 0,3 × (0,7 + 3 × 0,3 × 0,3) × 1,94] = -152,4 kN

1.11 Posudek pilíře profilu 250x350 mm

Únosnot zdiva profilu 250x350 mm je N_u = 183 kN.



Materiál

Název: POROTHERM 30 Profi P10 - Malta pro tenké spáry

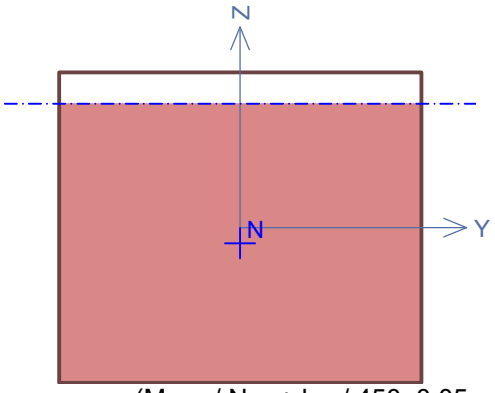
Pevnost v tlaku	f_k	= 3,881 MPa
Pevnost ve smyku	f_{vko}	= 0,3 MPa
Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy	f_{xk1}	= 0,15 MPa
Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy	f_{xk2}	= 0,15 MPa
Dílčí součinitel materiálu	γ_M	= 2
Součinitel dotvarování	φ	= 1
Objemová hmotnost	ρ	= 850

Výsledky

Tlak

Plocha tlačeného průřezu

A_c = 0,094 m²; h = 269,9 mm



$e_{y,2}$ = max($M_{y,2d}$ / N_{2d} + h_{ef} / 450; 0,05 × t) = max(0 / 129 + 3 / 450; 0,05 × 0,3) = max(0,00667; 0,015) = 0,015 m

Φ_2 = 1 - 2 × $e_{y,2}$ / t = 1 - 2 × 0,015 / 0,3 = 0,9

N_{Rd} = -(Φ_2 × b × t × f_d) = -(0,9 × 0,35 × 0,3 × 1,94) = -183,4 kN

2 Střešní konstrukce

2.1 Materiály

Dřevo

Třída provozu : 2 , k_{mod} = 0.80

Třída pevnosti		Rostlé dřevo **S10** **(C24)** (ČSN EN 338)	
Ohyb	$f_{m,g,k}$	24	MPa
Tah	$f_{t,0,g,k}$	14	
	$f_{t,90,g,k}$	0,5	
Tlak	$f_{c,0,g,k}$	21	
	$f_{c,90,g,k}$	2,5	
Smyk	$f_{v,g,k}$	4,0	
Modul pružnosti E	$E_{0,mean,g}$	11 000	
	$E_{0,05,g}$	7 400	
	$E_{90,mean,g}$	370	
Modul pružnosti G	$G_{mean,g}$	690	
Hustota	$\rho_{g,k}$	350	kg/m^3
Dílčí souč. vlastností materiálů	γ_m	1,30	-

$f_{m,g,d} = k_{mod} . f_{m,g,k} / \gamma_m = 0,8.24/1,3 = 14,77$ MPa

$f_{v,g,d} = k_{mod} . f_{v,g,k} / \gamma_m .0,67 = 0,8.4/1,3 . 0,67 = 1,65$ MPa

$f_{c,0,g,d} = k_{mod} . f_{c,0,g,k} / \gamma_m = 0,8.21/1,3 = 12,92$ MPa

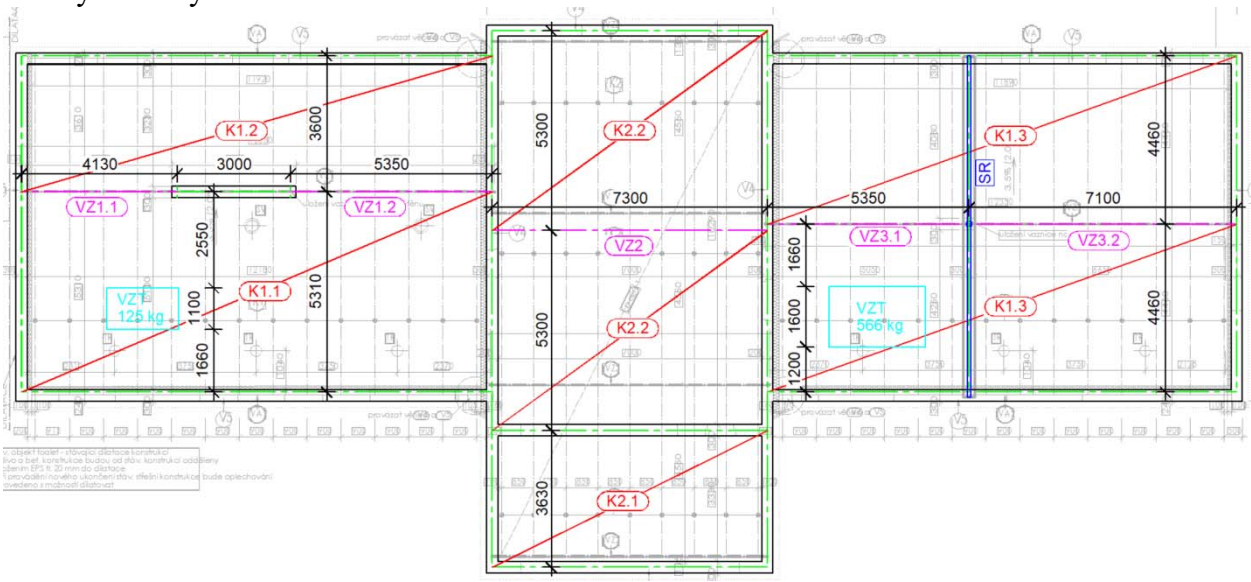
Ocel

Třída pevnosti		**S235**	
Mez kluzu	f_y	235	MPa
Mez pevnosti	f_u	360	
Modul pružnosti E	E	210 000	
Modul pružnosti G	G	81 000	
Obj. hmotnost	ρ	7850	kg/m^3

Dílčí souč. vlastností materiálů	γ_{m0}	1,00	-

2.2 Geometrie

Půdorys střechy:



Navrhované dřevěné profily:
Krokve K1.1 – 140x220 mm
Krokve K1.2 – 80x220 mm
Krokve K1.3 – 100x220 mm
Krokve K2.1 – 100x180 mm
Krokve K2.2 – 100x250 mm

Navrhované ocelové profily:
Vaznice VZ1.1 – 2 x I140
Vaznice VZ1.2 – 2 x I180
Vaznice VZ2 – HEA 240
Vaznice VZ3.1– 2 x I180
Vaznice VZ3.2– 2 x I220

SR – ocelový rám

Krokve, které budou vynášet VZT jednotky, budou zdvojeny.

2.3 Zatížení

Zatěžovací stavy
1.ZS – Stálé zatížení

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	kN/m^2	-	kN/m^2
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1					
Fotovolatické panely	-	-	0,200	1,35	0,270
Balastní zatížení fotovolatických panelů	-	-	0,300	1,35	0,405
2 x asfaltový pás	10	12	0,120	1,35	0,162
Bednění z OSB desek	25	6,8	0,170	1,35	0,230

Krokve 140/220 mm po 900 mm	35	5	0,175	1,35	0,236
Tepelná izolace	260	0,4	0,104	1,35	0,140
Parozábrana	0,4	12	0,005	1,35	0,006
Ocelový rošt	0,3	78,5	0,024	1,35	0,032
SDK podhled	12,5	10,5	0,131	1,35	0,177
			1,229	1,35	1,659

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	kN/m^2	-	kN/m^2
Střešní konstrukce, skladba S1, krokve K2					
Fotovolatické panely	-	-	0,200	1,35	0,270
Balastní zatížení fotovolatických panelů	-	-	0,300	1,35	0,405
2 x asfaltový pás	10	12	0,120	1,35	0,162
Tepelná izolace	260	0,4	0,104	1,35	0,140
Spádové klíny	170	0,4	0,068	1,35	0,092
Asfaltový pás	3	12	0,036	1,35	0,049
Bednění z OSB desek	25	6,8	0,170	1,35	0,230
Krokve	24,4	5	0,122	1,35	0,165
Ocelový rošt	0,3	78,5	0,024	1,35	0,032
SDK podhled	12,5	10,5	0,131	1,35	0,177
			1,275	1,35	1,721

2.ZS – Proměnné zatížení sněhem

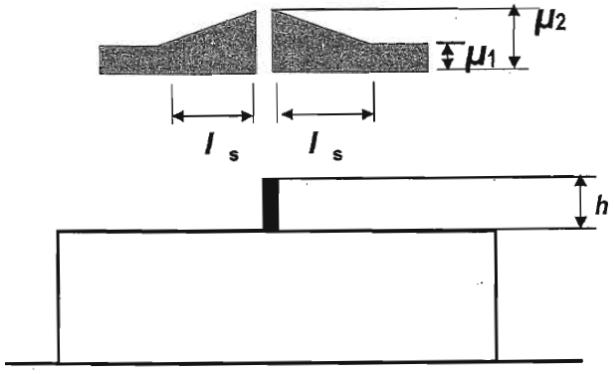
Sklon roviny terasy je do 5°.

Sněhová oblast : II., s_k = 1,0 kN/m^2

<u>Nahodilé zatížení sněhem pro úhel do 30° :</u>
μ_1 = 0,8
<u>Zatížení sněhem:</u>
$s_{n,1,2} = \mu_1 . C_e . C_t . s_k$ = 0,8 . 1,0 . 1,0 . 1,0 = 0,8 kN/m^2

Zatížení proměnné	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	-	kN/m^2
Sníh, II. Sněhová oblast	0,8	1,5	1,2

<u>Návěje u solárních panelů:</u>



Výška solárních panelů h = 0,4 m.

$l_s = 2h = 2 \cdot 0{,}4 = 0{,}8$ m, omezení $5 \text{ m} \le l_s \le 15 \text{ m}$ $\Rightarrow l_s = 5$ m
$\mu_2 = \gamma h / s_k = 2 \cdot 0{,}4 / 1{,}0 = 0{,}8$; omezení $0{,}8 \le \mu_2 \le 2{,}0$ $\Rightarrow \mu_2 = 0{,}8$

Zatížení sněhem:
$s_{n,1,2} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 = 0{,}8$ kN/m^2

Zatížení proměnné	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	-	kN/m^2
Sníh, II. Sněhová oblast, navátí	0,8	1,5	1,2

U solárních panelů do výšky 0,4 m nebude docházet k akumulaci sněhu.

3.ZS – Proměnné zatížení větrem - tlak

II. větrová oblast

základní rychlost větru	v_b =	25,0	m/s
souč. směru větru	c_{dir} =	1,0	
souč. ročního období	c_{season} =	1,0	
základní rychlost větru	$v_{b,0}$ =	25,0	m/s
životnost		50	let
rychlost větru při životnosti	v_{ref} =	25,0	m/s
	K =	0,2	
	n =	0,5	
souč. překročení rychlosti	C_{prob} =	1,00	
teren			
kategorie terénu II			
	z_0 =	0,05	m
	z_{min} =	2	m
	k_r =	0,190	-
součinitel turbulence	k_I =	1,00	-
výška nad terénem	z =	7,00	m
souč. drsnosti	$c_r(z)$ =	0,939	
	stanovení součinitele orografie dle přílohy A2		
souč. orografie	$c_o(z)$ =	1,000	
intenzita turbulence	$I_v(z)$ =	0,202	
souč. expozice	$c_e(z)$ =	2,130	
zákl. dynamický tlak větru	q_b =	0,391	kNm^{-2}
střední rychlost větru	v_m =	23,5	m/s
max. dynamický tlak	**$q_p(z)$ =**	**0,832**	**kNm^{-2}**

$c_s c_d = 1$
$c_{f,H,\,max} = + 0{,}2$ (směr dolů)
$c_{f,H,\,min} = - 0{,}7$ (směr nahoru)

$q_p = 0{,}832$ kN/m^2
$\gamma_G = 1{,}5$

Tlak:
$f_{w,H,\,max} = c_s c_d \,.\, c_f \,.\, q_p = 1 \,.\, 0{,}2 \,.\, 0{,}832 = +0{,}1664$ kN/m^2

3.ZS - Zatížení proměnné	G_k	γ_G	$\gamma_G\, G_k$
	kN/m^2	-	kN/m^2
Vítr - tlak	0,166	1,5	0,250

4.ZS – Proměnné zatížení větrem - vztlak
Sání:
$f_{w,H,\,min} = c_s c_d \,.\, c_f \,.\, q_p = 1 \,.\, -0{,}7 \,.\, 0{,}832 = -0{,}5824$ kN/m^2

4.ZS - Zatížení proměnné	G_k	γ_G	$\gamma_G\, G_k$
	kN/m^2	-	kN/m^2
Vítr - sání	-0,582	1,5	-0,874

Kombinace zatížení

Ověření odolnosti nosných prvků (STR/GEO):

(a) $\Sigma\gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, \psi_{0,1}\, Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$
(b) $\Sigma\xi_j\, \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$

1 K (a) 1,35 . 1ZS + 0,5 . 1,5 . 2ZS + 0,6 . 1,5 . 3ZS
2 K (b) 0,85 . 1,35 . 1ZS + 1,5 . 2ZS + 0,6 . 1,5 . 3ZS
3 K (b) 1,0 . 1ZS + 1,5 . 4ZS

Charakteristické kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti:
$\Sigma\, G_{kj} + Q_{k1} + \Sigma\, \psi_{0,i}.\, Q_{ki}$

4 K 1,0 . 1ZS + 1,0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS
5 K 1,0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS

Ověření deformace nosných prvků s vlivem dotvarování (pouze pro dřevěné prvky):
$\Sigma\, (1+ k_{def}).\, G_{kj} + (1+ \psi_{2,1}.\, k_{def}).\, Q_{k1} + \Sigma\, (\psi_{0,i} + \psi_{2,i}.\, k_{def}).\, Q_{ki}$

6 K (1+ 0,8). ZS1 + (1+ 0 . 0,8). ZS2 + (0,6 + 0 . 0,8). ZS3

Kombinace zatížení, skladba S2, krokve K1:

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,5 . 2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	2,408	kN/m^2
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	2,760	kN/m^2
Celkové návrhové zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1,5 .4ZS	0,355	kN/m^2
Celkové reprezentativní zatížení 4K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 0.6 . 3ZS	2,128	kN/m^2
Proměnné reprezentativní zatížení 5K = 1.0 . 2ZS + 0.6 . 3ZS	0,900	kN/m^2
Kombinace pro dotvarování 6K = 1,8 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS	3,111	kN/m^2

Kombinace zatížení, skladba S1, krokve K2:

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,5 . 2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	2,471	kN/m^2
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	2,813	kN/m^2
Celkové návrhové zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1,5 .4ZS	0,401	kN/m^2
Celkové reprezentativní zatížení 4K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 0.6 . 3ZS	2,175	kN/m^2
Proměnné reprezentativní zatížení 5K = 1.0 . 2ZS + 0.6 . 3ZS	0,900	kN/m^2
Kombinace pro dotvarování 6K = 1,8 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS	3,195	kN/m^2

Pozn. Plošné hmotnosti ve výpočtech se drobně liší podle hmotnosti navržených krokví v jednotlivých oblastech.

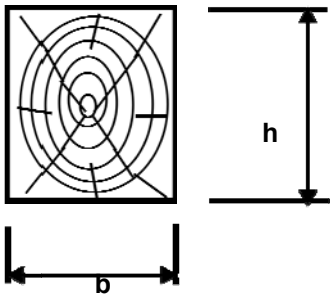
2.4 Krokve K1.1

Průřez krokve je navržen 140x220 mm po vzdálenosti 0,9 m. Krokev je modelována jako prostý nosník s rozpětím 5,31 m. Materiál krokve je rostlé dřevo S10 pevnosti C24.

ZATÍŽENÍ

gd=	**2,755**	kNm^{-2}	1K, 2K
qn=	**2,125**	kNm^{-2}	4K - celkové reprezentativní
qn=	**0,900**	kNm^{-2}	5K - proměnné reprezentativní
qdot=	**3,104**	kNm^{-2}	6K - dotvarování

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY



TRÁM

ŠÍŘKA (b)	*0,140*	m
VÝŠKA (h)	*0,220*	m
OSOVÁ VZD. - d	*0,9*	m

PARAMETRY NOSNÍKU

SVĚTLOST (l_O)	*5,310*	m
ROZPĚTÍ (l)	*5,210*	m
A =	0,0308	m^2
W =	0,00112933	m^3
I =	0,00012423	m^4

S = 0,000847 m^3

VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL

max.M = 1/8 x q x d x l^2 =	8,41	kNm
Reakce = 1/2 x q x d x l =	6,46	kN

POSOUZENÍ TRÁMU

max.σ (kPa) =	7449,8	<	fm,g,d=14770 kPa			
max.τ (kPa) =	314,6	<	fv,g,d=1650 kPa			
max.y (m) =	0,013	<	l/300=	0,018	m	4K
max.y (m) =	0,006	<	l/400=	0,013	m	5K
max.y,dot (m) =	0,020	<	l/250=	0,021	m	6K

1.MS VYHOVÍ !

2.MS VYHOVÍ !

2.5 Krokve K1.1 – pod VZT jednotkou

VZT jednotka má hmotnost 125 kg a bude uložena na 4 závěsech. Takže jeden závěs ponese zatížení 125/4 = 31,25 kg tj. 0,3125 kN. Půdorysné rozměry VZT jednotky jsou 1,1 x 1,95 m. V místě uložení VZT jednotky se krove zdvojí - 2 x 140x220 mm a navzájem propojí svorníky.

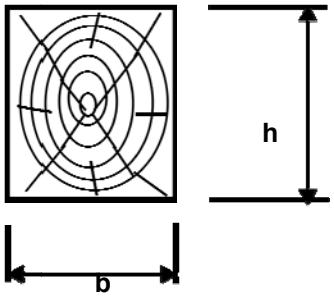
2.6 Krokve K1.2

Průřez krokve je navržen 80x220 mm po vzdálenosti 0,9 m. Krokev je modelována jako prostý nosník s rozpětím 3,6 m. Materiál krokve je rostlé dřevo S10 pevnosti C24.

ZATÍŽENÍ

gd=	**2,671**	kNm^{-2}	1K, 2K
qn=	**2,051**	kNm^{-2}	4K - celkové reprezentativní
qn=	**0,900**	kNm^{-2}	5K - proměnné reprezentativní
qdot=	**2,972**	kNm^{-2}	6K - dotvarování

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY



TRÁM

ŠÍŘKA (b)	*0,080*	m
VÝŠKA (h)	*0,220*	m
OSOVÁ VZD. - d	*0,9*	m

PARAMETRY NOSNÍKU

SVĚTLOST (l_O)	*3,600*	m
ROZPĚTÍ (l)	*3,600*	m
A =	0,0176	m^2
W =	0,00064533	m^3
I =	7,0987E-05	m^4

S = 0,000484 m^3

VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL

max.M = 1/8 x q x d x l^2 =	3,89	kNm
Reakce = 1/2 x q x d x l =	4,33	kN

POSOUZENÍ TRÁMU

max.σ (kPa) =	6034,5	<	fm,g,d=14770 kPa			
max.τ (kPa) =	368,8	<	fv,g,d=1650 kPa			
max.y (m) =	0,005	<	l/300=	0,012	m	4K
max.y (m) =	0,002	<	l/400=	0,009	m	5K
max.y,dot (m) =	0,007	<	l/250=	0,014	m	6K

1.MS VYHOVÍ !

2.MS VYHOVÍ !

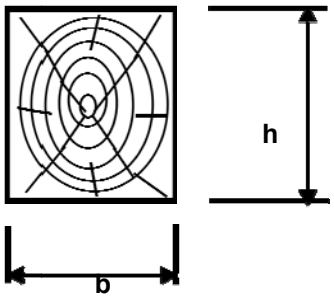
2.7 Krokve K1.3

Průřez krokve je navržen 100x220 mm po vzdálenosti 0,9 m. Krokev je modelována jako prostý nosník s rozpětím 4,46 m. Materiál krokve je rostlé dřevo S10 pevnosti C24.

ZATÍŽENÍ

gd=	**2,699**	kNm^{-2}	1K, 2K
qn=	**2,076**	kNm^{-2}	4K - celkové reprezentativní
qn=	**0,900**	kNm^{-2}	5K - proměnné reprezentativní
qdot=	**3,016**	kNm^{-2}	6K - dotvarování

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY



TRÁM

ŠÍŘKA (b)	*0,100*	m
VÝŠKA (h)	*0,220*	m
OSOVÁ VZD. - d	*0,9*	m

PARAMETRY NOSNÍKU

SVĚTLOST (l_O)	*4,460*	m		
ROZPĚTÍ (l)	*4,460*	m		
A =	0,022	m^2		
W =	0,00080667	m^3		
I =	8,8733E-05	m^4	S = 0,000605	m^3

VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL

max.M = 1/8 x q x d x l^2 =	6,04	kNm
Reakce = 1/2 x q x d x l =	5,42	kN

POSOUZENÍ TRÁMU

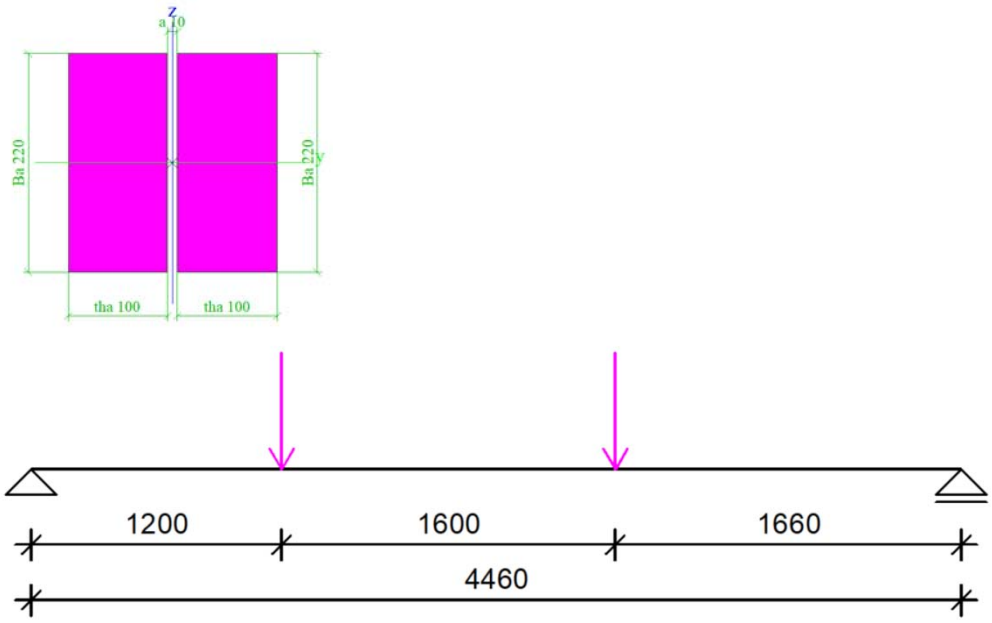
max.σ (kPa) =	7487,4	<	fm,g,d=14770 kPa			
max.τ (kPa) =	369,3	<	fv,g,d=1650 kPa			
max.y (m) =	0,010	<	l/300=	0,015	m	4K
max.y (m) =	0,004	<	l/400=	0,011	m	5K
max.y,dot (m) =	0,014	<	l/250=	0,018	m	6K

1.MS VYHOVÍ !

2.MS VYHOVÍ !

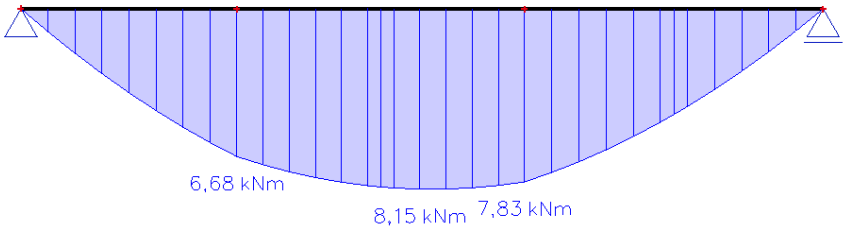
2.8 Krokve K1.3 – pod VZT jednotkou

VZT jednotka má hmotnost 466 kg a bude uložena na 4 nožkách. Takže jedna nožka ponese zatížení 466/4 = 116,5 kg tj. 1,165 kN. Půdorysné rozměry VZT jednotky jsou 1,6 x 2,56 m.
V místě uložení VZT jednotky se krove zdvojí - 2 x 100x220 mm a navzájem propojí svorníky. Krokev je modelována jako prostý nosník s rozpětím 4,46 m. Osová vzdálenost nožek jednotky se uvažuje 1,6 m. Vzdálensot krajní nožky od podpory bude max. 1,2 m.
Materiál krokve je rostlé dřevo S10 pevnosti C24.

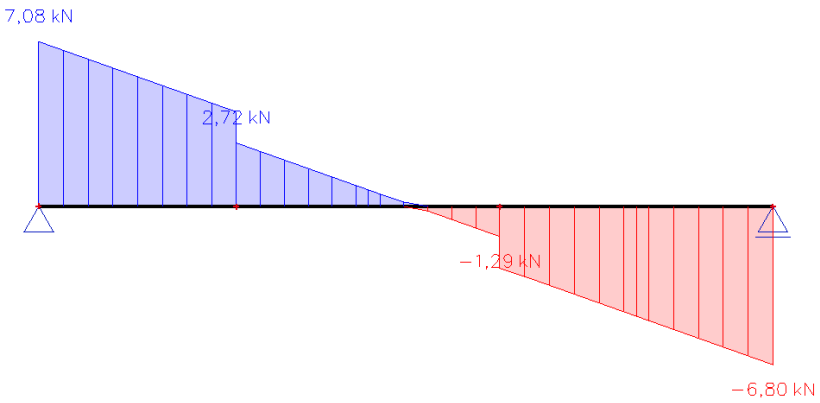


2.8.1 Vnitřní síly

Ohybové momenty (kNm):

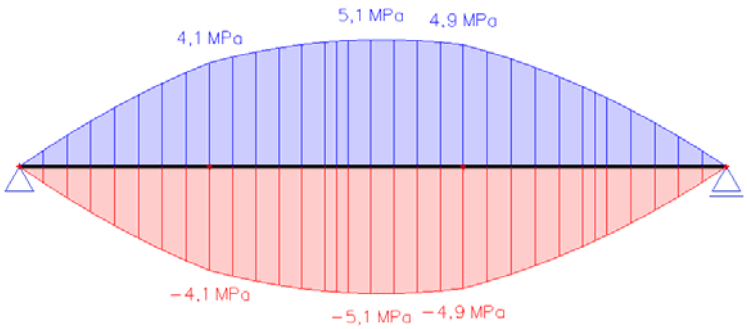


Posouvací síly (kN):



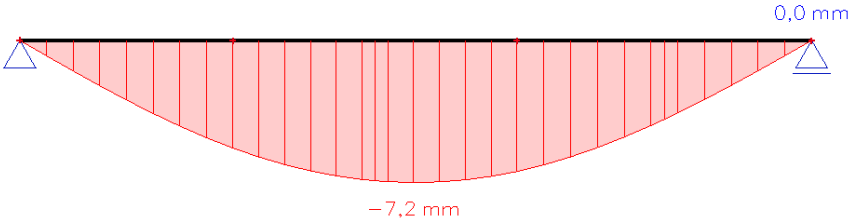
2.8.2 Posudek

Napětí na prutech (MPa):



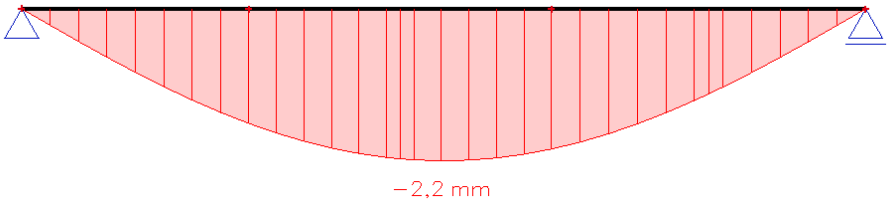
σ_{max} = 5,1 MPa < $f_{m,g,d}$ = 14,77 MPa … vyhovuje

Deformace od veškerého zatížení v charakteristických hodnotách (mm):



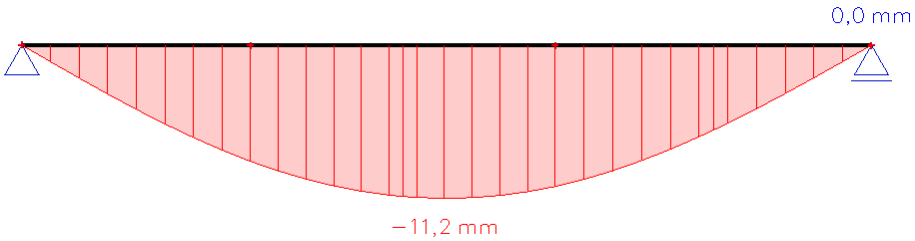
w = 7,2 mm < w_{lim} = l/300 = 4460/300 = 14,86 mm … vyhovuje

Deformace od proměnného zatížení v charakteristických hodnotách (mm):



w = 2,2 mm < w_{lim} = l/400 = 4460/400 = 11,15 mm … vyhovuje

Deformace s vlivem dotvarování (mm):



w = 11,2 mm < w_{lim} = l/250 = 4460/250 = 17,84 mm … vyhovuje

2.9 Krokve K2.1

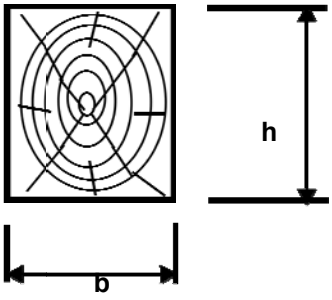
Průřez krokve je navržen 100x180 mm po vzdálenosti 0,85 m. Krokev je modelována jako prostý nosník s rozpětím 3,63 m. Materiál krokve je rostlé dřevo S10 pevnosti C24.

ZATÍŽENÍ

gd= **2,794** kNm^{-2} 1K, 2K

qn=	**2,159**	kNm^{-2}	4K - celkové reprezentativní
qn=	**0,900**	kNm^{-2}	5K - proměnné reprezentativní
qdot=	**3,165**	kNm^{-2}	6K - dotvarování

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY



TRÁM

ŠÍŘKA (b)	*0,100*	m
VÝŠKA (h)	*0,180*	m
OSOVÁ VZD. - d	*0,85*	m

PARAMETRY NOSNÍKU

SVĚTLOST (l_O)	*3,630*	m		
ROZPĚTÍ (l)	*3,630*	m		
A =	0,018	m^2		
W =	0,00054	m^3		
I =	0,0000486	m^4	S = 0,000405	m^3

VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL

max.M = 1/8 x q x d x l^2 =	3,91	kNm
Reakce = 1/2 x q x d x l =	4,31	kN

POSOUZENÍ TRÁMU

max.σ (kPa) =	7244,2	<	fm,g,d=14770 kPa			
max.τ (kPa) =	359,2	<	fv,g,d=1650 kPa			
max.y (m) =	0,008	<	l/300=	0,012	m	4K
max.y (m) =	0,003	<	l/400=	0,009	m	5K
max.y,dot (m) =	0,011	<	l/250=	0,015	m	6K

1.MS VYHOVÍ !

2.MS VYHOVÍ !

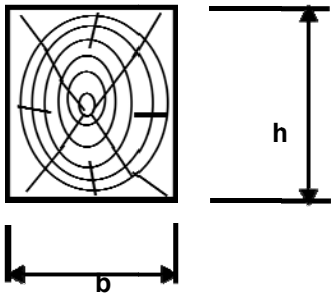
2.10 Krokve K2.2

Průřez krokve je navržen 100x250 mm po vzdálenosti 0,85 m. Krokev je modelována jako prostý nosník s rozpětím 5,3 m. Materiál krokve je rostlé dřevo S10 pevnosti C24.

ZATÍŽENÍ

gd=	**2,841**	kNm^{-2}	1K, 2K
qn=	**2,200**	kNm^{-2}	4K - celkové reprezentativní
qn=	**0,900**	kNm^{-2}	5K - proměnné reprezentativní
qdot=	**3,240**	kNm^{-2}	6K - dotvarování

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY



TRÁM

ŠÍŘKA (b)	*0,100*	m
VÝŠKA (h)	*0,250*	m
OSOVÁ VZD. - d	*0,85*	m

PARAMETRY NOSNÍKU

SVĚTLOST (l_O)	*5,300*	m			
ROZPĚTÍ (l)	*5,300*	m			
A =	0,025	m^2			
W =	0,00104167	m^3			
I =	0,00013021	m^4	S =	0,000781	m^3

VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL

max.M = 1/8 x q x d x l^2 =	8,48	kNm
Reakce = 1/2 x q x d x l =	6,40	kN

POSOUZENÍ TRÁMU

max.σ (kPa) =	8141,0	<	fm,g,d=14770 kPa			
max.τ (kPa) =	384,0	<	fv,g,d=1650 kPa			
max.y (m) =	0,013	<	l/300= 0,018	m		4K
max.y (m) =	0,005	<	l/400= 0,013	m		5K
max.y,dot (m) =	0,020	<	l/250= 0,021	m		6K

1.MS VYHOVÍ !

2.MS VYHOVÍ !

2.11 Vaznice VZ1.1

Vaznice VZ1.1 se modeluje jako prostý nosník na rozpětí 4,13 m. Vaznice bude zatížena střešní konstrukcí se zatěžovací šířkou 4,46 m. Vaznice se navrhuje z ocelových válcovaných nosníků 2 x I140 z oceli S235. Alternativně je možné použít dřevěný profil 200x260 mm.

2.11.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	4,13	m
Zatěžovací šířka	4,46	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	γ_G G_k
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	4,460	0,892	1,35	1,204
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	4,460	1,338	1,35	1,806
2 x asfaltový pás	10	12	4,460	0,535	1,35	0,723

Bednění z OSB desek	25	6,8	4,460	0,758	1,35	1,024
Krokve	30	5	4,460	0,669	1,35	0,903
Tepelná izolace	260	0,4	4,460	0,464	1,35	0,626
Parozábrana	0,4	12	4,460	0,021	1,35	0,029
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,460	0,105	1,35	0,142
SDK podhled	12,5	10,5	4,460	0,585	1,35	0,790
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,286	1,35	0,386
				5,654	1,350	7,633

2.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. sněhová oblast	0,80	4,460	1	3,568	1,5	5,352
				3,568	1,500	5,352

3.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Vítr - tlak	0,1664	4,460	1	0,742	1,5	1,113
				0,742	1,500	1,113

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,5 . 2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	10,977	kN/m
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	12,508	kN/m
Celkové reprezentativní zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS	9,667	kN/m
Reprezentativní zatížení proměnné 4K = 1,0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS	4,013	kN/m

Reakce	25,83	kN

2.11.2 Vnitřní síly a posudek

Celkové 1K nebo 2K My,Sd = **26,67** kNm

Celkové 3K My,Sd = **20,61** kNm

Proměnné 4K My,Nd = **8,56** kNm sig 163,18 Mpa

Zatížení Mz,Sd = **0,0** kNm

profil ocel

I 140 **2** ks **S 235**

Průř. modul Wy = 0,00016343 m3 Mez kluzu fy = 235000 kPa

Průř. modul Wy,pl = 0,0001904 m3

Prúř. modul Wz = 2,1273E-05 m3 Mez pevnosti fu = 360000 kPa

$M_{c,y,Rd} = W_{y,pl} f_y / \gamma_{M0}$ = **44,7** kNm > My,Sd = **26,7** kNm

$M_{c,y,Rd} = W_{y,el} f_y / \gamma_{M0}$ = **38,4** kNm My,Sd = **26,7** kNm

$M_{c,z,Rd} = W_z f_y / \gamma_{M0}$ = **5,0** kNm > Mz,Sd = **0,0** kNm

(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,60** + **0,00** = **0,60** <1 OK

~ průhyb pro L= **4,130** m

Jy = 0,00001144 mm

d celk =	$5*My,sd*L^2/48/E/\gamma f/Jy$ =	15,2	mm =	**1/ 270,9**	L	L max = l/250
d 2 =	$5*My,nd*L^2/48/E/\gamma f/Jy$ =	6,3	mm =	**1/ 652,6**	L	L max = l/400

2.12 Vaznice VZ1.2

Vaznice VZ1.2 se modeluje jako prostý nosník na rozpětí 5,35 m. Vaznice bude zatížena střešní konstrukcí se zatěžovací šířkou 4,46 m. Vaznice se navrhuje z ocelových válcovaných nosníků 2 x I180 z oceli S235.

2.12.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	5,35	m
Zatěžovací šířka	4,46	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	4,460	0,892	1,35	1,204
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	4,460	1,338	1,35	1,806
2 x asfaltový pás	10	12	4,460	0,535	1,35	0,723
Bednění z OSB desek	25	6,8	4,460	0,758	1,35	1,024
Krokve	30	5	4,460	0,669	1,35	0,903
Tepelná izolace	260	0,4	4,460	0,464	1,35	0,626
Parozábrana	0,4	12	4,460	0,021	1,35	0,029
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,460	0,105	1,35	0,142
SDK podhled	12,5	10,5	4,460	0,585	1,35	0,790
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,438	1,35	0,591
				5,806	1,350	7,838

2.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. sněhová oblast	0,80	4,460	1	3,568	1,5	5,352
				3,568	1,500	5,352

3.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Vítr - tlak	0,1664	4,460	1	0,742	1,5	1,113
				0,742	1,500	1,113

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,5 . 2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	11,182	kN/m	Reakce	33,93	kN
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	12,682	kN/m			
Celkové reprezentativní zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS	9,819	kN/m			
Reprezentativní zatížení proměnné 4K = 1,0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS	4,013	kN/m			

2.12.2 Vnitřní síly a posudek

Celkové 1K nebo 2K	My,Sd =	**45,38**	kNm						
Celkové 3K	My,Sd =	**35,13**	kNm						
Proměnné 4K	My,Nd =	**14,36**	kNm	sig	141,38	Mpa			
Zatížení	Mz,Sd =	**0,0**	kNm						
profil							ocel		
I 180	**2** ks						**S 235**		
Průř. modul	Wy =	0,00032096	m3			Mez kluzu	fy =	235000	kPa
Průř. modul	Wy,pl =	0,000374	m3						
Prúř. modul	Wz =	3,961E-05	m3			Mez pevnosti	fu =	360000	kPa

$M_{c,y,Rd} = W_{y,pl} f_y / \gamma_{M0}$ =	**87,9**	kNm > My,Sd =	**45,4**	kNm	
$M_{c,y,Rd} = W_{y,el} f_y / \gamma_{M0}$ =	**75,4**	kNm My,Sd =	**45,4**	kNm	
$M_{c,z,Rd} = W_z f_y / \gamma_{M0}$ =	**9,3**	kNm > Mz,Sd =	**0,0**	kNm	

(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,52** + **0,00** = **0,52** <1 OK

~ průhyb pro L=		**5,350**	m						
	Jy =	2,8886E-05	mm						
d celk =	$5*My,sd*L^2/48/E/\gamma f/Jy$ =	17,3	mm =	**1/**	**309,8**	L	L max = l/250		
d 2 =	$5*My,nd*L^2/48/E/\gamma f/Jy$ =	7,1	mm =	**1/**	**758,1**	L	L max = l/400		

2.13 Vaznice VZ2

Vaznice VZ2 se modeluje jako prostý nosník na rozpětí 7,3 m. Vaznice bude zatížena střešní konstrukcí se zatěžovací šířkou 5,3 m. Vaznice se navrhuje z ocelového válcovaného nosníku HEA 240 z oceli S235.

2.13.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	7,3	m
Zatěžovací šířka	5,3	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	5,300	1,060	1,35	1,431
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	5,300	1,590	1,35	2,147
2 x asfaltový pás	10	12	5,300	0,636	1,35	0,859
Tepelná izolace	260	0,4	5,300	0,551	1,35	0,744
Spádové klíny	170	0,4	5,300	0,360	1,35	0,487
Asfaltový pás	3	12	5,300	0,191	1,35	0,258
Bednění z OSB desek	25	6,8	5,300	0,901	1,35	1,216
Krokve	30	5	5,300	0,795	1,35	1,073
Ocelový rošt	0,3	78,5	5,300	0,125	1,35	0,169
SDK podhled	12,5	10,5	5,300	0,696	1,35	0,939
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,603	1,35	0,814

				7,508	1,350	10,136

2.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. sněhová oblast	0,80	5,300	1	4,240	1,5	6,360
				4,240	1,500	6,360

3.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Vítr - tlak	0,1664	5,300	1	0,882	1,5	1,323
				0,882	1,500	1,323

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,5 . 2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	14,110	kN/m	Reakce	57,56	kN
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	15,769	kN/m			
Celkové reprezentativní zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS	12,277	kN/m			
Reprezentativní zatížení proměnné 4K = 1,0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS	4,769	kN/m			

2.13.2 Vnitřní síly a posudek

Celkové 1K nebo 2K My,Sd = **105,04** kNm

Celkové 3K My,Sd = **81,78** kNm

Proměnné 4K My,Nd = **31,77** kNm sig 155,60 Mpa

Zatížení Mz,Sd = **0,0** kNm

profil ocel

HEA 240 **1** ks **S 235**

Průř. modul Wy = 0,00067506 m3 Mez kluzu fy = 235000 kPa

Průř. modul Wy,pl = 0,00074462 m3

Prúř. modul Wz = 0,00023073 m3 Mez pevnosti fu = 360000 kPa

$M_{c,y,Rd} = W_{y,pl} f_y / \gamma_{M0}$ = **175,0** kNm > My,Sd = **105,0** kNm

$M_{c,y,Rd} = W_{y,el} f_y / \gamma_{M0}$ = **158,6** kNm My,Sd = **105,0** kNm

$M_{c,z,Rd} = W_z f_y / \gamma_{M0}$ = **54,2** kNm > Mz,Sd = **0,0** kNm

(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,60** + **0,00** = **0,60** <1 OK

~ průhyb pro L= **7,300** m

Jy = 7,7632E-05 mm

d celk = $5*M_{y,sd}*L^2/48/E/\gamma f/J_y$ = 27,8 mm = **1/ 262,2** L L max = l/250

d 2 = $5*M_{y,nd}*L^2/48/E/\gamma f/J_y$ = 10,8 mm = **1/ 674,9** L L max = l/400

2.14 Vaznice VZ3.1

Vaznice VZ3.1se modeluje jako prostý nosník na rozpětí 5,35 m. Vaznice bude zatížena střešní konstrukcí se zatěžovací šířkou 4,46 m. Vaznice se navrhuje z ocelových válcovaných nosníků 2 x I180 z oceli S235.

Zatížení a posudek je obdobné jako u vaznice VZ1.2.

2.15 Vaznice VZ3.2

Vaznice VZ3.2 se modeluje jako prostý nosník na rozpětí 7,1 m. Vaznice bude zatížena střešní konstrukcí se zatěžovací šířkou 4,46 m. Vaznice se navrhuje z ocelových válcovaných nosníků 2 x I220 z oceli S235.

2.15.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	7,1	m
Zatěžovací šířka	4,46	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	4,460	0,892	1,35	1,204
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	4,460	1,338	1,35	1,806
2 x asfaltový pás	10	12	4,460	0,535	1,35	0,723
Bednění z OSB desek	25	6,8	4,460	0,758	1,35	1,024
Krokve	25	5	4,460	0,558	1,35	0,753
Tepelná izolace	260	0,4	4,460	0,464	1,35	0,626
Parozábrana	0,4	12	4,460	0,021	1,35	0,029
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,460	0,105	1,35	0,142
SDK podhled	12,5	10,5	4,460	0,585	1,35	0,790
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,620	1,35	0,837
				5,877	1,350	7,934

2.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. sněhová oblast	0,80	4,460	1	3,568	1,5	5,352
				3,568	1,500	5,352

3.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Vítr - tlak	0,1664	4,460	1	0,742	1,5	1,113
				0,742	1,500	1,113

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,5 . 2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	11,277	kN/m	Reakce	45,31	kN
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	12,763	kN/m			
Celkové reprezentativní zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS	9,890	kN/m			
Reprezentativní zatížení proměnné 4K = 1,0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS	4,013	kN/m			

2.15.2 Vnitřní síly a posudek

Celkové 1K nebo 2K	My,Sd =	**80,43**	kNm						
Celkové 3K	My,Sd =	**62,32**	kNm						
Proměnné 4K	My,Nd =	**25,29**	kNm	sig	145,03	Mpa			
Zatížení	Mz,Sd =	**0,0**	kNm						
profil							ocel		
I 220	**2** ks						**S 235**		
Průř. modul	Wy =	0,00055455	m3			Mez kluzu	fy =	235000	kPa
Průř. modul	Wy,pl =	0,000644	m3						
Prúř. modul	Wz =	6,6122E-05	m3			Mez pevnosti	fu =	360000	kPa

Mc,y,Rd = Wy,pl fy / γ_{M0} =	**151,3**	kNm > My,Sd =	**80,4**	kNm	
Mc,y,Rd = Wy,el fy / γ_{M0} =	**130,3**	kNm My,Sd =	**80,4**	kNm	
Mc,z,Rd = Wz fy / γ_{M0} =	**15,5**	kNm > Mz,Sd =	**0,0**	kNm	

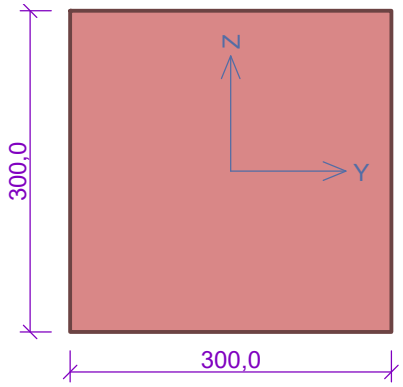
(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,53** + **0,00** = **0,53** <1 OK

~ průhyb pro L=	**7,100**	m						
	Jy =	0,000061	mm					
d celk =	5*My,sd*L^2/48/E/γf/Jy =	25,5	mm =	**1/**	**277,9**	L	L max = l/250	
d 2 =	5*My,nd*L^2/48/E/γf/Jy =	10,4	mm =	**1/**	**684,9**	L	L max = l/400	

2.16 Posudek uložení ocelových vaznic na zdivu

Ocelové vaznice budou uloženy na ŽB věncích. Zatížení se tak ze styčné plochy roznese do větší plochy zdiva. Ve výpočtu se uvažuje s minimálním profilem zdiva 300 x 300 mm.
Maximální reakce je u vaznice VZ2, R_d = 57,56 kN.

Průřez



Materiál

Název: POROTHERM 30 Profi P10 - Malta pro tenké spáry

Pevnost v tlaku	f_k	= 3,881 MPa
Pevnost ve smyku	f_{vko}	= 0,3 MPa
Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy	f_{xk1}	= 0,15 MPa

Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy	f_{xk2}	= 0,15 MPa
Dílčí součinitel materiálu	γ_M	= 2
Součinitel dotvarování	φ	= 1
Objemová hmotnost	ρ	= 850

Vnitřní síly

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	Typ
1	Zat. případ 1	-57,56	0,00	0,00	0,00	0,00	Pata

Vzpěr

Typ výpočtu: Imperfekce a vzpěr řešeny samostatně ve směru os
Vybočení prvku ve směru Y je zabráněno
Vybočení prvku ve směru Z je zabráněno

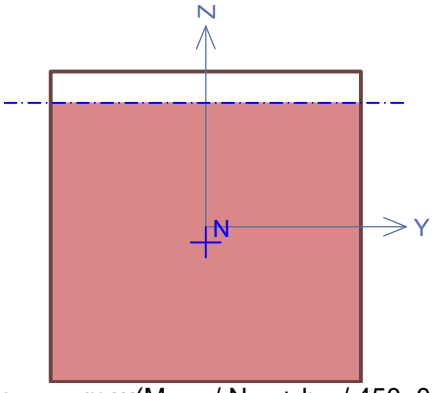
1.2 Výsledky

Podrobné posouzení: Zat. případ 1

Štíhlost prvku h_{ef}/t_{ef} = 10 ≤ 27 ⇒ **Vyhovuje**

Tlak

Plocha tlačeného průřezu
A_c = 0,081 m²; h = 269,9 mm



$e_{y,2}$ = max($M_{y,2d}$ / N_{2d} + h_{ef} / 450; 0,05 × t) = max(0 / 57,56 + 3 / 450; 0,05 × 0,3) = max(0,00667; 0,015) = 0,015 m

Φ_2 = 1 - 2 × $e_{y,2}$ / t = 1 - 2 × 0,015 / 0,3 = 0,9

N_{Rd} = -[Φ_2 × b × t × (0,7 + 3 × b × t) × f_d] = -[0,9 × 0,3 × 0,3 × (0,7 + 3 × 0,3 × 0,3) × 1,94] = -152,4 kN

N_{Ed} = -57,56 kN ≤ N_{Rd} = -152,45 kN

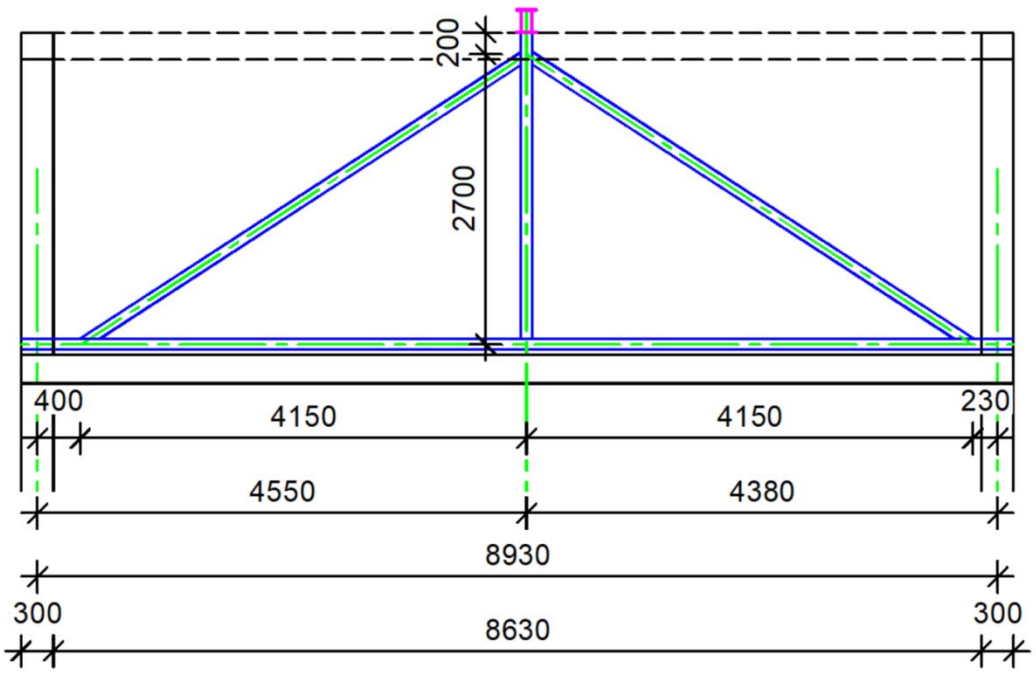
Mezní stav únosnosti - tlak Vyhovuje

2.17 Stěnový rám SR

2.17.1 Geometrie

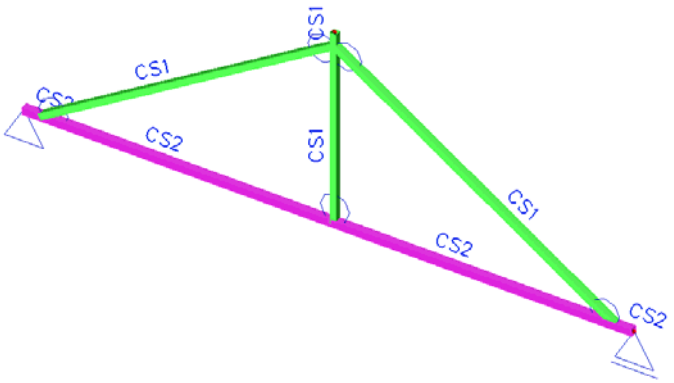
Rám bude zatížen reakcemi vaznic VZ 3.1 a VZ 3.2. Zatěžovací plocha střešním pláštěm je A = 4,46 . 6,225 = 27,764 m².

Pohled na rám:



Spodní vodorovný nosník bude uložen na železobetonových věncích v místě stěn. Nosník bude uložen min. 50 mm nad horní hranou stropních panelů. V místě uložení budou roznášecí deskty rozměrů 250x250x10 mm.

Navrhované profily:



CS1 – ocelová čtvercová trubka 100x100x5 mm
CS2 – ocelová obdélníková trubka (šířka x výška)100x120x6 mm

2.17.2 Zatěžovací stavy

1. ZS Stálé zatížení
   $F_k = 5,695 . 2,675 + 5,877 . 3,55 = 36,097$ kN
2. ZS Sníh
   $F_k = 3,568 . 6,225 = 22,211$ kN
3. ZS Vítr
   $F_k = 0,742 . 6,225 = 4,619$ kN

2.17.3 Kombinace zatížení

Ověření odolnosti nosných prvků (STR/GEO):

(a) $\Sigma\gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, \psi_{0,1}\, Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$
(b) $\Sigma\xi_j\, \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$

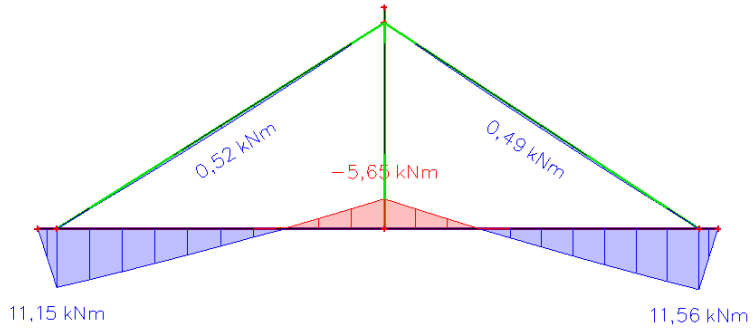
1 K (a) 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,5 . 2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS
2 K (b) 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 . 2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS

Charakteristické kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti:
$\Sigma\, G_{kj} + Q_{k1} + \Sigma\, \psi_{0,i}.\, Q_{ki}$

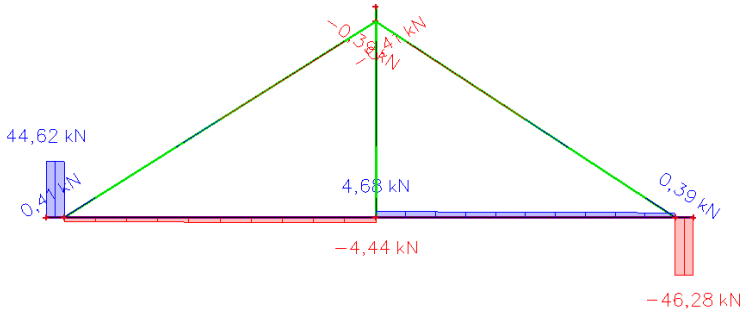
3 K 1,0 . 1ZS + 1,0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS
4 K 1,0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS

2.17.4 Vnitřní síly

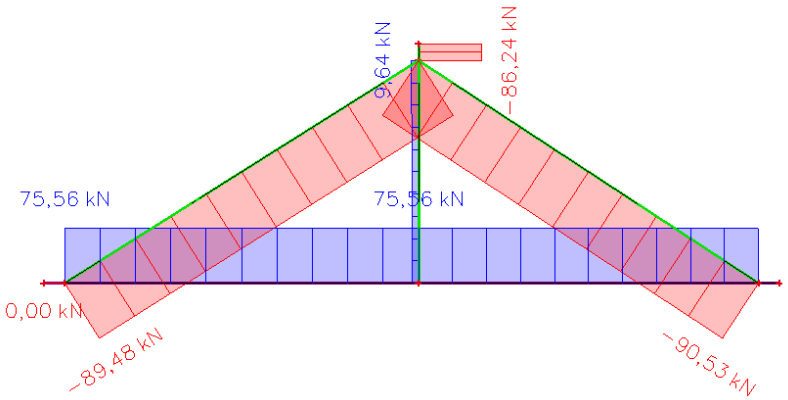
Ohybové momenty (kNm):



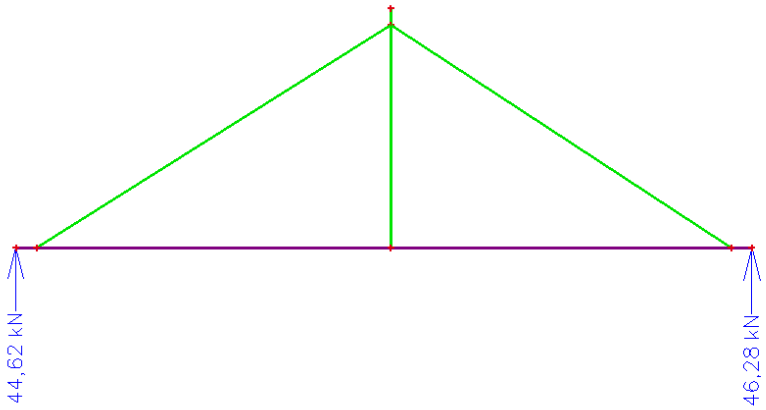
Posouvací síly (kN):



Normálové síly (kN):

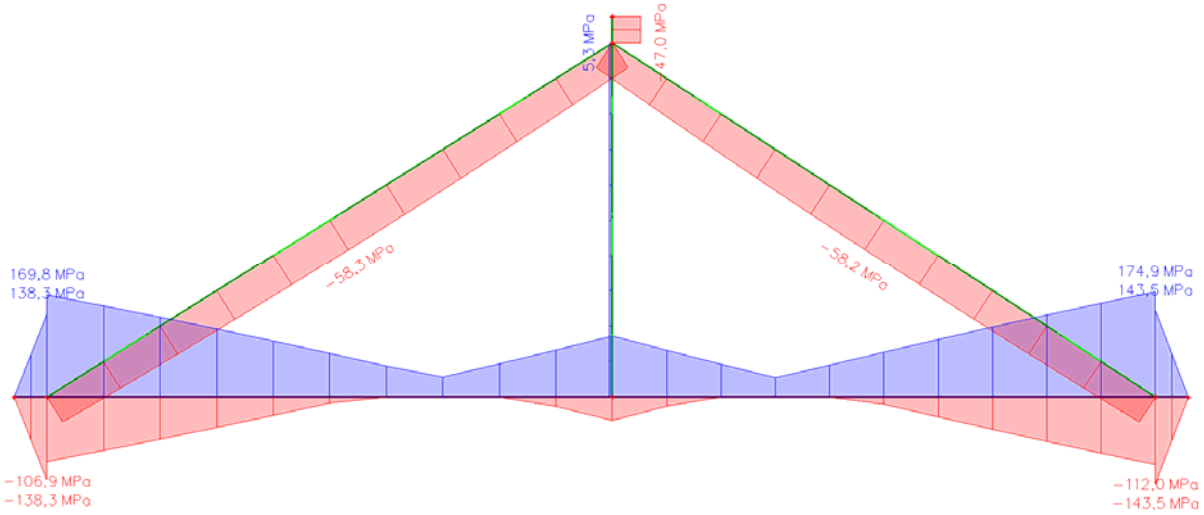


Reakce (kN):



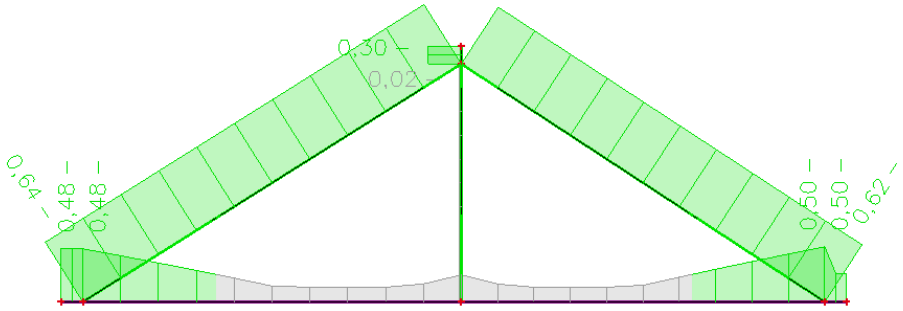
2.17.5 Posudek

Napětí v krajních vláknech (MPa):

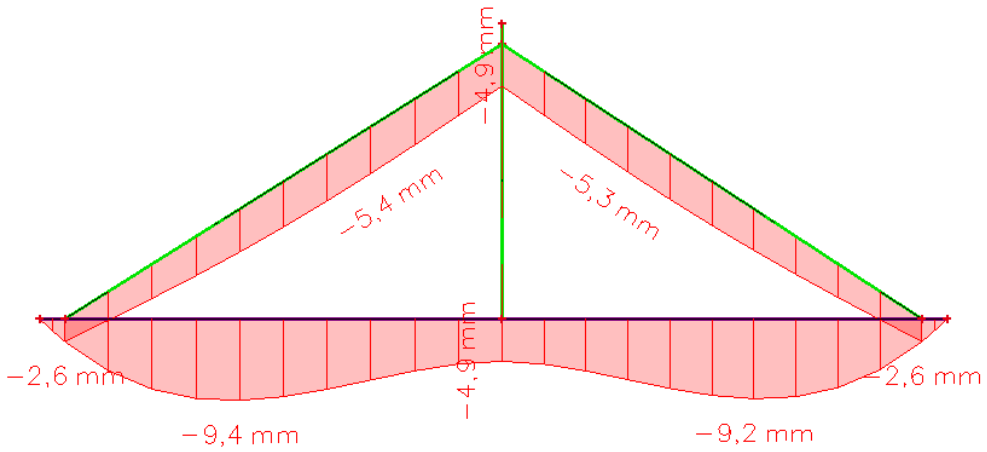


$\sigma = 174{,}9$ MPa < $f_y = 235$ MPa … vyhovuje

Posudek – využití průřezů (0-1):

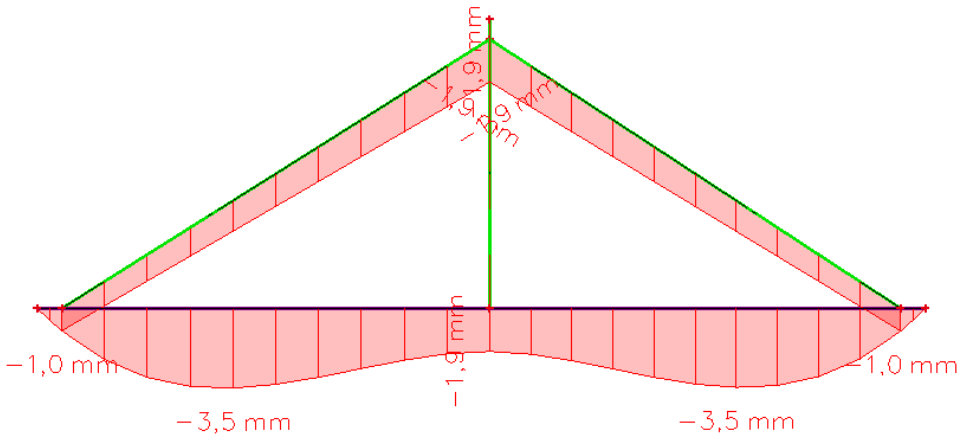


Deformace od veškerého zatížení v charakteristických hodnotách (mm):



Pole : w = 9,4 mm $< w_{lim} = l/250 = 8930/250 = 35,72$ mm … vyhovuje

Deformace od užitného zatížení v charakteristických hodnotách (mm):



Pole : w = 3,5 mm $< w_{lim} = l/400 = 8930/400 = 22,32$ mm … vyhovuje

3 Železobetonový věnec v hlavě nosných stěn ve 2.NP

3.1 Geometrie

Jedná se o železobetonový věnec profilu 300 x 250 mm, který bude umístěn v hlavě obvodových nosných stěn. Na věnci bude uložena střešní konstrukce.

3.2 Materiály

Beton C20/25	$f_{ck} = 20$ MPa
XC1	$f_{ck,cube} = 25$ MPa
	$f_{ctk,0,05} = 1,5$ MPa
	$E_{cm} = 31$ GPa
	$\gamma_c = 1,5$
	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 13,3$ MPa
	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}/\gamma_c = 1 \cdot 1,5/1,5 = 1,0$ MPa
Ocel B 500 B	$f_{yk} = 500$ MPa

γ_s= 1,15
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ = 434,8 MPa
E_s = 200 GPa

Krytí:
Třída prostředí – XC1
Konstrukční třída S4.
$c_{min,dur}$ = 15 mm, Δc_{dev} = 10 mm
$c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dev}$ = 25 mm

3.3 Vyztužení věnců

Věnec bude vyztužen podélnou výztuží 4xøR12 a třmínky øR6/200 mm. Podélná výztuž věnce bude stykována přeložením. Délka přesahu je min. 650 mm. V jednom průřezu je možné stykovat max. 50% výztuže, tj. styky výztuže je nutné po délce prostřídat tak, aby min. 2 pruty byly průběžné. Vzdálenost mezi styky je min. 2 m.

Charakteristický řez věncem:

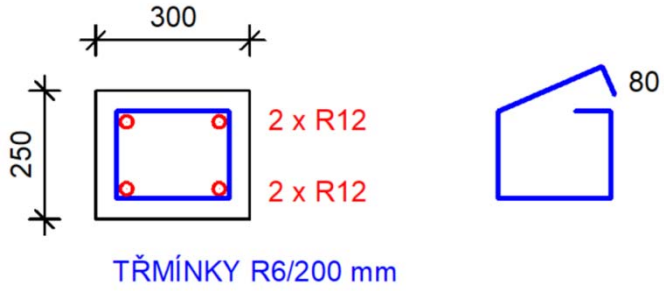
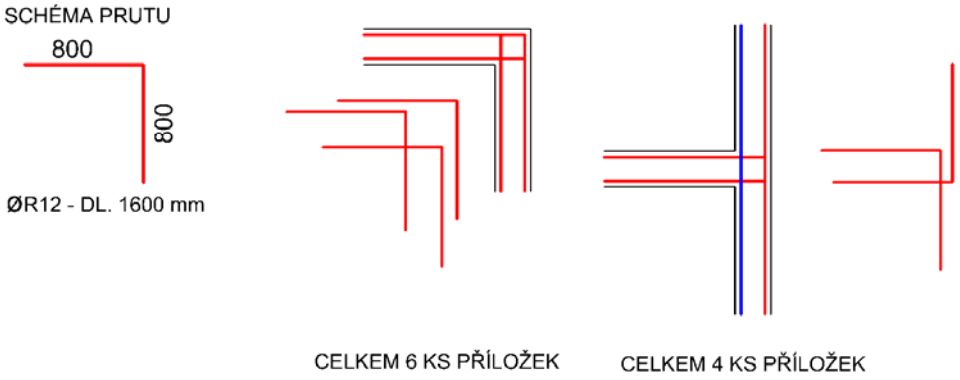


SCHÉMA VYVÁZÁNÍ ROHŮ A "T" STYKŮ
VÝZTUŽE VĚNCŮ



4 Překlady nad otvory ve 2.NP

4.1 Materiály

Ocelové prvky

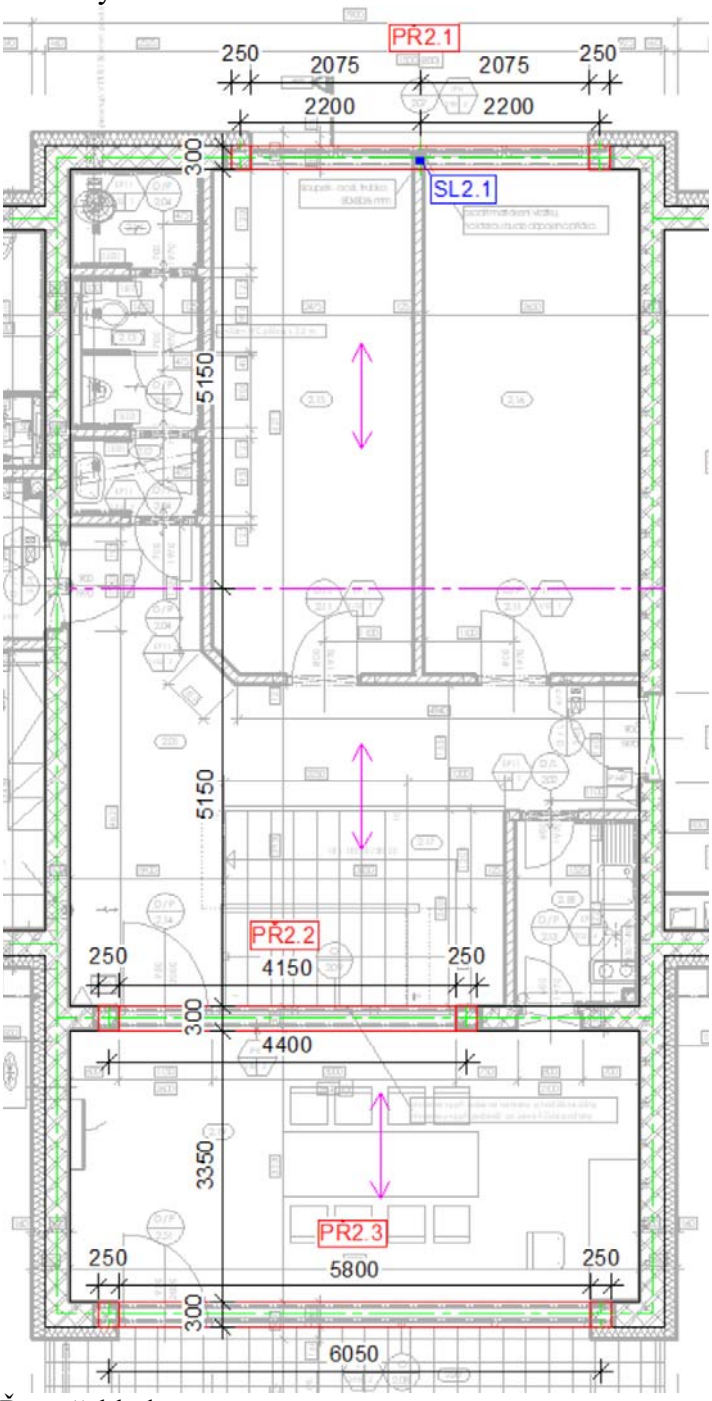
Třída pevnosti		**S235**	
Mez kluzu	f_y	235	MPa
Mez pevnosti	f_u	360	

Modul pružnosti E	E	210 000	
Modul pružnosti G	G	81 000	
Obj. hmotnost	ρ	7850	kg/m^3
Dílčí souč. vlastností materiálů	γ_{m0}	1,00	-

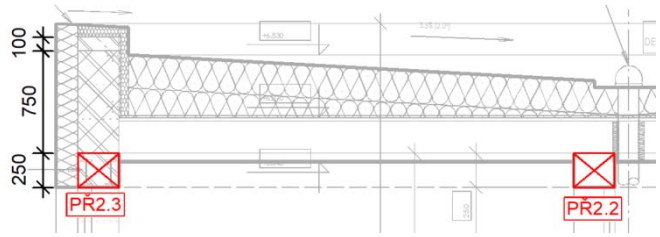
4.2 Geometrie

Překlady nad otvory do šířky 2,0 m se navrhují konstrukčně. Překlady nad otvory šířky 1,5 m a více se navrhují výpočtem.

Překlady ve 2.NP:



Řez překlady:



4.3 Překlad PŘ2.1, SL2.1

Jedná se o spojitý nosník o dvou polích. Konstrukční rozpětí nosníku je 2,2 m – 2,2 m. Překlad se posuzuje jako prostý nosník na konstrukční rozpětí 2,2 m. Překlad se navrhuje z 2 x I120. Uložení překladu na zdivu bude min. 250 mm.
Překlad bude zatížen střešní konstrukcí se zatěžovací šířkou 2,6 m, atikou výšky 0,75 m, ŽB věncem v horní hraně atiky profilu 300x100 mm, železobetonovým věncem profilu 300x250 mm a vlastní hmotností překladu.

4.3.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	2,2	m
Zatěžovací šířka	2,6	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	2,600	0,520	1,35	0,702
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	2,600	0,780	1,35	1,053
2 x asfaltový pás	10	12	2,600	0,312	1,35	0,421
Tepelná izolace	260	0,4	2,600	0,270	1,35	0,365
Spádové klíny	170	0,4	2,600	0,177	1,35	0,239
Asfaltový pás	3	12	2,600	0,094	1,35	0,126
Bednění z OSB desek	25	6,8	2,600	0,442	1,35	0,597
Krokve	30	5	2,600	0,390	1,35	0,527
Ocelový rošt	0,3	78,5	2,600	0,061	1,35	0,083
SDK podhled	12,5	10,5	2,600	0,341	1,35	0,461
Atika	300	8,5	0,750	1,913	1,35	2,582
ŽB věnec atiky	300	25	0,100	0,750	1,35	1,013
Tepelná izolace	150	0,4	1,200	0,072	1,35	0,097
Stěrka	10	20	1,200	0,240	1,35	0,324
ŽB věnec v úrovni překladu	250	25	0,300	1,875	1,35	2,531
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,223	1,35	0,301
				8,460	1,350	11,421

2.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. Sněhová oblast	0,8	3,050	1	2,440	1,5	3,660
				2,440	1,500	3,660

3.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m

Vítr	0,1664	3,050	1	0,508	1,5	0,761
				0,508	1,500	0,761

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,5 . 2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	13,707	kN/m
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	13,824	kN/m
Celkové reprezentativní zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 1.0 . 3ZS	11,407	kN/m
Reprezentativní zatížení proměnné Gk 4K = 1,0 . 2ZS + 1,0 . 3ZS	2,948	kN/m

Reakce	15,21	kN

4.3.2 Posudek ocelového překladu

Celkové 3K My,Sd = **6,90** kNm

Proměnné 4K My,Nd = **1,78** kNm

Zatížení Mz,Sd = **0,0** kNm

profil ocel

I 120 **2** ks **S 235**

Průř. modul Wy = 0,000109 m3 Mez kluzu fy = 235000 kPa

Průř. modul Wy,pl = 0,0001272 m3

Prúř. modul Wz = 1,4759E-05 m3 Mez pevnosti fu = 360000 kPa

Mc,y,Rd = Wy,pl fy / γ_{M0} = **29,9** kNm > My,Sd = **8,4** kNm

Mc,y,Rd = Wy,el fy / γ_{M0} = **25,6** kNm My,Sd = **8,4** kNm

Mc,z,Rd = Wz fy / γ_{M0} = **3,5** kNm > Mz,Sd = **0,0** kNm

(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,28** + **0,00** = **0,28** <1 OK

~ průhyb pro L= **2,200** m

Jy = 0,00000654 mm

d celk = 5*My,sd*L^2/48/E/γf/Jy = 2,5 mm = **1/ 868,4** L L max = l/250

d 2 = 5*My,nd*L^2/48/E/γf/Jy = 0,7 mm = **1/ 3360,7** L L max = l/600

4.4 Překlad PŘ2.2

Světlá šířka otvoru bude 4,15 m. Konstrukční rozpětí nosníku je 4,4 m Překlad se navrhuje z 2 x I160. Uložení překladu na zdivu bude min. 250 mm.
Překlad bude zatížen střešní konstrukcí se zatěžovací šířkou 4,55 m, železobetonovým věncem profilu 300x250 mm a vlastní hmotností překladu.

4.4.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	4,4	m
Zatěžovací šířka	4,55	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	γ_G G_k
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m

Střešní konstrukce						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	4,550	0,910	1,35	1,229
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	4,550	1,365	1,35	1,843
2 x asfaltový pás	10	12	4,550	0,546	1,35	0,737
Tepelná izolace	260	0,4	4,550	0,473	1,35	0,639
Spádové klíny	170	0,4	4,550	0,309	1,35	0,418
Asfaltový pás	3	12	4,550	0,164	1,35	0,221
Bednění z OSB desek	25	6,8	4,550	0,774	1,35	1,044
Krokve	30	5	4,550	0,683	1,35	0,921
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,550	0,107	1,35	0,145
SDK podhled	12,5	10,5	4,550	0,597	1,35	0,806
ŽB věnec v úrovni překladu	250	25	0,300	1,875	1,35	2,531
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,358	1,35	0,483
				8,161	1,350	11,017

2.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. Sněhová oblast	0,8	4,550	1	3,640	1,5	5,460
				3,640	1,500	5,460

3.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Vítr	0,1664	4,550	1	0,757	1,5	1,136
				0,757	1,500	1,136

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,5 . 2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	14,428	kN/m	Reakce	34,11	kN
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	15,506	kN/m			
Celkové reprezentativní zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 1.0 . 3ZS	12,558	kN/m			
Reprezentativní zatížení proměnné Gk 4K = 1,0 . 2ZS + 1,0 . 3ZS	4,397	kN/m			

4.4.2 Posudek ocelového překladu

Celkové 1K nebo 2K	My,Sd =	**37,52**	kNm				
Celkové 3K	My,Sd =	**30,39**	kNm				
Proměnné 4K	My,Nd =	**10,64**	kNm				
Zatížení	Mz,Sd =	**0,0**	kNm				
profil					ocel		
I 160	**2** ks				**S 235**		
Průř. modul	Wy =	0,0002335	m3	Mez kluzu	fy =	235000	kPa
Průř. modul	Wy,pl =	0,000272	m3				
Průř. modul	Wz =	2,9514E-05	m3	Mez pevnosti	fu =	360000	kPa

$M_{c,y,Rd} = W_{y,pl} f_y / \gamma_{M0}$ =	**63,9**	kNm > My,Sd =	**37,5**	kNm	
$M_{c,y,Rd} = W_{y,el} f_y / \gamma_{M0}$ =	**54,9**	kNm My,Sd =	**37,5**	kNm	

Mc,z,Rd = Wz fy / γ_{M0} = **6,9** kNm > Mz,Sd = **0,0** kNm

(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,59** + **0,00** = **0,59** <1 OK

~ průhyb pro L= **4,400** m

Jy = 0,00001868 mm

d celk = 5*My,sd*L^2/48/E/γf/Jy = 15,6 mm = **1/ 281,6** L L max = l/250

d 2 = 5*My,nd*L^2/48/E/γf/Jy = 5,5 mm = **1/ 804,3** L L max = l/600

4.5 Překlad PŘ2.3

Světlá šířka otvoru bude 5,8 m. Konstrukční rozpětí nosníku je 6,05 m Překlad se navrhuje z 2 x I200. Uložení překladu na zdivu bude min. 250 mm.
Překlad bude zatížen střešní konstrukcí se zatěžovací šířkou 1,67 m, atikou výšky 0,75 m, ŽB věncem v horní hraně atiky profilu 300x100 mm, železobetonovým věncem profilu 300x250 mm a vlastní hmotností překladu.

4.5.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	6,05	m
Zatěžovací šířka	1,67	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	1,670	0,334	1,35	0,451
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	1,670	0,501	1,35	0,676
2 x asfaltový pás	10	12	1,670	0,200	1,35	0,271
Tepelná izolace	260	0,4	1,670	0,174	1,35	0,234
Spádové klíny	170	0,4	1,670	0,114	1,35	0,153
Asfaltový pás	3	12	1,670	0,060	1,35	0,081
Bednění z OSB desek	25	6,8	1,670	0,284	1,35	0,383
Krokve	30	5	1,670	0,251	1,35	0,338
Ocelový rošt	0,3	78,5	1,670	0,039	1,35	0,053
SDK podhled	12,5	10,5	1,670	0,219	1,35	0,296
Atika	300	8,5	0,750	1,913	1,35	2,582
ŽB věnec atiky	300	25	0,100	0,750	1,35	1,013
Tepelná izolace	150	0,4	1,200	0,072	1,35	0,097
Stěrka	10	20	1,200	0,240	1,35	0,324
ŽB věnec v úrovni překladu	250	25	0,300	1,875	1,35	2,531
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,524	1,35	0,708
				7,550	1,350	10,192

2.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. Sněhová oblast	0,8	2,120	1	1,696	1,5	2,544
				1,696	1,500	2,544

3.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Vítr	0,1664	2,120	1	0,353	1,5	0,529
				0,353	1,500	0,529

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,5 . 2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	11,781	kN/m	Reakce	35,64	kN
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	11,525	kN/m			
Celkové reprezentativní zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 1.0 . 3ZS	9,598	kN/m			
Reprezentativní zatížení proměnné Gk 4K = 1,0 . 2ZS + 1,0 . 3ZS	2,049	kN/m			

4.5.2 Posudek ocelového překladu

Celkové 1K nebo 2K	My,Sd =	**53,90**	kNm					
Celkové 3K	My,Sd =	**43,92**	kNm					
Proměnné 4K	My,Nd =	**9,37**	kNm					
Zatížení	Mz,Sd =	**0,0**	kNm					
profil						ocel		
I 200	**2** ks					**S 235**		
Průř. modul	Wy =	0,000428	m3		Mez kluzu	fy =	235000	kPa
Průř. modul	Wy,pl =	0,000496	m3					
Prúř. modul	Wz =	5,1556E-05	m3		Mez pevnosti	fu =	360000	kPa

Mc,y,Rd = Wy,pl fy / γ_{M0} =	**116,6**	kNm > My,Sd =	**53,9**	kNm		
Mc,y,Rd = Wy,el fy / γ_{M0} =	**100,6**	kNm My,Sd =	**53,9**	kNm		
Mc,z,Rd = Wz fy / γ_{M0} =	**12,1**	kNm > Mz,Sd =	**0,0**	kNm		

(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,46** + **0,00** = **0,46** <1 OK

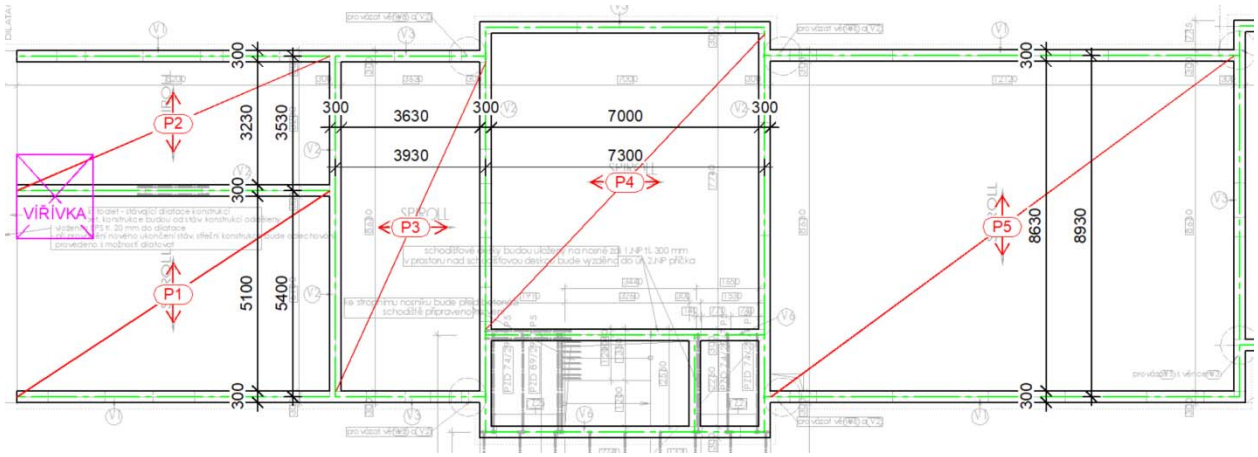
~ průhyb pro L=	**6,050**	m						
	Jy =	0,0000428	mm					
d celk =	5*My,sd*L^2/48/E/γf/Jy =	18,6	mm =	**1/**	**324,8**	L	L max = l/250	
d 2 =	5*My,nd*L^2/48/E/γf/Jy =	4,0	mm =	**1/**	**1521,5**	L	L max = l/600	

5 Stropní konstrukce nad 1. NP z prefabrikovaných panelů

Jedná se o železobetonové předepnuté panely Spiroll tl. 250 mm, na kterých jsou uloženy vrstvy podlahy.

5.1 Geometrie

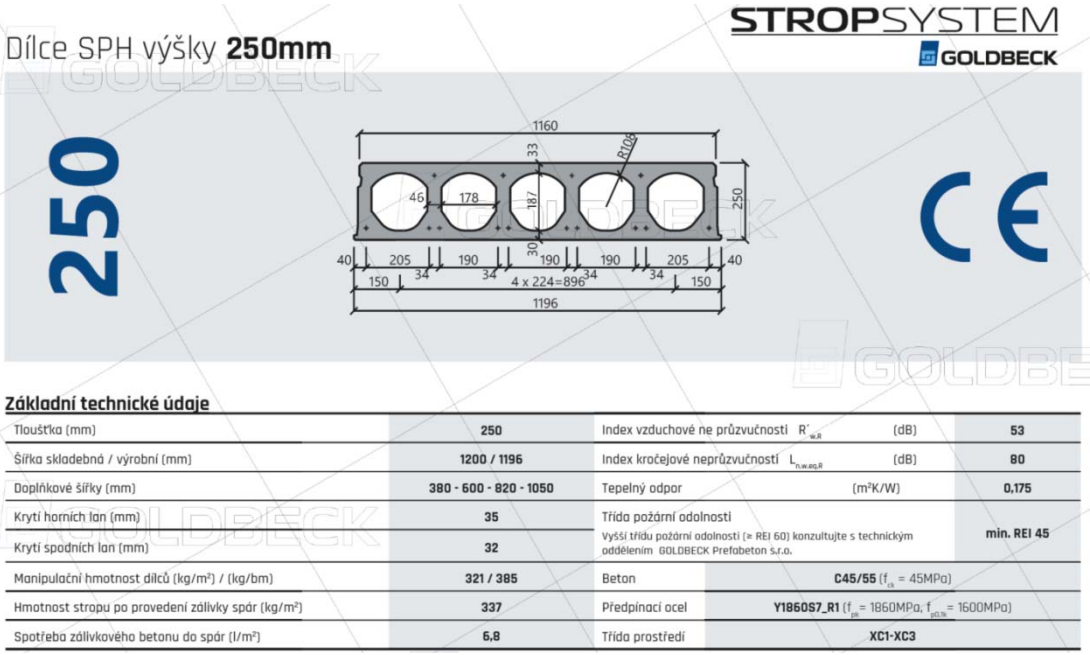
Strop nad 1. NP:



Tam, kde to je možné, tak budou panely na zdivu uloženy v délce 200 mm s obručovým věncem šířky 100 mm. Na střední nosné stěně, kde na sebe panely navazují bude uložení 150 mm.

5.2 Materiály

Navrhují se panely Spiroll označené SPG z katalogu fy Goldbeck.



Základní technické údaje

Tloušťka (mm)	250	Index vzduchové neprůzvučnosti $R'_{w,R}$	(dB)	53
Šířka skladebná / výrobní (mm)	1200 / 1196	Index kročejové neprůzvučnosti $L_{n,w,eq,R}$	(dB)	80
Doplňkové šířky (mm)	380 - 600 - 820 - 1050	Tepelný odpor	(m^2K/W)	0,175
Krytí horních lan (mm)	35	Třída požární odolnosti		min. REI 45
Krytí spodních lan (mm)	32	Vyšší třídu požární odolnosti (> REI 60) konzultujte s technickým oddělením GOLDBECK Prefabeton s.r.o.		
Manipulační hmotnost dílců (kg/m^2) / (kg/bm)	321 / 385	Beton	C45/55 (f_{ck} = 45MPa)	
Hmotnost stropu po provedení zálivky spár (kg/m^2)	337	Předpínací ocel	Y1860S7_R1 (f_{pk} = 1860MPa; $f_{p0,1k}$ = 1600MPa)	
Spotřeba zálivkového betonu do spár (l/m^2)	6,8	Třída prostředí	XC1-XC3	

5.3 Kombinace zatěžovacích stavů

Ověření odolnosti nosných prvků (STR/GEO):

(a) $\Sigma\gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, \psi_{0,1}\, Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$

(b) $\Sigma\xi_j\, \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$

1 K (a) 1,35 . 1ZS + 0,7 . 1,5 . 2ZS

2 K (b) 0,85 . 1,35 . 1ZS + 1,5 . 2ZS

Kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti:

Charakteristická kombinace

$\Sigma G_{kj} + Q_{k1} + \Sigma \psi_{0,i}. Q_{ki}$

3 K 1,0 . 1ZS + 1,0 . 2ZS

Častá kombinace
$\Sigma G_{kj} + \psi_{1,1} .Q_{k1} + \Sigma \psi_{2,i}. Q_{k,i}$

4 K 1,0 . 1ZS + 0,7 . 2ZS

Kvazistálá kombinace
$\Sigma G_{kj} + \Sigma \psi_{2,i}. Q_{k,i}$ pro $i \geq 1$

5 K 1,0 . 1ZS + 0,6 . 2ZS

5.4 Stropní panely P1 – P4

Posuzují se panely na nejdelší rozpětí. Panely v kratších polích se navrhují implicitně.

5.4.1 Zatížení

Zatížení je počítáno na jeden panel šířky 1,2 m.

Konstrukční délka nosníku l	7,3	m
Satěžovací šířka	1,2	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
Skladba P2.5	mm	kN/m^3	m	kN/1,2m	-	kN/1,2m
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	1,200	0,324	1,35	0,437
Lepidlo	5	23	1,200	0,138	1,35	0,186
Betonová mazanina	60	23	1,200	1,656	1,35	2,236
Kročejová izolace	40	1	1,200	0,048	1,35	0,065
Spiroll	250	13,5	1,200	4,050	1,35	5,468
Ocelový rošt	0,3	78,5	1,200	0,028	1,35	0,038
SDK podhled	12,5	10,5	1,200	0,158	1,35	0,213
				6,402	1,350	8,642

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/1,2m	-	kN/1,2m
Užitné C1	3	1,200	1	3,600	1,5	5,400
Příčky	2	1,200	1	2,400	1,5	3,600
				6,000	1,500	9,000

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,7 . 2ZS	14,942	kN/1,2m	(STR/GEO)
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS	16,346	kN/1,2m	(STR/GEO)
Celkové reprezentativní zatížení Gk 3K = 1,0 . 1ZS + 1,0 . 2ZS	12,402	kN/1,2m	charakteristická kombinace
Celkové reprezentativní zatížení Gk 4K = 1,0 . 1ZS + 0,7 . 2ZS	10,602	kN/1,2m	častá kombibace
Celkové reprezentativní zatížení Gk 5K = 1,0 . 1ZS + 0,6 . 2ZS	10,002	kN/1,2m	kvazistálá kombibace

5.4.2 Vnitřní síly a posudek

Návrhový ohybový moment, celkové zatížení Md = 1/8.K.l2	108,88	kNm/1,2 m
Návrhová posouvací síla, celkové zatížení Vd = 1/2.K.l	59,66	kNm/1,2 m
Reprezentativní ohybový moment, charakteristická kombinace Mk = 1/8.3K.l2	82,61	kNm/1,2 m
Reprezentativní ohybový moment, častá kombibace Mk = 1/8.4K.l2	70,62	kNm/1,2 m
Reprezentativní ohybový moment, kvazistálá kombibace Mk = 1/8.5K.l2	66,62	kNm/1,2 m

Statické parametry (ČSN EN 1168+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)

Typ vyztužení	Průřezové charakteristiky $A_{p,h}$ horní (mm²)	$A_{p,s}$ spodní (mm²)	$M_{R,d}$ (kNm/1,20m)	$M_{R,k}$ [1)] (kNm/1,20m)	$M_{R,w,02}$ [1)] (kNm/1,20m)	$M_{R,dek}$ [1)] (kNm/1,20m)	V_{Rdct1} (kN/1,20m)
SPH 25042	0	476	142,8	94,9	81,1	57	97,2
SPH 25006	0	558	165,1	110,7	95,1	65,7	98,6
SPH 25406[2)]	372	558	166,2	108,6	102,1	64,5	101,4
SPH 25264	104	766	219,2	130,1	131,0	84,0	101,8
SPH 25410[2)]	208	930	256,0	144,3	159,6	97,1	105,2

$A_{p,h}$, $A_{p,s}$ - plocha výztuže
$M_{R,d}$ - moment na mezi únosnosti dílce
$M_{R,k}$ - moment na mezi napětí betonu v tahu, porovnání s charakteristickou komb. zatížení
$M_{R,w0.2}$ - moment na mezi šířky trhlin 0,2 mm, porovnání s častou kombinací zatížení
$M_{R,dek}$ - moment na mezi dekomprese, porovnání s kvazistálou kombinací zatížení pro XC2/XC3
V_{Rdct1} - mezní únosnost dílce ve smyku v oblasti bez trhlin, pro uložení na poddajné podpory (průvlaky) se doporučuje omezit využití na 50% až 70% (viz konstrukční zásady)

1) hodnoty $M_{R,k}$ až $M_{R,dek}$ jsou uvedeny pro délku panelů 5m
2) výhodnou alternativou pro SPH25410 je vyšší dílec s menším stupněm vyztužení.
3) konzolový typ

V případě požadavků konzolového vyložení kontaktujte technické oddělení GOLDBECK Prefabeton s.r.o.

Konstrukční zásady viz PN SPH 06/2014, PN SPH 14/14

Navrhují se panely SPH 25006:
M_{Rd} = 165,1 kNm/1,2 m > M_d = 108,88 kNm/1,2 m … vyhovuje
M_{Rk} = 130,1 kNm/1,2 m > M_k = 82,61 kNm/1,2 m … vyhovuje
$M_{R,w,02}$ = 95,1 kNm/1,2 m > $M_{k,02}$ = 70,62 kNm/1,2 m … vyhovuje
$M_{R,dek}$ = 65,7 kNm/1,2 m < $M_{k,dek}$ = 66,62 kNm/1,2 m … podmínka pouze pro prostředí XC2/XC3
V_{Rdct1} = 98,6 kN/1,2 m > V_d = 59,66 kN/1,2 m … vyhovuje

5.5 Stropní panely P1 – vířivka + bazén

5.5.1 Zatížení

Zatížení je počítáno na jeden panel šířky 1,2 m.

Konstrukční délka nosníku l	5,4	m
Satěžovací šířka	1,2	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
Skladba P2.5	mm	kN/m³	m	kN/1,2m	-	kN/1,2m
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	1,200	0,324	1,35	0,437
Lepidlo	5	23	1,200	0,138	1,35	0,186
Betonová mazanina	60	23	1,200	1,656	1,35	2,236
Kročejová izolace	40	1	1,200	0,048	1,35	0,065
Spiroll	250	13,5	1,200	4,050	1,35	5,468
Ocelový rošt	0,3	78,5	1,200	0,028	1,35	0,038
SDK podhled	12,5	10,5	1,200	0,158	1,35	0,213
				6,402	1,350	8,642

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/1,2m	-	kN/1,2m
Užitné C1	10	1,200	1	12,000	1,5	18,000

Příčky	2	1,200	1	2,400	1,5	3,600
				14,400	1,500	21,600

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,7 . 2ZS	23,762	kN/1,2m	(STR/GEO)
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS	28,946	kN/1,2m	(STR/GEO)
Celkové reprezentativní zatížení Gk 3K = 1,0 . 1ZS + 1,0 . 2ZS	20,802	kN/1,2m	charakteristická kombinace
Celkové reprezentativní zatížení Gk 4K = 1,0 . 1ZS + 0,7 . 2ZS	16,482	kN/1,2m	častá kombibace
Celkové reprezentativní zatížení Gk 5K = 1,0 . 1ZS + 0,6 . 2ZS	15,042	kN/1,2m	kvazistálá kombibace

5.5.2 Vnitřní síly a posudek

Návrhový ohybový moment, celkové zatížení Md = 1/8.K.l2	105,51	kNm/1,2 m
Návrhová posouvací síla, celkové zatížení Vd = 1/2.K.l	78,15	kNm/1,2 m
Reprezentativní ohybový moment, charakteristická kombinace Mk = 1/8.3K.l2	75,82	kNm/1,2 m
Reprezentativní ohybový moment, častá kombibace Mk = 1/8.4K.l2	60,08	kNm/1,2 m
Reprezentativní ohybový moment, kvazistálá kombibace Mk = 1/8.5K.l2	54,83	kNm/1,2 m

Statické parametry (ČSN EN 1168+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)

Typ vyztužení	Průřezové charakteristiky $A_{p,h}$ horní (mm²)	$A_{p,s}$ spodní (mm²)	M_{Rd} (kNm/1,20m)	M_{Rk} [1)] (kNm/1,20m)	$M_{R,w,02}$ [1)] (kNm/1,20m)	$M_{R,dek}$ [1)] (kNm/1,20m)	V_{Rdct1} (kN/1,20m)
SPH 25042	0	476	142,8	94,9	81,1	57	97,2
SPH 25006	0	558	165,1	110,7	95,1	65,7	98,6
SPH 25406[2)]	372	558	166,2	108,6	102,1	64,5	101,4
SPH 25264	104	766	219,2	130,1	131,0	84,0	101,8
SPH 25410[2)]	208	930	256,0	144,3	159,6	97,1	105,2

$A_{p,h}$, $A_{p,s}$ - plocha výztuže
M_{Rd} - moment na mezi únosnosti dílce
$M_{R,k}$ - moment na mezi napětí betonu v tahu, porovnání s charakteristickou komb. zatížení
$M_{R,w0.2}$ - moment na mezi šířky trhlin 0,2 mm, porovnání s častou kombinací zatížení
$M_{R,dek}$ - moment na mezi dekomprese, porovnání s kvazistálou kombinací zatížení pro XC2/XC3
V_{Rdct1} - mezní únosnost dílce ve smyku v oblasti bez trhlin, pro uložení na poddajné podpory (průvlaky) se doporučuje omezit využití na 50% až 70% (viz konstrukční zásady)

1) hodnoty $M_{R,k}$ až $M_{R,dek}$ jsou uvedeny pro délku panelů 5m
2) výhodnou alternativou pro SPH25410 je vyšší dílec s menším stupněm vyztužení.
3) konzolový typ

V případě požadavků konzolového vyložení kontaktujte technické oddělení GOLDBECK Prefabeton sr.o.

Konstrukční zásady viz PN SPH 06/2014, PN SPH 14/14

Navrhují se panely SPH 25006:
M_{Rd} = 165,1 kNm/1,2 m > M_d = 105,51 kNm/1,2 m … vyhovuje
M_{Rk} = 130,1 kNm/1,2 m > M_k = 75,82 kNm/1,2 m … vyhovuje
$M_{R,w,02}$ = 95,1 kNm/1,2 m > $M_{k,02}$ = 60,08 kNm/1,2 m … vyhovuje
$M_{R,dek}$ = 65,7 kNm/1,2 m >$M_{k,dek}$ = 54,83 kNm/1,2 m … vyhovuje, podmínka pouze pro prostředí XC2/XC3
V_{Rdct1} = 98,6 kN/1,2 m > V_d = 78,15 kN/1,2 m … vyhovuje

5.6 Stropní panely P5

5.6.1 Zatížení

Zatížení je počítáno na jeden panel šířky 1,2 m.

Konstrukční délka nosníku l	8,93	m
Satěžovací šířka	1,2	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
Skladba P2.1	mm	kN/m³	m	kN/1,2m	-	kN/1,2m
Nášlapná vrstva, PVC	2,5	12	1,200	0,036	1,35	0,049

Tlumící podložka	1,5	12	1,200	0,022	1,35	0,029
Samonivelační stěrka	3	24	1,200	0,086	1,35	0,117
Anhydrit	60	21	1,200	1,512	1,35	2,041
Kročejová izolace	40	1	1,200	0,048	1,35	0,065
Spiroll	250	13,5	1,200	4,050	1,35	5,468
Ocelový rošt	0,3	78,5	1,200	0,028	1,35	0,038
SDK podhled	12,5	10,5	1,200	0,158	1,35	0,213
				5,940	1,350	8,019

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/1,2m	-	kN/1,2m
Užitné C4	5	1,200	1	6,000	1,5	9,000
Příčky	0	1,200	1	0,000	1,5	0,000
				6,000	1,500	9,000

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,7 . 2ZS	14,319	kN/1,2m	(STR/GEO)
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS	15,816	kN/1,2m	(STR/GEO)
Celkové reprezentativní zatížení Gk 3K = 1,0 . 1ZS + 1,0 . 2ZS	11,940	kN/1,2m	charakteristická kombinace
Celkové reprezentativní zatížení Gk 4K = 1,0 . 1ZS + 0,7 . 2ZS	10,140	kN/1,2m	častá kombibace
Celkové reprezentativní zatížení Gk 5K = 1,0 . 1ZS + 0,6 . 2ZS	9,540	kN/1,2m	kvazistálá kombibace

5.6.2 Vnitřní síly a posudek

Návrhový ohybový moment, celkové zatížení Md = 1/8.K.l2	157,65	kNm/1,2 m
Návrhová posouvací síla, celkové zatížení Vd = 1/2.K.l	70,62	kNm/1,2 m
Reprezentativní ohybový moment, charakteristická kombinace Mk = 1/8.3K.l2	119,02	kNm/1,2 m
Reprezentativní ohybový moment, častá kombibace Mk = 1/8.4K.l2	101,07	kNm/1,2 m
Reprezentativní ohybový moment, kvazistálá kombibace Mk = 1/8.5K.l2	95,09	kNm/1,2 m

Statické parametry (ČSN EN 1168+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)

Typ vyztužení	Průřezové charakteristiky						
	$A_{p,h}$ horní (mm²)	$A_{p,s}$ spodní (mm²)	$M_{R,d}$ (kNm/1,20m)	$M_{R,k}$ [1] (kNm/1,20m)	$M_{R,w,02}$ [1] (kNm/1,20m)	$M_{R,dek}$ [1] (kNm/1,20m)	V_{Rdct1} (kN/1,20m)
SPH 25042	0	476	142,8	94,9	81,1	57	97,2
SPH 25006	0	558	165,1	110,7	95,1	65,7	98,6
SPH 25406[3]	372	558	166,2	108,6	102,1	64,5	101,4
SPH 25264	104	766	219,2	130,1	131,0	84,0	101,8
SPH 25410[2]	208	930	256,0	144,3	159,6	97,1	105,2

$A_{p,h}$, $A_{p,s}$ - plocha výztuže
$M_{R,d}$ - moment na mezi únosnosti dílce
$M_{R,k}$ - moment na mezi napětí betonu v tahu, porovnání s charakteristickou komb. zatížení
$M_{R,w0.2}$ - moment na mezi šířky trhlin 0,2 mm, porovnání s častou kombinací zatížení
$M_{R,dek}$ - moment na mezi dekomprese, porovnání s kvazistálou kombinací zatížení pro XC2/XC3
V_{Rdct1} - mezní únosnost dílce ve smyku v oblasti bez trhlin, pro uložení na poddajné podpory (průvlaky) se doporučuje omezit využití na 50% až 70% (viz konstrukční zásady)

1) hodnoty $M_{R,k}$ až $M_{R,dek}$ jsou uvedeny pro délku panelů 5m
2) výhodnou alternativou pro SPH25410 je vyšší dílec s menším stupněm vyztužení.
3) konzolový typ

V případě požadavků konzolového vyložení kontaktujte technické oddělení GOLDBECK Prefabeton s.r.o.

Konstrukční zásady viz PN SPH 06/2014, PN SPH 14/14

Navrhují se panely SPH 25264:
M_{Rd} = 219,2 kNm/1,2 m > M_d = 157,65 kNm/1,2 m … vyhovuje
M_{Rk} = 130,1 kNm/1,2 m > M_k = 119,02 kNm/1,2 m … vyhovuje
$M_{R,w,02}$ = 131,0 kNm/1,2 m > $M_{k,02}$ = 101,07 kNm/1,2 m … vyhovuje
$M_{R,dek}$ = 84,0 kNm/1,2 m < $M_{k,dek}$ = 95,09 kNm/1,2 m … podmínka pouze pro prostředí XC2/XC3
V_{Rdct1} = 101,8 kN/1,2 m > V_d = 70,62 kN/1,2 m … vyhovuje

6 Železobetonové věnce v 1.NP a obručové věnce panelů

6.1 Materiály

Beton C20/25 — f_{ck} = 20 MPa
XC1 — $f_{ck,cube}$ = 25 MPa
E_{cm} = 31 GPa
γ_c= 1,5
$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ = 13,3 MPa

Ocel B 500 B — f_{yk} = 500 MPa
γ_s= 1,15
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ = 434,8 MPa
E_s = 200 GPa

Krytí:
Třída prostředí – XC1
Konstrukční třída S4.
$c_{min,dur}$ = 15 mm, Δc_{dev} = 10 mm
$c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dev}$ = 25 mm

6.2 Vyztužení pozedních věnců

Věnec bude vyztužen podélnou výztuží 4xøR12 a třmínky øR6/150 mm. Podélná výztuž věnce bude stykována přeložením. Délka přesahu je min. 650 mm. V jednom průřezu je možné stykovat max. 50% výztuže, tj. styky výztuže je nutné po délce prostřídat tak, aby min. 2 pruty byly průběžné. Vzdálenost mezi styky je min. 2 m.

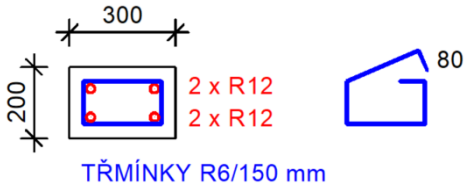
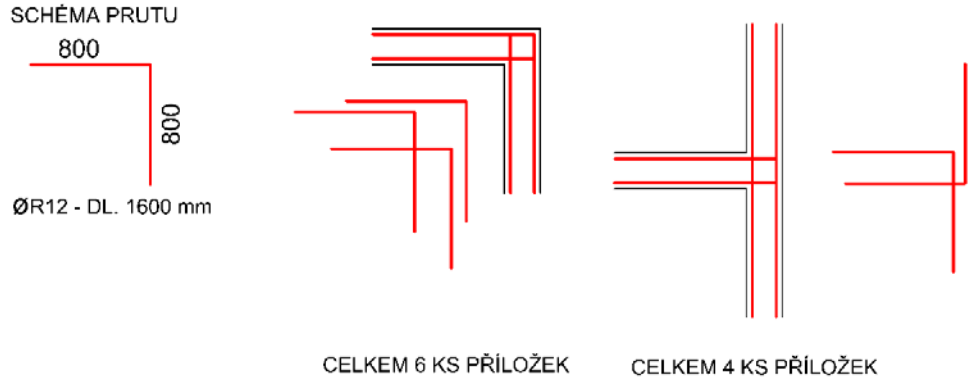
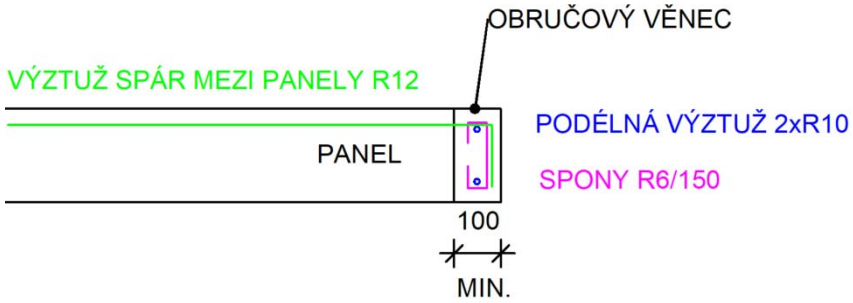


SCHÉMA VYVÁZÁNÍ ROHŮ A "T" STYKŮ
VÝZTUŽE VĚNCŮ

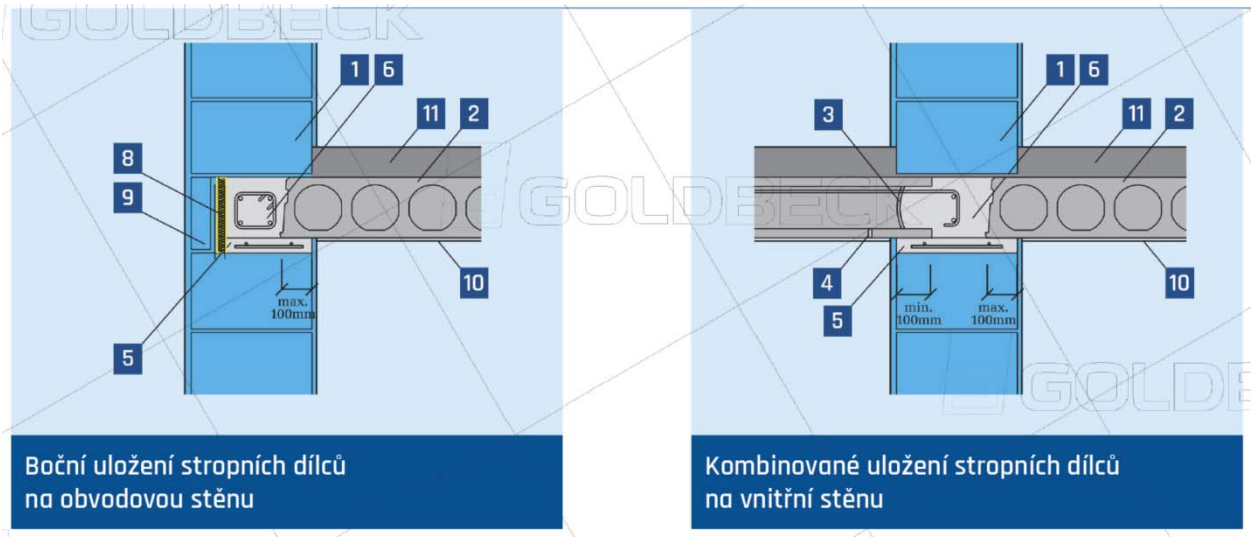


6.3 Vyztužení obručových věnců

Věnec bude vyztužen podélnou výztuží 2xøR10 a sponami øR6/150 mm. Podélná výztuž věnce bude stykována přeložením. Délka přesahu je min. 650 mm. Obručové věnce budou propojeny s výztuží umístěnou ve spárách panelů.



Detaily uložení, umístění obručových i vnitřních věnců v úrovni stropu a vyztužení spár mezi panely je nutné provést dle technických detailů výrobce stropních panelů.



7 Strop z ocelových nosníků nad 1.NP

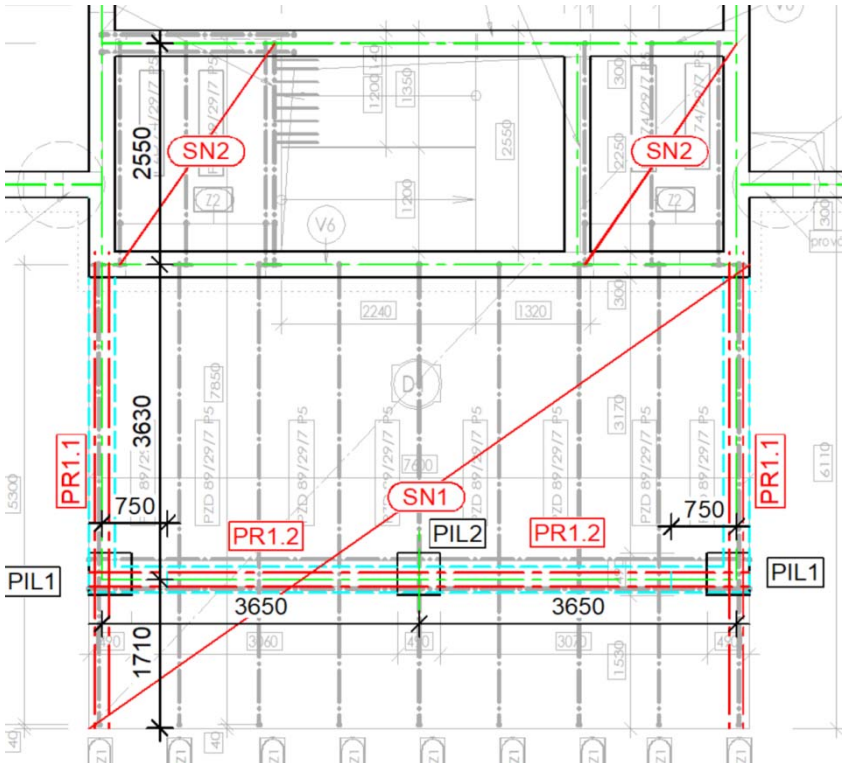
7.1 Materiál

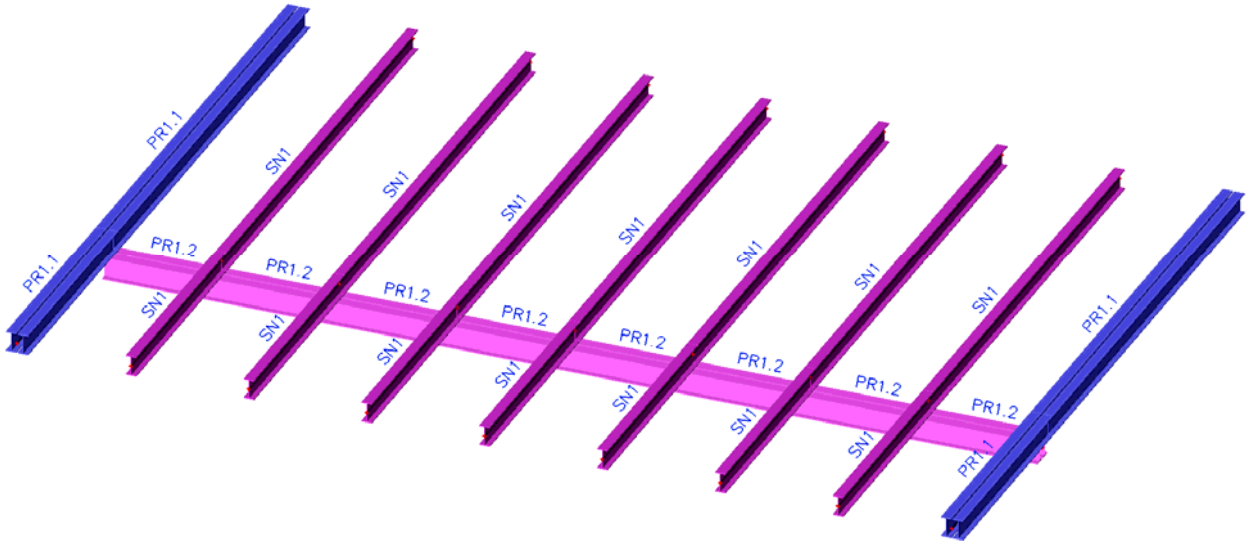
Ocel

Třída pevnosti		**S235**	
Mez kluzu	f_y	235	MPa
Mez pevnosti	f_u	360	
Modul pružnosti E	E	210 000	
Modul pružnosti G	G	81 000	
Obj. hmotnost	ρ	7850	kg/m^3
Dílčí souč. vlastností materiálů	γ_{m0}	1,00	-

7.2 Geometrie

Půdorys:





SN1 – IPE160
PR1.1 – 2 x IPE160
PR1.2 – 2 x IPE180

7.3 Zatížení

7.3.1 Zatěžovací stavy

Vlastní hmotnost ocelových nosníků uvažuje výpočtový program.

1. ZS – Stálé zatížení

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m

SN1, interiér, skladba P2.3						
Nášlapná vrstva, PVC	2,5	12	0,920	0,028	1,35	0,037
Tlumící podložka	1,5	12	0,920	0,017	1,35	0,022
Samonivelační stěrka	3	24	0,920	0,066	1,35	0,089
Anhydrit	60	21	0,920	1,159	1,35	1,565
Kročejová izolace	40	1	0,920	0,037	1,35	0,050
Výplňový polystyren	80	1	0,920	0,074	1,35	0,099
PZD desky PZD 89/29/6,5 P 5	65	25	0,920	1,495	1,35	2,018
Lepidlo	5	24	0,920	0,110	1,35	0,149
Desky z minerální vaty	80	0,4	0,920	0,029	1,35	0,040
Omítka vnější	10	20	0,920	0,184	1,35	0,248
				3,199	1,350	4,318

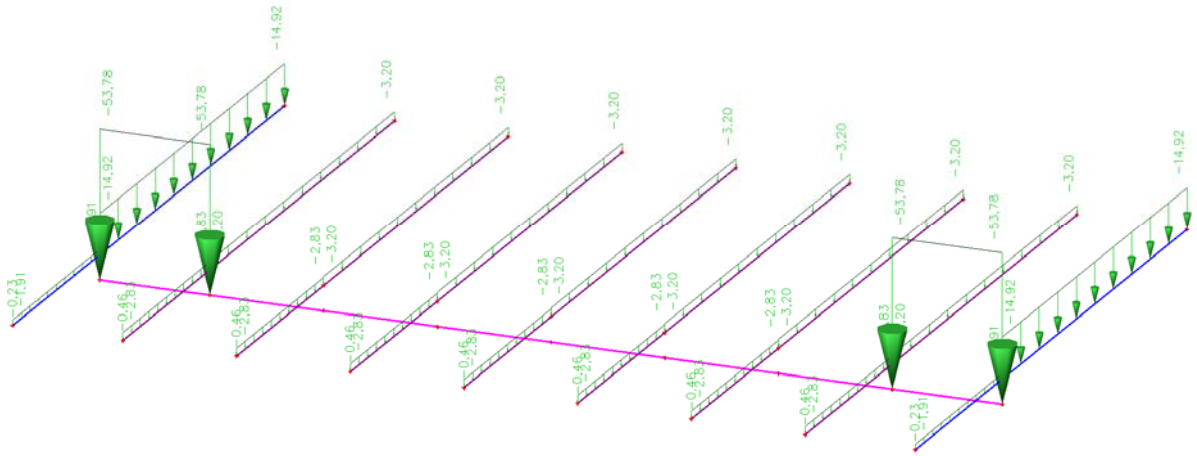
1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
SN1, balkon, skladba P3.1						
Betonová dlažba na terče	40	24	0,920	0,883	1,35	1,192
PVC folie	1,5	12	0,920	0,017	1,35	0,022
Spádová vrstva z polystyrenu	60	1	0,920	0,055	1,35	0,075
Výplňový polystyren	80	1	0,920	0,074	1,35	0,099
PZD desky PZD 89/29/6,5 P 5	65	25	0,920	1,495	1,35	2,018
Lepidlo	5	24	0,920	0,110	1,35	0,149
Desky z minerální vaty	20	0,4	0,920	0,007	1,35	0,010
Omítka vnější	10	20	0,920	0,184	1,35	0,248
				2,825	1,350	3,814

Zábradlí se uvažuje hodnotou 50 kg/m.

1.ZS - Zatížení stálé	G_k	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
SN1	kN/m	m	kN	-	kN
Zábradlí na konci konzol	0,5	0,920	0,460	1,5	0,690

1.ZS - Zatížení stálé	Tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
PR1.1 - obvodová stěna						
Stěna						
Omítka	15	20	2,750	0,825	1,35	1,114
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	2,750	7,013	1,35	9,467
ŽB věnec	300	25	0,250	1,875	1,35	2,531
Zateplení EPS	150	0,4	3,000	0,180	1,35	0,243
Omítka	15	20	3,000	0,900	1,35	1,215
Atika						
Atika Porotherm 30 Profi	300	8,5	0,750	1,913	1,35	2,582
ŽB věnec atiky	300	25	0,100	0,750	1,35	1,013
Zateplení EPS	200	0,4	0,950	0,076	1,35	0,103
Stěrka	10	20	0,950	0,190	1,35	0,257
ŽB výplň nosníků	300	25	0,160	1,200	1,35	1,620
				14,921	1,35	20,143

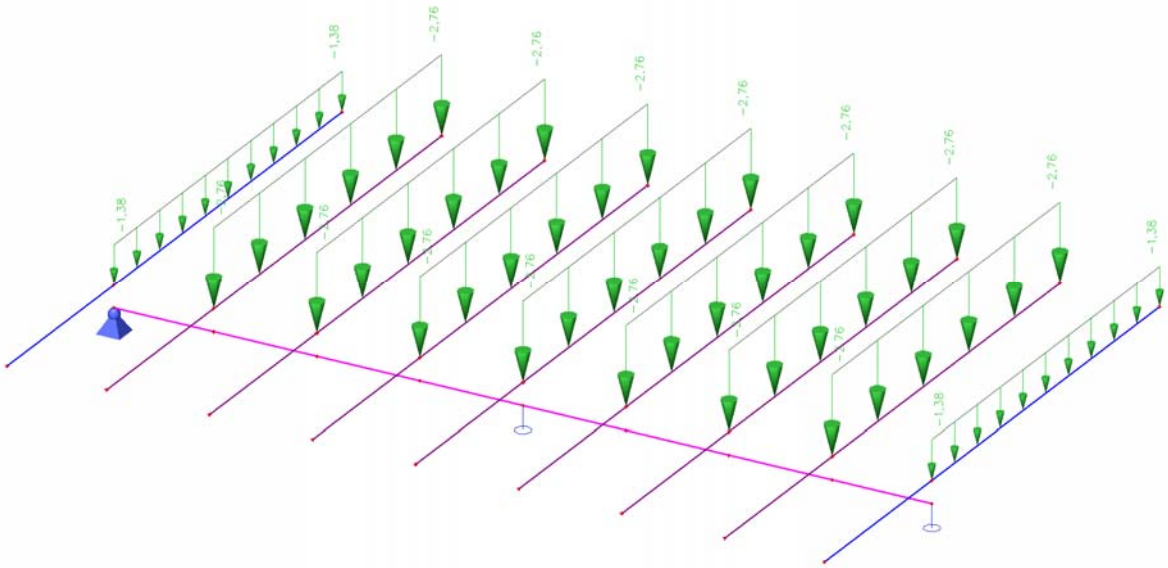
Reakce od překladu PŘ2.3 ve 2. NP:
N_k = 11,525 kN/m . 7,0 m . 0,5 = 40,34 kN / 0,75 m = 53,78 kN/m

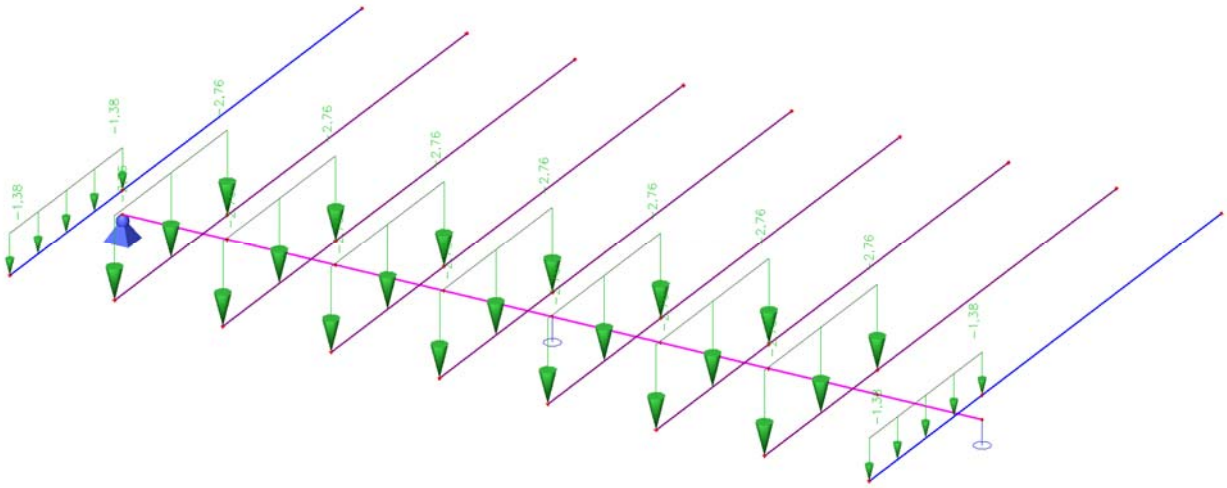


2. ZS – Proměnné užitné zatížení

Proměnné ztaížení v poli a na konzole se kombinuje.

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	γ_G G_k
SN1, interiér i exteriér	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	0,920	1	2,760	1,5	4,140



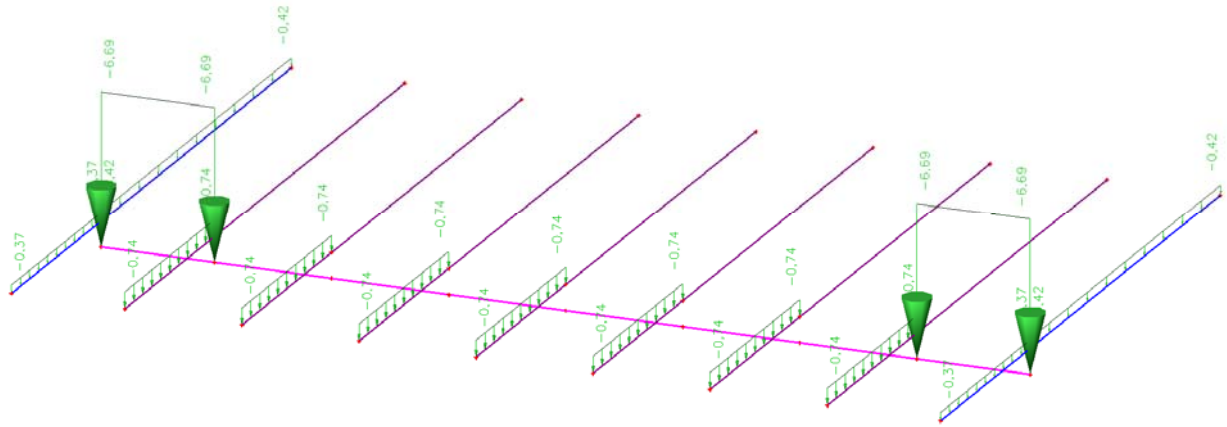


3. ZS – Proměnné zatížení sněhem

3.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	G_k	γ_G	γ_G G_k
PR1.1 - obvodová stěna	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. Sněhová oblast	0,8	0,530	0,424	1,5	0,636

3.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	G_k	γ_G	γ_G G_k
SN1, exteriér	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. Sněhová oblast	0,8	0,920	0,736	1,5	1,104

Reakce od překladu PŘ2.3 ve 2. NP:
N_k = 1,7 kN/m . 7 m/2 = 5,95 kN / 0,75 m = 7,93 kN/m



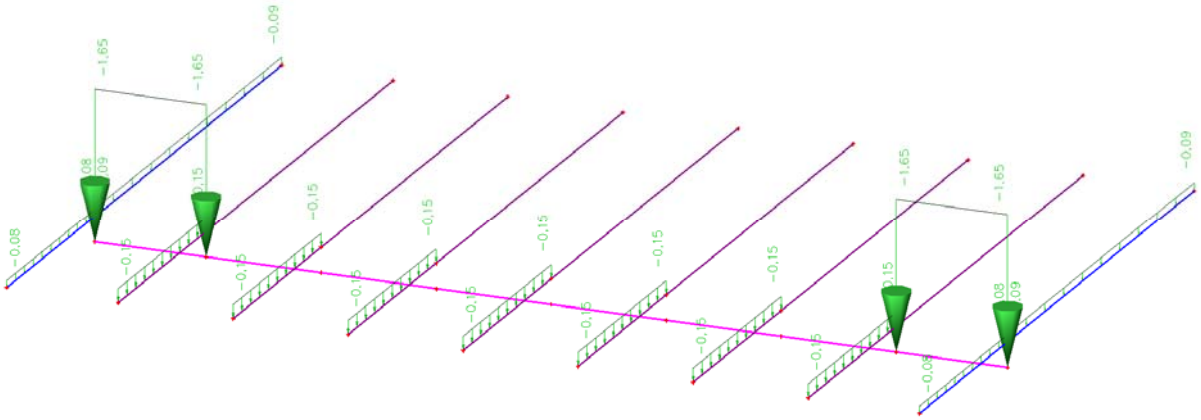
4. ZS – Proměnné zatížení větrem

4.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	G_k	γ_G	γ_G G_k
SN1, exteriér	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr	0,1664	0,920	0,153	1,5	0,230

4.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	G_k	γ_G	γ_G G_k
PR1.1 - obvodová stěna	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m

Vítr	0,1664	0,530	0,088	1,5	0,132

Reakce od překladu PŘ2.3 ve 2. NP:
N_k = 0,353 kN/m . 7 m/2 = 1,24 kN / 0,75 m = 1,653 kN/m



7.3.2 Kombinace zatížení

Ověření odolnosti nosných prvků (STR/GEO):

(c) $\Sigma\gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, \psi_{0,1}\, Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$

(d) $\Sigma\xi_j\, \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$

1 K (a) 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,7 . 2ZS + 1,5 . 0,5 . 3ZS + 1,5 . 0,6 . 6ZS

2 K (b) 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 . 2ZS + 1,5 . 0,5 . 3ZS + 1,5 . 0,6 . 6ZS

Charakteristické kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti:

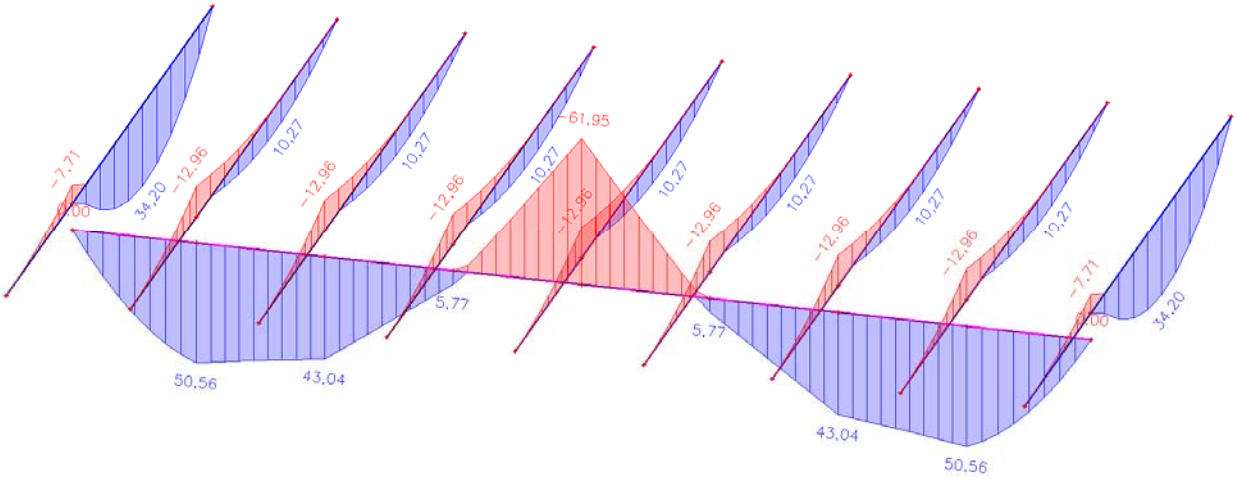
$\Sigma\, G_{kj} + Q_{k1} + \Sigma\, \psi_{0,i}.\, Q_{ki}$

3 K 1,0 . 1ZS + 1,0 . 2ZS + 1,0 . 3ZS + 1,0 . 4ZS

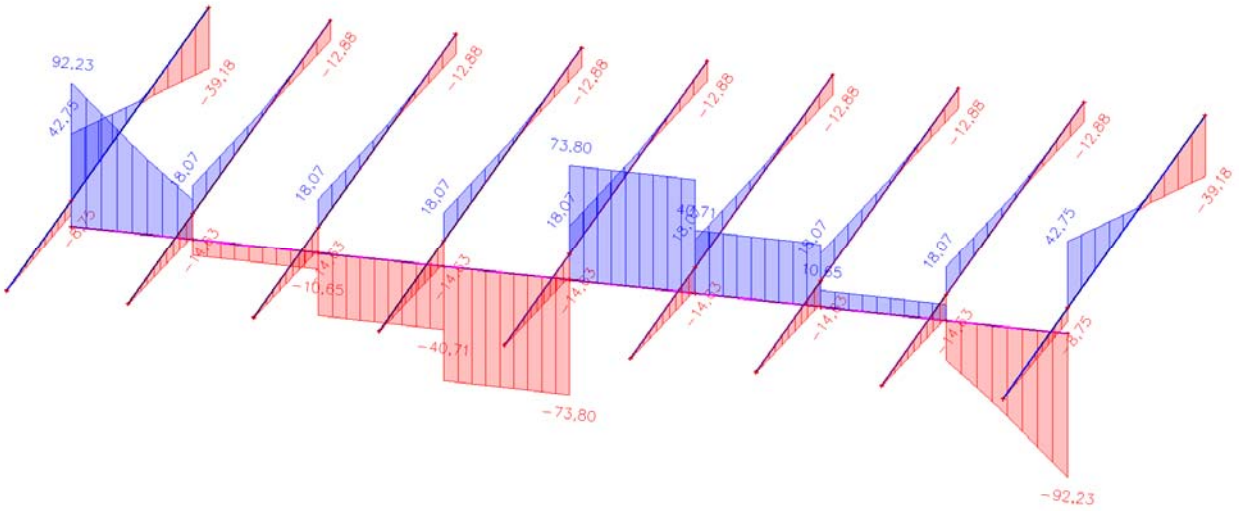
4 K 1,0 . 2ZS + 1,0 . 3ZS + 1,0 . 4ZS

7.4 Vnitřní síly

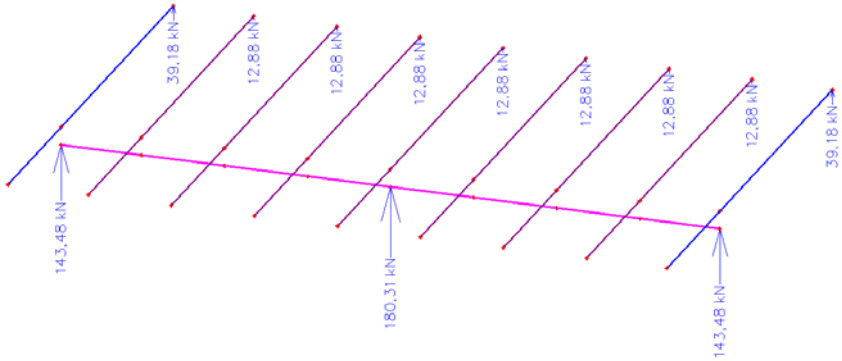
Ohybové momenty (kNm):



Posouvací síly (kNm):

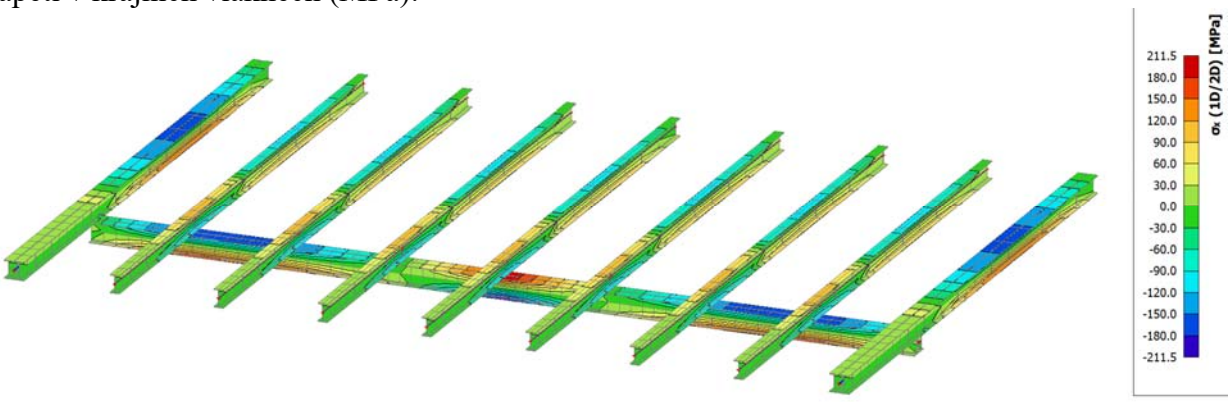


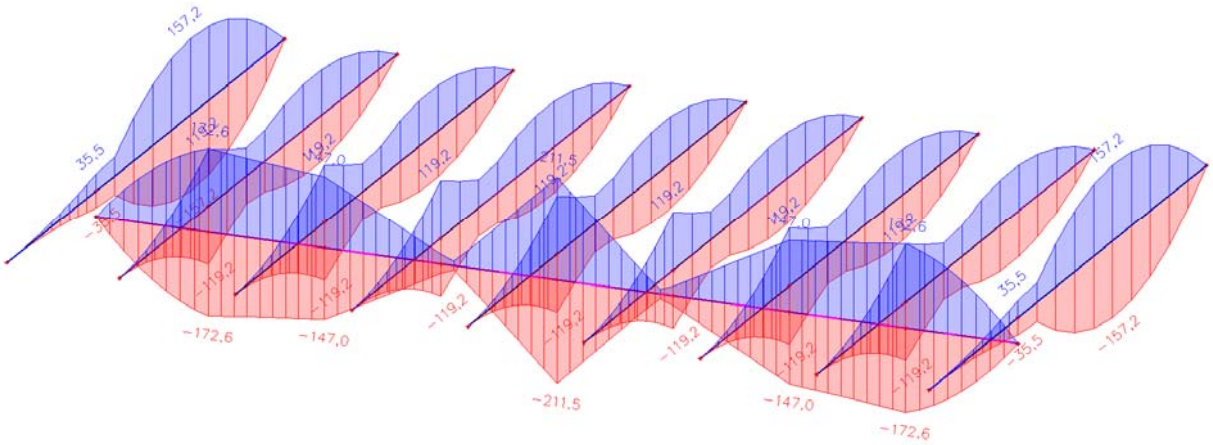
Reakce (kN):



7.5 Posudek

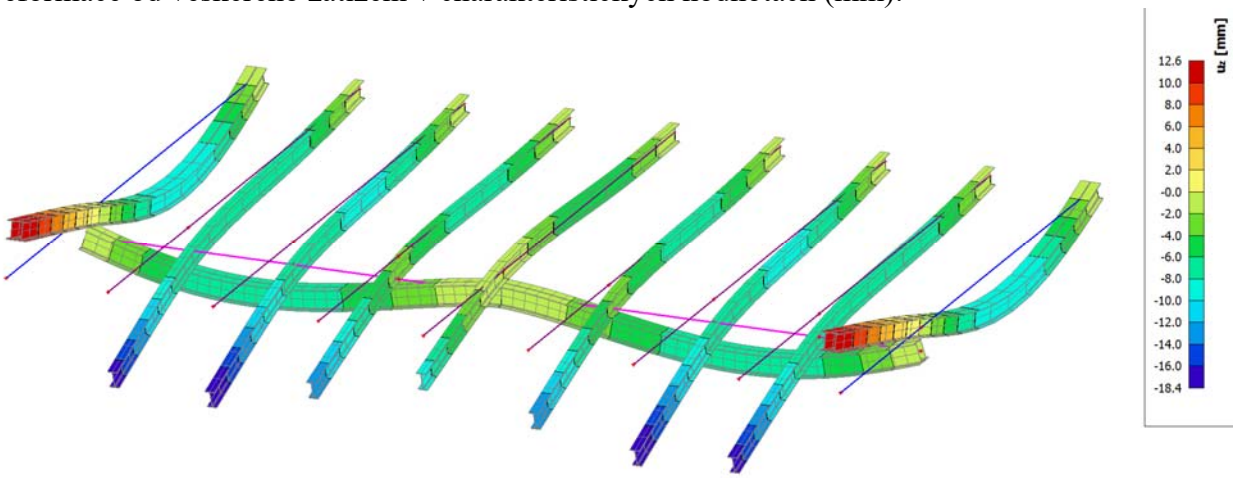
Napětí v krajních vláknech (MPa):



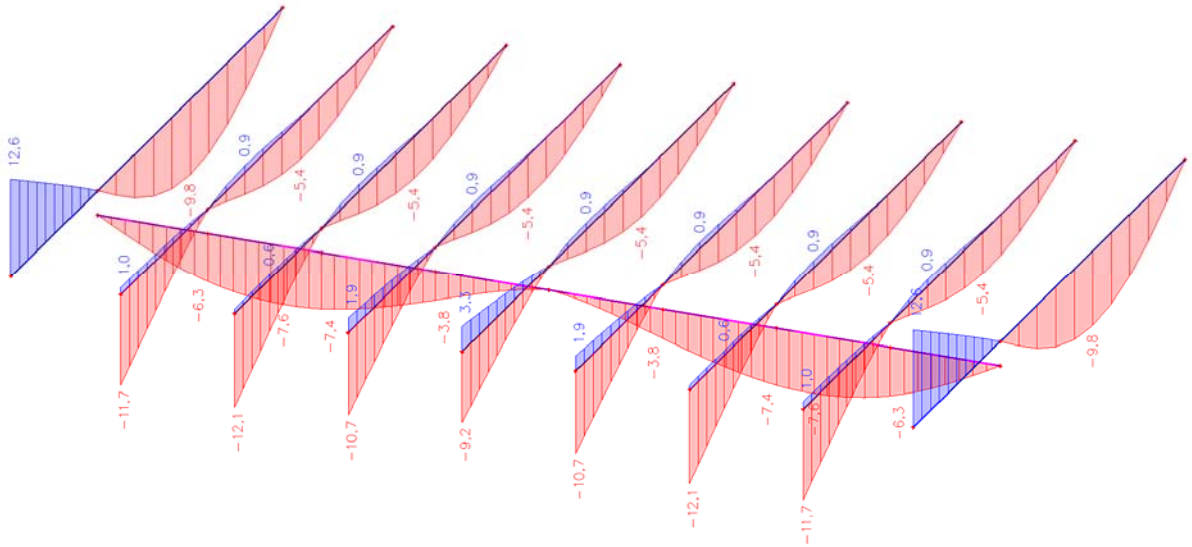


$\sigma = 211{,}5$ MPa < $f_y = 235$ MPa … vyhovuje

Deformace od veškerého zatížení v charakteristických hodnotách (mm):

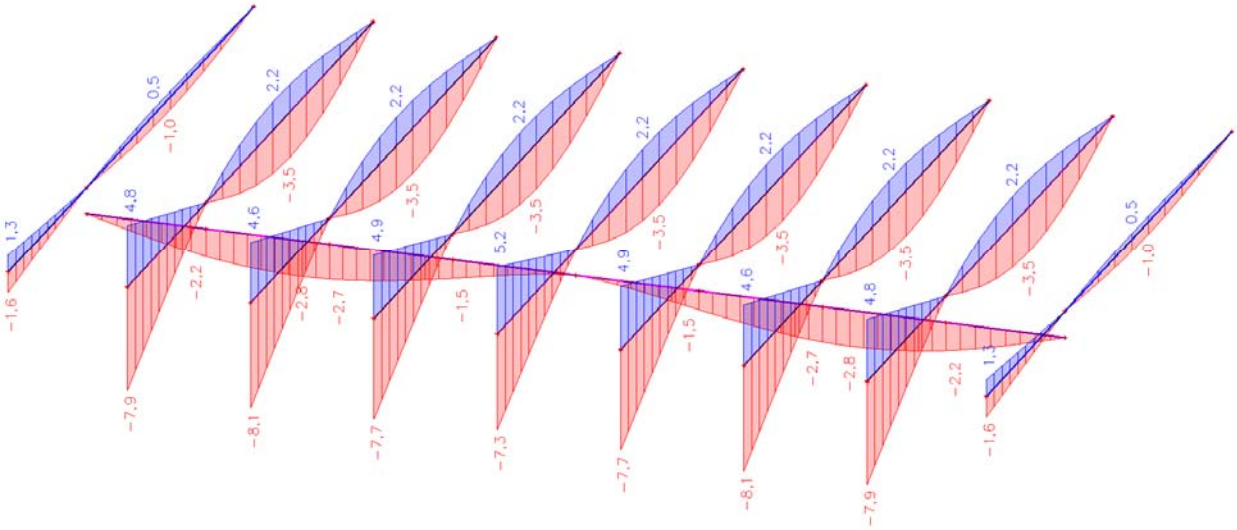


Deformace od veškerého zatížení v charakteristických hodnotách na jednotlivých prvcích (mm):



SN1 – pole : w = 5,4 mm	<	$w_{lim} = l/250 = 3630/250 = 14{,}52$ mm … vyhovuje
SN1 – konzola : w = 12,1 mm	<	$w_{lim} = 2.l/250 = 2.1710/250 = 13{,}68$ mm … vyhovuje
PR1.1 – pole : w = 9,8 mm	<	$w_{lim} = l/250 = 3630/250 = 14{,}52$ mm … vyhovuje
PR1.2 : w = 7,6 mm	<	$w_{lim} = l/250 = 3650/250 = 14{,}6$ mm … vyhovuje

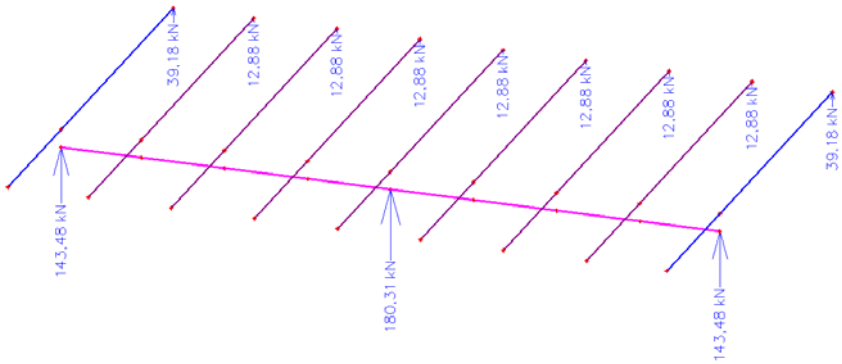
Deformace od užitného zatížení v charakteristických hodnotách na jednotlivých prvcích (mm):



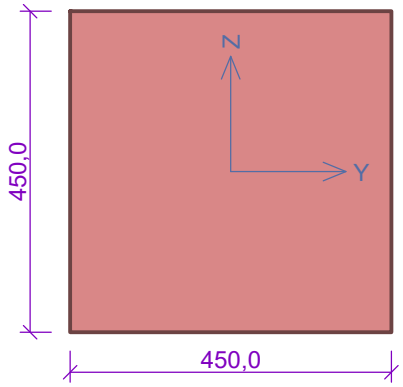
SN1 – pole : w = 3,5 mm	<	w_{lim} = l/350 = 3630/350 = 10,37 mm … vyhovuje
SN1 – konzola : w = 8,1 mm	<	w_{lim} = 2.l/350 = 2.1710/350 = 9,77 mm … vyhovuje
PR1.1 – pole : w = 1,0 mm	<	w_{lim} = l/400 = 3630/400 = 9,1 mm … vyhovuje
PR1.2 : w = 2,8 mm	<	w_{lim} = l/400 = 3650/400 = 9,12 mm … vyhovuje

7.6 Pilíře

Reakce (kN):



Průřez



Materiál

Název: Zdivo pálené P10 - Malta obyčejná M5

Pevnost v tlaku	f_k	= 4,467 MPa
Pevnost ve smyku	f_{vko}	= 0,2 MPa
Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy	f_{xk1}	= 0,1 MPa
Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy	f_{xk2}	= 0,4 MPa
Dílčí součinitel materiálu	γ_M	= 2,2
Součinitel dotvarování	φ	= 1
Objemová hmotnost	ρ	= 1 900

Vnitřní síly

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	Typ
1	Zat. případ 1	-180,31	0,00	0,00	0,00	0,00	Hlava
		-188,10	0,00	0,00	0,00	0,00	Střed
		-195,89	0,00	0,00	0,00	0,00	Pata

Vzpěr

Typ výpočtu: Imperfekce a vzpěr řešeny samostatně ve směru os
Vzpěrná délka Y: 3,000 × 1,00 = 3,000m
Vzpěrná délka Z: 3,000 × 1,00 = 3,000m

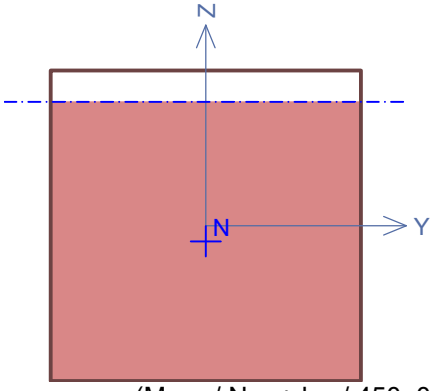
Výsledky

Podrobné posouzení: Zat. případ 1 - Hlava

Štíhlost prvku h_{ef}/t_{ef} = 6,667 ≤ 27 ⇒ **Vyhovuje**

Tlak

Plocha tlačeného průřezu
A_c = 0,182 m²; h = 404,8 mm



$e_{y,1}$ = max($M_{y,1d}$ / N_{1d} + h_{ef} / 450; 0,05 × t) = max(0 / 180,3 + 3 / 450; 0,05 × 0,45) = max(0,00667; 0,0225) = 0,0225 m

Φ_1 = 1 - 2 × $e_{y,1}$ / t = 1 - 2 × 0,0225 / 0,45 = 0,9

N_{Rd} = -(Φ_1 × b × t × f_d) = -(0,9 × 0,45 × 0,45 × 2,031) = -370,1 kN

N_{Ed} = -180,31 kN ≤ N_{Rd} = -370,08 kN

Mezní stav únosnosti - tlak Vyhovuje

Využití: 48,7 %

7.7 Stropní nosníky SN2

Ocelový stropní nosník se modeluje jako prostý nosník s konstrukčním rozpětím 2,55 m. Ocelové nosníky jsou tvořeny válcovanými profily IPE120. Osová vzdálenost nosníků je max. 0,9 m.

7.7.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	2,55	m
Osová vzdálenost nosníků	0,9	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stropní konstrukce P2.3						
Nášlapná vrstva, PVC	2,5	12	0,900	0,027	1,35	0,036
Tlumící podložka	1,5	12	0,900	0,016	1,35	0,022
Samonivelační stěrka	3	24	0,900	0,065	1,35	0,087
Anhydrit	60	21	0,900	1,134	1,35	1,531
Kročejová izolace	40	1	0,900	0,036	1,35	0,049
Výplňový polystyren	80	1	0,900	0,072	1,35	0,097
PZD desky PZD 89/29/6,5 P 5	65	25	0,900	1,463	1,35	1,974
Ocelový rošt	0,4	78,5	0,900	0,028	1,35	0,038
Sádrokarton	12,5	10,5	0,900	0,118	1,35	0,159
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,104	1,35	0,140
				3,063	1,350	4,134

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	0,900	1	2,700	1,5	4,050
Příčky	0	0,900	1	0,000	1,5	0,000
				2,700	1,500	4,050

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,7 . 2ZS	6,969	kN/m	Reakce	9,64	kN
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS	7,564	kN/m			
Celkové reprezentativní zatížení Gk 3K = 1,0 . 1ZS + 1,0 . 2ZS	5,763	kN/m			
Reprezentativní zatížení proměnné Gk 4K = 1,0 . 2ZS	2,700	kN/m			

7.7.2 Posudek

Celkové 1K nebo 2K	My,Sd =	**6,15**	kNm
Celkové 3K	My,Sd =	**4,68**	kNm
Proměnné 4K	My,Nd =	**2,19**	kNm
Zatížení	Mz,Sd =	**0,0**	kNm

profil				ocel			
IPE 120				**S 235**			
Průř. modul	Wy =	5,2959E-05	m3	Mez kluzu	fy =	235000	kPa
Průř. modul	Wy,pl =	6,0725E-05	m3				
Prúř. modul	Wz =	8,6463E-06	m3	Mez pevnosti	fu =	360000	kPa

Mc,y,Rd = Wy,pl fy / γ_{M0} =	**14,3**	kNm > My,Sd =	**6,1**	kNm	
Mc,y,Rd = Wy,el fy / γ_{M0} =	**12,4**	kNm My,Sd =	**6,1**	kNm	
Mc,z,Rd = Wz fy / γ_{M0} =	**2,0**	kNm > Mz,Sd =	**0,0**	kNm	

(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,43** + **0,00** = **0,43** <1 OK

Datum: 2/2022 Zpracovatel: Ing. Jan Homola

~ průhyb pro L=		**2,550**	m				
	Jy =	3,1775E-06	mm				
d celk =	$5*My,sd*L^2/48/E/\gamma f/Jy$ =	4,8	mm =	**1/**	**536,3**	L	L max = l/250
d 2 =	$5*My,nd*L^2/48/E/\gamma f/Jy$ =	2,2	mm =	**1/**	**1144,7**	L	L max = l/350

8 Překlady nad otvory v 1.NP a posudek zdiva

8.1 Materiály

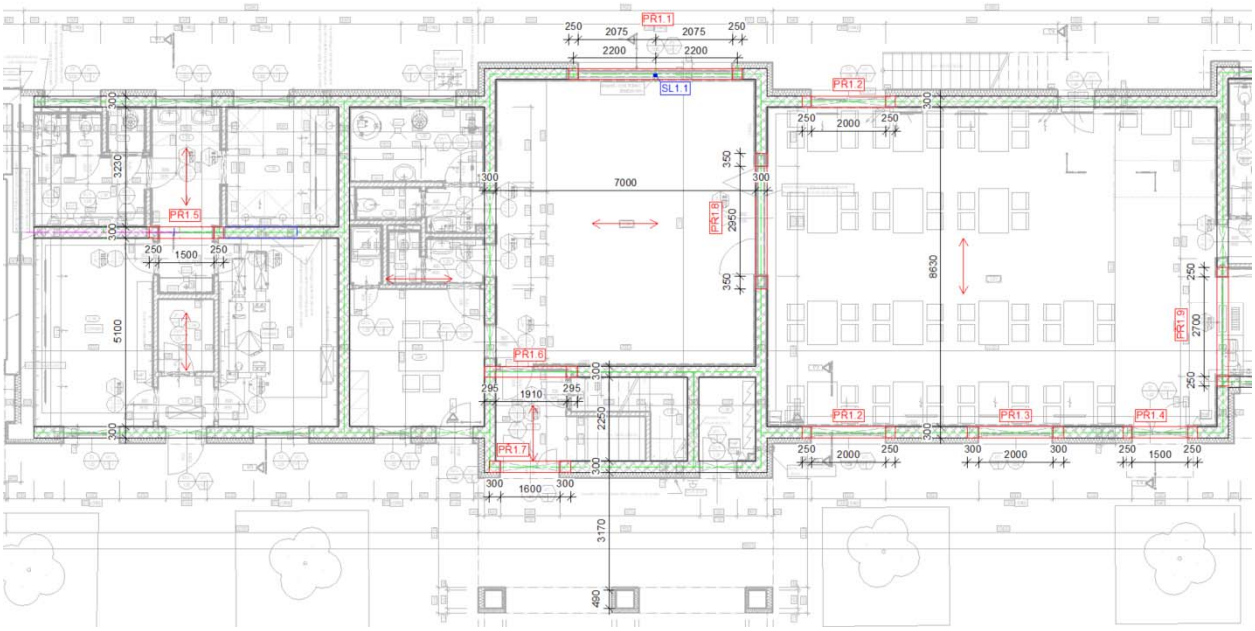
Ocelové prvky

Třída pevnosti		**S235**	
Mez kluzu	f_y	235	MPa
Mez pevnosti	f_u	360	
Modul pružnosti E	E	210 000	
Modul pružnosti G	G	81 000	
Obj. hmotnost	ρ	7850	kg/m^3
Dílčí souč. vlastností materiálů	γ_{m0}	1,00	-

8.2 Geometrie

Výpočtem se navrhují překlady nad většími a více zatíženými otvory. Ostatný překlady se navrhují konstrukčně.

Překlady v 1.NP:



8.3 Překlad PŘ1.1, SL1.1

Jedná se o spojitý nosník o dvou polích. Konstrukční rozpětí nosníku je 2,225 m – 2,255 m. Překlad se posuzuje jako prostý nosník na konstrukční rozpětí 2,225 m. Překlad se navrhuje z 2 x I120. Uložení překladu na zdivu bude min. 250 mm.
Překlad bude zatížen parapetním zdivem ve 2.NP výšky 1,0 m, ŽB obručovým věncem profilu 300x250 mm a vlastní hmotností překladu.
Překlad se navrhuje konstrukčně na základě návrhu obdobného překladu ve 2.NP.

8.4 Překlad PŘ1.2

Světlá šířka otvoru bude 2,0 m. Konstrukční rozpětí nosníku je 2,3 m. Překlad se navrhuje z 2 x I160. Uložení překladu na zdivu bude min. 250 mm.
Překlad bude zatížen stropní konstrukcí nad 1. NP se zatěžovací šířkou 4,615 m, zdivem ve 2.NP výšky 1 m, železobetonovým věncem profilu 300x200 mm a vlastní hmotností překladu.

8.4.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	2,3	m
Zatěžovací šířka	4,615	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
Strop nad 1.NP	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	4,615	1,246	1,35	1,682
Lepidlo	5	23	4,615	0,531	1,35	0,716
Betonová mazanina	60	23	4,615	6,369	1,35	8,598
Kročejová izolace	40	1	4,615	0,185	1,35	0,249
Spiroll	250	13,5	4,615	15,576	1,35	21,027
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,615	0,109	1,35	0,147
SDK podhled	12,5	10,5	4,615	0,606	1,35	0,818
Zdivo						
Omítka	15	20	1,000	0,300	1,35	0,405
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	1,000	2,550	1,35	3,443
Zateplení EPS	150	0,4	1,600	0,096	1,35	0,130
Omítka	15	20	1,600	0,480	1,35	0,648
ŽB věnec	300	25	0,200	1,500	1,35	2,025
Výplň překladu	300	25	0,250	1,875	1,35	2,531
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,358	1,35	0,483
				31,779	1,350	42,902

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
Strop nad 1.NP	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	4,315	1	12,945	1,5	19,418
Příčky	2	4,315	1	8,630	1,5	12,945
				21,575	1,500	32,363

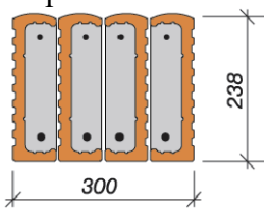
Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,7 . 2ZS	65,555	kN/m	Reakce	79,15	kN
Celkové návrhové zatížení	68,829	kN/m			

2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS		
Celkové reprezentativní zatížení Gk 3K = 1,0 . 1ZS + 1,0 . 2ZS	53,354	kN/m
Reprezentativní zatížení proměnné Gk 4K = 1,0 . 2ZS	21,575	kN/m

Návrhový ohybový moment, celkové zatížení Md = 1/8.K.l2	45,51	kNm
Reprezentativní ohybový moment, proměnné zatížení Mk = 1/8.3K.l2	35,28	kNm
Reprezentativní ohybový moment, proměnné zatížení Mk = 1/8.4K.l2	14,27	kNm

8.4.2 Posudek překladu 4 x KP7 - nevyhovuje

Řez překladem:



Délka mm	Uložení mm	Světlost mm	Q_u kN	M_u kNm
2500		2000	14,2	5,81

Posudek překladu 4 x KP 7 délky 2,5 m:

M_D = 45,51 kNm > M_{Rd} = 4 . 5,81 = 23,24 kNm … nevyhovuje
V_D = 79,15 kN > V_{Rd} = 4 . 14,2 = 56,8 kN … nevyhovuje
Je nutné použít překlad s větší únosností.

8.4.3 Posudek ocelového překladu

Celkové 1K nebo 2K	My,Sd =	**45,51**	kNm
Celkové 3K	My,Sd =	**35,28**	kNm
Proměnné 4K	My,Nd =	**14,27**	kNm
Zatížení	Mz,Sd =	**0,0**	kNm

profil — ocel

I 160 — **2** ks — **S 235**

Průř. modul	Wy =	0,0002335	m3	Mez kluzu	fy =	235000	kPa
Průř. modul	Wy,pl =	0,000272	m3				
Prúř. modul	Wz =	1,4757E-05	m3	Mez pevnosti	fu =	360000	kPa

Mc,y,Rd = Wy,pl fy / γ_{M0} =	**63,9**	kNm > My,Sd =	**45,5**	kNm	
Mc,y,Rd = Wy,el fy / γ_{M0} =	**54,9**	kNm My,Sd =	**45,5**	kNm	
Mc,z,Rd = Wz fy / γ_{M0} =	**3,5**	kNm > Mz,Sd =	**0,0**	kNm	

(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,71** + **0,00** = **0,71** <1 OK

~ průhyb pro L= **2,300** m

	Jy =	0,00001868	mm				
d celk =	5*My,sd*L^2/48/E/γf/Jy =	5,0	mm =	**1/**	**464,1**	L	L max = l/250
d 2 =	5*My,nd*L^2/48/E/γf/Jy =	2,0	mm =	**1/**	**1147,7**	L	L max = l/600

8.5 Překlad PŘ1.3

Světlá šířka otvoru bude 2,0 m. Konstrukční rozpětí nosníku je 2,35 m. Překlad se navrhuje z 2 x I160. Uložení překladu na zdivu bude min. 330 mm.
Překlad bude zatížen stropní konstrukcí nad 1.NP se zatěžovací šířkou 4,615 m, zdivem ve 2.NP výšky 3 m, stropní konstrukcí nad 2.NP se zatěžovací šířkou 2,5 m, atikou výšky 0,5 m, ŽB věncem v horní hraně atiky profilu 300x100 mm železobetonovým věncem profilu 300x250 mm a vlastní hmotností překladu.

8.5.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	2,35	m
Zatěžovací šířka	4,615	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Strop nad 2.NP						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	2,500	0,500	1,35	0,675
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	2,500	0,750	1,35	1,013
2 x asfaltový pás	10	12	2,500	0,300	1,35	0,405
Tepelná izolace	260	0,4	2,500	0,260	1,35	0,351
Spádové klíny	170	0,4	2,500	0,170	1,35	0,230
Asfaltový pás	3	12	2,500	0,090	1,35	0,122
Bednění z OSB desek	25	6,8	2,500	0,425	1,35	0,574
Krokve	30	5	2,500	0,375	1,35	0,506
Ocelový rošt	0,3	78,5	2,500	0,059	1,35	0,079
SDK podhled	12,5	10,5	2,500	0,328	1,35	0,443
Strop nad 1.NP						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	4,615	1,246	1,35	1,682
Lepidlo	5	23	4,615	0,531	1,35	0,716
Betonová mazanina	60	23	4,615	6,369	1,35	8,598
Kročejová izolace	40	1	4,615	0,185	1,35	0,249
Spiroll	250	13,5	4,615	15,576	1,35	21,027
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,615	0,109	1,35	0,147
SDK podhled	12,5	10,5	4,615	0,606	1,35	0,818
Stěna ve 2.NP						
Omítka	15	20	3,000	0,900	1,35	1,215
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	3,000	7,650	1,35	10,328
Zateplení EPS	150	0,4	3,000	0,180	1,35	0,243
Omítka	15	20	3,000	0,900	1,35	1,215
Atika						
Atika Porotherm 30 Profi	300	8,5	0,500	1,275	1,35	1,721
ŽB věnec atiky	300	25	0,100	0,750	1,35	1,013
Tepelná izolace	150	0,4	0,500	0,030	1,35	0,041
Stěrka	10	20	1,150	0,230	1,35	0,311

ŽB věnec	300	25,0	0,250	1,875	1,35	2,531
Výplň překladu	300	25,0	0,250	1,875	1,35	2,531
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,358	1,35	0,483
				43,900	1,350	59,265

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	4,615	1	13,845	1,5	20,768
Příčky	2	4,615	1	9,230	1,5	13,845
				23,075	1,500	34,613

3.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. Sněhová oblast	0,8	2,500	1	2,000	1,5	3,000
				2,000	1,500	3,000

4.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Vítr	0,1664	2,500	1	0,416	1,5	0,624
				0,416	1,500	0,624

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,7 . 2ZS + 1,5 . 0,5 . 3ZS + 1,5 . 0,6 . 4ZS	85,368	kN/m	Reakce	102,06	kN
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,5 . 3ZS + 1,5 . 0,6 . 4ZS	86,862	kN/m			
Celkové reprezentativní zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 1.0 . 3ZS + 1.0 . 4ZS	69,391	kN/m			
Reprezentativní zatížení proměnné Gk 4K = 1,0 . 2ZS + 1,0 . 3ZS + 1,0 . 4ZS	25,491	kN/m			

8.5.2 Posudek ocelového překladu

Celkové 1K nebo 2K	My,Sd =	**57,59**	kNm
Celkové 3K	My,Sd =	**45,83**	kNm
Proměnné 4K	My,Nd =	**17,60**	kNm
Zatížení	Mz,Sd =	**0,0**	kNm

profil					ocel		
I 160	**2** ks				**S 235**		
Průř. modul	Wy =	0,0002335	m3	Mez kluzu	fy =	235000	kPa
Průř. modul	Wy,pl =	0,000272	m3				
Prúř. modul	Wz =	1,4757E-05	m3	Mez pevnosti	fu =	360000	kPa

Mc,y,Rd = Wy,pl fy / γ_{M0} =	**63,9**	kNm > My,Sd =	**57,6**	kNm
Mc,y,Rd = Wy,el fy / γ_{M0} =	**54,9**	kNm My,Sd =	**57,6**	kNm
Mc,z,Rd = Wz fy / γ_{M0} =	**3,5**	kNm > Mz,Sd =	**0,0**	kNm

(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,90** + **0,00** = **0,90** <1 OK

~ průhyb pro L= **2,350** m

Jy = 0,00001868 mm

d celk = $5*My,sd*L^2/48/E/\gamma f/Jy$ = 6,7 mm = **1/ 349,7** L L max = l/250

d 2 = $5*My,nd*L^2/48/E/\gamma f/Jy$ = 2,6 mm = **1/ 910,7** L L max = l/600

8.6 Překlad PŘ1.4

Světlá šířka otvoru bude 1,5 m. Konstrukční rozpětí nosníku je 1,75 m. Překlad se navrhuje z 2 x I140. Uložení překladu na zdivu bude min. 250 mm.
Překlad bude zatížen stropní konstrukcí nad 1.NP se zatěžovací šířkou 4,615 m, zdivem ve 2.NP výšky 3 m, stropní konstrukcí nad 2.NP se zatěžovací šířkou 2,5 m, atikou výšky 0,5 m, ŽB věncem v horní hraně atiky profilu 300x100 mm železobetonovým věncem profilu 300x250 mm a vlastní hmotností překladu.

8.6.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	1,75	m
Zatěžovací šířka	4,615	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Strop nad 2.NP						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	2,500	0,500	1,35	0,675
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	2,500	0,750	1,35	1,013
2 x asfaltový pás	10	12	2,500	0,300	1,35	0,405
Tepelná izolace	260	0,4	2,500	0,260	1,35	0,351
Spádové klíny	170	0,4	2,500	0,170	1,35	0,230
Asfaltový pás	3	12	2,500	0,090	1,35	0,122
Bednění z OSB desek	25	6,8	2,500	0,425	1,35	0,574
Krokve	30	5	2,500	0,375	1,35	0,506
Ocelový rošt	0,3	78,5	2,500	0,059	1,35	0,079
SDK podhled	12,5	10,5	2,500	0,328	1,35	0,443
Strop nad 1.NP						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	4,615	1,246	1,35	1,682
Lepidlo	5	23	4,615	0,531	1,35	0,716
Betonová mazanina	60	23	4,615	6,369	1,35	8,598
Kročejová izolace	40	1	4,615	0,185	1,35	0,249
Spiroll	250	13,5	4,615	15,576	1,35	21,027
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,615	0,109	1,35	0,147
SDK podhled	12,5	10,5	4,615	0,606	1,35	0,818
Stěna ve 2.NP						
Omítka	15	20	3,000	0,900	1,35	1,215
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	3,000	7,650	1,35	10,328
Zateplení EPS	150	0,4	3,000	0,180	1,35	0,243
Omítka	15	20	3,000	0,900	1,35	1,215
Atika						
Atika Porotherm 30 Profi	300	8,5	0,500	1,275	1,35	1,721
ŽB věnec atiky	300	25	0,100	0,750	1,35	1,013

Tepelná izolace	150	0,4	0,500	0,030	1,35	0,041
Stěrka	10	20	1,150	0,230	1,35	0,311
ŽB věnec	300	25,0	0,250	1,875	1,35	2,531
Výplň překladu	300	25,0	0,250	1,875	1,35	2,531
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,286	1,35	0,386
				43,828	1,350	59,168

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	4,615	1	13,845	1,5	20,768
Příčky	2	4,615	1	9,230	1,5	13,845
				23,075	1,500	34,613

3.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. Sněhová oblast	0,8	2,500	1	2,000	1,5	3,000
				2,000	1,500	3,000

4.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Vítr	0,1664	2,500	1	0,416	1,5	0,624
				0,416	1,500	0,624

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,7 . 2ZS + 1,5 . 0,5 . 3ZS + 1,5 . 0,6 . 4ZS	85,271	kN/m
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,5 . 3ZS + 1,5 . 0,6 . 4ZS	86,779	kN/m
Celkové reprezentativní zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 1.0 . 3ZS + 1.0 . 4ZS	69,319	kN/m
Reprezentativní zatížení proměnné Gk 4K = 1,0 . 2ZS + 1,0 . 3ZS + 1,0 . 4ZS	25,491	kN/m

Reakce	75,93	kN

8.6.2 Posudek ocelového překladu

Celkové 1K nebo 2K	My,Sd =	**33,22**	kNm
Celkové 3K	My,Sd =	**26,54**	kNm
Proměnné 4K	My,Nd =	**9,76**	kNm
Zatížení	Mz,Sd =	**0,0**	kNm

profil ocel

I 140 **2** ks **S 235**

Průř. modul	Wy =	0,00016343	m3	Mez kluzu	fy =	235000	kPa
Průř. modul	Wy,pl =	0,0001904	m3				
Prúř. modul	Wz =	1,0636E-05	m3	Mez pevnosti	fu =	360000	kPa

Mc,y,Rd = Wy,pl fy / γ_{M0} = **44,7** kNm > My,Sd = **33,2** kNm

Mc,y,Rd = Wy,el fy / γ_{M0} =	**38,4**	kNm	My,Sd =	**33,2**	kNm			
Mc,z,Rd = Wz fy / γ_{M0} =	**2,5**	kNm	> Mz,Sd =	**0,0**	kNm			
(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) =				**0,74**	+	**0,00**	=	**0,74** <1 OK
~ průhyb pro L=	**1,750**	m						
Jy =	0,00001144	mm						
d celk =	5*My,sd*L^2/48/E/γf/Jy =	3,5	mm =	**1/ 496,6**	L	L max = l/250		
d 2 =	5*My,nd*L^2/48/E/γf/Jy =	1,3	mm =	**1/ 1350,5**	L	L max = l/600		

8.7 Překlad PŘ1.5

Světlá šířka otvoru bude 1,5 m. Konstrukční rozpětí nosníku je 1,75 m. Překlad se navrhuje z 2 x I140. Uložení překladu na zdivu bude min. 250 mm.
Překlad bude zatížen stropní konstrukcí nad 1.NP se zatěžovací šířkou 4,465 m, zdivem ve 2.NP výšky 3 m, stropní konstrukcí nad 2.NP se zatěžovací šířkou 7,63 m (v místě překladu je reakce vaznice VZ1.1), ŽB věncem pod stropem profilu 300x200 mm, výplní překladu a vlastní hmotností překladu.

Výpočet zatěžovací šířky střešního pláště:
Překlad přenáší střešní plášť se zatěžovací šířkou 4,465 m . (1,095 m + 2,065 m) = 14,12 m^2.
Tato plocha střešního pláště bude vnesena do překladu délky 1,85 m, tj. 14,12 m^2/1,85 = 7,63 m.

8.7.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	1,75	m
Zatěžovací šířka	4,465	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	γ_G G_k
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Strop nad 2.NP						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	7,630	1,526	1,35	2,060
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	7,630	2,289	1,35	3,090
2 x asfaltový pás	10	12	7,630	0,916	1,35	1,236
Tepelná izolace	260	0,4	7,630	0,794	1,35	1,071
Spádové klíny	170	0,4	7,630	0,519	1,35	0,700
Asfaltový pás	3	12	7,630	0,275	1,35	0,371
Bednění z OSB desek	25	6,8	7,630	1,297	1,35	1,751
Krokve	30	5	7,630	1,145	1,35	1,545
Ocelový rošt	0,3	78,5	7,630	0,180	1,35	0,243
SDK podhled	12,5	10,5	7,630	1,001	1,35	1,352
Strop nad 1.NP						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	4,465	1,206	1,35	1,627
Lepidlo	5	23	4,465	0,513	1,35	0,693
Betonová mazanina	60	23	4,465	6,162	1,35	8,318
Kročejová izolace	40	1	4,465	0,179	1,35	0,241
Spiroll	250	13,5	4,465	15,069	1,35	20,344
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,465	0,105	1,35	0,142
SDK podhled	12,5	10,5	4,465	0,586	1,35	0,791

Stěna ve 2.NP						
Omítka	15	20	3,000	0,900	1,35	1,215
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	3,000	7,650	1,35	10,328
Zateplení EPS	150	0,4	3,000	0,180	1,35	0,243
Omítka	15	20	3,000	0,900	1,35	1,215
ŽB věnec	300	25,0	0,200	1,500	1,35	2,025
Výplň překladu	300	25,0	0,250	1,875	1,35	2,531
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,286	1,35	0,386
				47,051	1,350	63,519

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	4,465	1	13,395	1,5	20,093
Příčky	2	4,465	1	8,930	1,5	13,395
				22,325	1,500	33,488

3.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. Sněhová oblast	0,8	7,630	1	6,104	1,5	9,156
				6,104	1,500	9,156

4.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Vítr	0,1664	7,630	1	1,270	1,5	1,904
				1,270	1,500	1,904

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,7 . 2ZS + 1,5 . 0,5 . 3ZS + 1,5 . 0,6 . 4ZS	92,681	kN/m	Reakce	81,55	kN
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,5 . 3ZS + 1,5 . 0,6 . 4ZS	93,199	kN/m			
Celkové reprezentativní zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 1.0 . 3ZS + 1.0 . 4ZS	76,750	kN/m			
Reprezentativní zatížení proměnné Gk 4K = 1,0 . 2ZS + 1,0 . 3ZS + 1,0 . 4ZS	29,699	kN/m			

8.7.2 Posudek ocelového překladu

Celkové 1K nebo 2K	My,Sd =	**35,68**	kNm
Celkové 3K	My,Sd =	**29,38**	kNm
Proměnné 4K	My,Nd =	**11,37**	kNm
Zatížení	Mz,Sd =	**0,0**	kNm

profil					ocel		
I 140	**2** ks				**S 235**		
Průř. modul	Wy =	0,00016343	m3	Mez kluzu	fy =	235000	kPa
Průř. modul	Wy,pl =	0,0001904	m3				
Průř. modul	Wz =	1,0636E-05	m3	Mez pevnosti	fu =	360000	kPa

Mc,y,Rd = Wy,pl fy / γ_{M0} =	**44,7**	kNm > My,Sd =	**35,7**	kNm		
Mc,y,Rd = Wy,el fy / γ_{M0} =	**38,4**	kNm My,Sd =	**35,7**	kNm		
Mc,z,Rd = Wz fy / γ_{M0} =	**2,5**	kNm > Mz,Sd =	**0,0**	kNm		

(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,80** + **0,00** = **0,80** <1 OK

~ průhyb pro L= **1,750** m

Jy = 0,00001144 mm

d celk =	5*My,sd*L^2/48/E/γf/Jy =	3,9	mm =	**1/**	**448,6**	L	L max = l/250
d 2 =	5*My,nd*L^2/48/E/γf/Jy =	1,5	mm =	**1/**	**1159,2**	L	L max = l/600

8.8 Překlad PŘ1.6

Světlá šířka otvoru bude 1,91 m. Konstrukční rozpětí nosníku je 2,21 m. Překlad se navrhuje z 3 x KP 7 délky 2,5 m. Uložení překladu na zdivu bude min. 295 mm.
Překlad bude zatížen stropní konstrukcí nad 1. NP se zatěžovací šířkou 1,45 m, železobetonovým věncem profilu 300x200 mm, výplní překladu a vlastní hmotností překladu.

8.8.1 Zatížení a vnitřní síly

Konstrukční délka nosníku l	2,21	m
Zatěžovací šířka	1,45	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
Strop nad 1.NP	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Nášlapná vrstva, PVC	2,5	12	1,450	0,044	1,35	0,059
Tlumící podložka	1,5	12	1,450	0,026	1,35	0,035
Samonivelační stěrka	3	24	1,450	0,104	1,35	0,141
Anhydrit	60	21	1,450	1,827	1,35	2,466
Kročejová izolace	40	1	1,450	0,058	1,35	0,078
Výplňový polystyren	80	1	1,450	0,116	1,35	0,157
PZD desky PZD 89/29/6,5 P 5	65	25	1,450	2,356	1,35	3,181
Ocelový rošt	0,4	78,5	1,450	0,046	1,35	0,061
Sádrokarton	12,5	10,5	1,450	0,190	1,35	0,257
ŽB věnec	300	25	0,200	1,500	1,35	2,025
Výplň překladu	300	25	0,250	1,875	1,35	2,531
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,000	1,35	0,000
				8,142	1,350	10,992

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
Strop nad 1.NP	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	1,450	1	4,350	1,5	6,525
Příčky	0	1,450	1	0,000	1,5	0,000
				4,350	1,500	6,525

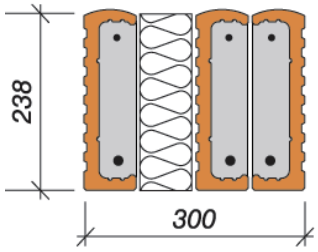
Celkové návrhové zatížení	15,559	kN/m	Reakce	17,53	kN

1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,7 . 2ZS		
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS	15,868	kN/m
Celkové reprezentativní zatížení Gk 3K = 1,0 . 1ZS + 1,0 . 2ZS	12,492	kN/m
Reprezentativní zatížení proměnné Gk 4K = 1,0 . 2ZS	4,350	kN/m

Návrhový ohybový moment, celkové zatížení Md = 1/8.K.l2	9,69	kNm

8.8.2 Posudek překladu 3 x KP7

Řez překladem:



Délka mm	Uložení mm	Světlost mm	Q_u kN	M_u kNm
2500		2000	14,2	5,81

Posudek překladu 3 x KP 7 délky 2,5 m:

$M_D = 9,69$ kNm < $M_{Rd} = 3 . 5,81 = 17,43$ kNm … vyhovuje
$V_D = 17,53$kN < $V_{Rd} = 3 . 14,2 = 42,6$ kN … vyhovuje

8.9 Překlad PŘ1.7

Světlá šířka otvoru bude 1,6 m. Konstrukční rozpětí nosníku je 1,9 m. Překlad se navrhuje z 2 x I140. Uložení překladu na zdivu bude min. 300 mm.
Překlad bude zatížen stropní konstrukcí nad 1. NP se zatěžovací šířkou 3,01 m, železobetonovým věncem profilu 300x200 mm, výplní překladu a vlastní hmotností překladu. Déle se bude do překladu opírat pilíř zdiva ve 2. NP s reakcí překladu PŘ 2.2.
Překlad se navrhuje konstrukčně podle obdobně zatíženého překladu PŘ1.4.

8.10 Překlad PŘ1.8

Světlá šířka otvoru bude 2,95 m. Konstrukční rozpětí nosníku je 3,3 m. Překlad se navrhuje z 2 x I220. Uložení překladu na zdivu bude min. 350 mm.
Překlad bude zatížen stropní konstrukcí nad 1. NP se zatěžovací šířkou 3,8 m, zdivem ve 2.NP výšky 3 m, střešní konstrukcí nad 2. NP se zatěžovací šířkou 2,7 m a 3,65 m, 2 x železobetonovým věncem profilu 300x250 mm a vlastní hmotností překladu.

8.10.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	3,3	m
Zatěžovací šířka	3,8	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	2,700	0,540	1,35	0,729
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	2,700	0,810	1,35	1,094
2 x asfaltový pás	10	12	2,700	0,324	1,35	0,437
Bednění z OSB desek	25	6,8	2,700	0,459	1,35	0,620
Krokve	25	5	2,700	0,338	1,35	0,456
Tepelná izolace	260	0,4	2,700	0,281	1,35	0,379
Parozábrana	0,4	12	2,700	0,013	1,35	0,017
Ocelový rošt	0,3	78,5	2,700	0,064	1,35	0,086
SDK podhled	12,5	10,5	2,700	0,354	1,35	0,478
Střešní konstrukce, skladba S1, krokve K2						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	3,650	0,730	1,35	0,986
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	3,650	1,095	1,35	1,478
2 x asfaltový pás	10	12	3,650	0,438	1,35	0,591
Tepelná izolace	260	0,4	3,650	0,380	1,35	0,512
Spádové klíny	170	0,4	3,650	0,248	1,35	0,335
Asfaltový pás	3	12	3,650	0,131	1,35	0,177
Bednění z OSB desek	25	6,8	3,650	0,621	1,35	0,838
Krokve	30	5	3,650	0,548	1,35	0,739
Ocelový rošt	0,3	78,5	3,650	0,086	1,35	0,116
SDK podhled	12,5	10,5	3,650	0,479	1,35	0,647
Strop nad 1.NP, skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	3,800	1,026	1,35	1,385
Lepidlo	5	23	3,800	0,437	1,35	0,590
Betonová mazanina	60	23	3,800	5,244	1,35	7,079
Kročejová izolace	40	1	3,800	0,152	1,35	0,205
Spiroll	250	13,5	3,800	12,825	1,35	17,314
Ocelový rošt	0,3	78,5	3,800	0,089	1,35	0,121
SDK podhled	12,5	10,5	3,800	0,499	1,35	0,673
Stěna ve 2.NP						
Omítka	15	20	3,000	0,900	1,35	1,215
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	3,000	7,650	1,35	10,328
Omítka	15	20	3,000	0,900	1,35	1,215
2 x ŽB věnec	300	25,0	0,500	3,750	1,35	5,063
Výplň překladu	300	25,0	0,250	1,875	1,35	2,531
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,620	1,35	0,837
				43,905	1,350	59,272

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	3,800	1	11,400	1,5	17,100
Příčky	2	3,800	1	7,600	1,5	11,400
				19,000	1,500	28,500

3.ZS - Zatížení proměnné sněhem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$

	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Sníh, II. Sněhová oblast	0,8	6,350	1	5,080	1,5	7,620
				5,080	1,500	7,620

4.ZS - Zatížení proměnné větrem	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m^2	m	–	kN/m	-	kN/m
Vítr	0,1664	6,350	1	1,057	1,5	1,585
				1,057	1,500	1,585

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,7 . 2ZS + 1,5 . 0,5 . 3ZS + 1,5 . 0,6 . 4ZS	83,982	kN/m	Reakce	138,57	kN
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,5 . 3ZS + 1,5 . 0,6 . 4ZS	83,642	kN/m			
Celkové reprezentativní zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 1.0 . 3ZS + 1.0 . 4ZS	69,041	kN/m			
Reprezentativní zatížení proměnné Gk 4K = 1,0 . 2ZS + 1,0 . 3ZS + 1,0 . 4ZS	25,137	kN/m			

8.10.2 Posudek ocelového překladu

Celkové 1K nebo 2K	My,Sd =	**114,32**	kNm
Celkové 3K	My,Sd =	**93,98**	kNm
Proměnné 4K	My,Nd =	**34,22**	kNm
Zatížení	Mz,Sd =	**0,0**	kNm

profil ocel

I 220 **2** ks **S 235**

Průř. modul	Wy =	0,00055455	m3	Mez kluzu	fy =	235000	kPa
Průř. modul	Wy,pl =	0,000644	m3				
Průř. modul	Wz =	3,3061E-05	m3	Mez pevnosti	fu =	360000	kPa

Mc,y,Rd = Wy,pl fy / γ_{M0} =	**151,3**	kNm > My,Sd =	**114,3**	kNm
Mc,y,Rd = Wy,el fy / γ_{M0} =	**130,3**	kNm My,Sd =	**114,3**	kNm
Mc,z,Rd = Wz fy / γ_{M0} =	**7,8**	kNm > Mz,Sd =	**0,0**	kNm

(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,76** + **0,00** = **0,76** <1 OK

~ průhyb pro L= **3,300** m

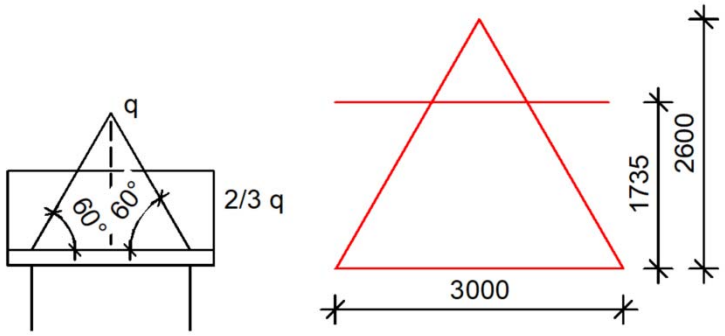
Jy = 0,000061 mm

d celk =	5*My,sd*L^2/48/E/γf/Jy =	8,3	mm =	**1/**	**396,5**	L	L max = l/250
d 2 =	5*My,nd*L^2/48/E/γf/Jy =	3,0	mm =	**1/**	**1089,1**	L	L max = l/600

8.11 Překlad PŘ1.9

Světlá šířka otvoru bude 2,7 m. Konstrukční rozpětí nosníku je 3,0 m. Překlad se navrhuje z 2 x I140. Uložení překladu na zdivu bude min. 250 mm.
Překlad bude zatížen železobetonovým věncem profilu 300x200 mm, zdivem výšky 1,735 m, výplní překladu a vlastní hmotností překladu.

Schéma zatížení překladu:



8.11.1 Zatížení

Konstrukční délka nosníku l	3	m
Zatěžovací šířka	1,735	m

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	Zat. š.	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
Strop nad 1.NP	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Zdivo						
Omítka	15	20	1,735	0,521	1,35	0,703
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	1,735	4,424	1,35	5,973
Zateplení EPS	150	0,4	1,735	0,104	1,35	0,141
Omítka	15	20	1,735	0,521	1,35	0,703
Strop nad 1.NP						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	0,500	0,135	1,35	0,182
Lepidlo	5	23	0,500	0,058	1,35	0,078
Betonová mazanina	60	23	0,500	0,690	1,35	0,932
Kročejová izolace	40	1	0,500	0,020	1,35	0,027
Spiroll	250	13,5	0,500	1,688	1,35	2,278
Ocelový rošt	0,3	78,5	0,500	0,012	1,35	0,016
SDK podhled	12,5	10,5	0,500	0,066	1,35	0,089
ŽB věnec	300	25	0,200	1,500	1,35	2,025
Výplň překladu	300	25	0,250	1,875	1,35	2,531
VL HM. PROFILU	-	78,5	-	0,286	1,35	0,386
				11,897	1,350	16,062

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	Zat. š.	γ_n	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
Strop nad 1.NP	kN/m2	m	–	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	0,500	1	1,500	1,5	2,250
Příčky	0	0,500	1	0,000	1,5	0,000
				1,500	1,500	2,250

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,7 . 2ZS	17,637	kN/m
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS	15,902	kN/m
Celkové reprezentativní zatížení Gk 3K = 1,0 . 1ZS + 1,0 . 2ZS	13,397	kN/m

Reakce	26,45	kN

Reprezentativní zatížení proměnné Gk 4K = 1,0 . 2ZS	1,500	kN/m

8.11.2 Posudek ocelového překladu

Celkové 1K nebo 2K	My,Sd =	**19,84**	kNm					
Celkové 3K	My,Sd =	**15,07**	kNm					
Proměnné 4K	My,Nd =	**1,69**	kNm					
Zatížení	Mz,Sd =	**0,0**	kNm					
profil						ocel		
I 140	**2** ks					**S 235**		
Průř. modul	Wy =	0,00016343	m3		Mez kluzu	fy =	235000	kPa
Průř. modul	Wy,pl =	0,0001904	m3					
Prúř. modul	Wz =	1,0636E-05	m3		Mez pevnosti	fu =	360000	kPa

Mc,y,Rd = Wy,pl fy / γ_{M0} =	**44,7**	kNm > My,Sd =	**19,8**	kNm		
Mc,y,Rd = Wy,el fy / γ_{M0} =	**38,4**	kNm My,Sd =	**19,8**	kNm		
Mc,z,Rd = Wz fy / γ_{M0} =	**2,5**	kNm > Mz,Sd =	**0,0**	kNm		

(My,Sd / Mc,y,Rd) + (Mz,Sd / Mc,z,Rd) = **0,44** + **0,00** = **0,44** <1 OK

~ průhyb pro L= **3,000** m

Jy = 0,00001144 mm

d celk =	5*My,sd*L^2/48/E/γf/Jy =	5,9	mm =	**1/**	**510,1**	L	L max = l/250	
d 2 =	5*My,nd*L^2/48/E/γf/Jy =	0,7	mm =	**1/**	**4555,7**	L	L max = l/600	

9 Přístřešek

9.1 Materiály

Dřevo

Třída provozu : 2 , k_{mod} = 0.80

Třída pevnosti		Rostlé dřevo **S10 (C24)** (ČSN EN 338)	
Ohyb	$f_{m,g,k}$	24	MPa
Tah	$f_{t,0,g,k}$	14	
	$f_{t,90,g,k}$	0,5	
Tlak	$f_{c,0,g,k}$	21	
	$f_{c,90,g,k}$	2,5	
Smyk	$f_{v,g,k}$	4,0	
Modul pružnosti E	$E_{0,mean,g}$	11 000	
	$E_{0,05,g}$	7 400	
	$E_{90,mean,g}$	370	
Modul pružnosti G	$G_{mean,g}$	690	
Hustota	$\rho_{g,k}$	350	kg/m^3
Dílčí souč. vlastností materiálů	γ_m	1,30	-

$f_{m,g,d} = k_{mod} . f_{m,g,k} / \gamma_m = 0,8.24/1,3 = 14,77$ MPa
$f_{v,g,d} = k_{mod} . f_{v,g,k} / \gamma_m .0,67 = 0,8.4/1,3 . 0,67 = 1,65$ MPa
$f_{c,0,g,d} = k_{mod} . f_{c,0,g,k} / \gamma_m = 0,8.21/1,3 = 12,92$ MPa

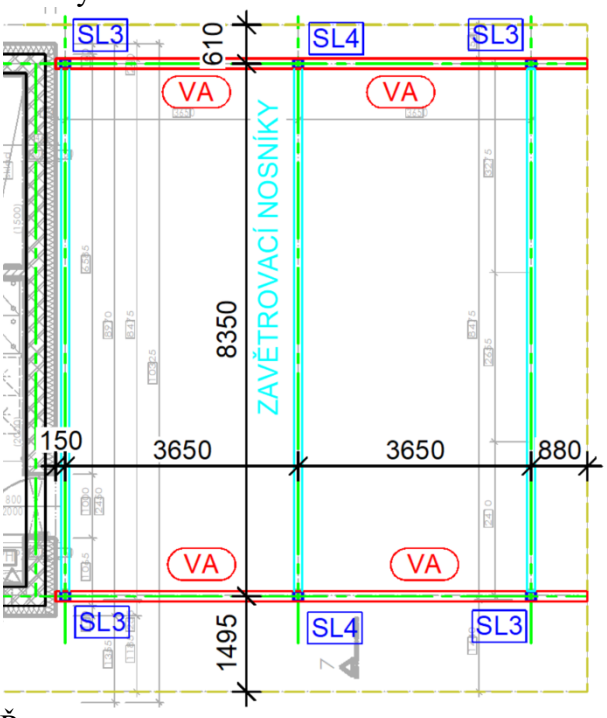
Ocel

Třída pevnosti		**S235**	
Mez kluzu	f_y	235	MPa
Mez pevnosti	f_u	360	
Modul pružnosti E	E	210 000	
Modul pružnosti G	G	81 000	
Obj. hmotnost	ρ	7850	kg/m^3
Dílčí souč. vlastností materiálů	γ_{m0}	1,00	-

9.2 Geometrie

Střešní konstrukci budou tvořit pultové dřevěné příhradové vazníky na rozpětí 8,35 m. Vazníky budou řádně zakotveny do dřevěných nebo ocelových nosníků, které budou vynášeny ocelovými sloupy vetknutými do základových patek. Vodorovná tuhost bude zajištěna vetknutím ocelových sloupů do patek a tuhým propojením hlav sloupů ocelovými nosníky, které vytvoří ruhé rámy.

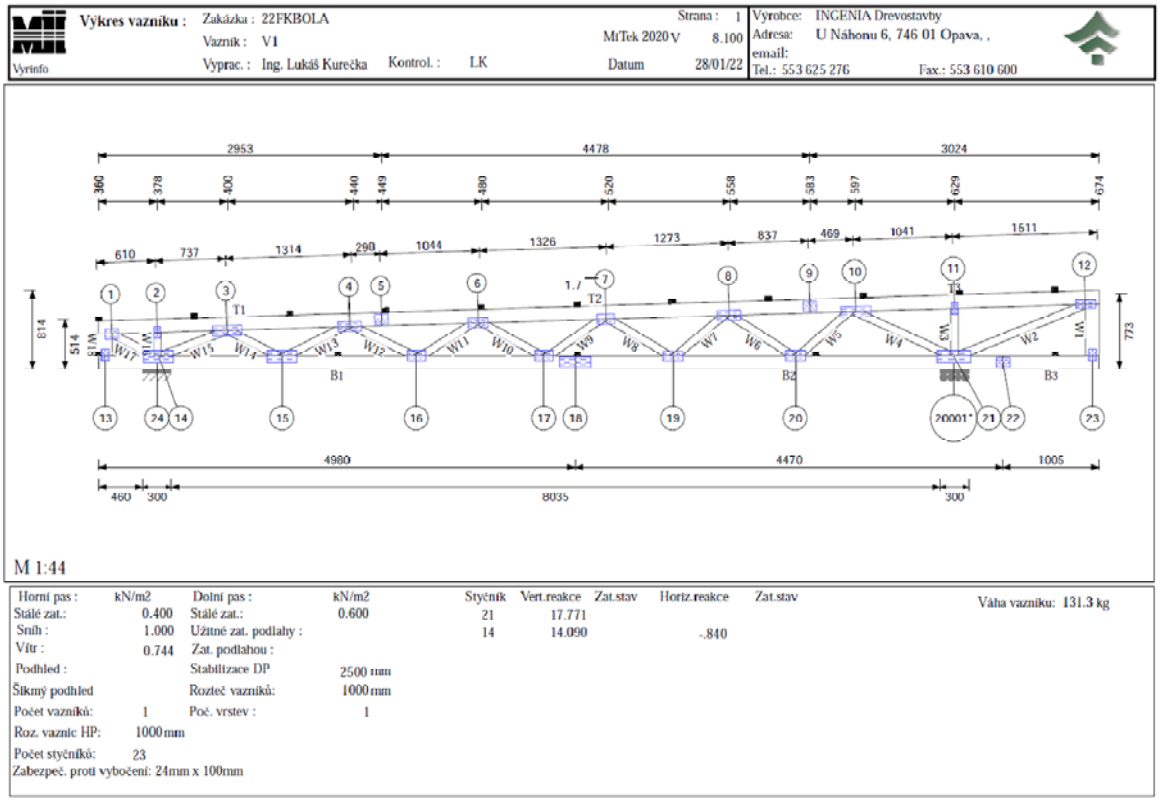
Půdorys:



Řez:

Vaznice se modelují jako prostý nosník s převislým koncem. Nad středním sloupem se uvažuje s kloubovým spojením. Konstrukční rozpětí je 3,65 m. Zatěžovací šířka střešním pláštěm je 6 m. Sloupy mají výšku 3,03 m.
Vaznice se navrhuje z profilu HEA160. Alternativně je možné vaznice provést z ocelové čtvercové trubky profilu 160x160x5 mm.
Sloupy se navrhují ze čtvercové ocelové trubky profilu 140x140x8 mm. Sloupy budou vetknuté do základových patek. Paty sloupů budou opatřeny ocelovými kotevními deskami 400 x 400 x 15 mm, které budou zakotveny do základů 4 ks kotevních šroubů M16 do hloubky min. 600 mm.
Vaznice budou v hlavě sloupů spojeny zavětrovacími nosníky z obdélníkových ocelových trubek profilu 120x160x6 mm.
Spoje všech ocelových prvků se provedou svary.

9.3 Vazníky



Datum: 2/2022 Zpracovatel: Ing. Jan Homola

9.4 Zatížení

Zatěžovací stavy

1.ZS – Stálé zatížení

1.ZS - Zatížení stálé	tl.	Obj.tíha	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	kN/m^2	-	kN/m^2
Střešní konstrukce, skladba S6					
2 x asfaltový pás	10	12	0,120	1,35	0,162
Bednění z OSB desek	25	6,8	0,170	1,35	0,230
Konstrukce dřevěných vazníků + vaznic	80	5	0,400	1,35	0,540
Dřevěný rošt	15	5	0,075	1,35	0,101
Cementotřískové desky	15	15,5	0,233	1,35	0,314
			0,998	1,35	1,347

2.ZS – Proměnné zatížení sněhem

2.ZS - Zatížení proměnné	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	kN/m^2	-	kN/m^2
Sníh, II. Sněhová oblast, vliv navátí	0,8	1,5	1,2

3.ZS – Proměnné zatížení větrem - tlak

II. větrová oblast

základní rychlost větru	v_b =	25,0	m/s
souč. směru větru	c_{dir} =	1,0	
souč. ročního období	c_{season} =	1,0	
základní rychlost větru	$v_{b,0}$ =	25,0	m/s
životnost		50	let
rychlost větru při životnosti	v_{ref} =	25,0	m/s
	K =	0,2	
	n =	0,5	
souč. překročení rychlosti	C_{prob} =	1,00	
teren			
kategorie terénu II			
	z_0 =	0,05	m
	z_{min} =	2	m
	k_r =	0,190	-
součinitel turbulence	k_I =	1,00	-
výška nad terénem	z =	3,95	m
souč. drsnosti	$c_r(z)$ =	0,830	
	stanovení součinitele orografie dle přílohy A2		
souč. orografie	$c_o(z)$ =	1,000	
intenzita turbulence	$I_v(z)$ =	0,229	
souč. expozice	$c_e(z)$ =	1,793	

zákl. dynamický tlak větru	q_b =	0,391	kNm^{-2}
střední rychlost větru	v_m =	20,8	m/s
max. dynamický tlak	**$q_p(z)$ =**	**0,7**	**kNm^{-2}**

$c_s c_d = 1$
$c_{f,A,\,max} = +1{,}1$ (směr dolů)
$c_{f,A,\,min} = -1{,}6$ (směr nahoru)

$q_p = 0{,}7\ kN/m^2$
$\gamma_G = 1{,}5$

Tlak:
$f_{w,A,\,max} = c_s c_d \,.\, c_f \,.\, q_p = 1 \,.\, 1{,}1 \,.\, 0{,}7 = +0{,}777\ kN/m^2$

3.ZS - Zatížení proměnné	G_k	γ_G	$\gamma_G\ G_k$
	kN/m^2	-	kN/m^2
Vítr - tlak	0,770	1,5	1,155

Vodorovné zatížení na přístřešek se skládá ze zatížení od tření a síly působící čelní plochu přístřešku:
Čelní plocha přístřešku je $1{,}25 \,.\, 8{,}33 = 10{,}4125\ m^2$
$c_s c_d = 1$
$c_{p,\,net} = 1{,}8$
$q_p = 0{,}7\ kN/m^2$
$\gamma_G = 1{,}5$
$f_w = c_s c_d \,.\, c_{p,net} \,.\, q_p = 1 \,.\, 1{,}8 \,.\, 0{,}7 = 1{,}26\ kN/m^2$

Síla působící na konstrukci od čelního tlaku větru:
$F_{k,1} = A \,.\, f_w = 10{,}4125 \,.\, 1{,}26 = 13{,}12\ kN$
Tato síla se rozdělí do jednotlivých sloupů.

Vodorovné zatížení od tření:
Součinitelé tření:
Horní povrch – $c_{fr,h} = 0{,}02$
Dolní povrch – $c_{fr,d} = 0{,}02$
Plocha přístřešku:
$A_{fr} = 8{,}33 \,.\, 10{,}46 = 87{,}132\ m^2$

Síla působící na konstrukci od tření:
$F_{k,2} = A_{fr} \,.\, q_p \,.\, (c_{fr,h} + c_{fr,d}) = 87{,}132 \,.\, 0{,}7 \,.\, 0{,}04 = 2{,}44\ kN$
Tato síla se rozdělí do jednotlivých sloupů.

Celková vodorovná síla působící na přístřešek
$F_k = 13{,}12 + 2{,}44 = 15{,}56\ kN$

Vodorovné liniové zatížení působící na jednu vaznici

F_k = 15,56/8,83/2 = 0,881 kN/m

4.ZS – Proměnné zatížení větrem - vztlak
Sání:
$f_{w,A,\,min} = c_s c_d \,.\, c_f \,.\, q_p$ = 1 . -1,6 . 0,7 = -1,12 kN/m^2

4.ZS - Zatížení proměnné	G_k	γ_G	$\gamma_G\, G_k$
	kN/m^2	-	kN/m^2
Vítr - sání	-1,120	1,5	-1,680

Kombinace zatížení

Ověření odolnosti nosných prvků (STR/GEO):
(c) $\Sigma\gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, \psi_{0,1}\, Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$
(d) $\Sigma\xi_j\, \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$

1 K (a) 1,35 . 1ZS + 0,5 . 1,5 . 2ZS + 0,6 . 1,5 . 3ZS
2 K (b) 0,85 . 1,35 . 1ZS + 1,5 . 2ZS + 0,6 . 1,5 . 3ZS
3 K (b) 1,0 . 1ZS + 1,5 . 4ZS

Charakteristické kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti:
$\Sigma\, G_{kj} + Q_{k1} + \Sigma\, \psi_{0,i}.\, Q_{ki}$

4 K 1,0 . 1ZS + 1,0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS
5 K 1,0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS

Ověření deformace nosných prvků s vlivem dotvarování (pouze pro dřevěné prvky):
$\Sigma\, (1+ k_{def}).\, G_{kj} + (1+ \psi_{2,1}.\, k_{def}).\, Q_{k1} + \Sigma\, (\psi_{0,i} + \psi_{2,i}.\, k_{def}).\, Q_{ki}$

6 K (1+ 0,8). ZS1 + (1+ 0 . 0,8). ZS2 + (0,6 + 0 . 0,8). ZS3

Celkové návrhové zatížení 1K = 1,35 . 1ZS + 1,5 . 0,5 . 2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	2,790	kN/m^2
Celkové návrhové zatížení 2K = 1,35 . 0,85 . 1ZS + 1,5 .2ZS + 1,5 . 0,6 . 3ZS	3,338	kN/m^2
Celkové návrhové zatížení 3K = 1,0 . 1ZS + 1,5 .4ZS	-0,683	kN/m^2
Celkové reprezentativní zatížení 4K = 1,0 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 0.6 . 3ZS	2,460	kN/m^2
Proměnné reprezentativní zatížení 5K = 1.0 . 2ZS + 0.6 . 3ZS	1,462	kN/m^2
Kombinace pro dotvarování 6K = 1,8 . 1ZS + 1.0 . 2ZS + 0,6 . 3ZS	3,258	kN/m^2

9.5 Vaznice VA – dřevěná varianta

Vaznice se modelují jako prostý nosník. Konstrukční rozpětí je 3,65 m. Zatěžovací šířka střešním pláštěm je 6 m.

9.5.1 Dřevěný profil

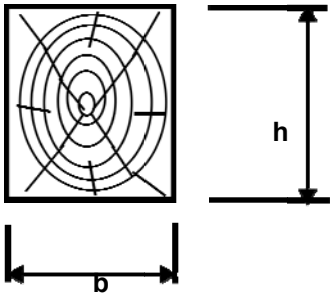
Navrhuje se dřevěný profil 160 x 280 mm.

ZATÍŽENÍ

gd= **3,038** kNm^{-2} 1K, 2K

qn=	**2,260**	kNm^{-2}	4K - celkové reprezentativní
qn=	**1,262**	kNm^{-2}	5K - proměnné reprezentativní
qdot=	**3,058**	kNm^{-2}	6K - dotvarování

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY



TRÁM

ŠÍŘKA (b)	*0,160*	m
VÝŠKA (h)	*0,280*	m
Zatěžovací šířka. - d	*6*	m

PARAMETRY NOSNÍKU

SVĚTLOST (l_O)	*3,650*	m		
ROZPĚTÍ (l)	*3,650*	m		
A =	0,0448	m^2		
W =	0,00209067	m^3		
I =	0,00029269	m^4	S = 0,001568	m^3

VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL

max.M = 1/8 x q x d x l^2
= 30,35 kNm

Reakce = 1/2 x q x d x l
= 33,26 kN

POSOUZENÍ TRÁMU

max.σ (kPa) =	14517,7	<	fm,g,d=14770 kPa		
max.τ (kPa) =	1113,7	<	fv,g,d=1650 kPa		
max.y (m) =	0,010	<	l/250= 0,015	m	4K
max.y (m) =	0,005	<	l/300= 0,012	m	5K
max.y,dot (m) =	0,013	<	l/200= 0,018	m	6K

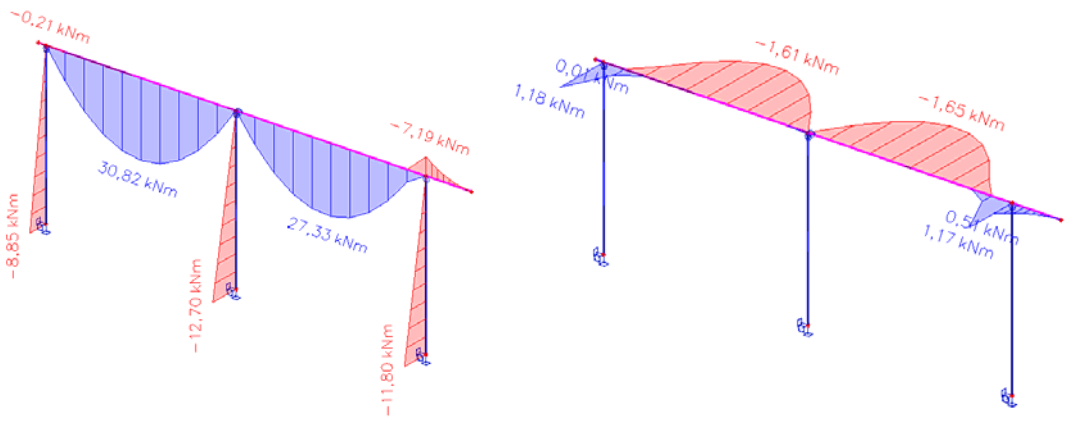
1.MS VYHOVÍ !

2.MS VYHOVÍ !

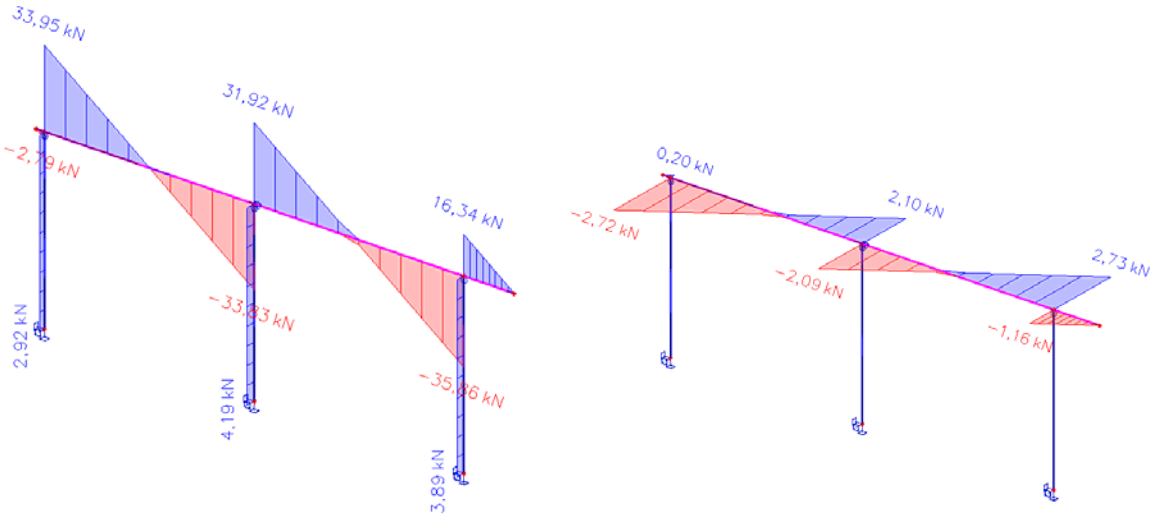
9.6 Ocelové konstrukce vaznic a sloupů

9.6.1 Vnitřní síly

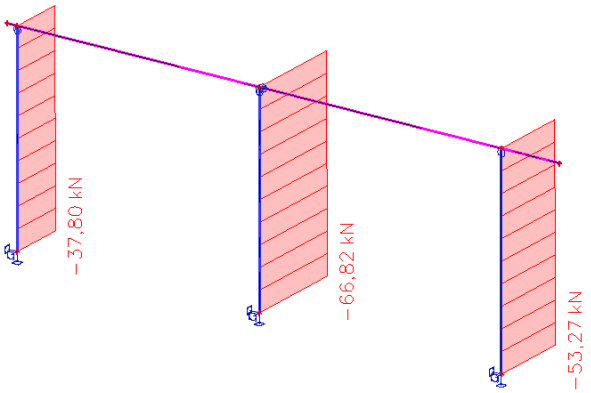
Ohybové momenty (kNm):



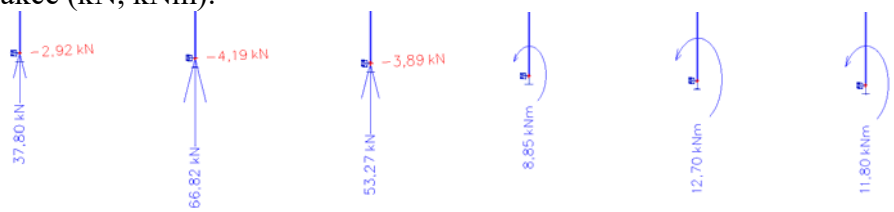
Posouvací síly (kN):



Normálové síly (kN):

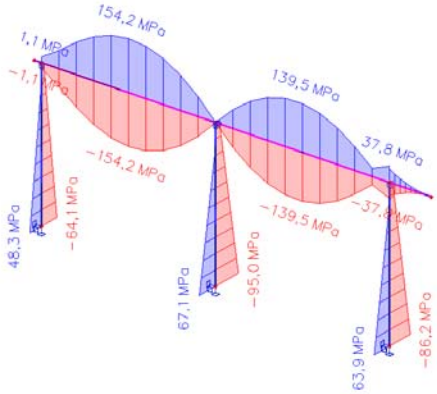


Reakce (kN, kNm):



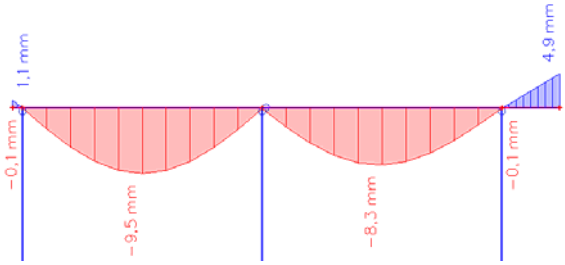
9.6.2 Posudek

Napětí v krajních vláknech (MPa):



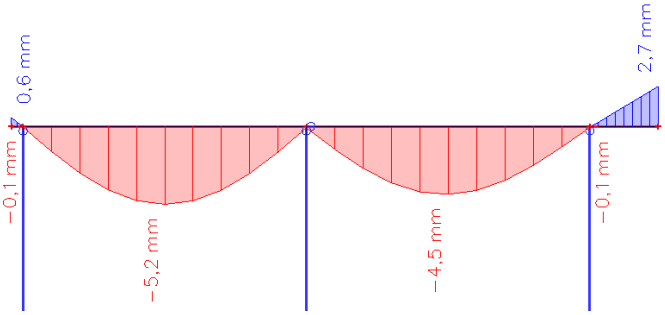
$\sigma = 154{,}2$ MPa < $f_y = 235$ MPa … vyhovuje

Deformace od veškerého zatížení v charakteristických hodnotách (mm):



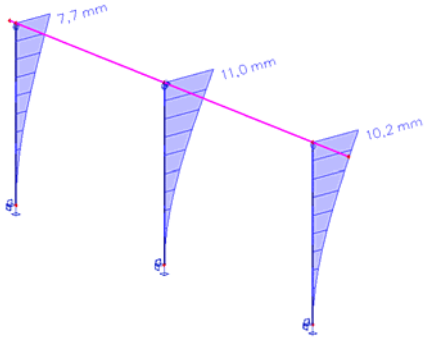
$w = 9{,}5$ mm < $w_{lim} = l/250 = 3650/250 = 14{,}6$ mm … vyhovuje

Svislá deformace od proměnného zatížení v charakteristických hodnotách (mm):



$w = 5{,}2$ mm < $w_{lim} = l/350 = 3650/350 = 10{,}43$ mm … vyhovuje

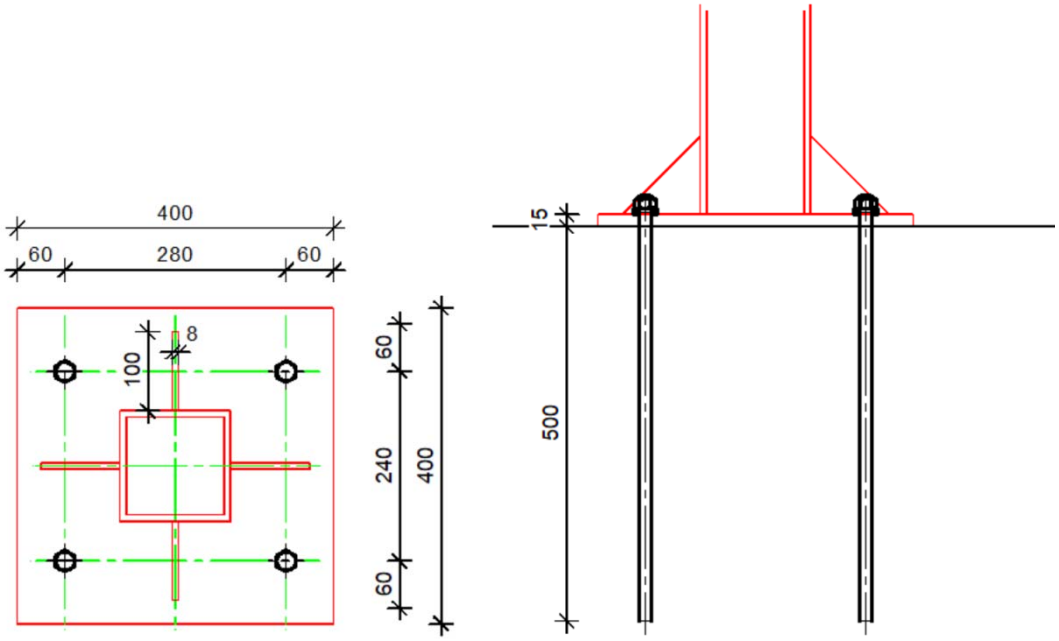
Vodorovná deformace od proměnného zatížení v charakteristických hodnotách (mm):



$w = 11{,}0$ mm < $w_{lim} = h/250 = 3030/250 = 12{,}12$ mm … vyhovuje

9.7 Návrh kotvení sloupu

Půdorys : Řez:



Posuzuje se pouze maximální zatížení kotvení.
Síly působící na kotvení
M_d = 12700 Nm
V_d = 4190 N

Navrhuje se kotvení čtyřmi kotvami HILTI HAS – U 8.8 M12 do hloubky min. 500 mm na chemické kotvy HILTI HIT – HY 200 – R V3.

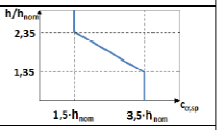
Hilti HIT-HY 200-R V3

500 ml foil pack
(also available as 330 ml foil pack)

Anchor rod:
HAS-U
HAS-U HDG
HAS-U A4
HAS-U HCR
(M8-M30)

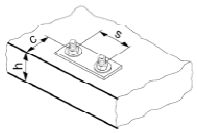
Setting details for HAS-U

Anchor size			M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Nominal diameter of drill bit	d_0	[mm]	10	12	14	18	22	28	30	35
Eff. embedment depth and drill hole depth [a]	$h_{ef,min}$	[mm]	60	60	70	80	90	96	108	120
	$h_{ef,max}$	[mm]	160	200	240	320	400	480	540	600
Minimum base material thickness	h_{min}	[mm]	h_{ef} + 30 mm ≥100 mm			h_{ef} + 2 d_0				
Maximum diameter of clearance hole in the fixture	d_f	[mm]	9	12	14	18	22	26	30	33
Thickness of Hilti filling set	h_{fs}	[mm]	-	-	-	11	13	15	-	-
Effective fixture thickness with Hilti filling set	$t_{fix,eff}$	[mm]	t_{fix} - h_{fs}							
Max. torque moment [b]	T_{max}	[Nm]	10	20	40	80	150	200	270	300
Minimum spacing	s_{min}	[mm]	40	50	60	75	90	115	120	140
Minimum edge distance	c_{min}	[mm]	40	45	45	50	55	60	75	80
Critical spacing for splitting failure	$s_{cr,sp}$	[mm]	2 $c_{cr,sp}$							
Critical edge distance for splitting failure [c]	$c_{cr,sp}$	[mm]	**1,0 · h_{ef}** for h / h_{ef} ≥ 2,00							
			4,6 h_{ef} – 1,8 h for 2,00 > h / h_{ef} > 1,3							
			2,26 h_{ef} for h / h_{ef} ≤ 1,3							
Critical spacing for concrete cone failure	$s_{cr,N}$	[mm]	2 $C_{cr,sp}$							
Critical edge distance for concrete cone failure [d]	$c_{cr,N}$	[mm]	1,5 h_{ef}							

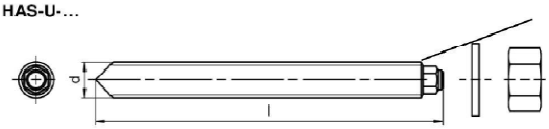


For spacing (edge distance) smaller than critical spacing (critical edge distance) the design loads have to be reduced

a) $h_{ef,min} \le h_{ef} \le h_{ef,max}$ (h_{ef}: embedment depth)
b) Maximum recommended torque moment to avoid splitting failure during instalation with minimum spacing and edge distance
c) h: base material thickness ($h \ge h_{min}$)
d) The critical edge distance for concrete cone failure depends on the embedment depth h_{ef} and the design bond resistance. The simplified formula given in this table is on the save side.



HAS-U-...



Marking:

Steel grade number and length identification letter: e.g. 8L

Design resistance

Anchor size			M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Cracked concrete										
Tension N_{Rd}	HAS-U 5.8	[kN]	10,1	14,1	23,5	32,1	50,9	69,9	85,4	102
	HAS-U 8.8		10,1	14,1	23,5	32,1	50,9	69,9	85,4	102
	HAS-U A4		10,1	14,1	23,5	32,1	50,9	69,9	*80,4*	*98,3*
	HAS-U HCR		10,1	14,1	23,5	32,1	50,9	69,9	85,4	102
	HIS-N 8.8		16,5	26,5	32,1	50,9	67,4	-	-	-
Shear V_{Rd}	HAS-U 5.8	[kN]	*7,2*	*12,0*	*16,8*	*31,2*	*48,8*	*70,4*	*92,0*	*112*
	HAS-U 8.8		*12,0*	*18,4*	*27,2*	*50,4*	*78,4*	*113*	*147*	*179*
	HAS-U A4		*8,3*	*12,8*	*19,2*	*35,3*	*55,1*	*79,5*	*48,3*	*58,8*
	HAS-U HCR		*12,0*	*18,4*	*27,2*	*50,4*	*78,4*	*70,9*	*92,0*	*112*
	HIS-N 8.8		10,4	18,4	27,2	50,4	46,4	-	-	-

Tahová síla působící na jednu kotvu je max. $N_d = 0,5 . M_d/e = 0,5 . 12700/0,24 = 26,46$ kN.
$< N_{Rd} = 32,1$ kN … vyhovuje

Smyková síla působící na jednu kotvu je max. $V_d = V_d/4 = 4190/4 = 1,05$ kN.
$< V_{Rd} = 50,4$ kN … vyhovuje

10 Základové konstrukce

Objekt bude založen na dvoustupňových základových pásech z betonu C20/25. Spodní část základového pásu bude z prostého betonu výšky 450 mm a různých šířek, vrchní část bude železobetonová, vylitá do ztraceného bednění šířky 400 mm. Horní hrana základových pásů bude svázána železobetonovou deskou tl. 150 mm. Deska bude vyztužena KARI sítěmi øR8/150 – øR8/150 při dolním povrchu, krytí 40 mm. KARI sítě budou uloženy šachovnicově s přesahy min. 300 mm, přesah přes dvě oka sítě.

Schéma vyztužení základových pásů:

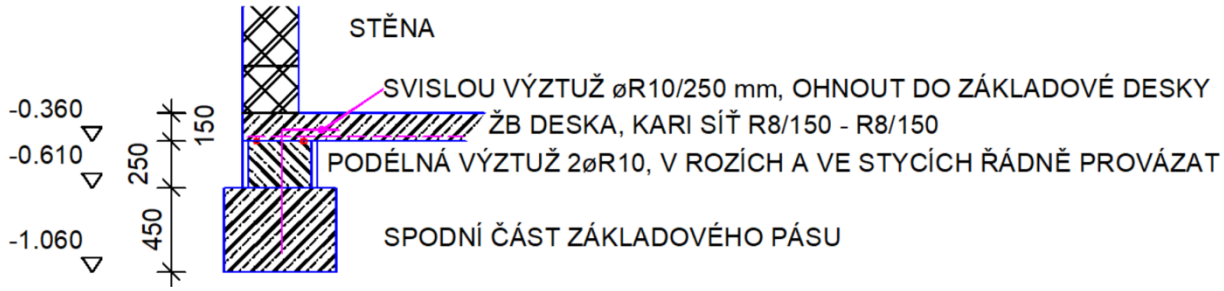


Schéma vyvázání styků základových pásů ze ztraceného bednění:

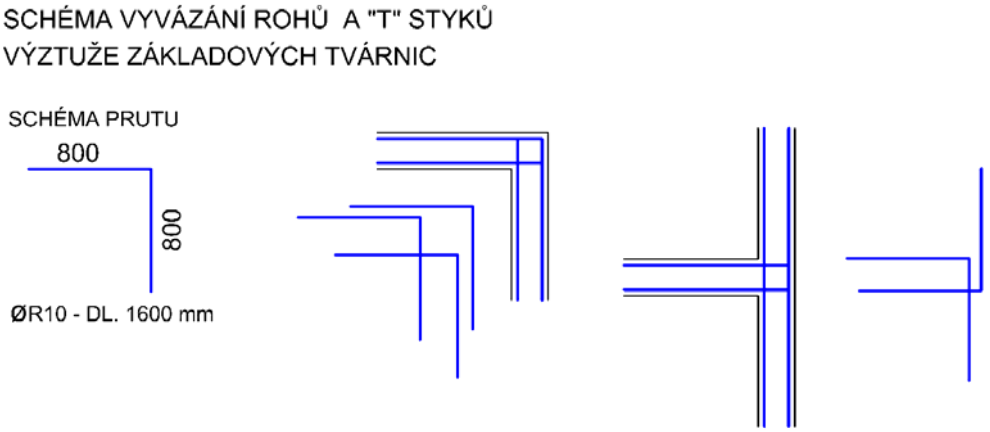
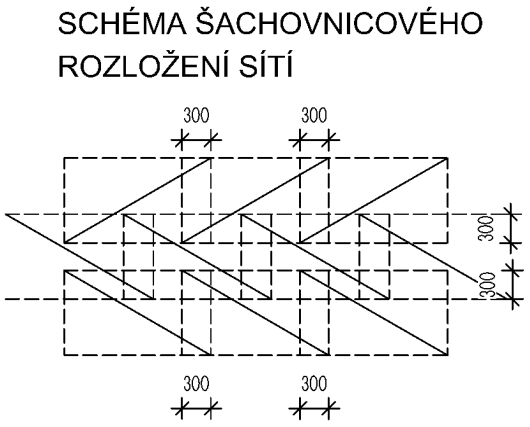


Schéma uložení KARI sítí v desce:



10.1 Materiály

Beton C20/25	f_{ck} = 20 MPa
XC2	$f_{ck,cube}$ = 25 MPa
	E_{cm} = 30 GPa

γ_c= 1,5
$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ = 13,3 MPa

Ocel B 500 B

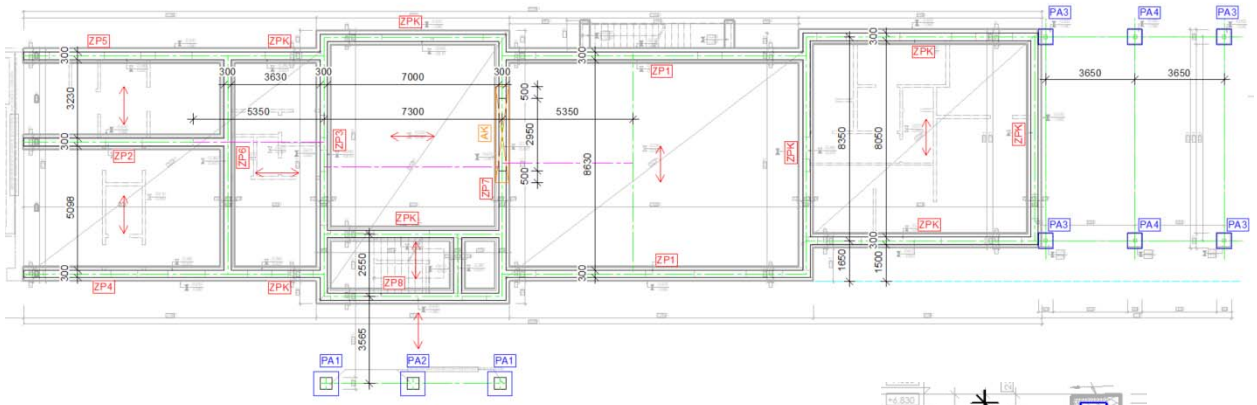
f_{yk} = 500 MPa
γ_s= 1,15
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ = 434,8 MPa
E_s = 200 GPa

10.2 Geologie

Geologický průzkum nebyl proveden, předpokládá se únosnost základové půdy R_{dt} = 150 kPa, což musí být po provedení výkopů ověřeno na stavbě. V případě zjištění menší únosnosti se musí základové konstrukce upravit. Dále je nutné na místě ověřit, zda se plánovaný základ nenachází v sesuvném území, v poddolovaném území, v násypech, na tekutých píscích, plastických jílech, zda se v půdorysu stavby nemění charakter podloží a další faktory, které by mohly ovlivnit stabilitu základů a které nejsou v době vypracování statického výpočtu známy.

10.3 Geometrie

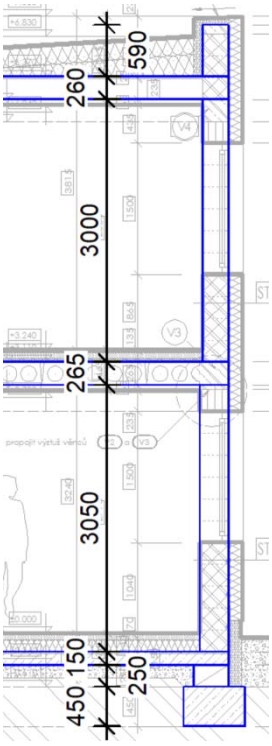
Půdorys základů:



Šířky základových pásů:
ZP1 – 0,8 m
ZP2 – 0,8 m
ZP3 – 0,95 m
ZP4 – 0,65 m
ZP5 – 0,6 m
ZP6 – 0,6 m
ZP7 – 0,8 m
ZP8 – 0,6 m
ZPK – 0,6 m

Rozměry patek:
PA1 – 1,2 x 1,2 m, výška 1 m
PA2 – 1,4 x 1,4 m, výška 1 m

Schematický řez:



10.4 Základový pás ZP1

Šířka základového pásu se navrhuje 0,8 m.

1.ZS - základy	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Spodní část betonového pásu	450	24,0	0,80	8,640	1,35	11,664
Horní část betonového pásu	250	24,0	0,40	2,400	1,35	3,240
Základová deska	150	24,0	1,00	3,600	1,35	4,860
				14,640		19,764

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	4,315	1,165	1,35	1,573
Lepidlo	5	23	4,315	0,496	1,35	0,670
Betonová mazanina	60	23	4,315	5,955	1,35	8,039
Kročejová izolace	40	1	4,315	0,173	1,35	0,233
Spiroll	250	13,5	4,315	14,563	1,35	19,660
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,315	0,102	1,35	0,137
SDK podhled	12,5	10,5	4,315	0,566	1,35	0,765
Σ				23,020		31,077

1.ZS - strop nad 2.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	4,315	0,863	1,35	1,165
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	4,315	1,295	1,35	1,748
2 x asfaltový pás	10	12	4,315	0,518	1,35	0,699
Bednění z OSB desek	25	6,8	4,315	0,734	1,35	0,990
Krokve	25	5	4,315	0,539	1,35	0,728
Tepelná izolace	260	0,4	4,315	0,449	1,35	0,606
Parozábrana	0,4	12	4,315	0,021	1,35	0,028
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,315	0,102	1,35	0,137
SDK podhled	12,5	10,5	4,315	0,566	1,35	0,765
Σ				5,086		6,866

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376
ŽB věnce	300	25	0,650	4,875	1,35	6,581
Zateplení EPS	150	0,4	7,250	0,435	1,35	0,587
Omítka	15	20	7,250	2,175	1,35	2,936
Σ				25,860		34,911

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	4,315	12,945	1,5	19,418
Příčky	2	4,315	8,630	1,5	12,945

Σ			21,575		32,363

3.ZS Sníh	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh - střecha nad 2. NP	0,8	4,315	3,452	1,5	5,178
Σ			3,452		5,178

4.ZS Vítr	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr, tlak	0,166	4,315	0,718	1,5	1,077
Σ			0,718		1,077

Zatížení na základové spáře		
1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4ZS	118,51	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4.ZS	114,32	kN/m

Šířka základového pásu (m)	0,8	m
Únosnost (kN/m)	120	kN
Únosnost základové půdy (kPa)	150	kPa
Využití	99%	

10.5 Základový pás ZP2

Šířka základového pásu se navrhuje 0,8 m.

1.ZS - základy	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Spodní část betonového pásu	450	24,0	0,80	8,640	1,35	11,664
Horní část betonového pásu	250	24,0	0,40	2,400	1,35	3,240
Základová deska	150	24,0	1,00	3,600	1,35	4,860
				14,640		19,764

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	4,470	1,207	1,35	1,629
Lepidlo	5	23	4,470	0,514	1,35	0,694
Betonová mazanina	60	23	4,470	6,169	1,35	8,328
Kročejová izolace	40	1	4,470	0,179	1,35	0,241
Spiroll	250	13,5	4,470	15,086	1,35	20,366
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,470	0,105	1,35	0,142
SDK podhled	12,5	10,5	4,470	0,587	1,35	0,792
Σ				23,847		32,193

1.ZS - strop nad 2.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	4,470	0,894	1,35	1,207
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	4,470	1,341	1,35	1,810
2 x asfaltový pás	10	12	4,470	0,536	1,35	0,724
Bednění z OSB desek	25	6,8	4,470	0,760	1,35	1,026

Krokve	25	5	4,470	0,559	1,35	0,754
Tepelná izolace	260	0,4	4,470	0,465	1,35	0,628
Parozábrana	0,4	12	4,470	0,021	1,35	0,029
Ocelový rošt	0,3	78,5	4,470	0,105	1,35	0,142
SDK podhled	12,5	10,5	4,470	0,587	1,35	0,792
Σ				5,268		7,112

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376
ŽB věnce	300	25	0,300	2,250	1,35	3,038
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Σ				22,425		30,274

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	4,470	13,410	1,5	20,115
Příčky	2	4,470	8,940	1,5	13,410
Σ			22,350		33,525

3.ZS Sníh	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh - střecha nad 2. NP	0,8	4,470	3,576	1,5	5,364
Σ			3,576		5,364

4.ZS Vítr	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr, tlak	0,166	4,470	0,744	1,5	1,116
Σ			0,744		1,116

Zatížení na základové spáře		
1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4ZS	116,16	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4.ZS	112,82	kN/m

Šířka základového pásu (m)	0,8	m
Únosnost (kN/m)	120	kN
Únosnost základové půdy (kPa)	150	kPa
Využití	97%	

10.6 Základový pás ZP3

Šířka základového pásu se navrhuje 0,95 m.

1.ZS - základy	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Spodní část betonového pásu	450	24,0	0,95	10,260	1,35	13,851
Horní část betonového pásu	250	24,0	0,40	2,400	1,35	3,240
Základová deska	150	24,0	1,00	3,600	1,35	4,860

				16,260		21,951

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	5,620	1,517	1,35	2,048
Lepidlo	5	23	5,620	0,646	1,35	0,873
Betonová mazanina	60	23	5,620	7,756	1,35	10,470
Kročejová izolace	40	1	5,620	0,225	1,35	0,303
Spiroll	250	13,5	5,620	18,968	1,35	25,606
Ocelový rošt	0,3	78,5	5,620	0,132	1,35	0,179
SDK podhled	12,5	10,5	5,620	0,738	1,35	0,996
Σ				29,982		40,475

1.ZS - strop nad 2.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	2,700	0,540	1,35	0,729
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	2,700	0,810	1,35	1,094
2 x asfaltový pás	10	12	2,700	0,324	1,35	0,437
Bednění z OSB desek	25	6,8	2,700	0,459	1,35	0,620
Krokve	25	5	2,700	0,338	1,35	0,456
Tepelná izolace	260	0,4	2,700	0,281	1,35	0,379
Parozábrana	0,4	12	2,700	0,013	1,35	0,017
Ocelový rošt	0,3	78,5	2,700	0,064	1,35	0,086
SDK podhled	12,5	10,5	2,700	0,354	1,35	0,478
Střešní konstrukce, skladba S1, krokve K2						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	3,650	0,730	1,35	0,986
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	3,650	1,095	1,35	1,478
2 x asfaltový pás	10	12	3,650	0,438	1,35	0,591
Tepelná izolace	260	0,4	3,650	0,380	1,35	0,512
Spádové klíny	170	0,4	3,650	0,248	1,35	0,335
Asfaltový pás	3	12	3,650	0,131	1,35	0,177
Bednění z OSB desek	25	6,8	3,650	0,621	1,35	0,838
Krokve	30	5	3,650	0,548	1,35	0,739
Ocelový rošt	0,3	78,5	3,650	0,086	1,35	0,116
SDK podhled	12,5	10,5	3,650	0,479	1,35	0,647
Σ				7,937		10,716

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376
ŽB věnce	300	25	0,450	3,375	1,35	4,556
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Σ				23,550		31,793

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m

Užitné C1	3	5,620	16,860	1,5	25,290
Příčky	2	5,620	11,240	1,5	16,860
Σ			28,100		42,150

3.ZS Sníh	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh - střecha nad 2. NP	0,8	6,350	5,080	1,5	7,620
Σ			5,080		7,620

4.ZS Vítr	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr, tlak	0,166	6,350	1,057	1,5	1,585
Σ			1,057		1,585

Zatížení na základové spáře		
1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4ZS	139,20	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4.ZS	136,11	kN/m

Šířka základového pásu (m)	0,95	m
Únosnost (kN/m)	142,5	kN
Únosnost základové půdy (kPa)	150	kPa
Využití	98%	

10.7 Základový pás ZP4

Šířka základového pásu se navrhuje 0,65 m.

1.ZS - základy	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Spodní část betonového pásu	450	24,0	0,65	7,020	1,35	9,477
Horní část betonového pásu	250	24,0	0,40	2,400	1,35	3,240
Základová deska	150	24,0	1,00	3,600	1,35	4,860
				13,020		17,577

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	2,700	0,729	1,35	0,984
Lepidlo	5	23	2,700	0,311	1,35	0,419
Betonová mazanina	60	23	2,700	3,726	1,35	5,030
Kročejová izolace	40	1	2,700	0,108	1,35	0,146
Spiroll	250	13,5	2,700	9,113	1,35	12,302
Ocelový rošt	0,3	78,5	2,700	0,064	1,35	0,086
SDK podhled	12,5	10,5	2,700	0,354	1,35	0,478
Σ				14,404		19,445

1.ZS - strop nad 2.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1						

Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	2,700	0,540	1,35	0,729
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	2,700	0,810	1,35	1,094
2 x asfaltový pás	10	12	2,700	0,324	1,35	0,437
Bednění z OSB desek	25	6,8	2,700	0,459	1,35	0,620
Krokve	25	5	2,700	0,338	1,35	0,456
Tepelná izolace	260	0,4	2,700	0,281	1,35	0,379
Parozábrana	0,4	12	2,700	0,013	1,35	0,017
Ocelový rošt	0,3	78,5	2,700	0,064	1,35	0,086
SDK podhled	12,5	10,5	2,700	0,354	1,35	0,478
Σ				3,182		4,296

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376
ŽB věnce	300	25	0,650	4,875	1,35	6,581
Zateplení EPS	150	0,4	7,250	0,435	1,35	0,587
Omítka	15	20	7,250	2,175	1,35	2,936
Σ				25,860		34,911

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	2,700	8,100	1,5	12,150
Příčky	2	2,700	5,400	1,5	8,100
Σ			13,500		20,250

3.ZS Sníh	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh - střecha nad 2. NP	0,8	2,700	2,160	1,5	3,240
Σ			2,160		3,240

4.ZS Vítr	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr, tlak	0,166	2,700	0,449	1,5	0,674
Σ			0,449		0,674

Zatížení na základové spáře		
1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4ZS	92,43	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4.ZS	87,07	kN/m

Šířka základového pásu (m)	0,65	m
Únosnost (kN/m)	97,5	kN
Únosnost základové půdy (kPa)	150	kPa
Využití	95%	

10.8 Základový pás ZP5

Šířka základového pásu se navrhuje 0,6 m.

1.ZS - základy	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$

	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Spodní část betonového pásu	450	24,0	0,60	6,480	1,35	8,748
Horní část betonového pásu	250	24,0	0,40	2,400	1,35	3,240
Základová deska	150	24,0	1,00	3,600	1,35	4,860
				12,480		16,848

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	1,770	0,478	1,35	0,645
Lepidlo	5	23	1,770	0,204	1,35	0,275
Betonová mazanina	60	23	1,770	2,443	1,35	3,298
Kročejová izolace	40	1	1,770	0,071	1,35	0,096
Spiroll	250	13,5	1,770	5,974	1,35	8,065
Ocelový rošt	0,3	78,5	1,770	0,042	1,35	0,056
SDK podhled	12,5	10,5	1,770	0,232	1,35	0,314
Σ				9,443		12,748

1.ZS - strop nad 2.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	1,770	0,354	1,35	0,478
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	1,770	0,531	1,35	0,717
2 x asfaltový pás	10	12	1,770	0,212	1,35	0,287
Bednění z OSB desek	25	6,8	1,770	0,301	1,35	0,406
Krokve	25	5	1,770	0,221	1,35	0,299
Tepelná izolace	260	0,4	1,770	0,184	1,35	0,249
Parozábrana	0,4	12	1,770	0,008	1,35	0,011
Ocelový rošt	0,3	78,5	1,770	0,042	1,35	0,056
SDK podhled	12,5	10,5	1,770	0,232	1,35	0,314
Σ				2,086		2,816

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376
ŽB věnce	300	25	0,650	4,875	1,35	6,581
Zateplení EPS	150	0,4	7,250	0,435	1,35	0,587
Omítka	15	20	7,250	2,175	1,35	2,936
Σ				25,860		34,911

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	1,770	5,310	1,5	7,965
Příčky	2	1,770	3,540	1,5	5,310
Σ			8,850		13,275

3.ZS Sníh	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$

	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh - střecha nad 2. NP	0,8	1,770	1,416	1,5	2,124
Σ			1,416		2,124

4.ZS Vítr	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	γ_Q Q_k
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr, tlak	0,166	1,770	0,295	1,5	0,442
Σ			0,295		0,442

Zatížení na základové spáře		
1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4ZS	77,94	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4.ZS	71,83	kN/m

Šířka základového pásu (m)	0,6	m
Únosnost (kN/m)	90	kN
Únosnost základové půdy (kPa)	150	kPa
Využití	87%	

10.9 Základový pás ZP6

Šířka základového pásu se navrhuje 0,6 m.

1.ZS - základy	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	γ_G G_k
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Spodní část betonového pásu	450	24,0	0,60	6,480	1,35	8,748
Horní část betonového pásu	250	24,0	0,40	2,400	1,35	3,240
Základová deska	150	24,0	1,00	3,600	1,35	4,860
				12,480		16,848

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	γ_G G_k
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	2,150	0,581	1,35	0,784
Lepidlo	5	23	2,150	0,247	1,35	0,334
Betonová mazanina	60	23	2,150	2,967	1,35	4,005
Kročejová izolace	40	1	2,150	0,086	1,35	0,116
Spiroll	250	13,5	2,150	7,256	1,35	9,796
Ocelový rošt	0,3	78,5	2,150	0,051	1,35	0,068
SDK podhled	12,5	10,5	2,150	0,282	1,35	0,381
Σ				11,470		15,484

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	γ_G G_k
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376
ŽB věnce	300	25	0,650	4,875	1,35	6,581
Zateplení EPS	150	0,4	7,250	0,435	1,35	0,587
Omítka	15	20	7,250	2,175	1,35	2,936
Σ				25,860		34,911

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	2,150	6,450	1,5	9,675
Příčky	2	2,150	4,300	1,5	6,450
Σ			10,750		16,125

Zatížení na základové spáře		
1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS	78,53	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS	73,28	kN/m

Šířka základového pásu (m)	0,6	m
Únosnost (kN/m)	90	kN
Únosnost základové půdy (kPa)	150	kPa
Využití	87%	

10.10 Základový pás ZP7

Šířka základového pásu se navrhuje 0,8 m.

1.ZS - základy	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Spodní část betonového pásu	450	24,0	0,80	8,640	1,35	11,664
Horní část betonového pásu	250	24,0	0,40	2,400	1,35	3,240
Základová deska	150	24,0	1,00	3,600	1,35	4,860
				14,640		19,764

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Skladba P2.5						
Nášlapná vrstva, keramická dlažba	10	27	3,800	1,026	1,35	1,385
Lepidlo	5	23	3,800	0,437	1,35	0,590
Betonová mazanina	60	23	3,800	5,244	1,35	7,079
Kročejová izolace	40	1	3,800	0,152	1,35	0,205
Spiroll	250	13,5	3,800	12,825	1,35	17,314
Ocelový rošt	0,3	78,5	3,800	0,089	1,35	0,121
SDK podhled	12,5	10,5	3,800	0,499	1,35	0,673
Σ				20,272		27,368

1.ZS - strop nad 2.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S2, krokve K1						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	2,700	0,540	1,35	0,729
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	2,700	0,810	1,35	1,094
2 x asfaltový pás	10	12	2,700	0,324	1,35	0,437
Bednění z OSB desek	25	6,8	2,700	0,459	1,35	0,620
Krokve	25	5	2,700	0,338	1,35	0,456
Tepelná izolace	260	0,4	2,700	0,281	1,35	0,379
Parozábrana	0,4	12	2,700	0,013	1,35	0,017
Ocelový rošt	0,3	78,5	2,700	0,064	1,35	0,086
SDK podhled	12,5	10,5	2,700	0,354	1,35	0,478
Střešní konstrukce, skladba S1, krokve K2						

Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	3,650	0,730	1,35	0,986
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	3,650	1,095	1,35	1,478
2 x asfaltový pás	10	12	3,650	0,438	1,35	0,591
Tepelná izolace	260	0,4	3,650	0,380	1,35	0,512
Spádové klíny	170	0,4	3,650	0,248	1,35	0,335
Asfaltový pás	3	12	3,650	0,131	1,35	0,177
Bednění z OSB desek	25	6,8	3,650	0,621	1,35	0,838
Krokve	30	5	3,650	0,548	1,35	0,739
Ocelový rošt	0,3	78,5	3,650	0,086	1,35	0,116
SDK podhled	12,5	10,5	3,650	0,479	1,35	0,647
Σ				7,937		10,716

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376
ŽB věnce	300	25	0,300	2,250	1,35	3,038
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Σ				22,425		30,274

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	3,800	11,400	1,5	17,100
Příčky	2	3,800	7,600	1,5	11,400
Σ			19,000		28,500

3.ZS Sníh	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Sníh - střecha nad 2. NP	0,8	6,350	5,080	1,5	7,620
Σ			5,080		7,620

4.ZS Vítr	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr, tlak	0,166	6,350	1,057	1,5	1,585
Σ			1,057		1,585

Zatížení na základové spáře		
1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4ZS	112,83	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4.ZS	108,16	kN/m

Šířka základového pásu (m)	0,8	m
Únosnost (kN/m)	120	kN
Únosnost základové půdy (kPa)	150	kPa
Využití	94%	

10.10.1 Vyztužení spodní části základového pásu AK

Aby nedocházelo k nerovnoměrnému sedání pásů v místech větších otvorů v nosných stěnách, kde musí základový pás redistribuovat lokální zatížení na liniové zatížení do základové spáry.

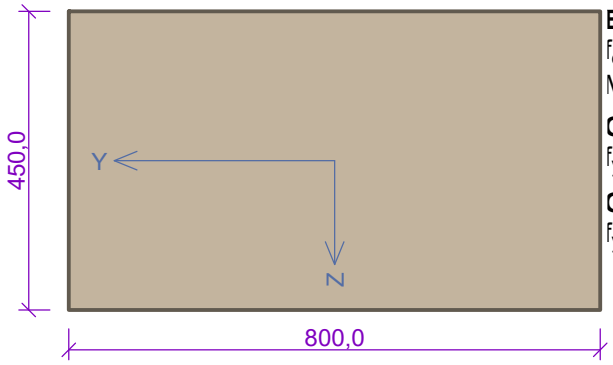
Proto se navrhuje základový pás v místě otvoru šířky 2,95 m vyztužit armokošem, který bude zaveden min. 0,5 m za líc otvoru.

Vnitřní síly:
Liniové zatížení základového pásu (bez liniového zatížení spodní stevby) je f_d = 112,83 – 19,764 = 93,066 kN/m.

M_y = 1/8 . 93,066 . $3,3^2$ = 126,69 kNm
V_z = 0,5 . 93,066 . 3,3 = 153,56 kN

Armokoš se bude vkládat do spodní části základového pásu profilu 800 x 450 mm.
Typ prvku: nosník
Prostředí: XC2

Průřez



Materiály

Beton: C 20/25
f_{ck} = 20,0 MPa; f_{ctm} = 2,2 MPa; E_{cm} = 30000 MPa

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

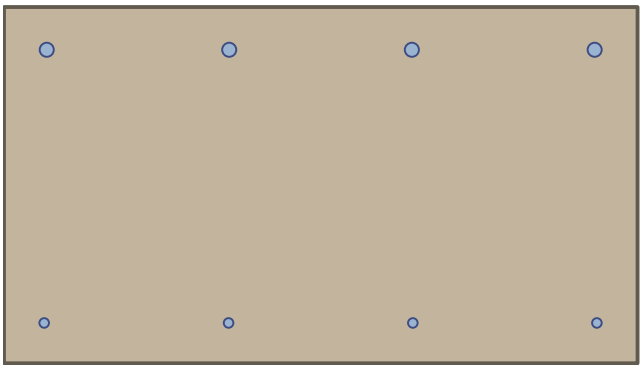
Ocel příčná: B500
f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	50,00	-126,69	153,56	1,000

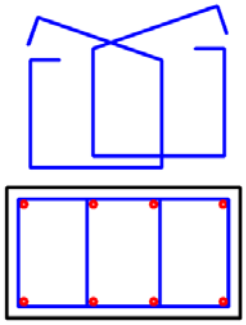
Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
4	18	45,0	horní výztuž
4	12	45,0	dolní výztuž



S tlačenou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž



Obvodové třmínky
Profil: 10 mm; Vzdálenost: 250,0 mm

Spony, vnitřní třmínky
Profil: 10 mm; Vzdálenost: 250,0 mm; Střihy: 2

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):
$\rho_{s,t}$ = 0,00321 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,0013 ⇒ **Vyhovuje**
ρ_s = 0,00408 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min}$ = 0,000716 ≤ ρ_w = 0,00157 ⇒ **Vyhovuje**
Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max}$ = 299,2 mm ⇒ **Vyhovuje**
Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max}$ = 299,2 mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	Zat. případ 1	50,00	685,04	-126,69	-162,70	153,56	205,10	77,4	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 77,4 %

10.11 Základový pás ZP8

Šířka základového pásu se navrhuje 0,6 m.

1.ZS - základy	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Spodní část betonového pásu	450	24,0	0,60	6,480	1,35	8,748
Horní část betonového pásu	250	24,0	0,40	2,400	1,35	3,240
Základová deska	150	24,0	1,00	3,600	1,35	4,860
				12,480		16,848

1.ZS - strop nad 1.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
SN1						
Nášlapná vrstva, PVC	2,5	12	1,800	0,054	1,35	0,073
Tlumící podložka	1,5	12	1,800	0,032	1,35	0,044
Samonivelační stěrka	3	24	1,800	0,130	1,35	0,175
Anhydrit	60	21	1,800	2,268	1,35	3,062

Kročejová izolace	40	1	1,800	0,072	1,35	0,097
Výplňový polystyren	80	1	1,800	0,144	1,35	0,194
PZD desky PZD 89/29/6,5 P 5	65	25	1,800	2,925	1,35	3,949
Lepidlo	5	24	1,800	0,216	1,35	0,292
Desky z minerální vaty	80	0,4	1,800	0,058	1,35	0,078
Omítka vnější	10	20	1,800	0,360	1,35	0,486
SN2						
Nášlapná vrstva, PVC	2,5	12	1,300	0,039	1,35	0,053
Tlumící podložka	1,5	12	1,300	0,023	1,35	0,032
Samonivelační stěrka	3	24	1,300	0,094	1,35	0,126
Anhydrit	60	21	1,300	1,638	1,35	2,211
Kročejová izolace	40	1	1,300	0,052	1,35	0,070
Výplňový polystyren	80	1	1,300	0,104	1,35	0,140
PZD desky PZD 89/29/6,5 P 5	65	25	1,300	2,113	1,35	2,852
Ocelový rošt	0,4	78,5	1,300	0,041	1,35	0,055
Sádrokarton	12,5	10,5	1,300	0,171	1,35	0,230
Σ				10,533		14,219

1.ZS - strop nad 2.NP	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Střešní konstrukce, skladba S1, krokve K2						
Fotovolatické panely 20 kg/m2	100	2	3,100	0,620	1,35	0,837
Balastní zatížení fotovolatických panelů 30 kg/m2	100	3	3,100	0,930	1,35	1,256
2 x asfaltový pás	10	12	3,100	0,372	1,35	0,502
Tepelná izolace	260	0,4	3,100	0,322	1,35	0,435
Spádové klíny	170	0,4	3,100	0,211	1,35	0,285
Asfaltový pás	3	12	3,100	0,112	1,35	0,151
Bednění z OSB desek	25	6,8	3,100	0,527	1,35	0,711
Krokve	30	5	3,100	0,465	1,35	0,628
Ocelový rošt	0,3	78,5	3,100	0,073	1,35	0,099
SDK podhled	12,5	10,5	3,100	0,407	1,35	0,549
Σ				4,039		5,452

1.ZS - stěny	tl.	Obj.tíha	ZŠ	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	kN/m	-	kN/m
Stěna v 1.NP a 2.NP						
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Zdivo Porotherm 30 Profi	300	8,5	6,500	16,575	1,35	22,376
ŽB věnce	300	25	0,300	2,250	1,35	3,038
Omítka	15	20	6,000	1,800	1,35	2,430
Σ				22,425		30,274

2.ZS Užitné zatížení - strop nad 1.NP	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Užitné C1	3	3,100	9,300	1,5	13,950
Příčky	2	3,100	6,200	1,5	9,300
Σ			15,500		23,250

3.ZS Sníh	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m

Sníh - střecha nad 2. NP	0,8	3,100	2,480	1,5	3,720
Σ			2,480		3,720

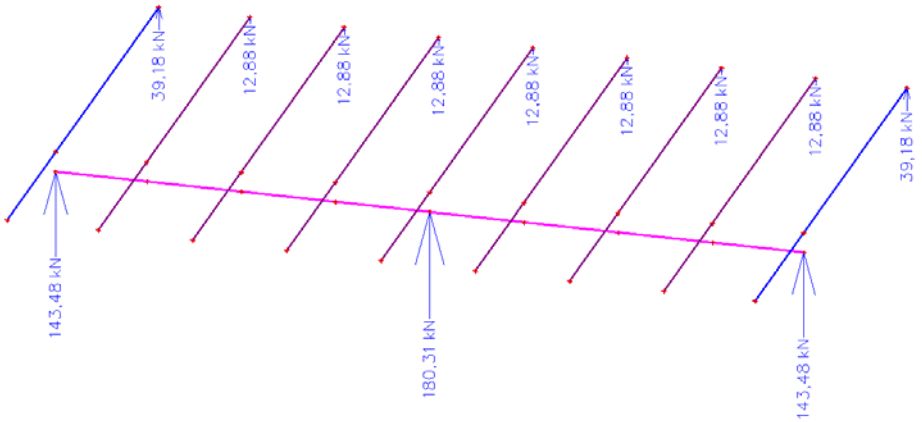
4.ZS Vítr	q_k	ZŠ	Q_k	γ_Q	$\gamma_Q Q_k$
	kN/m^2	m	kN/m	-	kN/m
Vítr, tlak	0,166	3,100	0,516	1,5	0,774
Σ			0,516		0,774

Zatížení na základové spáře		
1 K (a) 1ZS + 0,7 . 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4ZS	85,39	kN/m
2 K (b) 0,85 . 1ZS + 2ZS + 0,5 . 3ZS + 0,6 . 4.ZS	82,35	kN/m

Šířka základového pásu (m)	0,6	m
Únosnost (kN/m)	90	kN
Únosnost základové půdy (kPa)	150	kPa
Využití	95%	

10.12 Patka PA1

Reakce (kN):



1.ZS - pilíř	tl.	Obj.tíha	ZŠ	ZD	G_k	γ_G	$\gamma_G G_k$
	mm	kN/m^3	m	m	kN	-	kN
Stěny							
Omítka 4 x 450 mm	15	20,0	3,000	1,800	1,620	1,35	2,187
Zdivo z plných cihel	450	18	3,000	0,450	10,935	1,35	14,762
Σ					12,555		16,95

Zatížení patky horní stavbou je 143,48 + 16,95 = 160,43 kN.

Půdorysné rozměry patky se navrhují minimálně 1,2 x 1,2 m. Výška patky se navrhuje 1 m.

Rozměry patky

l	1,2	m
b	1,2	m
h	1	m

Hmotnost patky

G max (γ_f = 1,35) 46,66 kN

Vnější zatížení na patku

Rx	0,00	kN
Ry	0,00	kN
Rz	160,43	kN
My	0	kNm

Skutečné zatížení na základovou spáru

Rzd = Rz + G max	207,09	kN
Myd = My + Rx . H	0	kNm
Mxd = Ry . H	0	kNm

Napětí v základové spáře

Aef = (l-2.ex).(b-2.ey)	1,44	m2
σ	143,81	kPa
Rdt	150	kPa

VYHOVUJE

10.13 Patka PA2

Zatížení patky horní stavbou je 180,31 + 16,95 = 197,26 kN.

Půdorysné rozměry patky se navrhují minimálně 1,4 x 1,4 m. Výška patky se navrhuje 1 m.

Rozměry patky

l	1,4	m
b	1,4	m
h	1	m

Hmotnost patky

G max (γ_f = 1,35) 63,504 kN

Vnější zatížení na patku

Rx	0,00	kN
Ry	0,00	kN
Rz	197,26	kN
My	0	kNm

Skutečné zatížení na základovou spáru

Rzd = Rz + G max	260,76	kN
Myd = My + Rx . H	0	kNm
Mxd = Ry . H	0	kNm

Napětí v základové spáře

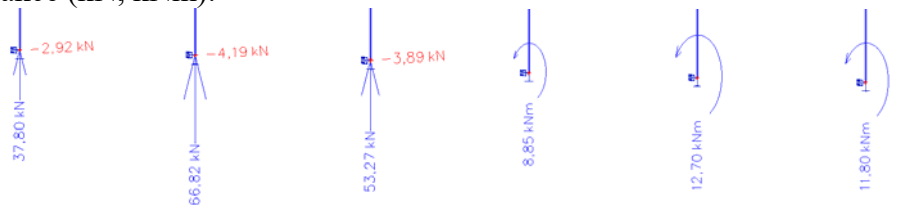
Aef = (l-2.ex).(b-2.ey)	1,96	m2
σ	133,04	kPa
Rdt	150	kPa

VYHOVUJE

10.14 Patka PA3

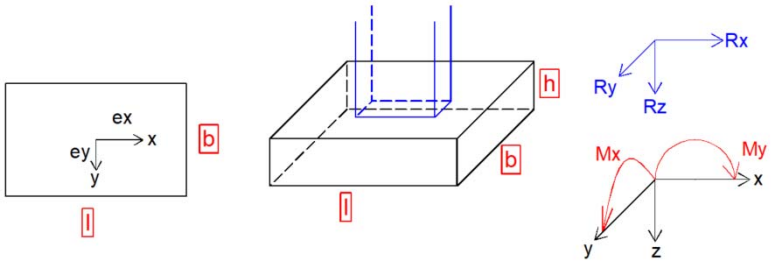
Půdorysné rozměry patky se navrhují minimálně 1,0 x 1,0 m. Výška patky se navrhuje 0,8 m.

Reakce (kN, kNm):



Jméno	Stav	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kNm]
Sn1/N6	MSÚ-Sada B (auto)/1	-3,89	40,82	11,8
Sn1/N6	MSÚ-Sada B (auto)/2	0	18,6	0
Sn1/N6	MSÚ-Sada B (auto)/3	-2,34	53,27	7,08

Jméno	Stav	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kNm]
Sn3/N8	MSÚ-Sada B (auto)/1	-2,92	29,04	8,85
Sn3/N8	MSÚ-Sada B (auto)/2	0	13,36	0
Sn3/N8	MSÚ-Sada B (auto)/3	-1,75	37,8	5,31



G max

Rozměry patky

l	1	m
b	1	m
h	0,8	m

Hmotnost patky

G max (γ_f = 1,35) 25,92 kN

Vnější zatížení na patku

Rx	2,34	kN
Ry	0,00	kN
Rz	53,27	kN
My	7,08	kNm

Skutečné zatížení na základovou spáru

Rzd = Rz + G max	79,19	kN

Myd = My + Rx . H	8,952	kNm
Mxd = Ry . H	0	kNm

Excentricita ve směru x

ex = Myd/Rzd	0,113045	m
ex max = l/3	0,333333	m

VYHOVUJE

Excentricita ve směru y

ey = Mxd/Rzd	0	m
ey max = b/3	0,333333	m

VYHOVUJE

Napětí v základové spáře

Aef = (l-2.ex).(b-2.ey)	0,773911	m2
σ	102,3	kPa
Rdt	150	kPa

VYHOVUJE

G min

Rozměry patky

l	1	m
b	1	m
h	0,8	m

Hmotnost patky

G max (γ_f = 1,0) 19,2 kN

Vnější zatížení na patku

Rx	3,89	kN
Ry	0,00	kN
Rz	40,82	kN
My	11,8	kNm

Skutečné zatížení na základovou spáru

Rzd = Rz + G max	60,02	kN
Myd = My + Rx . H	14,912	kNm
Mxd = Ry . H	0	kNm

Excentricita ve směru x

ex = Myd/Rzd	0,248451	m
ex max = l/3	0,333333	m

VYHOVUJE

Excentricita ve směru y

ey = Mxd/Rzd	0	m
ey max = b/3	0,333333	m

VYHOVUJE

Napětí v základové spáře

Aef = (l-2.ex).(b-2.ey)	0,503099	m2
σ	119,3	kPa

Rdt	150	kPa

VYHOVUJE

10.15 Patka PA4

Půdorysné rozměry patky se navrhují minimálně 1,0 x 1,0 m. Výška patky se navrhuje 0,8 m.

Jméno	Stav	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kNm]
Sn2/N7	MSÚ-Sada B (auto)/1	-4,19	51,14	12,7
Sn2/N7	MSÚ-Sada B (auto)/2	0	23,18	0
Sn2/N7	MSÚ-Sada B (auto)/3	-2,52	66,82	7,62

G max

Rozměry patky

l	1	m
b	1	m
h	0,8	m

Hmotnost patky

G max (γ_f = 1,35) 25,92 kN

Vnější zatížení na patku

Rx	2,52	kN
Ry	0,00	kN
Rz	66,82	kN
My	7,62	kNm

Skutečné zatížení na základovou spáru

Rzd = Rz + G max	92,74	kN
Myd = My + Rx . H	9,636	kNm
Mxd = Ry . H	0	kNm

Excentricita ve směru x

ex = Myd/Rzd	0,103903	m
ex max = l/3	0,333333	m

VYHOVUJE

Excentricita ve směru y

ey = Mxd/Rzd	0	m
ey max = b/3	0,333333	m

VYHOVUJE

Napětí v základové spáře

Aef = (l-2.ex).(b-2.ey)	0,792193	m2
σ	117,1	kPa
Rdt	150	kPa

VYHOVUJE

G min

Rozměry patky

l	1	m
b	1	m
h	0,8	m

Hmotnost patky

G max (γ_f = 1,0) 19,2 kN

Vnější zatížení na patku

Rx	4,19	kN
Ry	0,00	kN
Rz	51,14	kN
My	12,7	kNm

Skutečné zatížení na základovou spáru

Rzd = Rz + G max	70,34	kN
Myd = My + Rx . H	16,052	kNm
Mxd = Ry . H	0	kNm

Excentricita ve směru x

ex = Myd/Rzd	0,228206	m
ex max = l/3	0,333333	m

VYHOVUJE

Excentricita ve směru y

ey = Mxd/Rzd	0	m
ey max = b/3	0,333333	m

VYHOVUJE

Napětí v základové spáře

Aef = (l-2.ex).(b-2.ey)	0,543588	m2
σ	129,4	kPa
Rdt	150	kPa

VYHOVUJE

V Bolaticích
2/2022

Ing. Jan Homola