Obec Nové Hamry (investor)
Rekonstrukce multifunkčního centra č.p. 333
D.1.2 – stavebně konstrukční řešení
SC 03/02/14/…DSP – dokumentace pro stavební povolení

D.1.2.c Statické posouzení

STATICKÝ VÝPOČET

Vypracoval: Ing.Voborský Libor

1 Úvod ... 4
2 Popis řešených konstrukcí ... 4
3 Geologická situace ... 6
3.1 Poloha ... 6
3.2 Stavba podloží ... 6
3.3 Hydrogeologie ... 6
3.4 Zeminy zastižené v podloží ... 6
3.5 Závěr ... 6
4 Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky ... 7
4.1 Základy ... 7
4.2 Železobetonové nosné konstrukce ... 7
4.3 Ocelové konstrukce ... 7
4.4 Zdivo a keramický strop ... 7
4.5 Dřevěné konstrukce ... 7
5 Zatížení ... 7
5.1 Přehled zatížení ... 8
5.1.1 Stálé zatížení ... 8
5.1.2 Proměnné zatížení ... 8
Vlastní tíha nosných konstrukcí – $g_{0,k,1-5}$ ... 9
Stropní deska – $g_{0,k,1-3}$ ... 9
Schodiště – $g_{0,k,4}$ ... 9
Nosné zdi – $g_{0,k,5-7}$ ... 9
5.1.3 Základové pasy ... 10
Ostatní stálé zatížení ... 10
Střecha – $g_{k,1}$ ... 10
Podkroví (4.NP) – $g_{k,2}$ ... 10
Podlaha ve 2. a 3. NP – $g_{k,3}$ ... 10
Příčky ve 2. a 3. NP – $g_{k,4}$ ... 10
5.2 Užitné zatížení – $q_{k,1,2}$ ... 11
5.3 Zatížení větrem – w_k ... 11
5.4 Zatížení sněhem – s_k ... 12
6 Založení ... 12
6.1 Podloží ... 13
6.1.1 Únosnost podloží dle EN 1997-1 ... 13
6.2 Zatížení v základové spáře ... 13
6.3 Posouzení základové spáry ... 14
6.4 Závěr ... 14
7 Železobetonové konstrukce ... 14
7.1 Stropní deska ... 14
7.1.1 Působící zatížení ... 14
7.1.2 Varianta filigrán+monolit - návrh a posouzení výztuže ... 15
7.1.3 Varianta dutinový panel Spiroll – posouzení ... 16
7.2 Průvlak P1 u schodiště (strop nad 1.NP) ... 17
7.2.1 Působící zatížení ... 17
7.2.2 Návrh a posouzení výztuže ... 18
7.3 Schody ... 20
7.3.1 Výztuž ... 21
7.4 Závěr ... 21
7.4.1 Použité materiály ... 21

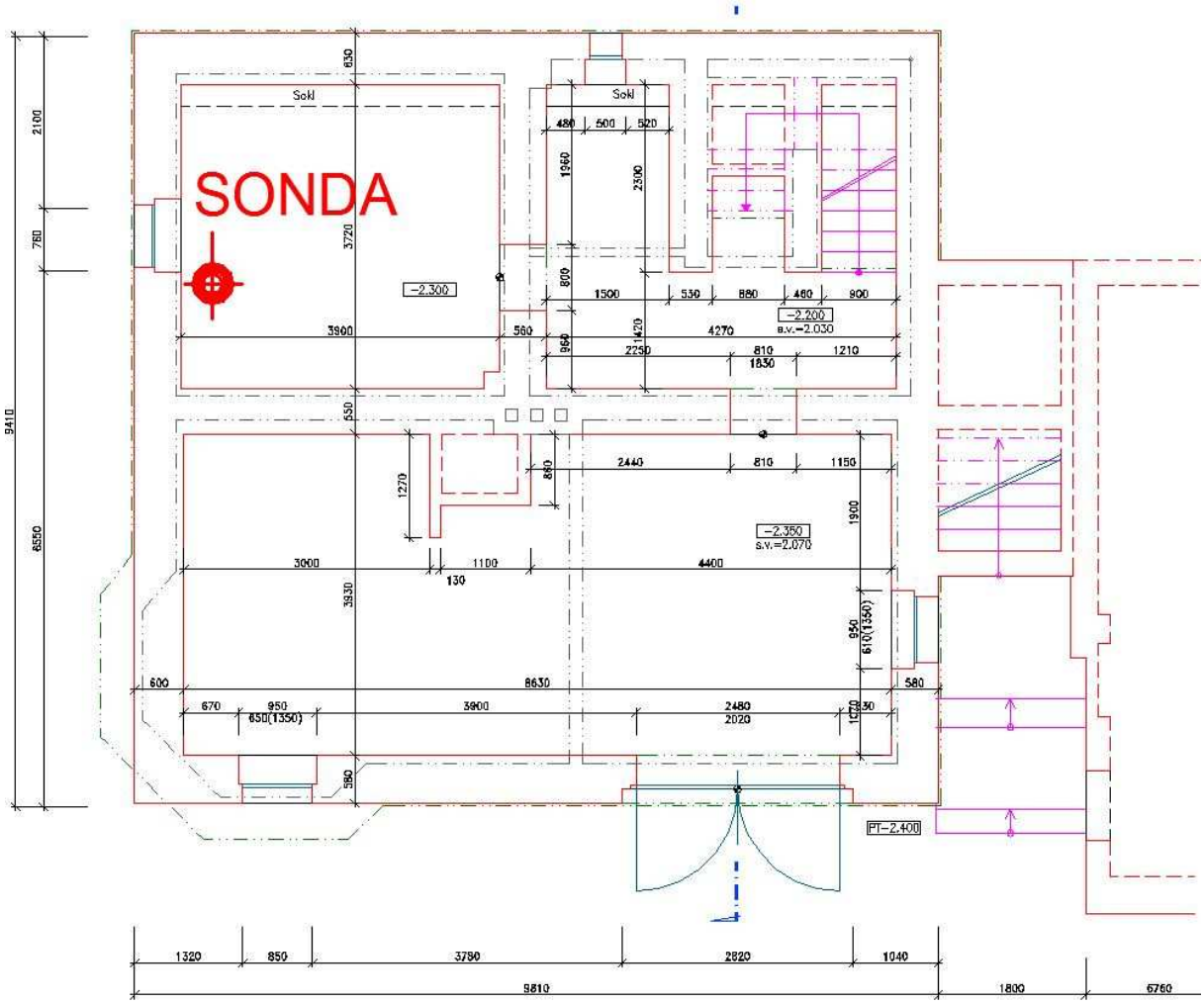
8 Dřevěné konstrukce ... 21
8.1 Návrhové hodnoty použitého dřeva ... 21
8.2 Posouzení prvků krovu ... 21
8.2.1 Působící zatížení ... 22
8.2.2 Výpočet vnitřních sil ... 22
8.2.3 Běžná krokev ... 24
8.2.4 Vaznicový věnec ... 25
8.2.5 Sloupek ... 26
8.2.6 Pásky ... 26
8.3 Trámový strop – vazné trámy ... 26
8.3.1 Působící zatížení ... 26
8.3.2 Dimenzování trámů stropu ... 27
8.4 Závěr ... 28
9 Ocelové konstrukce ... 28
9.1 Návrhové hodnoty oceli ... 28
9.2 Průvlak POK1 (pod žb deskou nad 2.NP) ... 28
9.2.1 Působící zatížení ... 28
9.2.2 Návrh nutného průřezu ... 28
9.2.3 Posouzení navrženého průřezu ... 29
9.3 Průvlak POK2 (pod vaznými trámy stropu nad 3.NP) ... 29
9.3.1 Působící zatížení ... 29
9.3.2 Návrh nutného průřezu ... 30
9.3.3 Posouzení navrženého průřezu ... 30
9.4 Průvlak POK3 (pod žb deskou nad 2.NP) ... 30
9.4.1 Působící zatížení ... 30
9.4.2 Návrh nutného průřezu ... 31
9.4.3 Posouzení navrženého průřezu ... 31
9.5 Rámová konstrukce se sloupky ... 31
9.5.1 Působící zatížení ... 32
9.5.2 Výpočet ... 32
9.5.3 Posouzení prvků rámu ... 35
9.6 Závěr ... 35
10 Zděné konstrukce ... 35
10.1 Návrhové hodnoty zdiva ... 35
10.2 Pilíř 0.3x0.5m ve 3.NP ... 35
10.3 Pilíř 0.3x0.5m ve 2.NP ... 36
10.4 Závěr ... 37
11 Použitá literatura ... 37

1 Úvod

Nosná konstrukce je navržena jako masivní a odolná tak, aby spolehlivě a bez poškození přenesla běžné zatížení dle ČSN 1991-1-1 až 1991-1-4.
Statickým výpočtem je ověřena navržená koncepce nosných konstrukcí, prokázána dostatečná mechanická odolnost a stabilita nosných konstrukcí, zejména s ohledem na výskyt nepřípustných přetvoření a poškození jiných částí stavby a technických zařízení vlivem přetvoření. Jsou ověřeny všechny rozhodující prvky nosných konstrukcí a založení.

2 Popis řešených konstrukcí

Projekt pro stavební povolení ve stavebně-konstrukční části řeší (jednostupňově) nosné konstrukce a založení přístavby stávajícího objektu č.p.333 v rámci rekonstrukce multifunkčního centra v Nových Hamrech na karlovarsku.
Stávající objekt – stávající objekt multicentra je zděný dům s půdorysnými rozměry cca. 9.81 x 9.41m, třemi nadzemními podlažími (1.NP je částečně zapuštěno do svahu) a podkrovím (půdou) – celková výška cca. 11.0m. K objektu je z pravé strany přilepeno vstupní schodiště a garáž. Tyto objekty se budou, a to stejně jako kamenné vnitřní schodiště, bourat. Nosné obvodové zdivo s proměnnou tloušťkou (1.NP cca. 0.6m, 2. a 3.NP cca. 0.45 až 0.47m) je v 1.NP doplněno vnitřními nosnými zdmi tl. 0.55m, ve 2.NP tl. cca. 0.3m. Zdivo je v 1.NP převážně kamenné, v dalších podlažích pak smíšené, resp.cihelné.



Stropní konstrukce je železobetonová (nad 1.NP), resp. dřevěná = trámový strop (nad 2. a 3.NP). Střecha je mansardová, resp. valbová s mansardou, nad téměř čtvercovým půdorysem s malým sklonem do 30° (různé sklony valby a sedlové střechy), krov je navržen jako

vaznicová soustava s vaznicovým věncem na sloupcích blízko vrcholu – stojatá stolice a vaznými trámy. Pozednice je podepřená parapetním zdivem vikýřů a dřevěnými sloupky. Mansardová krokev je pravděpodobně falešná, nenosná. Valby i sedlová střecha jsou prolomeny vikýři.
Základové pasy jsou podle kopané sondy mělké, z kamene na maltu. Základová spáry je tvořena písčitou hlínou pevné konzistence.
Přístavba – po zbourání vstupního schodiště je ke stávajícímu objektu přistavěn objekt nový, víceméně podobných rozměrů, ale se vstupním výklenkem. Jedná se rovněž o 3-podlažní zděný objekt s nosnými obvodovými zdmi a pomocnou vnitřní nosnou zdí napříč půdorysu. Obvodové nosné zdivo tl. 440 mm navrženo z broušených tepelně izolačních cihelných bloků se zateplením. Vnitřní příčné nosné a mezibytové stěny tl. 250 a 300 mm jsou vyzděny z cihelných bloků. Vnitřní dělící příčky tl. 150 a 100mm jsou vyzděny z cihelných tvarovek (příčkovek).
Stropní konstrukce je variantně ze zmonolitněných filigránů tl. do 0.18m, z dutinových stropních panelů (např. Spiroll) tl. cca. 0.16m nebo z prvků keramického stropu (např. Heluz Miako nebo Porotherm Miako) cca. stejné tl. 0.19-0.21m.
Schodiště je monolitické, dvouramenné s mezipodestou.
Střecha je obdobně jako u stávajícího objektu navržena jako mansardová, krov jako vaznicová soustava s vaznými trámy ukládanými na obvodovou zeď a na střední OK nosník (půlí rozpětí vazných trámů) a sloupky – stojatá stolice. Pozednice podepřená sloupky a parapetním zdivem bude ocelová. Po zbourání části krovu na dotyku obou objektů (stávající krov bude v maximální možné míře ponechán) bude chybějící část krovu po místo napojení nárožních krokví na hřeben doplněna – vznikne valbová střecha nad obdélníkovým půdorysem, krov vaznicové soustavy se stojatou stolicí, vaznými trámy a s mansardou.
Základové pasy budou provedeny z prostého betonu min. na úroveň stávajících základů (při nižší úrovni nových základů budou ty stávající podchyceny), rozhodně však v nenamrzavé zemině nebo do nezámrzné hloubky.

±0 = 710.37 m n.m. (podlaha 2.NP stávajícího objektu)

3 Geologická situace

K dispozici není žádný IGP, ani rešerše – byla jen provedena kopaná sonda na úroveň základové spáry, ale bez přítomnosti geologa.
Dále uvedené údaje jsou tedy pouhými předpoklady, které musí být v dalším stupni potvrzeny!

3.1 Poloha

Zájmové území se nachází v zastavěné SV části obce na začátku JV svahu, nedaleko břehu Bílého potoka, u silnice na Horní Blatnou.
Stavba leží mimo záplavové území v blízkosti Bílého potoka. Záplavové území začíná okolo Rolavy až v dolní části na soutoku obou potoků.

3.2 Stavba podloží

Dle geologické mapy je skalní podloží v zájmovém území tvořeno granitem (tj. žula, karbon), na který nasedají kvartérní sedimenty zastoupené převážně nivními nebo svahovými sedimenty, tj. především hlínami, štěrky a písčito-hlinitými až hlinito-písčitými sedimenty. Kopanou sondou byla zastižen (podle vyjádření projektanta) písčitá hlína pevné konzistence.

3.3 Hydrogeologie

Hladina podzemní vody (HPV) je vázána na propustné vrstvy skalního podloží. Kopanou sondou nebyla zastižena.
Voda pravděpodobně vytváří prostředí s nízkou, max. střední agresivitou pro betonové konstrukce. Dle EN 206-1 předpokládám prostředí *slabě až středně agresivní* **XA1-XA2**.

3.4 Zeminy zastižené v podloží

Geologické poměry předpokládám v rozsahu nového objektu víceméně stejné, ve smyslu ČSN 73 1001 jednoduché.
Průzkumnými pracemi (kopaná sonda) byly zastiženy:

- humózní hlíhy do hloubky cca. 0.3m → O,Y
- hlinitý písek, pevný, ulehlý → S4 SM
- žula zvětralá → G5 GC/R5

3.4.1.1 Mechanicko-fyzikální vlastnosti

Hodnoty jsou převzaty z ČSN 73 1001 pro odhadnutou stavbu podloží!

ČSN 73 1001	**S4 SM**	**S5 SC**	**G5 GC/R5**
objemová tíha (kNm^{-3})	18	18.5	19.5
Poissonovo číslo ν	0,3	0,35	0,3
ef. úhel vn. tření (o)	29	27	30
ef. soudržnost (kPa)	5	9	5
E_{def} (MPa)	10	8	45
tab. únosnost (kPa), b=1.0m	225	175	200

3.5 Závěr

Základové poměry lze pravděpodobně (dle ČSN 73 1001) hodnotit jako jednoduché. V dosahu plošného založení, tj. do hloubky max. 1.25m bude základová spára pravděpodobně tvořena svahovými/náplavovými hlínami nebo eluviem skalních hornin. Nezámrzná hloubka je min. 1.25m (podle zastižené zeminy)!
Před dalším stupněm dokumentace **doporučuji provedení orientačního IGP**, resp. s ohledem na skutečnost, že stávající objekt nevykazuje žádné poruchy související

s nadměrným nebo nerovnoměrným sedáním, postačí přítomnost geologa při otevření základové spáry. **V případě, že geolog nepotvrdí předpoklady projektu, mohou být zejména základy upraveny podle skutečností zjištěných při převzetí základové spáry!!**

4 Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky

Rozhodující materiály nosných konstrukcí dle platných ČSN EN.

4.1 Základy

Beton:

- pasy C25/30 XA1, XC2 (část v zemi)
- případné sokly C25/30 XC2 XF1 (nadzemní část)

Ocel:

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

4.2 Železobetonové nosné konstrukce

Beton:

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

Ocel:

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

4.3 Ocelové konstrukce

Většina prvků OK z oceli S235
Antikorozní nebo protipožární ochrana dle stavební části dokumentace.
Všechny průřezy válcovaných nosníků jsou uvažovány dle příslušných ČSN!!

4.4 Zdivo a keramický strop

Nosné zdi:

- Keramické tvarovky 44 – P6 nebo P8 na M10
- Cihly 14 P+D až 30 P+D – P15 na M10
- Příčkovky 11.5 P+D

Stropní prvky:

- Keramické tvarovky P12 až P15
- Nosníky – beton C25/30 + ocel Bst500B

4.5 Dřevěné konstrukce

1.hranoly KVH Si → min. C24
2.běžné řezivo → min. C22
3.lepené dřevo BSH → GL24 dle ČSN EN 1194,

5 Zatížení

Zatížení je stanoveno na základě předané dokumentace GP (Kvengineering) a respektuje ČSN EN 1990 a EN 1991-1-1 až 4.

Všechna zatížení jsou uvažována jako trvalá návrhová situace.
Všechna zatížení jsou uvedena v charakteristických hodnotách.

5.1 Přehled zatížení

Je uvedeno rozhodující stálé a proměnné zatížení.

5.1.1 Stálé zatížení

Vlastní tíha konstrukcí a materiálů ve skladbách.

5.1.1.1 Vlastní tíha

železobetonové konstrukce	24 kN/m3/25 kN/m^3
ocelové konstrukce	78.5 kN/m^3
dřevěné konstrukce C24+GL24-max.	$4.2-5.0 kN/m^3$
zděné konstrukce – tvarovky např. POROTHERM (včetně omítek):	
obvodové zdivo 44 EKO+PROFI	7.23 kN/m^3
vnitřní nosné zdivo 25 SK	8.9 kN/m^3
vnitřní nosné zdivo 30 P+D	10.6 kN/m^3
příčky 14 P+D	13 kN/m^3
příčky 11.5 P+D	13.74 kN/m^3
příčky SDK	0.6 kN/m^2
Spiroll tl.200mm (PPD205)	2.6 kN/m^2
Keramický strop Miako, tl. 210mm	3.22 kN/m^2

$\gamma_F = 1.1/1.35/0.9$

5.1.1.2 Ostatní stálé

podlaha ve 2. a 3.NP, tl. 80mm – kanceláře	1.54 kN/m^2
střecha	0.87 kN/m^2
podkroví	0.95 kN/m^2

$\gamma_F = 1.1/1.35/0.9$

5.1.2 Proměnné zatížení

Hlavním proměnným zatížením je zatížení užitné (stropy, základy, zdivo). Vedlejší proměnná zatížení jsou zatížení větrem a sněhem (neplatí pro krov).

5.1.2.1 Proměnné zatížení střednědobé

Multifunkční centrum Nové Hamry bude sloužit jako nový obecní úřad s vlastní zasedací místností, knihovnou a prostory pro společenské organizace. Užitné zatížení.

užitné zatížení – kategorie B (kancelářské plochy)	$3.0 kN/m^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
užitné zatížení – půdy (dle ČSN 73 0035)	$0.75 kN/m^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$

$\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 1.0$

5.1.2.2 Proměnné zatížení krátkodobé

Zatížení klimatické

Vítr III. oblast, výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$	$27.5m/s, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.6$
Sníh min. VII. oblast, charakteristická hodnota s_k	$4.0kN/m^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.5$
Teplotní rozdíl (t=+25-30°C, t_0=10°C)	15°C, γ_f=1.5

Klimatické zatížení dle ČSN EN, nadmořská výška $H <= 1000$ m n.m. **Zatížení sněhem bude upřesněno ČHMÚ!** V případě vyšších hodnot zatížení, tj. pro $\rightarrow s_{1,k} \geq 3.2kPa$, bude výpočet krovu upřesněn!!
t=teplota konstrukce za provozu
t_0=teplota při dokončení konstrukce

Vlastní tíha nosných konstrukcí – $g_{0,k,1\text{-}5}$
Železobetonové nosné konstrukce, tj. monolitická stropní deska tl. 0.2m, SPIROLL tl. 0.2m, schodišťové rameno se stupni, podlahová deska tl. min. 0.15m a pod.
Zatížení v charakteristických hodnotách.
Třída trvání zatížení – stálé.

Stropní deska – $g_{0,k,1\text{-}3}$
stropní deska tl. 160mm (monolitická) $\rightarrow 25 \times 0.16 = 4.0kN/m^2$
monolitická deska celkem $\rightarrow g_{0,k,1} = 4.0kN/m^2$

deska Spiroll tl. 200mm $\rightarrow g_{0,k,2} = 2.6kN/m^2$ (např. PPD205, Prefa Brno)

keramický strop tl. 210mm $\rightarrow g_{0,k,3} = 3.22kN/m^2$ (např. Porotherm Miako)

Schodiště – $g_{0,k,4}$
schodišťové rameno tl. 150mm se stupni 164x300mm:
deska, 150mm $\rightarrow 0.15 \times 25.0 = 3.75kN/m^2$
stupně, 164x300mm

$$\rightarrow \frac{0.156 \times 0.3}{2 \times \sqrt{0.156^2 + 0.3^2}} \times 25.0 = 1.73kN/m^2$$

rameno (stálé, kolmo na střednici) $\rightarrow g_{0,k,4} = 5.48kN/m^2$

Nosné zdi – $g_{0,k,5\text{-}7}$
Obvodové a vnitřní nosné zdi – tvarovka 0.44m:
Obvodová zeď – sendvič cihla 0.44m+min.vl. 0.1m, výška 3.6m+3.55m:
Zdivo vč. omítky $\rightarrow 7.23 \times 0.44 = 3.18kN/m^2$
minerální vlna, 50mm $\rightarrow 2.2 \times 0.05 = 0.11kN/m^2$

celkem obvod. zdivo (stálé) $\rightarrow g_{0,k,5} \doteq 3.3kN/m^2$

Vnitřní nosná zeď – cihla 0.3m
zdivo

$$\rightarrow 10.6 \times 0.3 = 3.18kN/m^2$$

celkem vnitřní zdivo (stálé) $\rightarrow g_{0,k,6} = 3.18kN/m^2$

5.1.3 Základové pasy

Pasy z prostého betonu do nezámrzné hloubky, šířka cca. min. 0.6m, hloubka max. 1.0m.
Pas

$$\rightarrow 0.6 \times 1.0 \times 24 = 14.4 kN/m'$$

$$\rightarrow g_{0,k,7} = 14.4 kN/m'$$

Ostatní stálé zatížení
Skladby střechy, podlah, příčky, podhledy apod.
Zatížení v charakteristických hodnotách.
Třída trvání zatížení – stálé.

Střecha – $g_{k,1}$
Sedlová střecha, dřevěný krov.

plech+bednění 25mm	$\rightarrow 0.35 kN/m^2$
PE fólie	$\rightarrow 0.02 kN/m^2$
krov, odhad	$\rightarrow 0.5 kN/m^2$
celkem střecha (stálé)	$\rightarrow g_{k,1} = 0.87 kN/m^2$

Podkroví (4.NP) – $g_{k,2}$
Trámový strop – vazné trámy krovu do ocel. nosníku.
prkna 30mm

$$\rightarrow 0.03 \times 5 = 0.15 kN/m^2$$

vazný trám 140x200/1.0m (odhad)	$\rightarrow 0.14 \times 0.2 \times 4.2 = 0.12 kN/m^2$
latě 50x30	$\rightarrow 0.03 \times 0.05 \times 5 = 0.01 kN/m^2$
minerální vlna, 200mm	$\rightarrow 0.2 \times 2.5 = 0.5 kN/m^2$
fólie Fatrafol 810	$\rightarrow 0.05 kN/m^2$
podbití nebo SDK, 12.5mm	$\rightarrow 0.1 kN/m^2$
celkem podkroví (stálé)	$\rightarrow g_{k,2} \doteq 0.95 kN/m^2$

Podlaha ve 2. a 3. NP – $g_{k,3}$
Varianta monolit tl. 200mm, vrstvy podlahy tl.100mm.

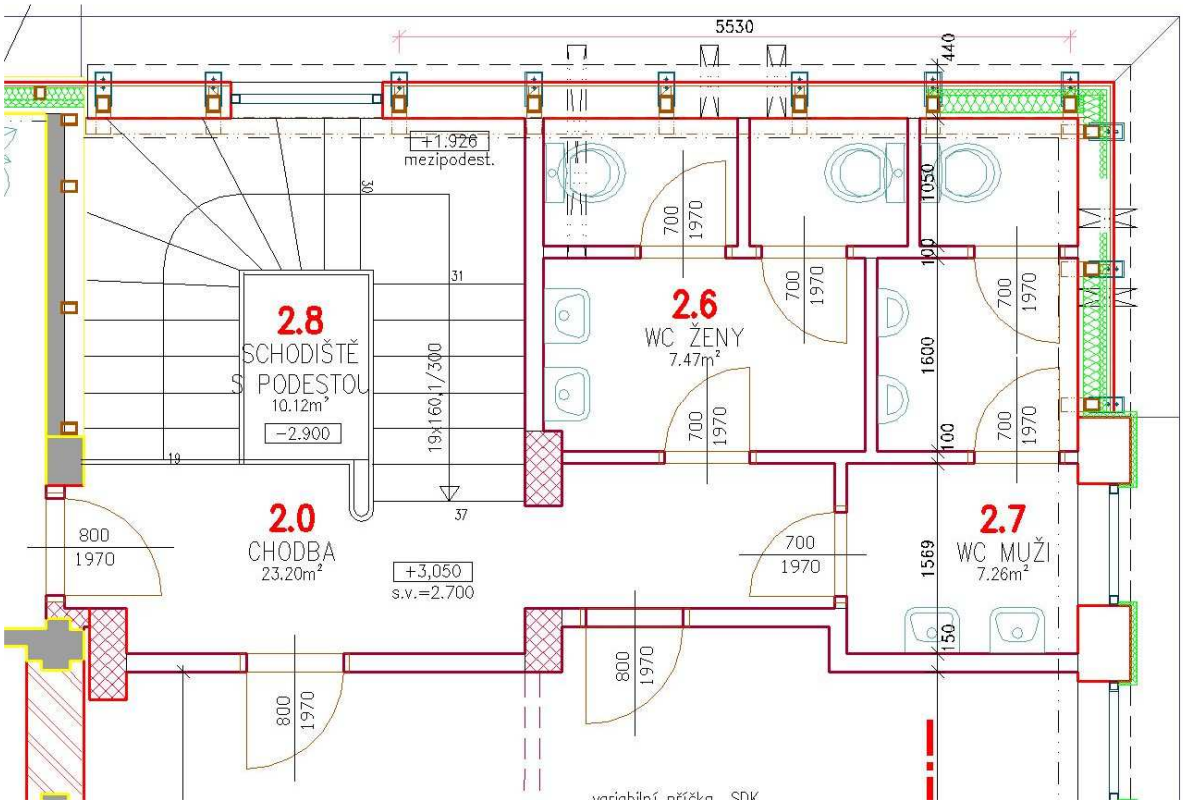
zátěžový koberec, 5mm	$\rightarrow 0.05 kN/m^2$
samonivelační potěr, cement 50mm	$\rightarrow 21 \times 0.05 = 1.05 kN/m^2$
PE fólie	$\rightarrow 0.02 kN/m^2$
minerální vlna, 40mm	$\rightarrow 0.04 \times 2.5 = 0.1 kN/m^2$
omítka, sádrová+pletivo, 10+10mm	$\rightarrow 16 \times 0.02 = 0.32 kN/m^2$
celkem podlaha (stálé, bez $g_{0,k}$)	$\rightarrow g_{k,3} = 1.54 kN/m^2$

Příčky ve 2. a 3. NP – $g_{k,4}$
Příčky z tvarovek Porotherm 11.5 až 14 P+D, omítka oboustranná, obklad.Výška ≈ 2.85m.

tvarovka, 11.5 P+D	$\rightarrow 13.74 \times 0.115 = 1.58 kN/m^2$
obklad	$\rightarrow 26 \times 0.015 = 0.39 kN/m^2$
celkem příčka	$\rightarrow 1.97 kN/m^2$

Pro výšku příčky 2.85m a místo s nejvyšším zatížení příčkami (1.6/2.6, 1.7/2.7) na rozpětí cca. 4.25 m:
-bm příček → 14.65m
-na plochu → 18.61m^2
celkem příčky max.

$$\rightarrow g_{k,4} = \frac{14.65 \times 1.97 \times 2.85}{18.61} \doteq 4.4 kN/m^2$$



5.2 Užitné zatížení – $q_{k,1,2}$

Stropy nad 1. a 2. NP:

Běžné kancelářské prostory → kategorie B (kancelářské plochy) $\rightarrow q_{k,1} = 3.0 kN/m^2$

Strop nad 3.NP:

Půda → volím podle ČSN 73 0035 $\rightarrow q_{k,2} = 0.75 kN/m^2$ (není využito pro skladování!)

5.3 Zatížení větrem – w_k

Třída trvání zatížení – krátkodobé.

Pro zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4 vycházím z mapy větrných oblastí, kde je pro oblast III stanovena výchozí základní rychlost větru $v_{b,0} = 27.5 m/s$.

Základní údaje o objektu: přibližná šířka (rozměr kolmý na směr větru) - $b \doteq 18m$, přibližná hloubka - $d = 9.5m$, výška $h \doteq 11.5m$.

$h = 11.5 \le b = 18 \rightarrow z_e = h = 11.5m$ (tlak je pro celou výšku konstantní)

Pro kategorii terénu III je $z_0 = 0.3m, z_{min} = 5.0m, k_r = 0.19 \times \left(\frac{0.3}{0.05}\right)^{0.07} = 0.215$, c_{alt} se neuplatní. Základní rychlost větru $\rightarrow v_b = v_{b,0} = 27.5 m/s$

Základní dynamický tlak větru $\rightarrow q_b = \frac{1}{2}\rho \times v_b^{\ 2} = \frac{v_b^{\ 2}}{1600} = \frac{27.5^2}{1600} = 0.473 kN/m^2$

$c_r = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{11.5}{0.3}\right) = 0.784$, $c_0(z_e) = 1.0$

$c_e\left(z_e = 11.5\right) \doteq 1.709 + \frac{1.98 - 1.709}{15 - 10} \times \left(11.5 - 10\right) = 1.79$, (podle tab.4.4, Příručka k ČSN EN 1991-1-4).

Maximální dynamický tlak větru je pak $q_p\left(z_e\right) = 0.473 \times 1.79 \doteq 0.85 kN/m^2$

Výsledná charakteristická hodnota tlaku větru $\rightarrow w_k \doteq 0.85 kN/m^2$.

Stěny jsou uvažovány dle tab. 7.1 pro $\frac{h}{d} = \frac{11.5}{9.5} = 1.21$, tj. návětrná stěna $C_{pe,D} = +0.8$ a závětrná stěna $C_{pe,E} = -0.5 - \left(\frac{0.7 - 0.5}{5 - 1}\right) \times \left(1.21 - 1\right) = -0.51$, $C_{pe,A} = -1.2, C_{pe,B} = -0.8$.

Např. na návětrnou stěnu působí tlak $w_{k,1} = 0.8 \times 0.84 \doteq 0.672 kN/m^2$, na závětrnou stěnu tah $w_{k,2} = -0.51 \times 0.85 = -0.43 kN/m^2$. Tlak(+), tah(-)!

Základní údaje o *valbové střeše* (mansarda je uvažována jako kolmá stěna): - sklon sedlové střechy $\alpha = 30.5^o$ a směr větru $\theta = 0^o$ (kolmo na delší půdorysný rozměr), resp. a pro směr větru $\theta = 90^o$ (rovnoběžně s delším půdorysným rozměrem):

$C_{pe,H} \doteq -0.2/+0.4, C_{pe,G} \doteq -0.5/+0.7, C_{pe,K} \doteq -0.5, C_{pe,I} \doteq -0.4$ (tah)

sklon valby $\alpha = 36.6^o$ a směr větru $\theta = 0^o$:

$C_{pe,L} = -1.4 + \left(\frac{0.1}{45 - 30}\right) \times \left(36.6 - 30\right) = -1.356$, $C_{pe,M} = -0.8$

Na rozhodující plochu střechy působí tlak $w_{k,3(H)} = 0.4 \times 0.85 \doteq 0.34 kN/m^2$ (tlak, návětrná strana), resp. $w_{k,4(I)} = -0.4 \times 0.85 \doteq -0.34 kN/m^2$ (tah, závětrná strana).

5.4 Zatížení sněhem – s_k

Pro zatížení sněhem dle ČSN EN 1991-1-3 vycházím z mapy sněhových oblastí, kde je pro oblast VII stanovena charakteristická hodnota zatížení sněhem $s_k = 4.0 kPa$.

Pro otevřenou krajinu platí $\mu_1 = 1.0, C_e = 0.8, C_t = 1.0$. Pro sedlové střechy se sklonem $\alpha \leq 30^o \rightarrow \mu_1 = 0.8$ (platí i pro úhel $\alpha \geq 30^o$ a překážky pádu sněhu).

Výsledné charakteristické zatížení sněhem na střeše $\rightarrow s_{1,k} = 4.0 \times 0.8 = 3.2 kPa$.

6 Založení

Jedná se o plošný základ na pasech z prostého betonu. Návrh založení jednotlivých konstrukcí vychází z geologické stavby podloží, působícího zatížení a charakteru konstrukce:

- V podloží byly kopanou sondou v základové spáře pravděpodobně zastiženy svahové sedimenty S4 SM.
- Základová spára bude v hl. min. 1.2 až 1.5m (nezámrzná hloubka podle zastižených zemin) jednotně tvořena hlinitým pískem S4 SM, tuhé až pevné konzistence.
- **Stavba podzákladí** vybraného staveniště asi **není** geotechnicky zcela **jednoduchá**. V případě zjištění nečekaných skutečností v průběhu zemních nebo zakládacích prací bude tak potřebné neodkladné přizvání geologa na stavbu.

- Nové základové konstrukce budou napojovány na **stávající základové konstrukce**. V případě že nová základová spára bude umístěna pod základovou spáru stávajících základů, budou tyto postupně podchyceny – např. podbetonovány. O nejvhodnějším postupu bude rozhodnuto na základě zjištěných skutečností na stavbě.

6.1 Podloží

Základové pasy jsou uloženy na upraveném podloží – S4 SM až S5 SC, případně i na hutněném polštáři ze štěrkodrtě s parametry:

$\rightarrow E_{def} = 8-10MPa, \upsilon = 0.3-0.35, \gamma = 18-18.5kN/m^3, \varphi_{ef} = 27-29^o, c_{ef} = 8-10kPa$.

6.1.1 Únosnost podloží dle EN 1997-1

Únosnost podloží na úrovni min. 1.0m pod PT:

$\frac{B'}{L'} = \frac{0.6}{1.0} = 0.6, D \geq 1.0m$, předpoklad obdélníkové efektivní základové spáry. Pro odvodněné podmínky $\rightarrow \frac{R}{A'} = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$, návrhový přístup NP1 a NP2 ve smyslu EN 1997-1 (pro DSP ověřuji pouze NP1):

1.NP 1 → A1+M1+R1 $\rightarrow \gamma_M = 1.0, \gamma_G = 1.35, \gamma_Q = 1.5, \gamma_{R,V} = 1.0$

$c_{ef} = 9kPa \rightarrow c' = 0kPa$, $\varphi_{ef} = 28^o \rightarrow \varphi' = 25^o$, $\gamma = 18kN/m^3 \rightarrow q' = 1.2\times18\times0.9 \doteq 19.4kPa$, $\gamma' = 18kN/m^3$

$$N_q = e^{\pi\times\tan 25}\times\tan^2\left(45+\frac{25}{2}\right) = 10.7$$

$$N_\gamma = 2\times(10.7-1)\times\tan 25 = 9$$

$$b_q = b_\gamma = 1.0$$

$$s_q = 1+0.6\times\sin 25 \doteq 1.25,\ s_\gamma = 1-0.3\times0.6 = 0.82$$

$$i_q \doteq i_\gamma \doteq 0.9 \text{ (odhad)}$$

$$\frac{R}{A'} = 19\times10.7\times1.0\times1.25\times0.9+0.5\times18\times0.6\times9\times1.0\times0.82\times0.9 \doteq 265kPa$$

Po redukci s ohledem na sedání a nejistotu ve vstupních údajích volím $R_{d1} \geq 200kPa$!

6.2 Zatížení v základové spáře

Působí zatížení → střecha+půda+stropy+zdivo. Vzhledem k charakteru krovu (sloupky stolice) lze celkové plošné zatížení rozdělit na nosné zdi přibližně v poměru zatěžovacích ploch.

1.střecha:

$\rightarrow g_{k,1} = 0.87kN/m^2$, $\gamma_G = 1.35$

$\rightarrow s_{1,k} = 3.2kN/m^2$, $\gamma_Q = 1.5$, $\psi_0 = 0.5$

2.půda (4.NP):

$\rightarrow g_{k,2} \doteq 0.95kN/m^2$, $\gamma_G = 1.35$

$\rightarrow q_{k,2} = 0.75kN/m^2$, $\gamma_Q = 1.5$

3.stropy (2. a 3.NP):

$\rightarrow g_{0,k,1} = 4.0kN/m^2$, $\gamma_G = 1.35$

$\rightarrow g_{k,3} = 1.54kN/m^2$, $\gamma_G = 1.35$

$\rightarrow q_{k,1} = 3.0kN/m^2$, $\gamma_Q = 1.5$

$\rightarrow g_{k,4} \doteq 4.4kN/m^2$ (v části plochy), $\gamma_G = 1.35$

4.zdivo:

$\rightarrow g_{0,k,5} \doteq 3.3kN/m^2$ (obvodové zdi), $\gamma_G = 1.35$

$\rightarrow g_{0,k,6} = 3.18kN/m^2$ (vnitřní nosná zeď), $\gamma_G = 1.35$

5.základy

$\rightarrow g_{0,k,7} = 14.4kN/m'$

Pro nejvíce zatíženou vnitřní nosnou zeď je zatěžovací šířka $\frac{3.3+4.25}{2} = 3.78m$, celková výška zdi je cca. 8.7m, skutečná plocha střechy je cca. 1.15 x půdorysná plocha:

$$q_{1,Ed} = 3.78\times\left(1.35\times\left(1.15\times0.87+0.95+2\times\left(4+4.4+1.54\right)\right)+1.5\times\left(1.15\times3.2\times0.5+0.75+2\times3\right)\right) =$$
$$= 148.5kN/m'$$

$$q_{0,Ed} = 1.35\times3.18\times8.7 = 37.34kN/m'$$

$$g_{0,Ed,7} = 1.35\times14.4 = 19.5kN/m'$$

$$\sum q_{Ed} = q_{1,Ed} + q_{0,Ed} + g_{0,Ed,7} = 148.5+37.34+19.5 = 205.3kN/m'$$

6.3 Posouzení základové spáry

Napětí v základové spáře – střední nosná zeď:

$\bar{\sigma} = \frac{205.3}{1.0\times1.0} \doteq 200kPa \approx R_{Rd} \geq 200kPa \rightarrow$ vyhovuje pro pas šířky min. 1.0m!

Základové pasy pod obvodovými zdmi budou mít jednotnou šířku 0.75m.

6.4 Závěr

Jsou navrženy jednoduché základové pasy z prostého betonu C25/30 XC2. Pasy pod obvodovými zdmi šířky min. 0.75m, pod střední nosnou zdí šířky min. 1.0m.

7 Železobetonové konstrukce

Jedná se o výztuž stropní desky (varianta filigrán+monolit nebo dutinový panel), výztuž průvlaku u schodiště ve stropě nad 1.NP a výztuž monolitického schodiště, základové konstrukce – pasy jsou z prostého betonu. Všechny betonové konstrukce jsou navrženy dle EN 1992-1-1.

7.1 Stropní deska

Jedná se o stropy nad 1.NP (-0.09) a 2.NP (+2.96). Železobetonová desková konstrukce je navržena na rozpětí do 4.5m – deska tl. do 0.2m. Deska je navržena z betonu min. C25/30 (B30). Variantně je navržena spřažená deska filigrán+monolit nebo plně prefabrikovaný strop – dutinový panel např. Spiroll.

7.1.1 Působící zatížení

1.stálé zatížení:

$\rightarrow g_{0,k,1} = 4.0kN/m^2$ (spřažená deska)

$\rightarrow g_{0,k,2} = 2.6kN/m^2$ (např. PPD205, Prefa Brno)

$\rightarrow g_{k,3} = 1.54 kN/m^2$ (podlaha)

$\rightarrow g_{k,4} = 4.4 kN/m^2$ (příčky v části toalet)

2.proměnné zatížení:

$\rightarrow q_{k,1} = 3.0 kN/m^2$ (kanceláře)

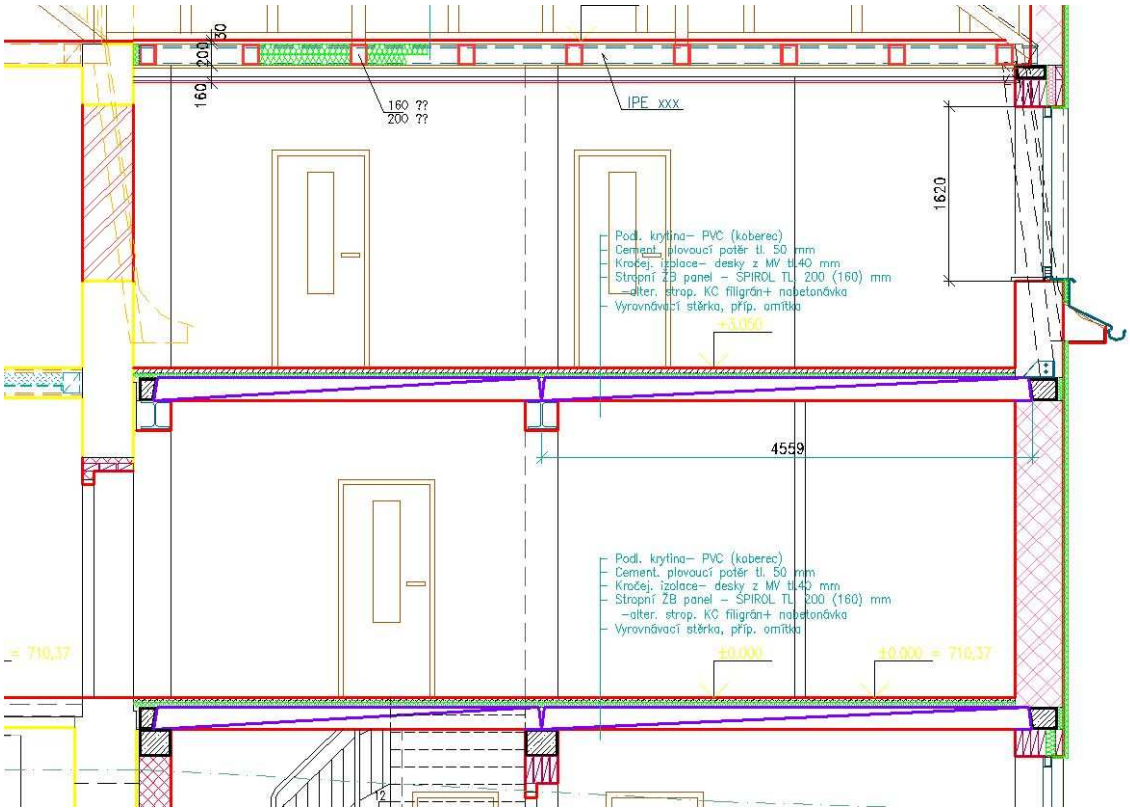
Světlost $l_n = 4.25m$, uložení je min. $t \geq 0.15m$, výška desky $h \leq 0.2m$, teoretický rozpon:

$$l_{eff} \leq 4.25 + 2\frac{0.15}{2} = 4.4m$$

$q_k = 4.0 + 1.54 + 4.4 + 3 = 12.94 kN/m^2$, $q_k' = 4.4 + 3 = 7.4 kN/m^2$ (pro Spiroll)

$$q_{Ed} = 1.35 \times (4.0 + 1.54 + 4.4) + 1.5 \times 3 \doteq 18.0 kN/m^2$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} 18.0 \times 4.4^2 = 43.6 kNm/m', \; V_{\max} = \frac{1}{2} 18.0 \times 4.4 = 39.6 kN/m'$$



7.1.2 Varianta filigrán+monolit - návrh a posouzení výztuže

Pro tloušťky desek a působící momenty je navržena výztuž – dolní líc.

Beton C25/30 XC1, výztuž B500 (resp.10 505-R $\rightarrow f_{yk} = 490 MPa$):

$$\rightarrow f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.7 MPa, \; f_{ctm} = 2.6 MPa, \; f_{yd} = \frac{490}{1.15} \doteq 426 MPa$$

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

$\triangle c_{dev} = 5 mm$ (filigrán = prefabrikát)

$c_{nom} = 15 + 5 = 20 mm$ (předepsané krytí výztuže)

7.1.2.1 Rozhodující dolní líc

Rozměry desky - $h_f \geq 0.16m$

Návrh podélné a příčné výztuže:

krytí $c = 20mm$, výztuž $\phi_{s1} = 14mm \rightarrow A_{s1} = 1.54 \times 10^{-4} m^2$

1.deska tl. 0.06+0.1=0.16m

účinná výška - $d_{1,1} = 160 - 20 - 0.5 \times 14 = 133mm$

Podélná výztuž.

$M_{Ed,fd} \doteq 0.05MNm/m'$

$d = d_{1,1} \doteq 133mm$

$$x_{B,\lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.133}{700 + 426} = 0.066m$$

$b = 1.0$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.133 - \sqrt{0.133^2 - \frac{2 \times 0.05}{1.0 \times 16.7}} = 0.0248m \leq x_{B,\lim} = 0.066m$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0248 \times 1.0 \times 16.7}{435} = 9.53 \times 10^{-4} m^2$$

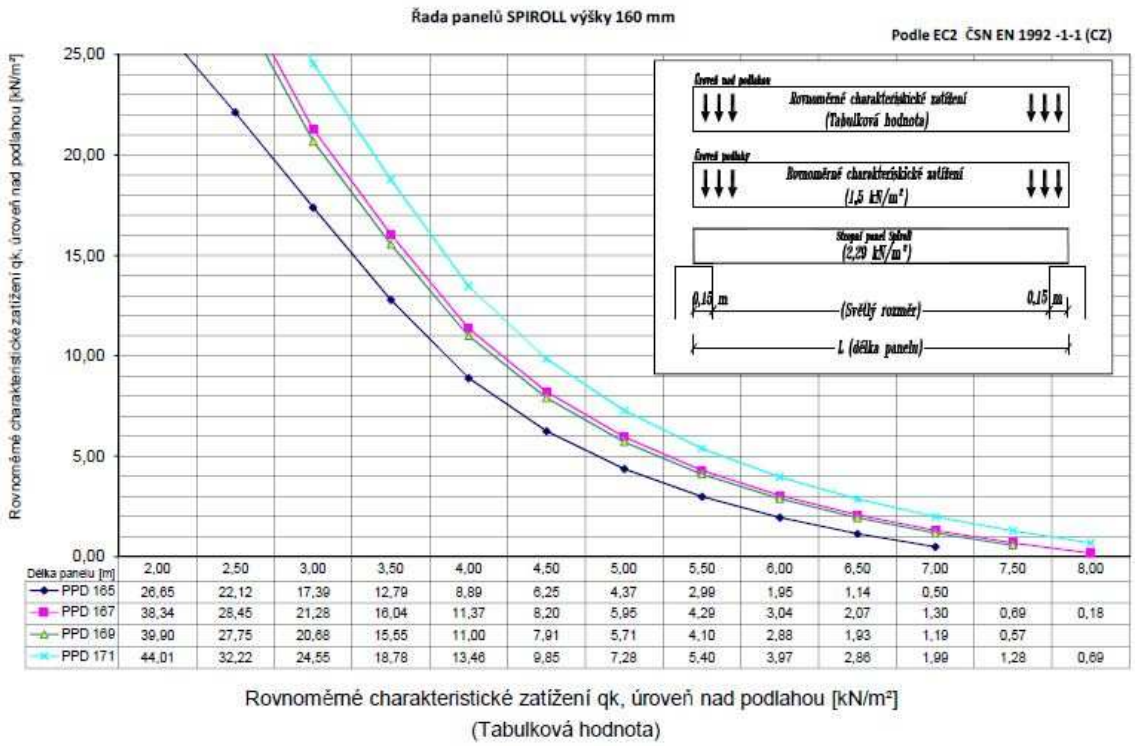
$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} b \times d = 0.26 \frac{2.6}{435} 1.0 \times 0.133 \doteq 2.1 \times 10^{-4} m^2 / m' \leq A_{req}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{9.53}{1.54} = 6.2 \rightarrow 7ksR14 / m'$$

7.1.3 Varianta dutinový panel Spiroll – posouzení

Působí zatížení „nad podlahou“ $\rightarrow q_k' = 4.4 + 3 = 7.4kN / m^2$

Volím stropní panel Spiroll PPD 169(171) např. Prefa Brno!



Délka panelu [m]	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
PPD 165	26,65	22,12	17,39	12,79	8,89	6,25	4,37	2,99	1,95	1,14	0,50		
PPD 167	38,34	28,45	21,28	16,04	11,37	8,20	5,95	4,29	3,04	2,07	1,30	0,69	0,18
PPD 169	39,90	27,75	20,68	15,55	11,00	7,91	5,71	4,10	2,88	1,93	1,19	0,57	
PPD 171	44,01	32,22	24,55	18,78	13,46	9,85	7,28	5,40	3,97	2,86	1,99	1,28	0,69

7.2 Průvlak P1 u schodiště (strop nad 1.NP)

Jedná se o prostý nosník s jednostranným vyložením cca. 1.2m. Průvlak překlenuje otvor světlé šířky cca. 3.5m a vynáší na konzole skrytý trám rozpětí cca. 3.6m, do kterého jsou opřena schodišťová ramena a stropní desku. Výška průřezu je uzpůsobena skladbě tvarovek nosné zdi $\rightarrow h = 0.25 + 0.16 = 0.41m$, šířka je na šířku zdi, tj. $b = 0.3m$.

Průvlak je spřažen se zmonolitňující nadbetonávakou filigránů tl. 160mm (celkem)!! Při změně technologie stropní desky na Spiroll musí být tato skutečnost zohledněna!

7.2.1 Působící zatížení

Nástupní rameno schodiště (délka nástupního ramena 3.86m, výstupního 1.5m):

$\rightarrow g_{0,k,4} = 5.48kN/m^2$ (vlastní tíha+obklad)

$\rightarrow q_{k,1} = 3.0kN/m^2$ (užitné)

$q_{Ed,n} = 1.93 \times (1.35 \times 5.48 + 1.5 \times 3) \doteq 23kN/m'$

$q_{Ed,v} = 0.75 \times (1.35 \times 5.48 + 1.5 \times 3) \doteq 9kN/m'$

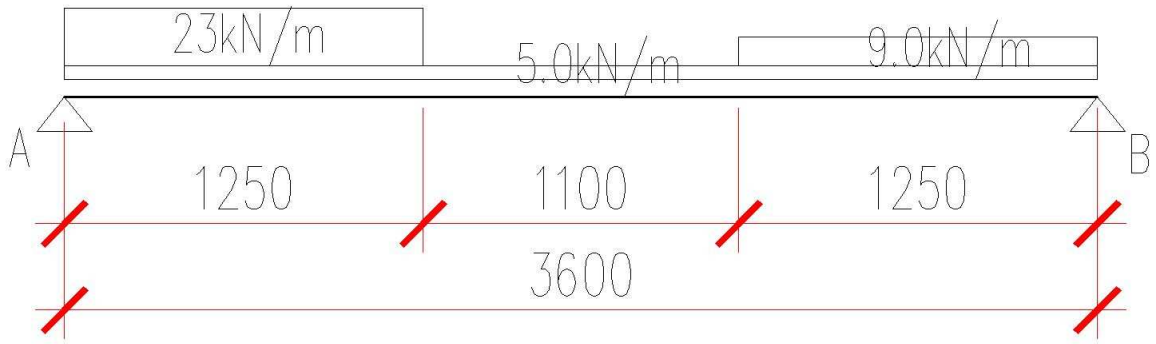
Skrytý průvlak SP1 cca. 0.3x0.3m (viz další bod) délky cca. 3.6m zatížený rameny ($q_{Ed,n} + q_{Ed,v}$):

$\rightarrow g_{0,k} \doteq 0.3 \times 25 = 7.5kN/m^2$

$\rightarrow g_{k,3} = 1.54kN/m^2$ (podlaha)

$\rightarrow q_{k,1} = 3.0kN/m^2$

$q_{Ed,pr} = 0.3 \times (1.35 \times (7.5 + 1.54) + 1.5 \times 3) \doteq 5.0kN/m'$



Reakce v podpoře:

$$R_{A,Ed} = \frac{5.0\times3.6}{2} + \frac{23.0\times1.25\times2.975 + 9.0\times1.25\times0.625}{3.6} = 34.7kN$$

Zatížení ze stropu na rozpětí desky cca. 3.8m:

$\rightarrow g_{0,k,1} = 4.0kN/m^2$ (vlastní tíha)

$\rightarrow g_{k,3} = 1.54kN/m^2$ (podlaha)

$\rightarrow q_{k,1} = 3.0kN/m^2$

$q_{Ed,d} = 1.9\times\left(1.35\times\left(4.0+1.54\right)+1.5\times3\right) \doteq 22.8kN/m'$

1.horní líc (konzola)

$$M_{\max,h} = 34.7\times1.2 + \frac{22.8\times1.2^2}{2} = 58.1kNm \ , \ V_{\max} = 34.7 + 22.8\times1.2 \doteq 62.1kN$$

2.dolní líc (otvor, zjednodušeně)

$$M_{\max,d} = \frac{22.8\times4.1^2}{8} = 48kNm \ , \ V_{\max} = \frac{22.8\times4.1}{2} \doteq 46.8kN$$

7.2.2 Návrh a posouzení výztuže

Pro tloušťky desek a působící momenty je navržena výztuž – horní líc.

Beton C25/30 XC1, výztuž B500 (resp.10 505-R $\rightarrow f_{yk} = 490MPa$):

$$\rightarrow f_{ck} = 25MPa,\ f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.7MPa,\ f_{ctm} = 2.6MPa,\ f_{yd} = \frac{490}{1.15} \doteq 426MPa$$

$c_{\min} = \max\left\{16, 15+0-0-0=15, 10\right\} = 16mm$

$\triangle c_{dev} = 10mm$ (monolit)

$c_{nom} = 16+10 = 26mm$ (předepsané krytí výztuže)

7.2.2.1 Rozhodující horní líc

Rozměry průřezu - $h_f \geq 0.41m$

Návrh podélné výztuže:

krytí $c = 26mm$, výztuž $\phi_{s1} = 16mm \rightarrow A_{s1} = 2.01\times10^{-4}m^2$

účinná výška - $d_{1,1} = 410-26-0.5\times16-8 = 368mm$

Ohyb-podélná výztuž.

$M_{Ed,fd} \doteq 0.06MNm$

$d = d_{1,1} \doteq 368mm$

$x_{B,\lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.368}{700 + 426} = 0.183m$

$b = 0.3$

$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.368 - \sqrt{0.368^2 - \frac{2 \times 0.06}{0.3 \times 16.7}} = 0.034m \le x_{B,\lim} = 0.183m$

$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.034 \times 0.3 \times 16.7}{435} = 4 \times 10^{-4} m^2$

$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} b \times d = 0.26 \frac{2.6}{435} 0.3 \times 0.368 \doteq 1.7 \times 10^{-4} m^2 \le A_{req}$

$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{4}{2.01} = 2 \rightarrow 3ksR16 / m'$, volím bezpečně 3ksR16 (horní líc)!

7.2.2.2 Rozhodující dolní líc

Rozměry průřezu - $h_f \ge 0.41m$

Návrh podélné výztuže:

krytí $c = 26mm$, výztuž $\phi_{s1} = 16mm \rightarrow A_{s1} = 2.01 \times 10^{-4} m^2$

účinná výška - $d_{1,1} = 410 - 26 - 0.5 \times 16 - 8 = 368mm$

Ohyb-podélná výztuž.

$M_{Ed,fd} \doteq 0.05MNm$

$d = d_{1,1} \doteq 368mm$

$x_{B,\lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.368}{700 + 426} = 0.183m$

$b = 0.3$

$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.368 - \sqrt{0.368^2 - \frac{2 \times 0.05}{0.3 \times 16.7}} = 0.028m \le x_{B,\lim} = 0.183m$

$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.028 \times 0.3 \times 16.7}{435} = 3.3 \times 10^{-4} m^2$

$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} b \times d = 0.26 \frac{2.6}{435} 0.3 \times 0.368 \doteq 1.7 \times 10^{-4} m^2 \le A_{req}$

$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{3.3}{2.01} = 2 \rightarrow 2ksR16 / m'$, volím bezpečně 2ksR16 (dolní líc)!

7.2.2.3 Smyk

Rozměry průřezu - $h_f \ge 0.41m$

Návrh příčlné výztuže:

krytí $c = 26mm$, výztuž $\phi_{s1} = 16mm \rightarrow A_{s1} = 2.01 \times 10^{-4} m^2$

účinná výška - $d_{1,1} = 410 - 26 - 0.5 \times 16 - 8 = 368mm$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_C} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12\,,\ k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{410}} = 1.7 \le 2.0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{6.03\times10^{-4}}{0.3\times0.368} = 0.0055$$

$$V_{Rd,C} = \left(C_{Rd,c} \times k \times (100\times\rho_l \times f_{ck})^{1/3}\right) \times b_w \times d = 0.12\times1.7\times(100\times0.0055\times25)^{1/3}\times0.3\times0.368 =$$

$$= 0.054MN = 54kN$$

$$v_{\min} = 0.035\times k^{3/2}\times\sqrt{f_{ck}} = 0.035\times1.7^{3/2}\times\sqrt{25} = 0.388$$

$$V_{Rd,c} = 54kN \ge v_{\min}\times b_w \times d = 0.388\times0.3\times0.368 = 0.043MN$$

$$V_{Ed} = 62.1kN \ge V_{Rd,c} = 54kN \rightarrow \text{návrh smykové výztuže}$$

Pro $\cot\theta = 2.5$ a $v = 0.6\times\left(1-\frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6\times\left(1-\frac{25}{250}\right) = 0.54$ je

$$\min V_{Rd,\max} = v\times f_{cd}\times b_w\times0.9\times d\times\frac{\cot\theta}{1+\cot\theta^2} = 0.54\times16.7\times0.3\times0.9\times0.368\times\frac{2.5}{1+2.5^2} = 0.309MN$$

$V_{Ed} \le \min V_{Rd,\max} \rightarrow$ smyková výztuž pro $\cot\theta = 2.5$

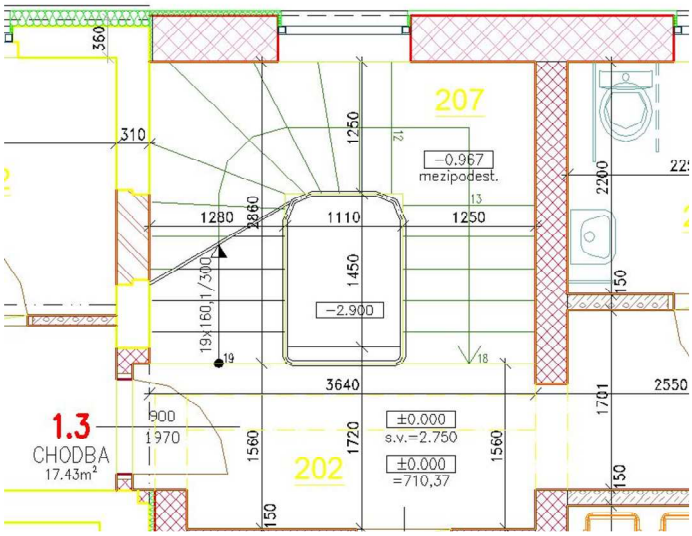
Volím dvoustřižné třmínky $\phi_{st} = 8mm \rightarrow A_{sw} = 2\times50.3 = 100.6mm^2$, vzdálenost $s \le 0.75\times d$, tj. $s \le 0.75\times0.198 = 0.149m$

Pro $\rho_{w,\min} = \frac{0.08\times\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08\times\sqrt{25}}{490} = 0.000816$ a podmínku $\rho_w \ge \rho_{w,\min}$ je:

$$s \le \frac{100.6\times10^{-3}}{0.3\times0.000816} = 0.41m \rightarrow \text{volím s = 0.1m.}$$

7.3 Schody

Atypické monolitické schodiště přes 2 podlaží, tj. propojující 1. až 3.NP. Půda je přístupná stávajícím schodištěm ze 3.NP. Půdorysně zalomené nástupní rameno nového schodiště je opřeno o hlavní podestu (skrytý trám v desce stropu uložený na konzolu monolitického-1.NP nebo ocelového-2.NP průvlaku) a mezipodestu, které je uložena na nosném zdivu. Jednoduché výstupní rameno je opřeno o mezipodestu a hlavní podestu, resp. skrytý trám.



7.3.1 Výztuž

U schodišťových ramen a podest je navržena minimální výztuž, tj. pro minimální stupeň vyztužení (ØR6) nebo síť KARI 6/150. Skryté trámy mají navrženou vázanou výztuž (ØR16) s třmínky (ØR8).

7.4 Závěr

Je navržena stropní konstrukce nad 1 a 2. NP – variantně jsou navrženy stropní dutinové panely Spiroll (např. Prefa Brno) tl. 0.16m → PPD 169(171) nebo spřažená deska s filigránem tl. 0.16m. Schodiště je navrženo jako monolitické s tl. desky 0.15m.

7.4.1 Použité materiály

Použité materiály: beton desky C25/30 XC1
ocel 10 505 (R).

8 Dřevěné konstrukce

Jedná se o krov nad novým objektem. Stávající i nový krov jsou především vaznicové soustavy se střední vaznicí (vaznicovým věncem). Vaznicový věnec je podepřen sloupky uloženými na vazné trámy (stojatá stolice). Druhou podporu tvoří pozednice uložená na zvýšené zdivo vikýřů a pomocné dřevěné sloupky mimo zdivo vikýřů. Krokve mansardy jsou pouze pomocné. Vzhledem k téměř čtvercovému půdorysu jsou dalšími rozhodujícími prvky krovu nárožní krokve. Vazné trámy jsou uloženy na zdivo pilířů nebo pozednici.
Stávající krov bude v části navazující valby částečně rozebrán (nárožní krokve zůstanou), bude prodloužen vaznicový věnec a doplněn nový krov. Nový krov bude podobného typu jako krov stávající. Pozednice podepřená šikmými sloupky je navržena jako vodorovný ocelový rám – viz část 9 Ocelové konstrukce.
Statické posouzení neřeší stávající dřevěné konstrukce!

8.1 Návrhové hodnoty použitého dřeva

Dřevěná konstrukce krovu je navržena dle ČSN EN 1995-1-1 a ČSN 73 1702.
Rostlé dřevo (např. hranoly KVH) min. **C24**:

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

→ kombinace zatížení stálé+střednědobé $\rightarrow k_{\mathrm{mod}} = 0.8$

→ kombinace zatížení stálé+střednědobé+krátkodobé $\rightarrow k_{\mathrm{mod}} = 0.9$

$\gamma_M = 1.3,\ k_{def} = 0.8, k_{cr} = 0.67, \beta_c = 0.2$

$k_{\mathrm{mod}} = 0.8 \rightarrow$

$$f_{m,d} = \frac{0.8\times 24}{1.3} = 14.77MPa,\ f_{v,d} = \frac{0.8\times 2.5}{1.3} = 1.54MPa,\ f_{c,0,d} = \frac{0.8\times 21}{1.3} = 12.92MPa$$

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

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

8.2 Posouzení prvků krovu

Je navržen krov vaznicové soustavy se stojatou stolicí a vaznými trámy. Pozednice a šikmé sloupky → viz bod 9 Ocelové konstrukce.

Hlavními nosnými prvky jsou krokve, sloupky stolice, trámy (vazné trámy), vaznice (vaznicový věnec) a nárožní krokve. Všechny průřezy těchto prvků jsou navrženy např. z lepených hranolů KVH Si.
Statický výpočet neřeší ochranu dřeva ani požární odolnost! Detaily, přípoje apod. viz DD dodavatele!

8.2.1 Působící zatížení

1.stálé zatížení:

$\rightarrow g_{k,1} = 0.87 kN/m^2$ (vč. vlastní tíhy krovu)

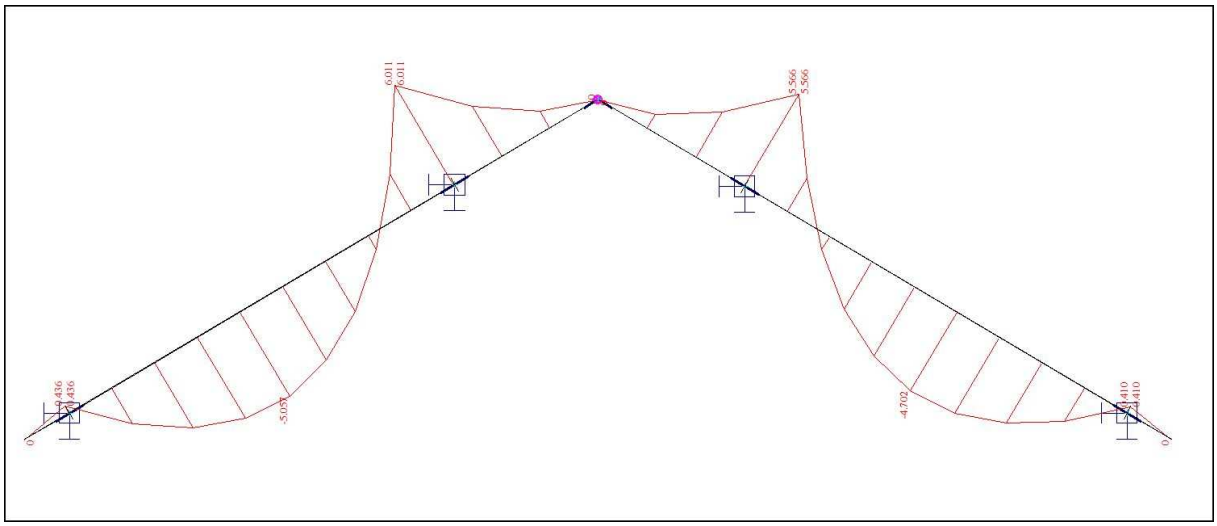
2.proměnné zatížení:

$\rightarrow s_{k,1} = 3.2 kN/m^2$ (sníh)

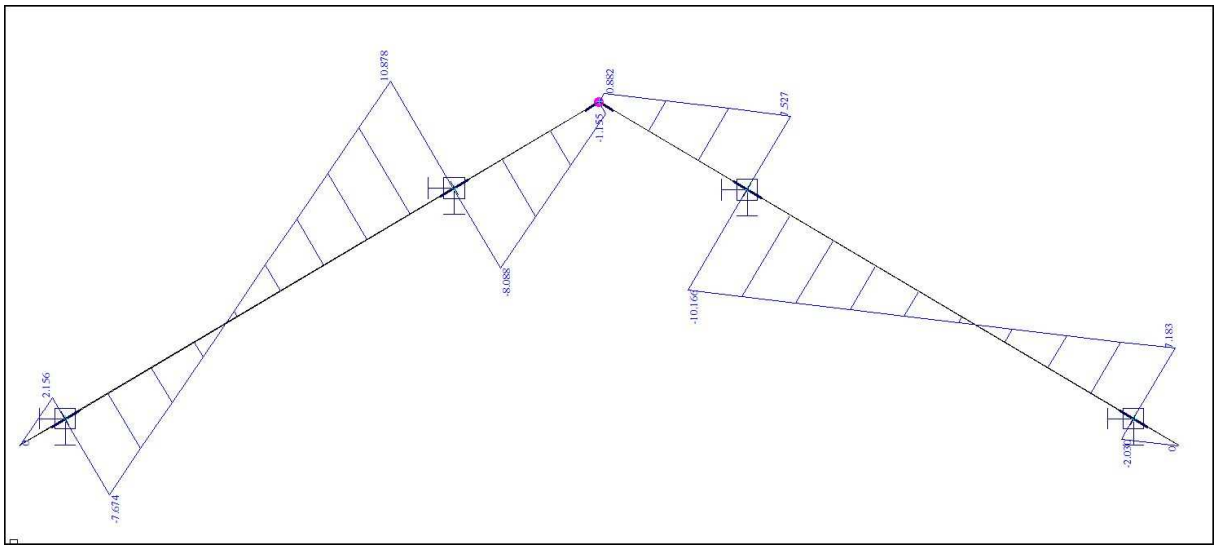
$\rightarrow w_{k,3(H)} = 0.336 kN/m^2$, $w_{k,4(I)} = -0.336 kN/m^2$ (vítr), $\psi_0 = 0.6$

8.2.2 Výpočet vnitřních sil

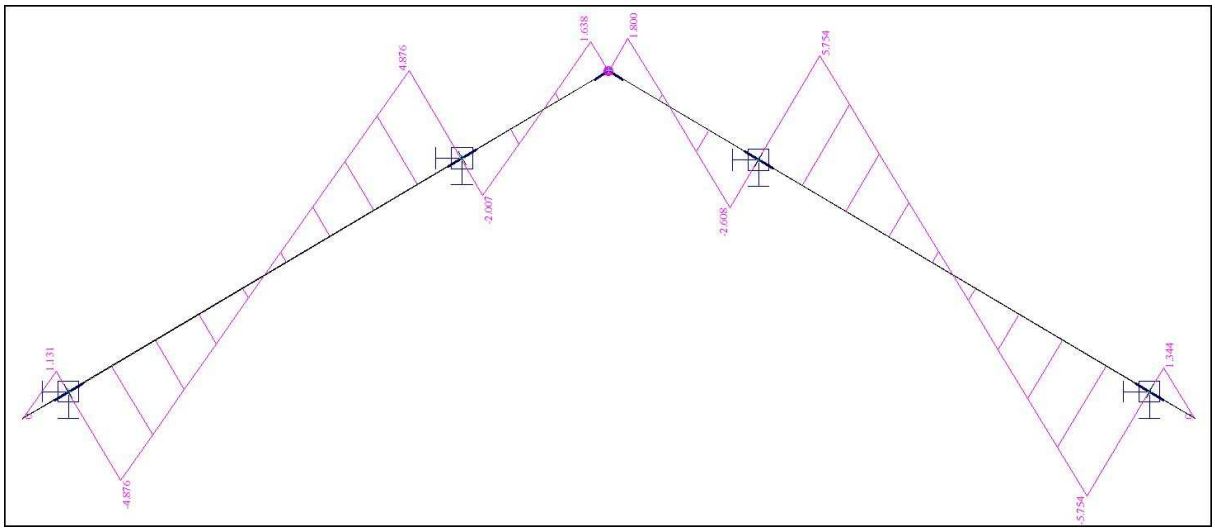
Hlavním prvkem krovu je nárožní krokev (stávající krov = sk s průřezem 120/130) podepřená pozednicí (sk 150/100) a vaznicovým věncem (sk 120/150), na kterou jsou uloženy běžné krokve (sk 100/120), resp. běžná krokev (sk 100/120) uložená na vaznicový věnec a pozednici.
Sloupky vynášející vaznicový věnec jsou délky max. 1.75m (sk 120/120).
Výsledky pro vzdálenost krokví 1.0m!



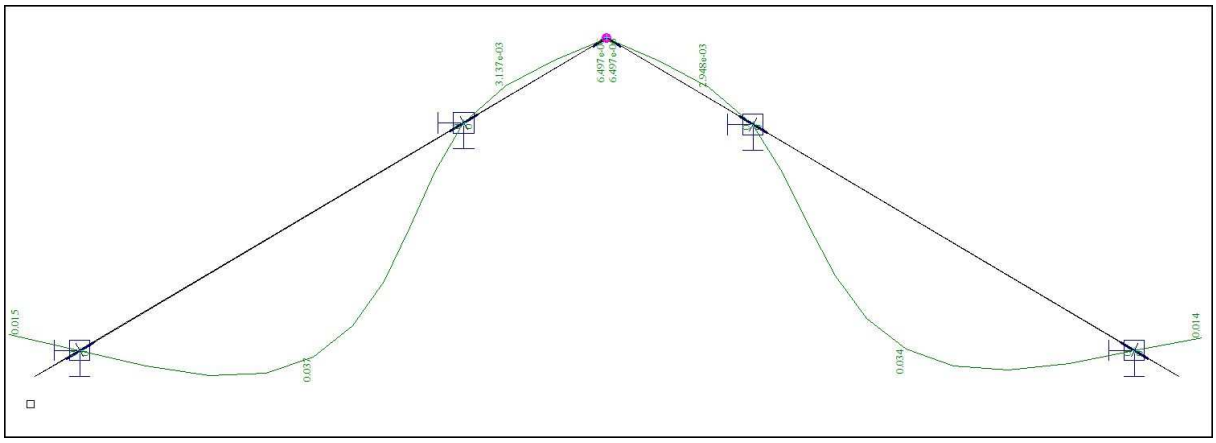
$M_{Ed,\max} = 6.01 kNm$



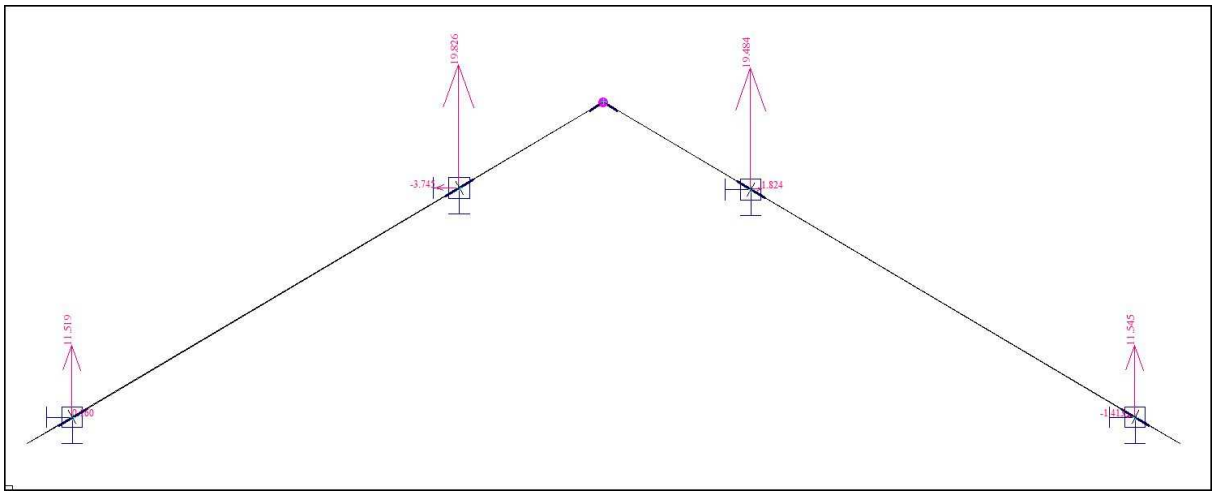
$V_{Ed,\max} = 10.9kN$



$N_{Ed,\max} = 5.75kN$



$w_{z,\max} = 37mm$



$R_{z,\max} = 19.9kN, R_{y,\max} = 3.75kN$ (vaznicový věnec)

$R_{z,\max} = 11.6kN, R_{y,\max} = 1.5kN$ (pozednice)

8.2.3 Běžná krokev

Obdélníkové krokve cca. 100/120mm ukládané na nárožní krokev a pozednici, resp. na úžlabní a nárožní krokev, resp. na vaznicový věnec a pozednici po max. 1.0m. Max. délka na S straně (u bývalého schodiště) nebo pro doplněnou krokev je cca. 5.25m v šikmém směru, podpory cca. 1.4m od vrcholu (vaznicový věnec) a 0.45m od konce (pozednice).

Pro vzdálenost krokví 0.8m:

$$M_{\max,d} = 6.01 \times 0.8 = 4.81kNm, V_{\max,d} = 10.9 \times 0.8 = 8.72kN, N_{\max,d} = 5.75 \times 0.8 = 4.6kN$$

$$W_y = \frac{1}{6} 0.1 \times 0.12^2 = 2.4 \times 10^{-4} m^3, \; A = 0.1 \times 0.12 = 0.012m^2$$

Tlak a ohyb:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{0.005}{0.012} = 0.42MPa, \sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_y} = \frac{0.00481}{2.4 \times 10^{-4}} = 20.04MPa \geq f_{m,d} = 16.6MPa \rightarrow \text{je}$$

třeba větší průřez! Průřezy použité v původním krovu nevyhovují!

Volím krokev 100/140mm $\rightarrow W_x = \frac{1}{6} 0.1 \times 0.14^2 = 3.37 \times 10^{-4} m^3, \; A = 0.1 \times 0.14 = 0.014m^2$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{0.005}{0.014} = 0.36MPa, \sigma_{m,d} = \frac{0.00481}{3.37 \times 10^{-4}} = 14.3MPa \leq f_{m,d} \rightarrow \text{vyhovuje!}$$

$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{0.36}{12.92} + \frac{14.3}{16.6} = 0.89 \leq 1.0 \rightarrow$ průřez krokví **100x140mm** vyhovuje! Tlačená oblast je zabezpečena proti vybočení bedněním, prkna min. tl. 25mm.

Smyk:

$$b_{ef} = 0.67 \times 0.1 = 0.067m$$

$$\tau_{v,d} = \frac{3 \times V_d}{2 \times b_{ef} \times h} = \frac{3 \times 0.00872}{2 \times 0.067 \times 0.14} = 1.39MPa \leq f_{v,d} = 1.73MPa \rightarrow \text{vyhovuje!}$$

Průhyb:

$$w_{z,\max} \le \frac{37\times 0.8}{1.45} = 20.4 \le w_{fin} = \frac{l}{150} = \frac{3500}{150} = 23.3mm \rightarrow \text{ vyhovuje!}$$

Detailní návrh krokví zejména s ohledem na detaily uložení, kotvení a připojování a ochrany je součástí DD dodavatele!

8.2.4 Vaznicový věnec

Vodorovný nosník (stávající průřez) 120/140mm na rozpětí cca. 2.4-3.0m (bez vlivu vzpěr-pásků, sloupky nad vaznými trámy), uvažuji průřez 120/160mm zjednodušeně jako spojité nosníky → sloupek-pásek-pásek-sloupek, zatížení reakcemi krokví (vč. odhadu vlastní tíhy):

$R_d = 19.83\times 0.8 \doteq 15.9kN$ po max. 0.8m

$M_{Ed,\max} \le \frac{1}{4}15.9\times 1.5 = 5.96kNm$ (moment na prostém nosníku mezi vzpěrami zatíženém krokví uprostřed rozpětí = nejhorší varianta), $V_{Ed,\max} = \frac{1}{2}15.9 \doteq 8.0kN$

Volím průřez 120/160mm $\rightarrow W_x = \frac{1}{6}0.12\times 0.16^2 = 5.12\times 10^{-4} m^3$, $A = 0.12\times 0.16 = 0.0192m^2$

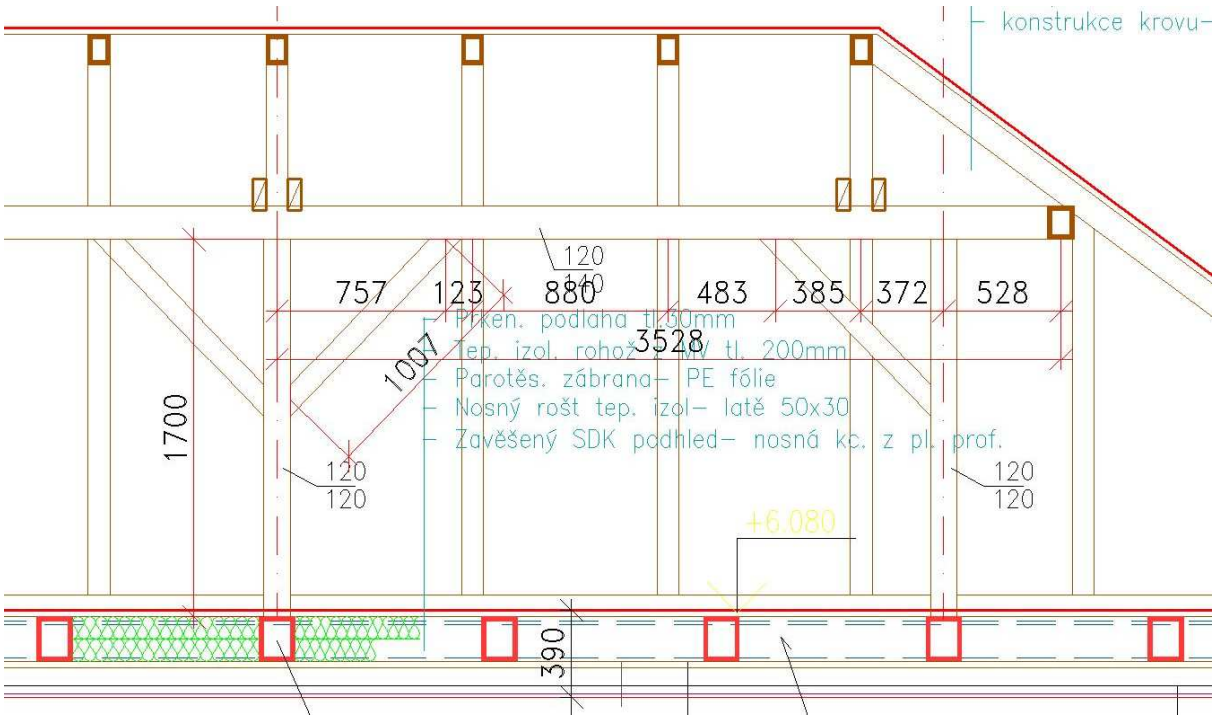
Ohyb:

$$\sigma_{m,d} = \frac{0.006}{5.12\times 10^{-4}} = 11.72MPa \le f_{m,d} \rightarrow \text{vyhovuje!}$$

Smyk:

$$b_{ef} = 0.67\times 0.12 = 0.08m$$

$$\tau_{v,d} = \frac{3\times V_d}{2\times b_{ef}\times h} = \frac{3\times 0.008}{2\times 0.08\times 0.16} = 0.94MPa \le f_{v,d} = 1.73MPa \rightarrow \text{vyhovuje!}$$



Vyhovuje průřez vaznice **120/160mm**.

8.2.5 Sloupek

Stojka (původní krov) s průřezem 120/120mm na výšku 1.7m. Působí zatížení z max. 3 krokví po 0.8m:

$N_{Ed} = 3 \times 15.9 \doteq 50kN$ (po 0.8m)

Volím sloupek 120/120 $\rightarrow A = 0.12 \times 0.12 = 0.0144m^2$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{0.05}{0.0144} = 3.47MPa \leq f_{c,0,d} = 14.54MPa \rightarrow \text{vyhovuje!}$$

$$l = l_{ef} = 1.7m, i = \sqrt{\frac{\frac{0.12 \times 0.12^3}{12}}{0.12 \times 0.12}} = 0.035m$$

$$\lambda = \frac{1.7}{0.035} = 48.6\,,\ \sigma_{c,crit} = \pi^2 \frac{E_{0,05}}{\lambda^2} = \pi^2 \frac{7400}{48.6^2} = 30.9MPa$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \sqrt{\frac{21}{30.9}} = 0.824$$

$$k = 0.5\left[1 + 0.2\left(0.824 - 0.3\right) + 0.824^2\right] = 0.892$$

$$k_c = \frac{1}{0.892 + \sqrt{0.892^2 - 0.824^2}} = 0.81$$

Posouzení na vzpěr $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \times f_{c,0,d}} = \frac{3.47}{0.81 \times 14.54} \doteq 0.3 \leq 1.0 \rightarrow$ vyhovuje!

8.2.6 Pásky

Osová síla cca. $N_{Ed,\max} \leq 1.5 \times R_d = 1.5 \times 15.9 = 23.85kN$

Dvojice obdélníkových průřezů (např. 2x60/160mm) jako členěný průřez nevyjde. Volím podobně jako sloupek průřez min. **120/120mm**.

8.3 Trámový strop – vazné trámy

Vazné trámy položené napříč jako prosté nosníky a uložené na obvodovém zdivu (vnější strana), resp. na průvlaku POK2 (vnitřní strana). Délka je max. 4.45m, rozpětí 4.15m , bodové zatížení působí cca. 1.1m od podpory. Prkenná podlaha tl. 30mm brání vybočení tlačené části. Předpokládám průřez 140/200mm.

8.3.1 Působící zatížení

Působí zatížení z půdy, reakce z krokví (do podpory).

1.stálé zatížení:

$\rightarrow g_{k,2} \doteq 0.95kN/m^2$ ($g_0 + g_{ost}$, tj. včetně vlastní tíhy)

2.proměnné zatížení:

$\rightarrow q_{k,2} = 0.75kN/m^2$ (půda)

3.reakce ze sloupku stolice:

$N_{Ed} = 48kN$

$$q_k = 0.95 + 0.75 \doteq 1.7kN/m^2\,,\ N_k = \frac{48}{1.45} = 33.1kN$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times 0.95 + 1.5 \times 0.75 \doteq 2.41kN/m^2\,,\ N_{Ed} = 48kN$$

Zatěžovací šířka je cca. 1.0m
1.vnitřní síly a reakce bez vlivu sloupku stolice:

$$M_{\max} = \frac{1}{8} 2.41 \times 4.15^2 = 5.2kNm \ , \ V_{\max} = \frac{1}{2} 2.41 \times 4.15 = 5.0kN$$

2.vnitřní síly a reakce s vlivem sloupku stolice:

$$M_{\max} \leq 4.1 + \frac{1}{4.15} 48 \times 1.1 \times 3.05 \doteq 43kNm \ , \ V_{\max} = 5 + \frac{1}{4.15} 50 \times 3.05 = 41.8kN$$

8.3.2 Dimenzování trámů stropu

Trám s průřezem cca.0.14x0.2m jako prostý nosník na rozpětí max. 4.15m. Pro zvolenou šířku trámu $b = 0.14m$ a rozteč do 1.0m je potřebná výška:

1.trám se sloupkem $\rightarrow h_{1,\min} = \sqrt{\frac{6 \times 0.043}{16.6 \times 0.14}} \doteq 0.335m$

2.trám bez sloupku $\rightarrow h_{1,\min} = \sqrt{\frac{6 \times 0.005}{16.6 \times 0.12}} \doteq 0.14m$

Volím běžný trám průřezu **140x200mm**, trám se sloupkem bude zesílen OK příložkami (viz DD dodavatele) nebo půjde o válcovaný profil.

1.příložky

Moment v místě sloupku $M_{\max} \doteq 43kNm$ je celý přenesen příložkami z ploché oceli výšky 190mm $\rightarrow W_{pl,y,\min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{43 \times 10^6 \times 1.0}{235} \geq 183 \times 10^3 mm^3$

$W = \frac{t \times h^2}{6} \rightarrow t_1 \geq \frac{6 \times W}{h^2} = \frac{6 \times 183 \times 10^3}{2 \times 190^2} = 15.2mm \rightarrow$ volím oboustrannou příložku **20/190** nebo válcovaný profil **2xU140**.

2.válcovaný profil

$W_{pl,y,\min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{43 \times 10^6 \times 1.0}{235} \geq 183 \times 10^3 mm^3 \rightarrow$ volím **IPE200**.

Ohyb:

$$W_y = \frac{1}{6} 0.14 \times 0.2^2 = 9.33 \times 10^{-4} m^3$$

$$\sigma = \frac{5.2 \times 10^{-3}}{0.933 \times 10^{-3}} = 5.6MPa \leq f_{m,d} = 16.6MPa \rightarrow \text{vyhovuje.}$$

Smyk:

$$b_{ef} = 0.67 \times 0.14 = 0.094m$$

$$\tau_{v,d} = \frac{3 \times V_d}{2 \times b_{ef} \times h} = \frac{3 \times 0.005}{2 \times 0.094 \times 0.2} = 0.4MPa \leq f_{v,d} = 1.73MPa \rightarrow \text{vyhovuje!}$$

8.4 Závěr

Jsou navrženy rozhodující prvky krovu – krokve 100/140mm po max. 0.8m (při delší vzdálenosti průřez 100/160mm), vaznicový věnec 120/160mm, sloupky a pásky (vzpěry) 120/120mm, vazné trámy 140/200 (běžné), resp. zesílené (2xU140) nebo OK nosník IPE200 pod sloupky. Všechny prvky ze dřeva min. C24.

9 Ocelové konstrukce

Jedná se o průvlak POK2 v podélném směru ve stropě nad 3.NP, který zkracuje rozpětí vazných trámů, průvlak POK1 ve stropě nad 2. NP (pod žb deskou), průvlak POK3 u schodiště a ocelovou část konstrukce krovu OK4, tj. šikmé sloupky a pozednici.

9.1 Návrhové hodnoty oceli

Ocel S235 $\rightarrow f_u = 360MPa,\ f_y = 235MPa\ (t \le 40mm),\ \gamma_{M0} = 1.0$

9.2 Průvlak POK1 (pod žb deskou nad 2.NP)

Průvlak je součástí stropu nad 2. NP, uložen v příčném směru (kolmo na podélnou osu objektu MFC) nad místností č. 201 (zasedací místnost). Průvlak vynáší zatížení ze stropní desky. Světlá šířka je 4.1m.

9.2.1 Působící zatížení

1.stálé zatížení:

$\rightarrow g_{0,k,1} = 4.0kN/m^2$ (spřažená deska)

$\rightarrow g_{0,k,2} = 2.6kN/m^2$ (např. PPD205, Prefa Brno)

$\rightarrow g_{k,3} = 1.54kN/m^2$ (podlaha)

$\rightarrow g_{k,4} = 4.4kN/m^2$ (příčky v části toalet)

2.proměnné zatížení:

$\rightarrow q_{k,1} = 3.0kN/m^2$ (kanceláře)

Světlost $l_n = 4.1m$, uložení je min. $t \ge 0.15m$, teoretický rozpon:

$$l_{eff} \le 4.1 + 2\frac{0.15}{2} = 4.25m$$

$q_k = 4.0 + 1.54 + 4.4 + 3 \doteq 13.0kN/m^2$, na průvlak $q_k' = 13.0 \times 4.075 = 53kN/m'$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (4.0 + 1.54 + 4.4) + 1.5 \times 3 \doteq 18.0kN/m^2$$

Zatěžovací šířka je cca. $\frac{3.3 + 4.25}{2} + 0.3 = 4.075m$

$$M_{\max} = \frac{1}{8}18.0 \times 4.075 \times 4.25^2 = 165.6kNm\ ,\ V_{\max} = \frac{1}{2}18.0 \times 4.075 \times 4.25 = 155.9kN$$

9.2.2 Návrh nutného průřezu

$$W_{pl,y,\min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{166 \times 10^6 \times 1.0}{235} \ge 706.4 \times 10^3 mm^3 \rightarrow \text{odpovídá cca. HE220B}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{5 \times g_k \times l^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,\min}} \rightarrow I_{y,\min} = \frac{250 \times 5 \times 54 \times 4250^3}{384 \times 210 \times 10^3} = 64.3 \times 10^6 mm^4 \rightarrow$$

odpovídá cca. HE220B → volím **HE220B**!

9.2.3 Posouzení navrženého průřezu

HE220B → dle EN je pro S235 a namáhání ohybem celý průřez v třídě 1

$W_{pl,y} = 827\times10^3 mm^3, I_y = 80.91\times10^6 mm^4, A_{vz} = 2.79\times10^3 mm^2$

$q_k' = 13.0\times4.075 + 0.72 = 53.7 kN/m'$

$q_{2,k}' = 10.0\times4.075 + 0.72 = 41.47 kN/m'$

$M_{y,Ed} = 165.6 + \frac{1}{8}1.35\times0.72\times4.25^2 = 167.8 kNm$

$V_{\max} = 155.9 + \frac{1}{2}1.35\times0.72\times4.25 = 158 kN$

$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz}\times f_y}{\gamma_{M0}\times\sqrt{3}} = \frac{2.79\times235}{1.0\times\sqrt{3}} = 378.54 kN \geq 2\times V_{\max} = 2\times158 = 316 kN \rightarrow$ bez vlivu smyku na ohybovou únosnost. Smyk vyhovuje!

$M_{y,pl,Rd} = \frac{W_{pl,y}\times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{827\times10^3\times235}{1.0} = 194.3 kNm \geq M_{Ed} = 167.8 kNm \rightarrow$ vyhovuje!

$\delta = \frac{5\times q_k\times l^4}{384\times E\times I_y} = \frac{5\times53.7\times4250^4}{384\times210\times10^3\times80.91\times10^6} = 13.4 mm \leq \delta_{\max} = \frac{4250}{250} = 17 mm \rightarrow$ Vyhovuje!

$\delta_2 = \frac{5\times q_{2,k}\times l^4}{384\times E\times I_y} = \frac{5\times41.47\times4250^4}{384\times210\times10^3\times80.91\times10^6} = 10.4 mm \leq \delta_2 = \frac{4250}{350} = 12.1 mm \rightarrow$ Vyhovuje!

9.3 Průvlak POK2 (pod vaznými trámy stropu nad 3.NP)

Průvlak je součástí stropu nad 3. NP, resp. je součástí prostorové OK konstrukce (mansardy) a je uložen v podélném směru nad osou objektu. Nosník vynáší zatížení z vazných trámů krovu a reakci OK pozednice (rámu). Světlá šířka polí je 3.3 + 4.25m (prosté nosníky), nosník je podepřen zděnými pilíři. Nosník bude proveden jako spojitý přes střední podporu!

9.3.1 Působící zatížení

1.stálé zatížení:

$\rightarrow g_{k,2} \doteq 0.95 kN/m^2 (g_0 + g_{ost})$

2.proměnné zatížení:

$\rightarrow q_{k,2} = 0.75 kN/m^2$ (půda)

Reakce z vazných trámů (jednostranné):

$V_{\max,1} = \frac{1}{2}2.41\times4.15 = 5.0 kN$, $V_{\max,2} = 5 + \frac{1}{4.15}50\times3.05 = 41.8 kN$

Světlost $l_n = 4.4 m$, uložení je min. $t \geq 0.15 m$, teoretický rozpon:

$l_{eff} \leq 4.4 + 2\frac{0.15}{2} = 4.55 m$

Působí spojité náhradní zatížení $2\times5 = 10 kN/m' +$ osamělé břemeno uprostřed rozpětí $2\times41.8 - 10 = 74 kN$

$M_{\max} = \frac{1}{8}11\times4.55^2 + \frac{1}{4}74\times4.55 = 112.7 kNm$

$V_{\max} = \frac{1}{2}11 \times 4.55 + \frac{1}{2}74 = 62kN$ (jednostranná reakce na zděný pilířek)

9.3.2 Návrh nutného průřezu

$W_{pl,y,\min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{113 \times 10^6 \times 1.0}{235} \geq 481 \times 10^3 mm^3 \rightarrow$ odpovídá cca. HE200B

→ volím **HE200B**!

9.3.3 Posouzení navrženého průřezu

HE200B → dle ČSN EN je pro S235 a namáhání ohybem celý průřez v třídě 1

$W_{pl,y} = 642.5 \times 10^3 mm^3, I_y = 56.96 \times 10^6 mm^4, A_{vz} = 2.48 \times 10^3 mm^2$

$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{2.48 \times 235}{1.0 \times \sqrt{3}} = 336.48kN \geq 2 \times V_{\max} = 2 \times 62 = 124kN \rightarrow$ bez vlivu smyku na ohybovou únosnost. Smyk vyhovuje!

$M_{y,pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{642.5 \times 10^3 \times 235}{1.0} = 150.9kNm \geq M_{Ed} = 112.7kNm \rightarrow$ vyhovuje!

$\delta = \frac{5 \times q_k \times l^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{P \times l^3}{48 \times E \times I_y} = \frac{0.013 \times 10 \times 4550^4 + 0.021 \times 74 \times 4550^3}{210 \times 10^3 \times 56.96 \times 10^6} = 4.67mm \leq \delta_{\max} =$

$= \frac{4550}{250} = 18.2mm \rightarrow$

Vyhovuje!

9.4 Průvlak POK3 (pod žb deskou nad 2.NP)

Průvlak je součástí stropu nad 2. NP, uložen v příčném směru (kolmo na podélnou osu objektu MFC) nad okrajem místností č. 201 (zasedací místnost) a č.202 (chodba). Průvlak vynáší zatížení ze stropní desky a skrytého průvlaku schodiště. Průvlak je navržen jako nosník s převislým koncem (podpora pilíř u schodiště).

9.4.1 Působící zatížení

Výstupní rameno schodiště (délka ramena 1.5m):

$\rightarrow g_{0,k,4} = 5.48kN/m^2$ (vlastní tíha+obklad)

$\rightarrow q_{k,1} = 3.0kN/m^2$ (užitné)

$q_{Ed,v} = 0.75 \times (1.35 \times 5.48 + 1.5 \times 3) \doteq 9kN/m'$

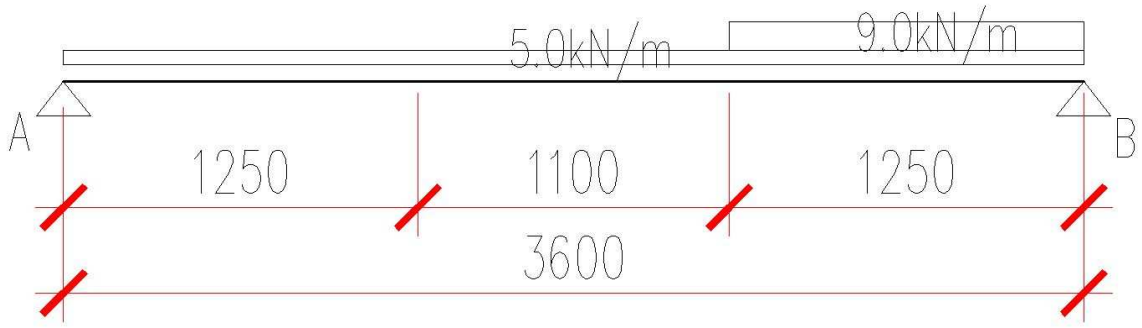
Skrytý průvlak cca. 0.3x0.3m (viz další bod) délky cca. 3.6m zatížený rameny ($q_{Ed,n} + q_{Ed,v}$):

$\rightarrow g_{0,k} \doteq 0.3 \times 25 = 7.5kN/m^2$

$\rightarrow g_{k,3} = 1.54kN/m^2$ (podlaha)

$\rightarrow q_{k,1} = 3.0kN/m^2$ (užitné)

$q_{Ed,pr} = 0.3 \times (1.35 \times (7.5 + 1.54) + 1.5 \times 3) \doteq 5.0kN/m'$



Reakce v podpoře:

$$R_{A,Ed} = \frac{5.0\times3.6}{2} + \frac{9.0\times1.25\times0.625}{3.6} \doteq 11.0kN$$

Zatížení ze stropu na rozpětí desky cca. 3.8m:

$\rightarrow g_{0,k,1} = 4.0kN/m^2$ (vlastní tíha)

$\rightarrow g_{k,3} = 1.54kN/m^2$ (podlaha)

$\rightarrow q_{k,1} = 3.0kN/m^2$ (užitné)

$q_{Ed,d} = 1.9\times\left(1.35\times\left(4.0+1.54\right)+1.5\times3\right) \doteq 22.8kN/m'$

Nosník s převislým koncem na rozpětí 4.05+1.55 (převislý konec):

$M_{h,\max} = 11.0\times1.55 + \frac{22.8\times1.55^2}{2} = 44.5kNm$, $M_{d,\max} = \frac{22.8\times4.05^2}{8} = 46.8kNm$ (při nezatíženém schodišti), $V_{\max} = \frac{22.8\times4.05}{2} \doteq 46.2kN$

9.4.2 Návrh nutného průřezu

$W_{pl,y,\min} = \frac{M_{Ed}\times\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{47\times10^6\times1.0}{235} \geq 200\times10^3 mm^3 \rightarrow$ odpovídá cca. HE140B→ volím s ohledem na průhyb **HE160B**!

9.4.3 Posouzení navrženého průřezu

HE160B → dle EN je pro S235 a namáhání ohybem celý průřez v třídě 1

$W_{pl,y} = 354\times10^3 mm^3, I_y = 24.92\times10^6 mm^4, A_{vz} = 1.76\times10^3 mm^2$

$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz}\times f_y}{\gamma_{M0}\times\sqrt{3}} = \frac{1.76\times235}{1.0\times\sqrt{3}} = 238.8kN \geq 2\times V_{\max} = 2\times46.2 = 92.4kN \rightarrow$ bez vlivu smyku na ohybovou únosnost. Smyk vyhovuje!

$M_{y,pl,Rd} = \frac{W_{pl,y}\times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{354\times10^3\times235}{1.0} = 83.2kNm \geq M_{Ed} = 47kNm \rightarrow$ vyhovuje včetně průhybu!

9.5 Rámová konstrukce se sloupky

Pro nový krov a strop nad 3.NP je navržena prostorová rámová ocelová konstrukce, tj. pozednice jako vodorovný rám s příčlí (nosník POK2) po obvodě podepřený šikmými sloupky (tj. bodově) a nosníkem POK2. Konstrukce vynáší vazné trámy krovu přitížené krokvemi (krovem).

Hlavní rozměry rámu – půdorysný

9.5.1 Působící zatížení

Působí zatížení:

1.reakce z vazných trámů

$R_{1,\max} = 5.0kN$ (bez sloupků)

$\rightarrow q_{1,Ed} = 5.0kN/m'$ (krajní), $\rightarrow q_{2,Ed} = 10.0kN/m'$ (střední, oboustran.)

$R_{2,\max} = 5 + \frac{1}{4.15} 50 \times 1.1 = 18.3kN$ (sloupek)

$\rightarrow Q_{2,Ed} = 13kN$ (krajní), $\rightarrow Q_{3,Ed} = 74kN$ (střední, oboustran.)

2.reakce z krokví (počítáno po m)

$R_{3,z,\max} = 11.6kN, R_{3,y,\max} = 1.5kN$

$\rightarrow q_{3,Ed} = 11.6kN/m'$, $\rightarrow q_{4,Ed} = 1.5kN/m'$

3.vítr na sloupky:

$w_{k,1} \doteq 0.672kN/m^2$, $w_{k,2} = -0.428kN/m^2$, tlak(+), tah(-), zatěžovací šířka max. 2.0m.

$\rightarrow q_{5,Ed} = 1.5 \times 0.6 \times 0.672 \times 2 = 1.21kN/m'$, $\rightarrow q_{4,Ed} = 1.5 \times 0.6 \times -0.428 \times 2 = -0.77kN/m'$

9.5.2 Výpočet

Výpočet programem FEAT2003. Uvažuji příčné rámy s tuhými styčníky šikmý sloupek+příčle, resp. kloubové připojení sloupek+podélník, uložení v místě zdiva vikýřů a propojení rámu se spojitým nosníkem POK2.

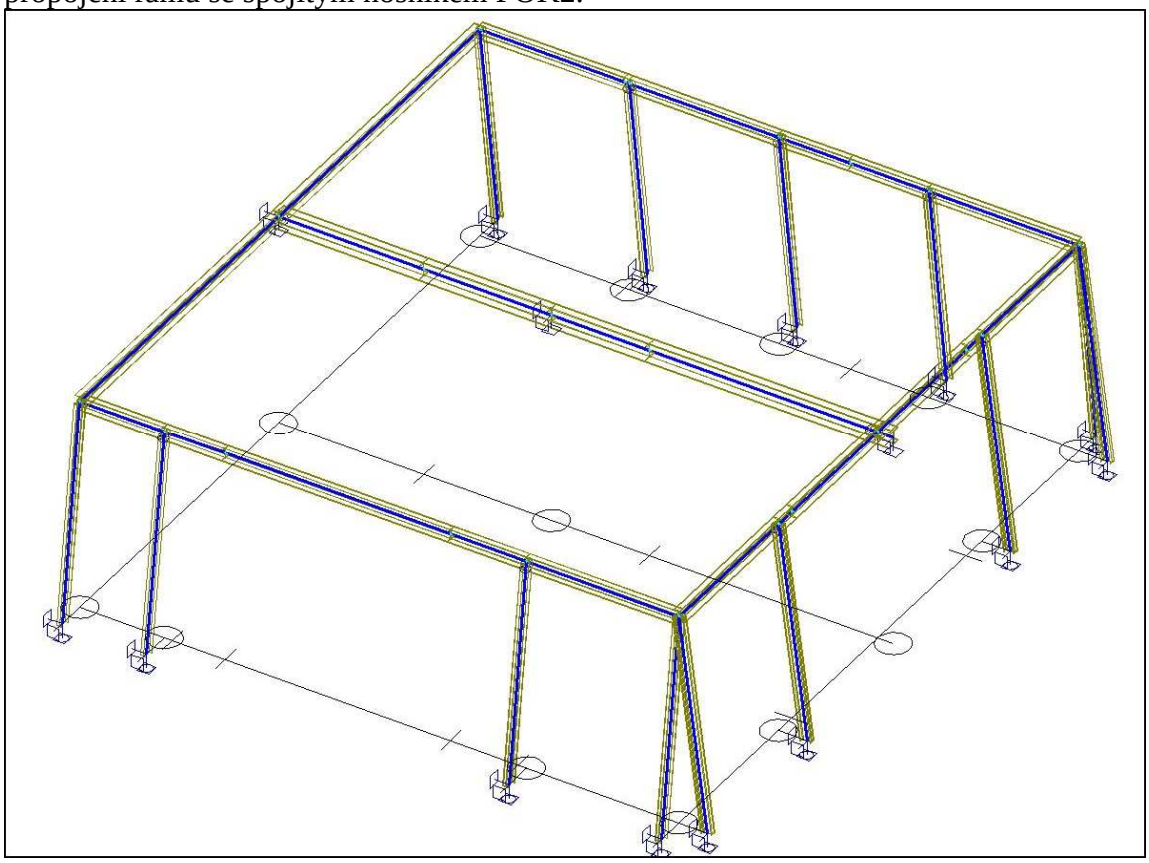
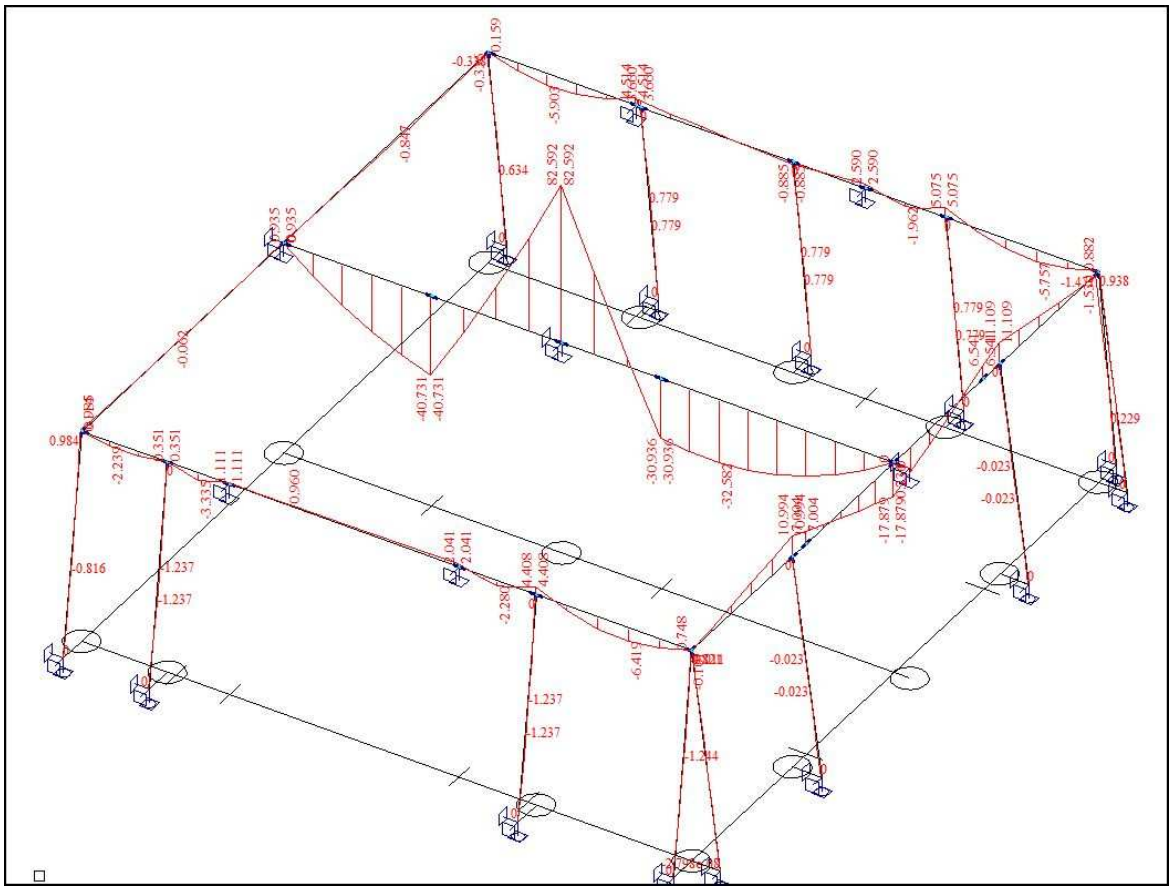
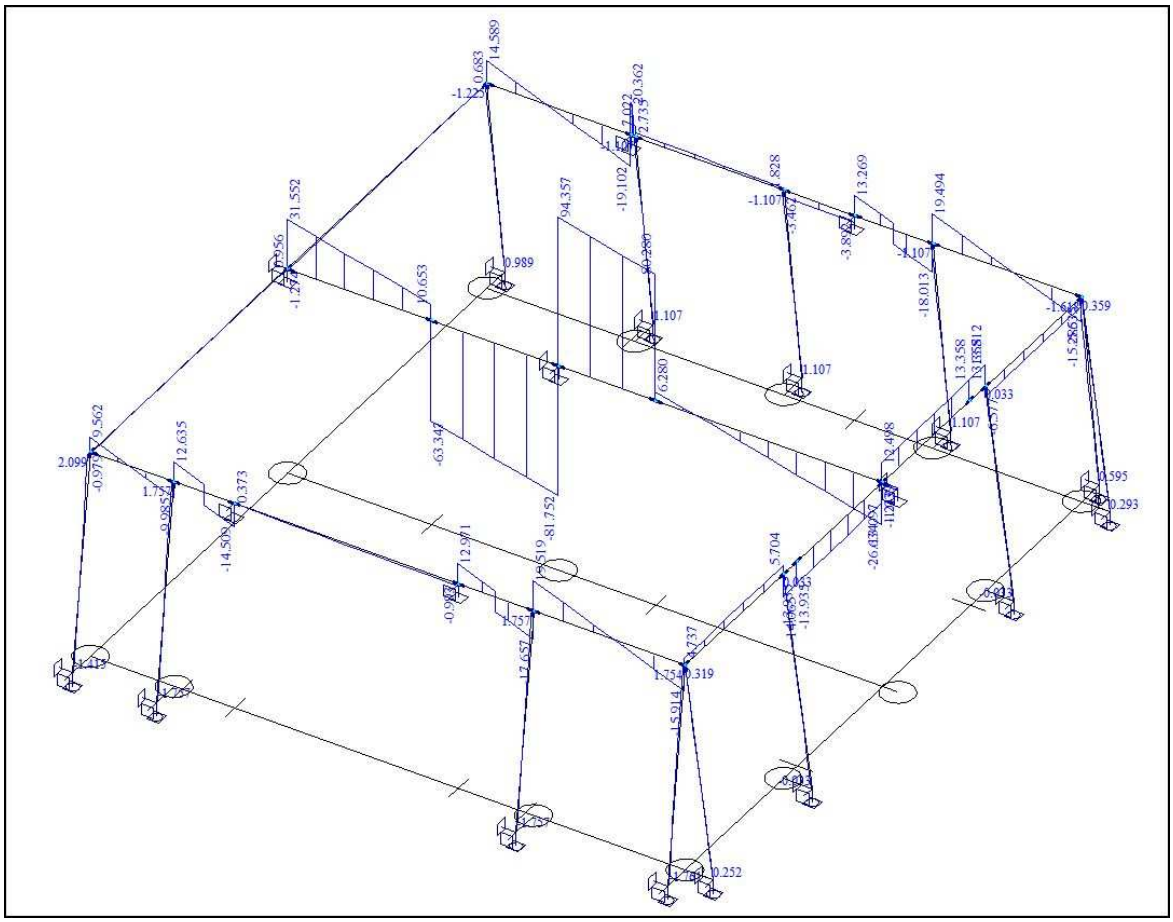


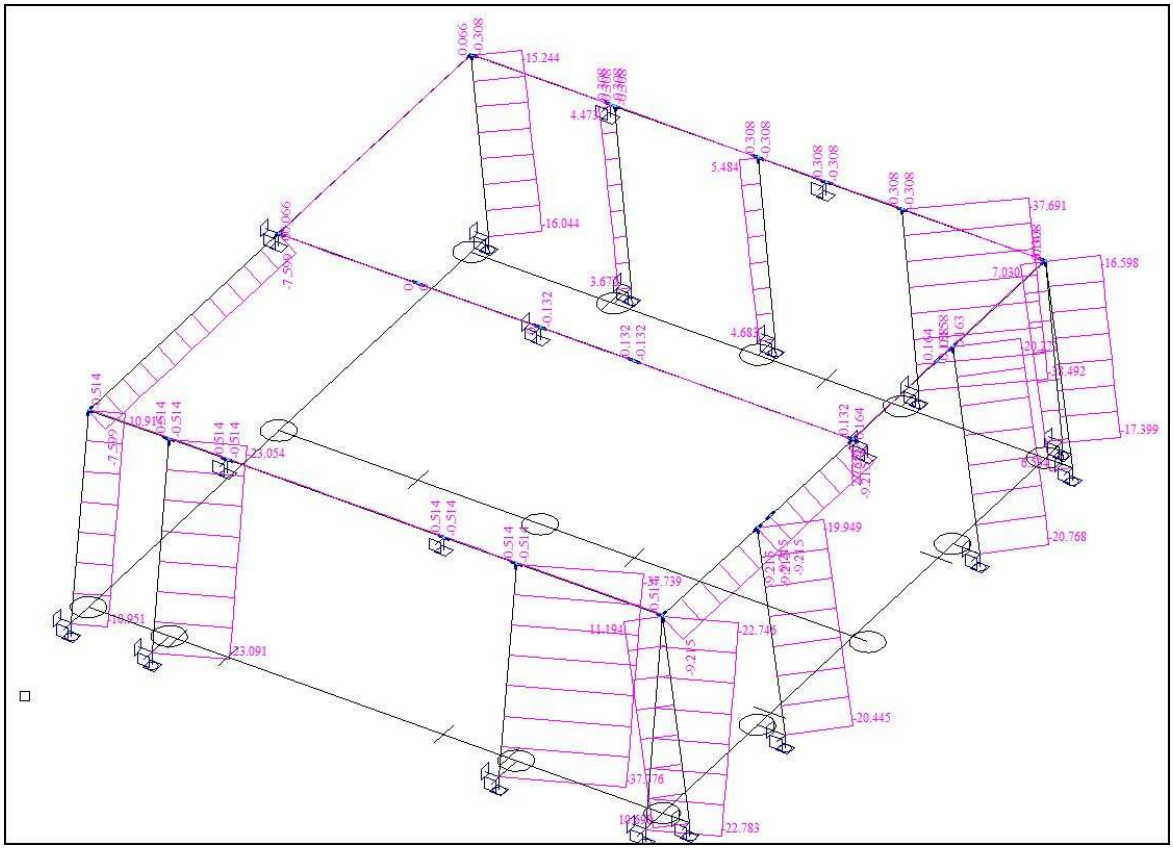
Schéma počítaného rámu



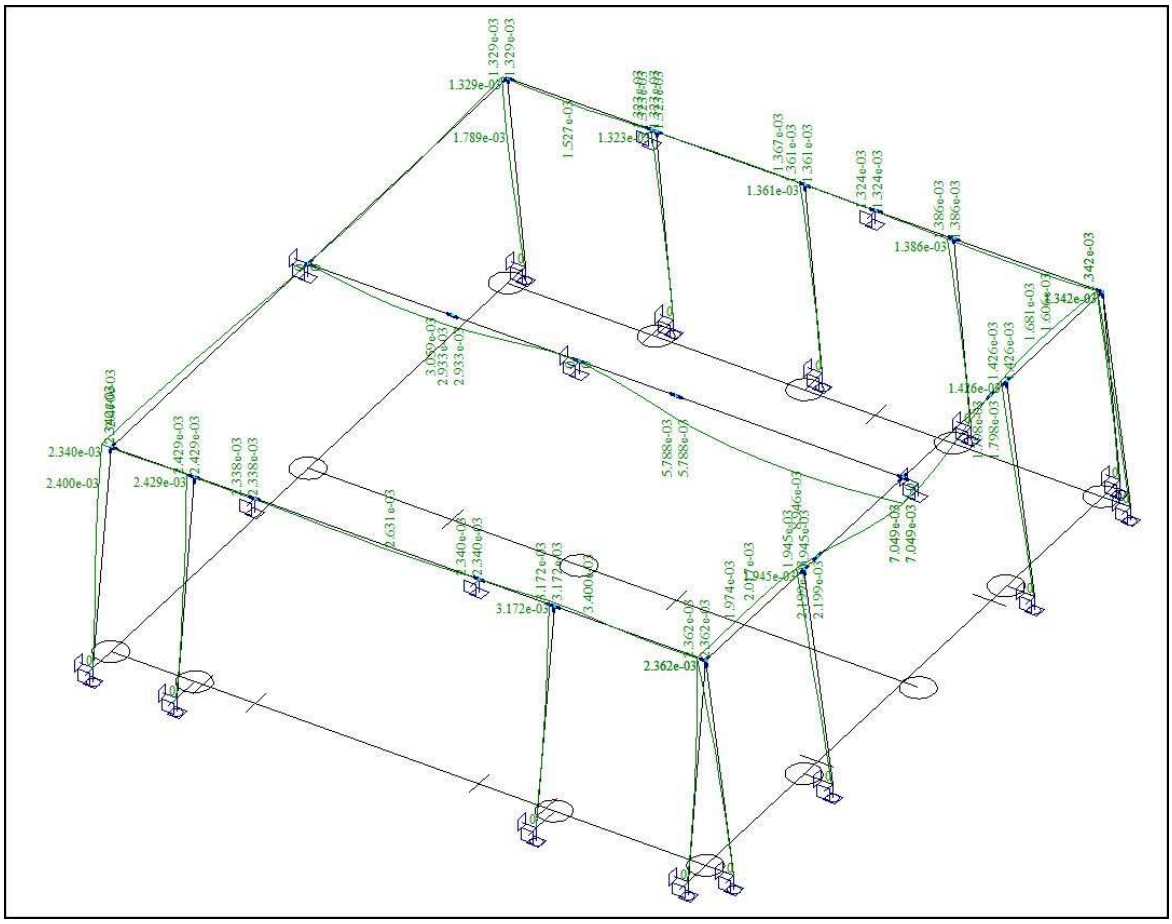
Rozhodující momenty jen na nosníku POK2 $M_y = 80.5 kNm$



Posouvající síly jen na nosníku POK2 $V_{\max} = 94.4kN$



Normálové síly ve sloupcích $N_{\max} = 38.5kN$



Max. deformace $f_{max} \leq \frac{6}{1.45} \doteq 4mm \rightarrow$ vyhovuje pro všechny prvky!

9.5.3 Posouzení prvků rámu

Rozhoduje *šikmý sloupek* délky cca. 2.9m (předpoklad IPE140) s osovou silou max. $N_{\max} = 38.5kN$.

Předběžně uvažuji sloupek IPE140 bez zajištění proti vybočení:

IPE140 $\rightarrow A = 1643mm^2, I_y = 5.412 \times 10^6 mm^4, i_y = 57.4mm, I_z = 449.2 \times 10^3 mm^4, i_z = 16.5mm$

$d = 112mm, t_w = 4.7mm, b = 73mm, t_f = 6.9mm, r = 7mm$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112}{4.7} = 23.8 \leq 38 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 38$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{73 - 4.7 - 2 \times 7}{2 \times 6.9} = \frac{27.15}{6.9} = 3.9 \leq 10 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 10 \rightarrow \text{průřez třídy 1}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{2870}{16.5} \doteq 174, \lambda_1 = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{174}{93.9} = 1.85 \rightarrow \chi_{z,b} \doteq 0.24$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.24 \times 1643 \times 235}{1.0} = 92.67kN \geq N_{Ed,\max} = 38.5kN \rightarrow \text{vyhovuje!}$$

Volím sloupek **IPE140.**

9.6 Závěr

Jsou navrženy rozhodující prvku ocelové konstrukce, tj. průvlak POK1 ve stropu nad 2.NP → **HE220B**, průvlak POK2 ve stropu nad 3.NP (součást rámu střechy) → **HE200B**, vykonzolovaný průvlak POK3 ve stropu nad 2.NP u schodiště → **HE220B** a prvky rámu, tj. příčle **HE140B** a sloupek **IPE140**.

10 Zděné konstrukce

Jedná se zejména o posouzení nejvíce zatížených pilířů zdiva z keramických tvarovek např. Porotherm 30 P+D (nebo Heluz) v 1. až 3.NP. Vodorovné zatížení do pilířů nepředpokládám!

10.1 Návrhové hodnoty zdiva

P15/M10 $\rightarrow f_k = 6.56MPa, K_E = 1000$

P10/M10 $\rightarrow f_k = 4.94MPa, K_E = 1000$

P10/M5 $\rightarrow f_k = 4.01MPa, K_E = 1000$

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

10.2 Pilíř 0.3x0.5m ve 3.NP

Pilíř 300x500m výšky cca. 2.9m zatížený reakcemi z průvlaku POK2. Zdivo z tvarovek Porotherm 30 P+D (alt. Heluz) P15/M10. Strop dřevo + OK průvlak.

Působí osová síla cca. $N_{Ed} = 81.7 + 93.3 + 0.5 \times 0.3 \times 2.9 \times 10.6 \times 1.35 = 181.23kN$ (reakce POK2)

$\rho_2 = 1.5 \rightarrow h_{ef} = 1.5 \times 2.9 = 4.35m$

$t_{ef} = t = 0.3m$

$e_{i,1} = e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{4.35}{450} = 0.01m \leq 0.05 \times t = 0.05 \times 0.3 = 0.015m$

$e_{i,2} = e_{fi} + e_{init} = 0.05 + \frac{4.35}{450} = 0.06m \geq 0.05 \times t = 0.05 \times 0.3 = 0.015m$

$M_{Edm} = 181.23 \times \sqrt{0.06^2 + 0.015^2} = 181.23 \times 0.062 = 11.2kNm$

$\phi_i = 1 - \frac{2 \times e}{t} = 1 - \frac{2 \times 0.062}{0.3} \doteq 0.587$

$f_d = \frac{6.56}{2.0} = 3.28MPa$ (P15/M10)

$N_{Rd} = 0.587 \times 0.5 \times 0.3 \times 3.28 \times 10^3 = 288.64kN \geq N_{Ed} = 181.23kN \rightarrow$ pilíř 0.3x0.5m ze zdiva P15/M10 vyhovuje!

10.3 Pilíř 0.3x0.5m ve 2.NP

Pilíř 300x500m výšky cca. 2.65m zatížený pilířem ve 3.NP a reakcemi ze stropu (průvlak POK1). Zdivo z tvarovek Porotherm 30 P+D (alt. Heluz). Strop monolit, resp. filigrán+spřažení.

Působí osová síla cca. $N_{Ed} = 181.23 + 155.9 + 18 \times 4.075 \times 0.5 = 373.8kN$

$\rho_2 = 0.75 \rightarrow h_{ef} = 0.75 \times 2.65 \doteq 2.0m$

$t_{ef} = t = 0.3m$

$e_{i,1} = e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2.0}{450} = 0.0045m \leq 0.05 \times t = 0.05 \times 0.3 = 0.015m$

$e_{i,2} = e_{fi} + e_{init} = \frac{155.9 \times (0.25 - 0.075)}{373.8} + \frac{2.0}{450} = 0.073 + 0.0045 = 0.077m \geq 0.05 \times t =$

$0.05 \times 0.3 = 0.015m$

$M_{Edm} = 373.8 \times \sqrt{0.073^2 + 0.015^2} = 373.8 \times 0.075 = 27.9kNm$

$\phi_i = 1 - \frac{2 \times e}{t} = 1 - \frac{2 \times 0.075}{0.3} \doteq 0.5$

$f_d = \frac{6.56}{2.0} = 3.28MPa$ (P15/M10)

$N_{Rd} = 0.5 \times 0.5 \times 0.3 \times 3.28 \times 10^3 = 246kN \geq N_{Ed} = 373.8kN \rightarrow$ **keramický pilíř** z prvků pevnosti P15 při uvážení plné výstřednosti v uložení průvlaku POK1 **nevyhoví!**

Volím alternativně pilíř betonový (prostý beton) nebo plnou cihlu!

$l \leq 2.65m \rightarrow l_0 = 2.65m$, $b \times h = 0.3 \times 0.5m$ (rozměry lze zmenšit), $i_{\min} = \frac{0.5}{\sqrt{12}} = 0.144m$

beton pilíře min. C16/20 $f_{cd,pl} = \frac{0.8 \times 16}{1.5} = 8.533MPa$

$\lambda = \frac{2.65}{0.144} \doteq 18.4 \leq \lambda_{\max} = 86$

$$\theta_0 = \frac{1}{200} = 0.005\,,\ \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{2.65}} = 1.22 \rightarrow \alpha_h = 1.0\,,\ \alpha_m = \sqrt{0.5\times\left(1+\frac{1}{1}\right)} = 1.0$$

$$\rightarrow \theta_i = 0.005\times1.0\times1.0 = 0.005$$

$$e_i = \frac{0.005\times2.65}{2} = 0.0065m \Longrightarrow e_{tot} = e_0 + e_i = 0.075 + 0.0065 = 0.076m$$

$$\phi = 1.14\times\left(1-\frac{2\times0.076}{0.5}\right) - \frac{0.02\times2.65}{0.5} = 0.687 \le 1-\frac{2\times0.076}{0.5} = 0.696$$

$$N_{Rd} = 0.3\times0.5\times8.533\times10^3\times0.687 \doteq 879.3kN \ge N_{Ed} \doteq 375kN \rightarrow \text{vyhovuje.}$$

10.4 Závěr

Zděné konstrukce jsou navrženy z keramických tvarovek např. Porotherm nebo Heluz. Obvodové zdivo (např. 44 EKO+) je z cihel P8 na maltu M10, vnitřní nosné zdivo (např. 30 P+D) je z cihel P15 na maltu M10. Pilíř ve 2.NP je navržen z betonových tvarovek ztraceného bednění nebo z monolitického betonu! Beton odpovídá min. C16/20.

11 Použitá literatura

EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí
EN 1991-1-1-1 – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
EN 1991-1-1-3 – Zatížení sněhem
EN 1991-1-1-4 – Zatížení větrem
EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí
EN 1997-1 – Navrhování geotechnických konstrukcí
EN 206-1 – Beton-Část 1:Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
EN 13670-1 - Provádění betonových konstrukcí
ČSN 73 0037 (1990) – Zemní tlak na stavební konstrukce
ČSN 73 0036 (1973) – Seismická zatížení staveb
ČSN 73 0039 (1991) – Navrhování objektů na poddolovaném území
P.Turček a kol.-Zakládání staveb, Jaga 2005
Bičík, Fillo, Benko, Halvoník – Betónové konštrukcie, STU 2008

V Praze 15.8.2014 Ing.Voborský Libor