

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



Bakalářská práce

Návrh nosné konstrukce výrobní haly **Design of Load-bearing Structure of Production Hall**

Studijní program:	Stavební inženýrství
Studijní obor:	Konstrukce pozemních staveb
Vedoucí práce:	Ing. Radek Štefan, Ph.D.
Vypracoval:	Filip Fencel

Praha 2017



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Fencel Jméno: Filip Osobní číslo: 423193
Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh nosné konstrukce výrobní haly
Název bakalářské práce anglicky: Design of Load-bearing Structure of Production Hall

Pokyny pro vypracování:

- Variantní návrh konstrukčního systému
- Návrh rozměrů nosných prvků
- Návrh a posouzení vyztuže vybraných nosných prvků
- Výkresy skladby
- Výkresy vyztuže
- Technická zpráva

Seznam doporučené literatury:

- Procházka, Jaroslav a kol. Navrhování betonových konstrukcí 1. ČBS Servis.
- ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Radek Štefan, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 23. 2. 2017 Termín odevzdání bakalářské práce: 28. 5. 2017
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně a že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne

Podpis

Poděkování

Rád bych zde upřímně poděkoval vedoucímu této práce, Ing. Radku Štefanovi, Ph.D. za ochotné a trpělivé vedení a konzultace během psaní této práce a rovněž za veškeré zapůjčené studijní materiály a pomůcky.

Abstrakt

Hlavním cílem této práce je koncepční návrh nosné konstrukce haly. Tohoto cíle je dosaženo volbou materiálového řešení v kombinaci s vhodným konstrukčním systémem. Při výpočtu zatížení a návrhu nosné konstrukce se vycházelo z norem ČSN EN 1991-1-1 a ČSN EN 1992-1-1.

Tato práce byla zaměřena zejména na návrh vazníku nesoucího střešní konstrukci. Vazník byl navržen na mezní stav únosnosti a mezní stavy použitelnosti. Moment únosnosti byl vypočítán dvěma způsoby – méně přesným ručním výpočtem a přesnějším výpočtem pomocí proužkové metody v programu Microsoft Excel.

Výstupem této práce je výkres skladby a výkresy geometrie střešního vazníku s výkresem jeho výztuže.

Abstract

This thesis mainly aims at creating a conceptual design of a load-bearing structure of a hall. This is accomplished by a suitable material choice corresponding with optimal construction system. The technical standards, that were used for load calculations and the design, are ČSN EN 1991-1-1 and ČSN EN 1992-1-1.

This thesis is mostly focused on designing a precast concrete truss supporting the roof structure. It was designed for ultimate load state and serviceability limit state. The bending resistance was calculated by two different ways – manual calculation, which is less accurate, and a stripe method, which is more accurate and using Microsoft Excel.

The outcome of the thesis are drawing of the geometry of the truss and the drawing of the truss reinforcement.

Obsah

1. Úvod	9
2. Konstrukční systémy a materiálová řešení.....	10
1.1 Tlačené systémy	10
1.2 Rámové systémy	10
1.3 Ohýbané systémy	11
3. Návrh konstrukčního systému.....	12
4. Návrh skladby střešního pláště	13
5. Výpočet zatížení	14
5.1 Stálé.....	14
5.2 Užiténé	14
5.3 Sníh.....	15
5.4 Vítr.....	15
5.5 Výsledná tabulka zatížení	16
6. Návrh vazníku	17
6.1 Materiály	17
6.2 Tvar a rozměry.....	17
6.3 Uložení a stabilita	18
6.4 Vyčíslení funkce zatížení.....	19
7. Výpočet ve Scia Engineer a volba výpočetního modelu.....	21
7.1 Nastavení průřezu	21
7.2 Výpočetní model	22
7.2.1 První dvojice modelů.....	22
7.2.2 Druhá dvojice modelů	23
7.2.3 Třetí dvojice modelů	25
8. Návrh ohybové výztuže	28
8.1 Krycí vrstva	28
8.2 Návrh výztuže pro středový průřez	28
8.3 Posouzení výztuže proužkovou metodou	31
8.4 Posouzení výztuže ručním výpočtem	35
8.5 Návrh výztuže nad podporou	37
8.6 Výpočet kotevních a přesahových délek.....	39
9. Návrh smykové výztuže.....	43
9.1 Tvar třmínků	43
9.2 Ověření únosnosti tlačené diagonály v místě uložení:.....	46
9.3 Návrhové třmínky.....	46

9.4 Konstrukční třmínky	47
9.5 Třmínky pro mezilehlou oblast.....	48
9.6 Konstrukční zásady.....	49
9.7 Softwarové ověření návrhu.....	50
10. Návrh výztuže pro manipulaci a transport.....	53
10.1 Návrh manipulačních úchytů	53
10.2 Návrh horní ohybové výztuže.....	54
11. Mezní stavy použitelnosti.....	56
11.1 Mezní stav omezení napětí	56
11.1.1 Ideální průřez bez trhlin	57
11.1.2 Ideální průřez s trhlinou	58
11.2 Mezní stav omezení trhlin (bez přímého výpočtu šířky trhlin)	62
11.3 Mezní stav přetvoření	64
11.3.1 Průhyb od kvazistálého zatížení	66
11.3.2 Průhyb od smrštění	69
11. Předběžný návrh sloupu.....	71
Technická zpráva	74
Závěr.....	79
Seznam zdrojů	80
Příloha A	81
Příloha B	86
Příloha C	88
Příloha D	89
Příloha E	90
Příloha F.....	91
Příloha G	95
Příloha H.....	96

1. Úvod

Cílem bakalářské práce je návrh nosné konstrukce výrobní haly s administrativním přístavkem. Jedná se o trojlodní halu s rozponem 24 metrů o půdorysných rozměrech 72x96 metrů. Minimální světlá výška pod střešní konstrukcí je 7 metrů. Přístavek má podélný rozměr shodný s podélným rozměrem haly, tedy 96 metrů a rozpon 12 metrů. Nejnižší světlá výška pod střešní konstrukcí v něm jsou 4 metry. Hala nemá požadavek na jeřábovou dráhu. Funkce haly je z části výrobní a z části skladovací.

Přesná lokalita haly není specifikována, proto bude pro účely této práce situována na Zličín v Praze.

V této práci bude nejprve určeno koncepční řešení celé nosné konstrukce a další části pak budou věnovány podrobnějšímu návrhu jednoho konkrétního nosného prvku.

2. Konstrukční systémy a materiálová řešení

Tradičními nejčastěji používanými halovými systémy jsou systémy tlačené, rámové nebo ohybané. Níže uvedené poznatky a obrázky byly převzaty z publikace [3].

1.1 Tlačené systémy

Tlačené systémy využívají obloukového působení desek či nosníků a při vhodně zvolené geometrii prvků určené souladem tlakové čáry se střednicí prvku rozkládají působící zatížení pouze na normálové síly bez vzniku ohybu. Pomocí výšky obloukové konstrukce je možné měnit velikost vodorovné síly H v uložení oblouku.

Výhodou těchto konstrukcí je jejich účinné působení při přenosu zatížení. Ideálním materiálem pro takto namáhané konstrukce je pro své svou pevnost v tlaku beton, ale velmi často se používají i ocelové příhradové konstrukce, či konstrukce z lepeného dřeva.

Nevýhodou tohoto konstrukčního systému je namáhání na vzpěr, které při nevhodném návrhu (velká výška konstrukce, překročení kritické síly) může vést ke ztrátě stability vybočením. Takováto konstrukce se musí proti vybočení vhodně zajistit. Dále je pak limitující technologická náročnost při výrobě (při užití betonu) a nutnost betonáže přímo na stavbě.

Předmětem dalšího řešení je způsob uložení těchto konstrukcí, jelikož staticky neurčité konstrukce jsou mnohem citlivější na vynucená zatížení jako jsou poklesy podpor či změny teplot.

Pro daný rozpon by tento typ konstrukce byl vhodný, nekoresponduje však s účelem konstrukce a návrh by proto pravděpodobně nebyl natolik efektivní.

1.2 Rámové systémy

Rámové systémy oproti tomu využívají rámového působení stojek a příčlů. Ty jsou vzájemně propojeny v rámovém rohu, který svou tuhostí zajišťuje přenos vnitřních sil z příčlů do stojek. Užitím vnitřních kloubů je možno upravovat vnitřní síly a zároveň snižovat statickou neurčitost konstrukce, což vede k menší citlivosti na vynucené deformace. Proto se kromě oboustranně vetknutých rámu můžeme často setkat s rámy dvojklobovými a trojklobovými.

Výslednicová čára prochází u rámových konstrukcí body nulového momentu a klouby. Stojky nemusí být nutně přímo svislé a rovněž příčle nemusí být nutně vodorovné, ale svým tvarem se mohou přibližovat právě k výslednicové čáře, čímž se dosáhne optimálnějšího návrhu, jelikož na konstrukci budou vznikat menší ohybové momenty na úkor normálových sil.

Rámové konstrukce lze navrhovat jako ocelové, betonové i dřevěné. Ocelové mají výhodu snadnější montáže a celkově nižší náročnosti oproti betonovým. Často se využívají pro průmyslové stavby. Dřevěné pak pro stavby občanské vybavenosti jako například sportoviště.

Pro vysokou náročnost provedení není rámová betonová konstrukce v tomto případě trojklodní haly vhodná.

1.3 Ohýbané systémy

Třetím případem jsou systémy ohýbané. Skládají se z vodorovných příčlích namáhaných ohybem. Příčle jsou pak prostě uloženy na svislé vetknuté stojky, které přenáší svislé zatížení z příčlích a rovněž se podílí na tuhosti konstrukce v příčném směru.

Příčle v těchto konstrukcích působí jako prostě uložený nosník, jehož ohybové namáhání je přenášeno taženým a tlačným pásem. Tyto pásy musí být smykově pevně spojeny. Výsledkem tohoto spojení může být příhradový, plnostěnný (i perforovaný) či Vierendeelův nosník. Čím větší je výška nosníku, a tedy i rameno vnitřních sil, tím větší únosnosti dosahují. Proto se lze nezdědka kdy setkat i s betonovými nosníky o výšce kolem dvou metrů. Tyto nosníky, které pak nesou střešní plášť se pak nazývají vazníky.

Příčná tuhost vazníkové soustavy je zajištěna tuhostí vetknutí stojek a v případě tuhé střešní tabule propojující jednotlivé příčné vazby ji lze zajistit tuhým štítem. Ten se může skládat z mezisloupků, které budou propojeny diagonálními ocelovými ztužidly nebo budou mezery mezi nimi vyzděny cihelným zdivem, případně se vyplní betonovými panely.

Pro velkorozponové průmyslové objekty je tato varianta velmi vhodná a u trojlodní haly při užití betonu jako hlavního stavebního materiálu i nevhodnější.

Užití betonu oproti oceli lze opodstatnit jeho cenou a lepšími požárními vlastnostmi než ocel, u které je při návrhu na požární bezpečnost nutno navrhovat i velmi masivní profily, které jsou pak nevyužité, předimenzované a tudíž i neekonomické.

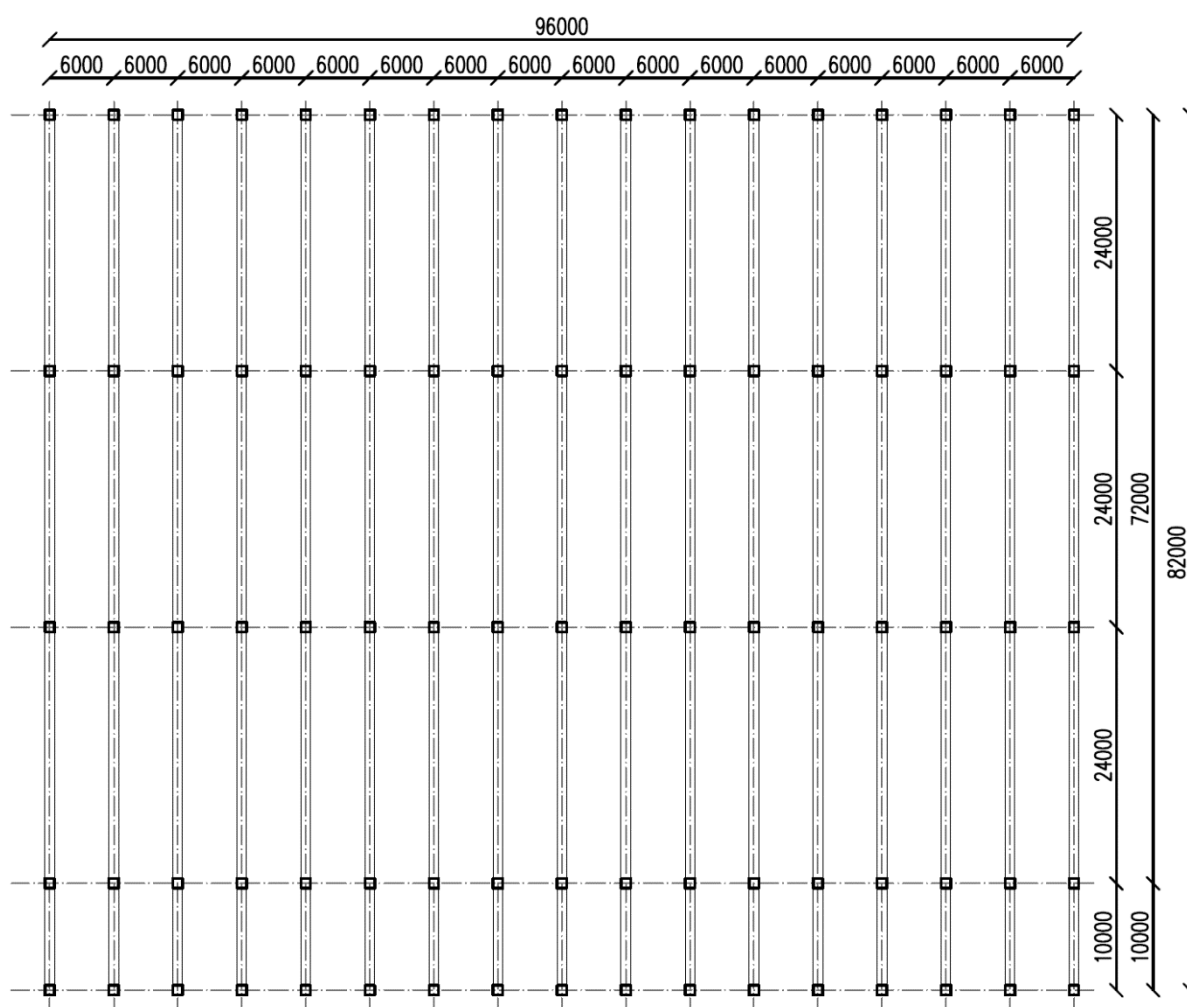
3. Návrh konstrukčního systému

Na základě výše uvedených vlastností jednotlivých systémů navrhne ohýbaný vazníkový systém. Vazníky budou propojeny tuhou střešní tabulí, která bude z betonových panelů. Při podélném rozměru 96 metrů se nabízí rozpory mezi jednotlivými příčnými vazbami 6 nebo 12 metrů.

Při 12metrové vzdálenosti by se musely navrhnout předpjaté střešní panely na rozpon 12 metrů nebo by se mezi vazby musel vložit další vazník, který by byl podporován průvlakem uloženým na sloupech. Toto řešení by sice zlepšilo vnitřní dispozici haly, jelikož by bylo přítomno méně sloupů, ale pravděpodobně vedlo k méně efektivnímu návrhu (předpětí, nutnost dalšího ohýbaného prvku).

Jako optimální se jeví vzdálenost příčných vazeb 6 metrů se šestimetrovými střešními železobetonovými panely dle schématu na obr. 3.1 Vazníky se budou ukládat prostě na sloupy a průvlaky nebudou přítomny.

Prefabrikované prvky, které budou tvořit konstrukci haly tak budou: střešní panel, vazník, sloup a kalichová patka.



Obr. 3.1 – Návrh konstrukčního systému haly

4. Návrh skladby střešního pláště

Tab. 4.1 – Návrh skladby střešního pláště

Vrstva	Materiál	Plošná hmotnost [kg/m ²]
Hydroizolace	Glastek 40 Special Mineral	4,54
Tepelná izolace	ISOVER EPS 100S	1,05
Parozábrana	Bitalbit S	4,65
ŽB panel	Hutný beton	Bude dopočítáno dále

Výpočet tepelného odporu:

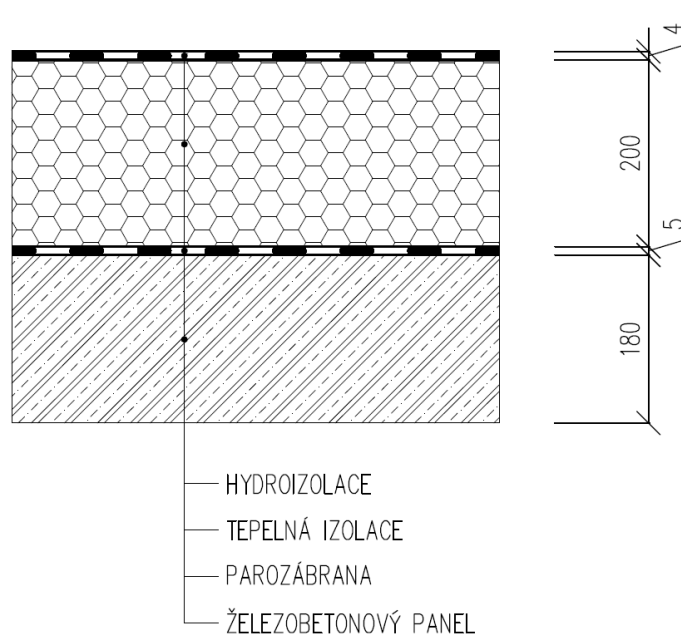
$$R_{EPS} = \frac{d}{\lambda} \quad (4.1)$$

$$R_{EPS} = \frac{0,2}{0,036} = 5,55 \text{ m}^2\text{K/W}$$

$$U = \frac{1}{R_e + R + R_i} \quad (4.2)$$

$$U = \frac{1}{0,04 + 5,55 + 0,17} = 0,17 \text{ W/m}^2\text{K}$$

Návrh skladby střešního pláště byl proveden v souladu s požadavky dle [7].



Obr. 4.1 – Schéma skladby střešního pláště

5. Výpočet zatížení

Výpočet zatížení byl proveden v souladu s [1].

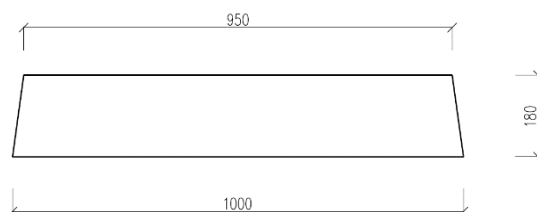
5.1 Stálé

Empirický návrh železobetonového panelu:

$$h = \frac{L}{35} - \frac{L}{30} \quad (5.1)$$

$$h = \frac{6000}{35} - \frac{6000}{30} = 171 - 200 \text{ mm} \rightarrow 180 \text{ mm}$$

Návrh základních rozměrů panelu na obr. 5.1.



Obr. 5.1 – Schéma rozměrů střešních panelů

$$A = (1 + 0,95) \cdot \frac{0,18}{2} = 0,1755 \text{ m}^2$$

$$g_0 = \gamma_{bet} \cdot A = 26 \cdot 0,1755 = 4,563 \text{ kN/m}^2$$

Tab. 5.1 – Zatížení skladbou střechy

Vrstva	Materiál	Plošná hmotnost [kg/m ²]	Plošná tíha [kN/m ²]
Hydroizolace [8]	Glastek 40 Special Mineral	4,54	0,045
Tepelná izolace [9]	ISOVER EPS 100S	1,05	0,042
Parozábrana [10]	Bitalbit S	4,65	0,046
ŽB panel	hutný beton	---	4,563
		Celkem	4,653

5.2 Užité

Dle [1] - Užité zatížení střech, Kategorie H – Střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav (dle národní přílohy ČR):

$$q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

5.3 Sníh

Lokalita: Praha – Zličín → I. Sněhová oblast → $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (5.2)$$

Kde: μ_i ... Tvarový součinitel zatížení sněhem (=0,8)
 C_e ... Součinitel expozice (obecně = 1)
 C_t ... Tepelný součinitel (obecně = 1)
 s_k ... Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi (dle mapy sněhových oblastí)

$$S = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

5.4 Vítr

1. Zatížení střechy:

Praha – II. Větrná oblast → výchozí rychlost větru $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$

Kategorie terénu III

a) Základní rychlost větru

$$v_{b,0} = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (5.3)$$

Kde: c_{dir} ... Součinitel směru větru (obecně =1)
 c_{season} ... Součinitel ročního období (obecně =1)

$$v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 25 = 25 \text{ m/s}$$

b) Základní tlak větru

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \delta_a \cdot v_{b,0}^2 \quad (5.4)$$

Kde: δ_a ... Hustota vzduchu (1,25 kg/m³)

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390,625 \text{ Pa} = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

c) Maximální dynamický tlak

$$q_p = c_e(z) \cdot q_b \quad (5.5)$$

$c_e(z)$... dle výšky objektu (cca 9 m) a III. kat. terénu = 1,6

$$q_p = 1,6 \cdot 0,39 = 0,624 \text{ kN/m}^2$$

d) Tlak větru na vnější povrch

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe} \quad (5.6)$$

c_{pe} ... Plochá střecha ($\alpha < 5^\circ$), ostré hrany $\rightarrow c_{pe,10,max} = -1,8$

$$w_e = 0,624 \cdot (-1,8) = 1,12 \text{ kN/m}^2 \text{ (tlak)}$$

Pro součinitel vnějšího tlaku zde byla pro potřeby zjednodušení výpočtu konzervativně odečtena hodnota -1,8 kterou budeme dále uvažovat v celé zatěžovací ploše řešeného vazníku.

2. Zatížení podélných stěn

Návětrná strana

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe} = 0,624 \cdot 0,7 = 0,44 \text{ kN/m}^2 \text{ (tlak)} \quad (5.6)$$

Závětrná strana

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe} = 0,624 \cdot 0,3 = 0,19 \text{ kN/m}^2 \text{ (sání)} \quad (5.6)$$

Návětrná strana – oblast D – $c_{pe,10} = 0,7$ (tlak)

Závětrná strana – oblast E – $c_{pe,10} = -0,3$ (sání)

$$h/d = 9/84 = 0,11 < 0,25$$

5.5 Výsledná tabulka zatížení

Tab 5.2 – Tabulka s charakteristickými a návrhovými hodnotami zatížení se zatěžovacími šířkami

	Zatížení	Charakteristická hodnota g_k/q_k [kN/m ²]	γ	Návrhová hodnota g_d/q_d [kN/m ²]	Zatěžovací šířka [m]	Návrhová hodnota zatížení na vazník f [kN/m]
Stálé	Skladba střechy	0,09	1,35	0,122	6	0,729
	ŽB panel	4,563	1,35	6,160	6	36,96
Proměnné	Sníh	0,56	1,5	0,840	6	5,04
	Vítr	1,12	1,5	1,680	6	10,08
	Užitné	0,75	1,5	1,125	6	6,75
	Celkem					59,56

6. Návrh vazníku

6.1 Materiály

Jako výchozí materiály pro návrh vazníku budeme uvažovat:

Beton C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ Mpa}$$

Ocel B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{m0} = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$$

6.2 Tvar a rozměry

Návrh bude vycházet z publikace [4], kapitola 2.4.2 - Vazníkový systém montovaných hal. Jako výchozí tvar vazníku navrhne plnostěnný sedlový vazník z železobetonu. Empiricky stanovíme výšku vazníku v nejvyšším bodě podle vztahu 6.2.1.

Podélný sklon vazníku bude zajišťovat odvodnění střechy a zároveň vyšší účinnou výšku průřezu v místě největšího působícího momentu. Sklon vazníku je empiricky určen jako 1:15 – 1:20, což při daném rozpětí znamená pokles celkové výšky krajních průřezů oproti středovému průřezu o 600 – 800 mm. Šířka horní příruby je empiricky stanovena dle vztahu 6.2.2 a může být obecně ovlivněna délkou uložení střešních panelů.

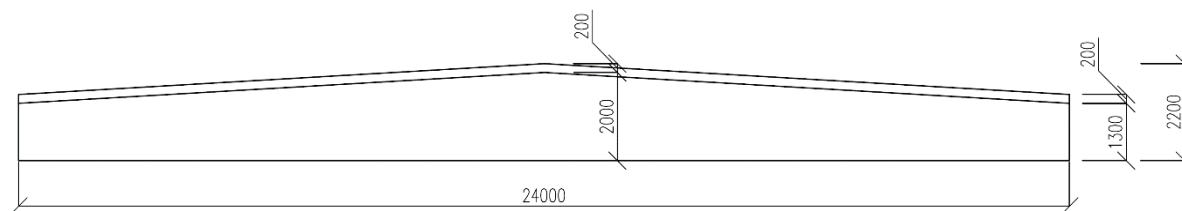
$$H = \frac{L}{15} - \frac{L}{10} \tag{6.1}$$

$$H = \frac{24000}{15} - \frac{24000}{10} = 1600 - 2400 \text{ mm}$$

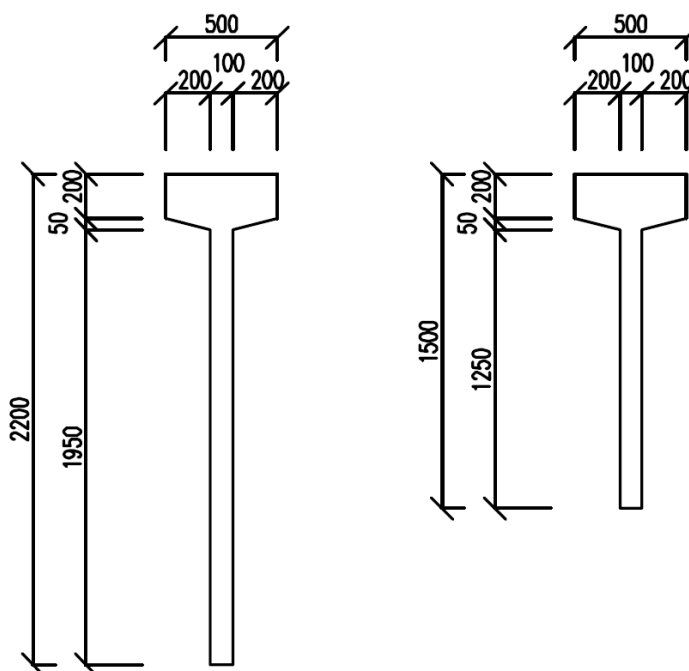
$$b = \frac{L}{60} - \frac{L}{50} \tag{6.2}$$

$$b = \frac{24000}{60} - \frac{24000}{50} = 400 - 480 \text{ mm}$$

Kvůli velkému rozpětí i působícímu zatížení očekáváme velký ohybový moment, a tedy i větší plochu výztuže z čehož vyplývá i velká plocha tlačeného betonu. Proto výšku příruby i bez empirického vztahu zatím navrhne 200 mm. Dolní přírubu zatím nebudeme uvažovat a navrhne ji až s ohledem na konkrétní návrh dolní tažené výztuže. Tloušťka stěny vazníku je empiricky 70-90 mm. S ohledem na velké rozpětí se ovšem dá v místě uložení očekávat velká tlaková síla v tlačené diagonále, a proto tloušťku nejprve navrhne na 100 mm a uvidíme, jak vyjde posouzení diagonály. Přechody mezi přírubou se navrhují s přihlédnutím k pozvolnějším změnám v napjatosti a lepším možnostem odbednění ve sklonu 1:3 – 1:4. Na obr. 6.1 a obr. 6.2 vidíme nákres vazníku s prozatímními empiricky stanovenými rozměry.



Obr. 6.1 – Pohled na vazník s okótovanými základními rozměry



Obr. 6.2 – příčné řezy vazníkem v místě největší a nejmenší výšky (středový, resp. krajní průřez)

6.3 Uložení a stabilita

Při relativně velké výšce, navrženému tvaru a vysoko umístěnému těžišti je u vazníku zvýšené riziko ztráty stability překlopením. Proto se jako nejvhodnější návrh uložení jeví uložení na sloup do vidlice ve tvaru písmene U, dle obrázku 6.3, která vazník stabilizuje a zabrání jeho překlopení.

Vazník tedy bude prostě uložen. Z jedné strany uložen na ocelovém trnu zamezujícím vodorovnému posunu, na druhé straně naopak na ložisku umožňujícím dilataci ve vodorovném směru.

Pro výpočtový model budeme uvažovat uložení délky 20 cm. Podporu budeme pro výpočet uvažovat uprostřed uložení. Zároveň oproti osovému rozponu vazník lehce zkrátíme, aby mezi sebou měly vazníky v jedné řadě mezeru, a tedy možnost dilatace v uložení. Pro tyto potřeby navrhne mezeru 5 cm z každé strany.



Obr. 6.3 – Schema návrhu uložení do vidlice na vrcholu sloupu

6.4 Vyčíslení funkce zatížení

Nyní, když už je navržen tvar a zatížení vazníku, lze přejít k funkci zatížení a ohybového momentu. Uvažujeme-li pro výpočet střednici rovnoběžnou se spodním povrchem vazníku (tedy vodorovnou), je její délka 23,9 metrů. Při uvažování skutečné šikmé střednice získáme délku 23,913 m. Na celém rozpětí vazníku se tedy délka liší o 1,3 cm, což je pro potřeby ručního výpočtu při daném rozpětí zanedbatelná hodnota.

Vazník v pohledu rozdělíme na 3 části, z nichž u částí A a C dle obr. 6.4 je zatížení konstantní a u části B je trojúhelníkové závislé na pořadnici x .

Konstantní část vlastní tíhy:

$$A_{const} = 0,24 \text{ m}^2 \rightarrow f_{const} = A_{const} \cdot \gamma_{bet} = 0,224 \cdot 26 = 6,24 \text{ kN/m}$$

Proměnná část vlastní tíhy: (délka levé části – 11,95 m)

$$A_{max} = 0,07 \text{ m}^2 \rightarrow f_{max} = A_{max} \cdot \gamma_{bet} = 0,07 \cdot 26 = 1,82 \text{ kN/m}$$

Funkce zatížení od vlastní tíhy pro levou polovinu vazníku:

$$f_k = 6,24 + \frac{1,82x}{11,95} \quad / \cdot \gamma_g = 1,35$$

$$f_d = 6,24 \cdot 1,35 + \frac{11,82x}{11,95} \cdot 1,35 = 8,424 + \frac{2,457x}{11,95}$$

Po přičtení stálého a proměnného zatížení získáme funkci zatížení:

$$f_d = 65,8 + \frac{2,457x}{11,95}$$

Hodnota reakce v podpoře:

$$R = 11,95 \cdot \frac{65,8+68,257}{2} = 801 \text{ kN}$$

Funkce posouvající síly:

$$V = \int -f \, dx + C = \int -65,8 - \frac{2,457x}{11,95} \, dx + C = -65,8x - \frac{2,457x^2}{23,9} + C$$

$$C = R$$

$$V = 801 - 65,8x - \frac{2,457x^2}{23,9}$$

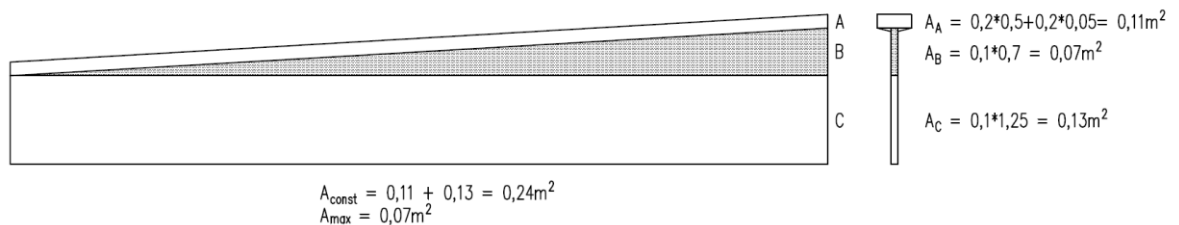
Funkce ohybového momentu:

$$M = \int V \, dx + C = \int 801 - 65,8x - \frac{2,457x^2}{23,9} \, dx = 801x - \frac{65,8x^2}{2} - \frac{2,457x^3}{71,7} + C$$

$$c = 0$$

$$M = 801x - \frac{65,8x^2}{2} - \frac{2,457x^3}{71,7}$$

$$M_{ED}(x = 11,95 \text{ m}) = 4815,3 \text{ kNm}$$



Obr. 6.4 – Výpočet vlastní tíhy z průřezových ploch

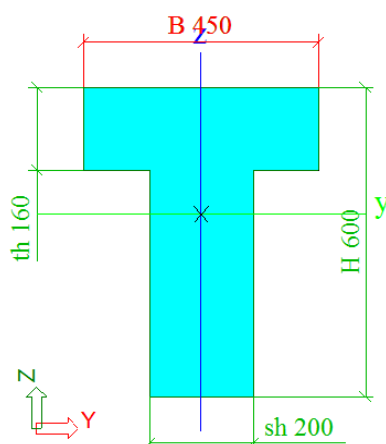
7. Výpočet ve Scia Engineer a volba výpočetního modelu

Po přesnější výpočet použijeme software SCIA ENGINEER verze 16.1.2024. Pro naše potřeby budeme konstrukci modelovat jako 2D prvek, konkrétně v režimu Rám XZ.

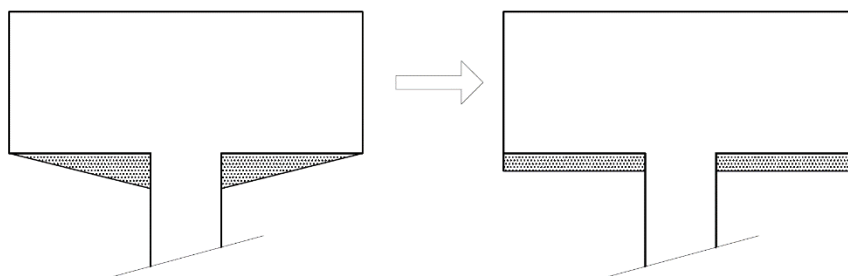
7.1 Nastavení průřezu

SW Scia Engineer umožňuje nadefinování celé škály pravidelných či obecných průřezů. Navržený vazník je tvaru písmene T, avšak kvůli náběhům mezi stojinou a přírubou jej nelze definovat pomocí předvolených typů T průřezů, které s náběhy nepracují. Dalším problémem je, že pokud naopak vymodelujeme průřez přesně podle návrhu, musíme jej ve Scie zatřídit jako obecný průřez definovaný polygonem. U takového průřezu, který je definován jen uživatelem a Scia pro něj nemá vlastní šablonu, nelze vytvořit náběh, což je v případě sedlového vazníku klíčové.

Tvarově nejbliže k navrženému průřezu je T průřez definovaný dle obr. 7.1 šířkou příruby, šířkou stěny, výškou příruby a celkovou výškou. Zanedbané náběhy mezi stojinou a přírubou pro potřeby výpočtu ve Scie vykompenzujeme zvětšením výšky příruby tak, aby plošný přírůstek odpovídal součtu ploch náběhů dle obr. 7.2 Pokud by se výpočtem ukázalo, že neutrální osa průřezu je nad náběhy, potom bychom mohli ponechat původní tvar a T průřezu a tíhu náběhů uvažovat v podobě přidaného vnějšího zatížení.



Obr. 7.1 – Definice T-průřezu ve SCIA ENGINEER



Obr. 7.2 – Přepočítání plochy náběhů do zvětšené výšky příruby – plocha tlačného betonu i jeho tíha zůstanou zachovány, změny v průřezových charakteristikách zanedbáme

7.2 Výpočetní model

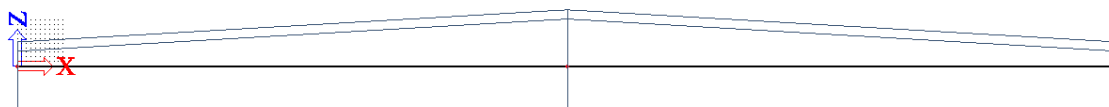
Volba a definice vhodného výpočetního modelu jsou základem úspěšného řešení každé statické úlohy. Tento konkrétní případ nabízí několik alternativ, které se postupně pokusíme ve Scie namodelovat a poté vybrat tu, která je pro daný výpočet nejvhodnější. V této kapitole se co nejpřesněji pokusíme vymodelovat náběh na vazníku, aby co nejlépe vystihoval skutečné chování vazníku.

Pro zjednodušený ruční výpočet byla uvažována střednice rovnoběžná se spodním pásem vazníku. Tento případ bude tvořit první dvě alternativy. Další dvě alternativy budou idealizované zalomenou střednicí procházející těžišti průřezů vazníku a z posledních dvou alternativ bude jedna se zalomenou střednicí procházející těžišti průřezů a druhá se střednicí přímkou a od předchozích návrhů se budou odlišovat zarovnáním náběhů.

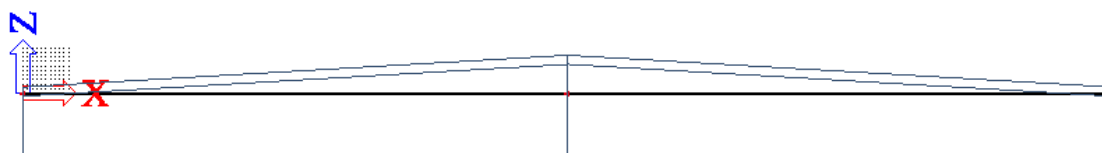
7.2.1 První dvojice modelů

První výpočetní model je zadán jako nosník o konstantním průřezu shodným s krajními průřezy. Náběh je pak modelován jako příbytek výšky směrem ke středu nosníku, kde je průřez nejvyšší a má definované zarovnání ke spodnímu povrchu. Střednice je tedy rovnoběžná se spodním pásem a prochází těžišti krajních průřezů, jak je naznačeno na obr. 7.3.

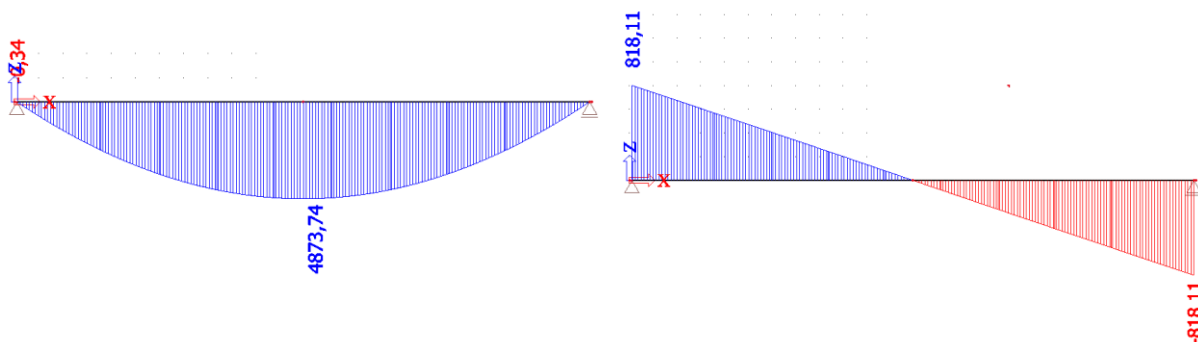
Druhý model je obdobou prvního modelu, avšak s přesně opačným postupem. Výchozí nosník má konstantní průřez odpovídající středovému průřezu a směrem od středu je pak definován náběh jako úbytek na výšce, dokud výška neodpovídá krajnímu průřezu. Náběh je rovněž zarovnaný ke spodnímu povrchu. Geometrie je opět naznačena na obr. 7.4.



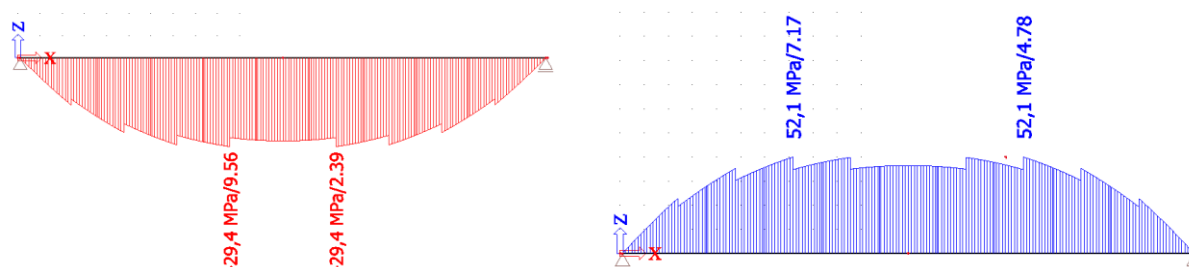
Obr. 7.3 – Model se střednicí procházející těžišti krajních průřezů



Obr. 7.4 – Model se střednicí procházející středovým průřezem a rovnoběžnou se spodním pásem



Obr. 7.5 – Průběh vnitřních sil u prvního a druhého výpočetního modelu – vlevo ohybový moment a vpravo posouvající síla



Obr. 7.6 – Vykreslení tlakových (vlevo) a tahových (vpravo) napětí pro první a druhý výpočetní model zjištěných lineárním výpočtem bez vlivu výztuže

Vyhodnocení modelů

Po vzájemném porovnání prvních dvou modelů vidíme, že oba modely jsou po vykreslení geometrie a povrchů vzhledově totožné, avšak střednice je v různých výškách. Přesto však z obou modelů vyplývají zcela totožné hodnoty. Jak pro vnitřní síly, tak i pro průběhy napětí získáváme zcela totožné hodnoty, z čehož vyplývá, že výška střednice v tomto případě nemá vliv na vnitřní síly. Ve středovém průřezu získáváme hodnotu maximálního ohybového momentu $M_{Ed} = 4873,7 \text{ kNm}$ a v nadpodporovém průřezu velikost posouvající síly $V_{Ed} = 818,1 \text{ kN}$.

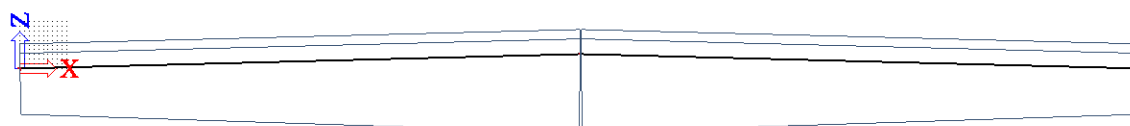
7.2.2 Druhá dvojice modelů

Třetí výpočetní model už uvažuje zalomenou střednici se sklonem odpovídajícím skutečné střednici prvku. Zvolený průřez prvku odpovídá středovému průřezu, tedy průřezu s nejvyšší výškou. Náběh je pak modelován jako úbytek směrem od středu ke kraji vazníku a zarovnán s horním povrchem dle obr. 7.7.

Čtvrtý návrh je opět opačný postup třetího návrhu. Jako konstantní průřez je zvolen krajní průřez a směrem ke středu vazníku zajišťují náběh příbytky výšky. Schéma na obr. 7.8.



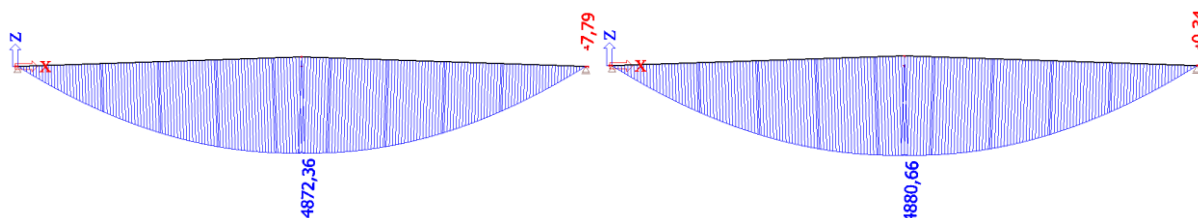
Obr. 7.7 – Model se zalomenou střednicí a úbytky výšky od středu ke krajům



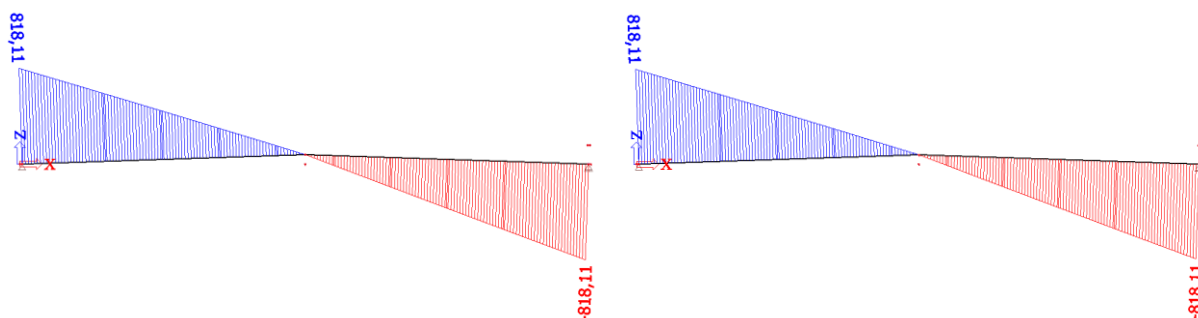
Obr. 7.8 – Model se zalomenou střednicí a příbytky výšky směrem ke středu

Vyhodnocení modelů

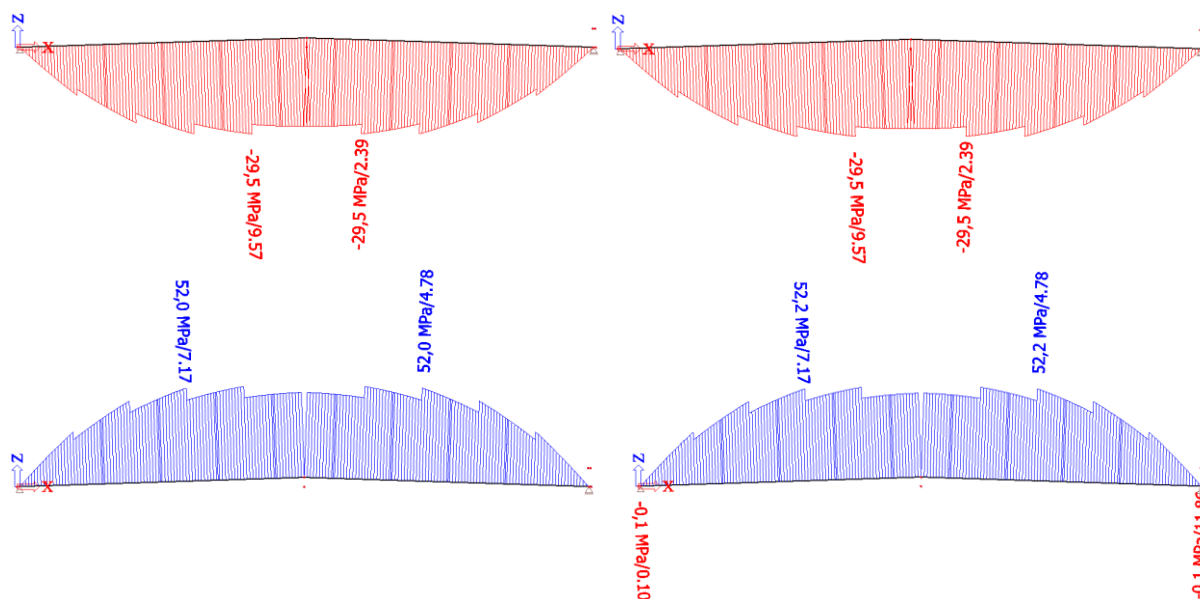
U modelů se zalomenou střednicí získáváme velmi podobné hodnoty jako u prvních dvou modelů. Hodnoty ohybových momentů v porovnání s prvním a druhým modelem dosahují odchylky maximálně kolem 0,2 % a hodnoty posouvajících síl v místě uložení jsou dokonce totožné ve všech čtyřech případech. Průběhy vnitřních sil a napětí jsou zobrazeny na obr. 7.9 – 7.11.



Obr. 7.9 – Průběhy ohybových momentů pro třetí model (vlevo) a čtvrtý model (vpravo)



Obr. 7.10 – Průběhy posouvající síly na třetím a čtvrtém modelu – jak je vidět, u obou modelů pozorujeme zcela totožný průběh



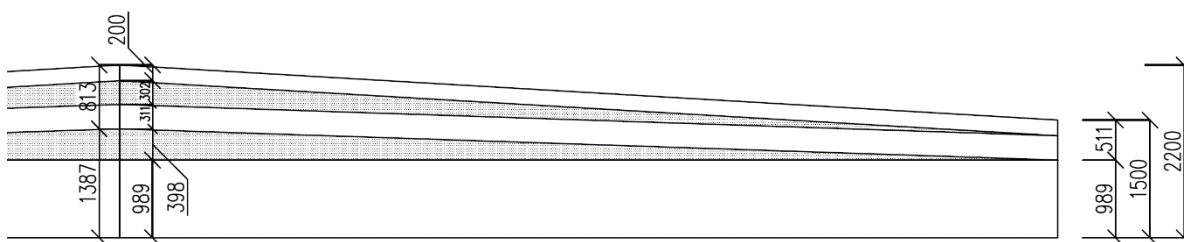
Obr. 7.11 – Průběhy napětí u třetího modelu (vlevo) a čtvrtého modelu (vpravo), z porovnání je zřejmé, že hodnoty u obou modelů jsou téměř totožné (zjištěno lineárním výpočtem bez vlivu výztuže)

7.2.3 Třetí dvojice modelů

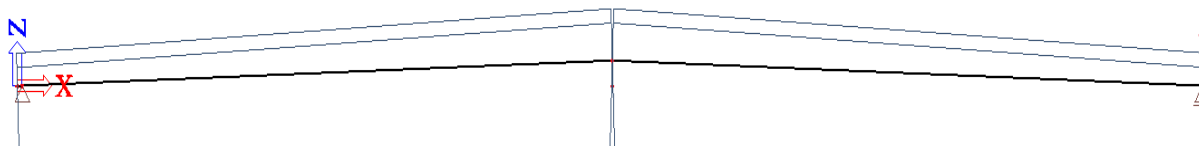
Ideálním modelem by byl takový, kde by se podle obr. 7.12 vymodelovaly dva náběhy - na spodní i na horní straně střednice. To však Scia, která umí maximálně jeden náběh na jeden prvek neumožňuje. Proto se tento fakt pokusíme obejít vymodelováním náběhu, který bude zarovnaný ke střednici (Scia jej označuje jako "rovnoměrné" zarovnání), která je v případě pátého modelu zalomena a znázorněna na obr. 7.13.

Ze schématu pátého návrhu je patrné, že spodní pás vazníku je přímý a pro zalomenou střednici vystihuje tento způsob zarovnání skutečný tvar vazníku nejlépe.

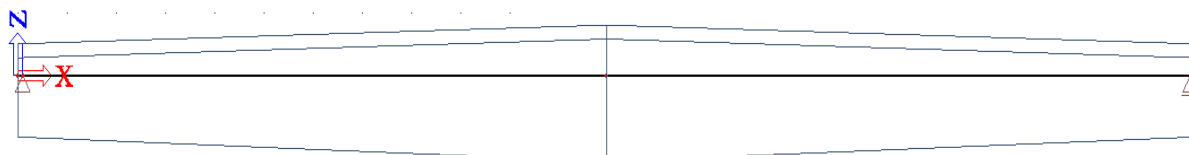
Šestý návrh je opět odbdobný jako předchozí. Jediným rozdílem je, že střednice není uvažována zalomená, ale přímá dle obr. 7.14. Jelikož je zde střednice přímá, tak se zde projevuje jev, kdy je část náběhu přidělena nad střednici a část pod střednici a spodní pás vazníku tudíž získá konvexní tvar. Průběhy vnitřních sil a napětí na obr. 7.15 – 7.17.



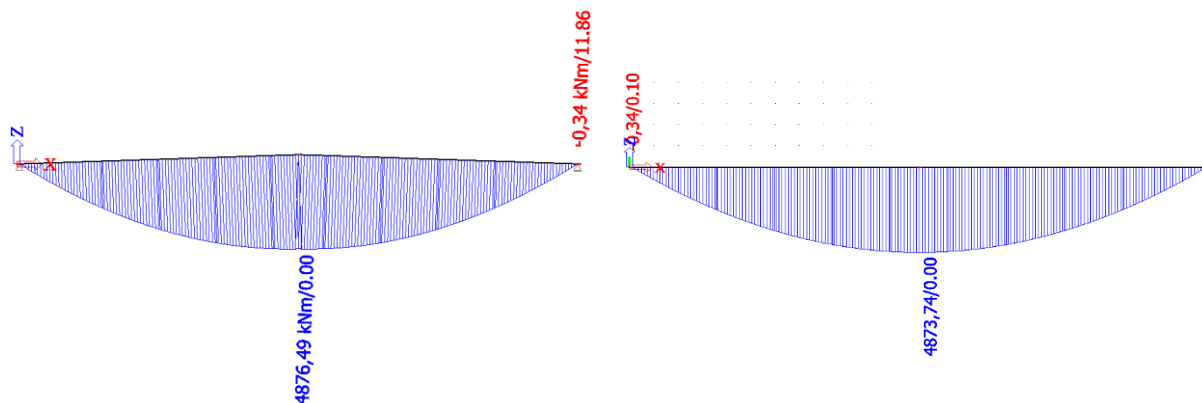
Obr. 7.12 – Ideální tvar, jak by se musely vytvořit a zarovnat náběhy, aby co nejlépe vystihovaly skutečný tvar vazníku



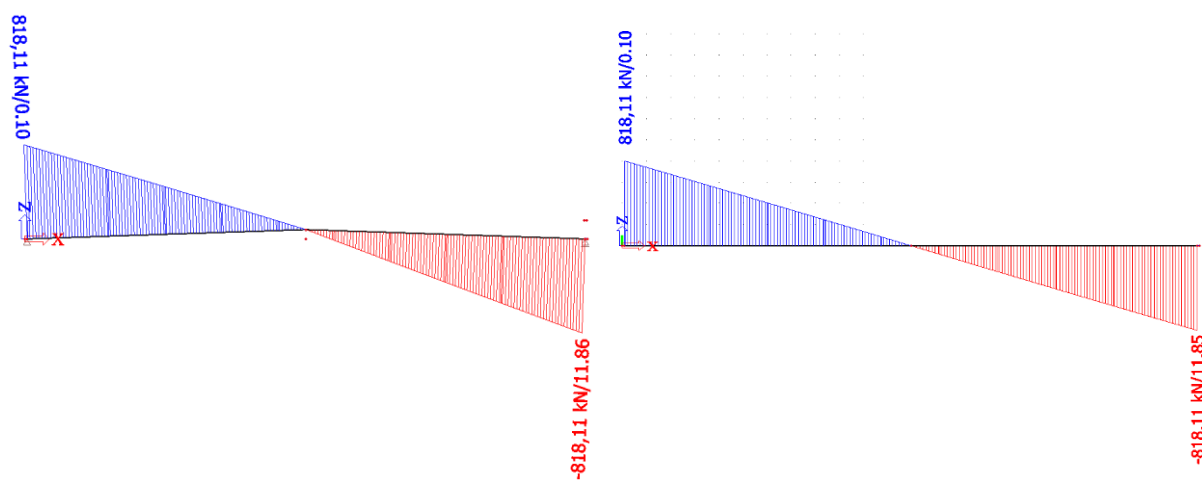
Obr. 7.13 – Pátý model se zalomenou střednicí a rovnoměrně zarovnaným náběhem, který vystihuje skutečný tvar vazníku



Obr. 7.14 – Schéma šestého výpočetního modelu s přímou střednicí a rovnoměrně zarovnaným náběhem, čímž vzniká konvexní tvar spodního pásu



Obr. 7.15 – Průběhy ohybových momentů u pátého modelu (vlevo) a šestého modelu (vpravo), opět sledujeme takřka stejné hodnoty



Obr. 7.16 – Průběhy posouvajících sil – opět totožné pro oba modely

7.3 Celkové vyhodnocení:

Modely 1, 2 a 5 přesně vystihují skutečnou geometrii vazníku. Modely 3, 4 a 5 jsou modelovány se zalomenou střednicí a když si u nich necháme vykreslit průběhy normálových sil, tak zjistíme, že nám směrem od středu k okrajům přibývá tlaková normálová síla až do velikosti 27,5 kN v nadpodporovém průřezu. Kvůli modelu se zalomenou střednicí je možné, že nám ve výpočtu takové normálové síly vzniknou, jelikož působící zatížení je rozkládáno na normálovou sílu a posouvající sílu, nicméně u skutečné konstrukce (prostě uložený nosník) takovýto rozklad nastávat nemůže. Proto modely 3, 4 a 5 vyloučíme.

Z modelů 1 a 2 nám vycházejí naprosto totožné hodnoty a vystihují i skutečný tvar vazníku. Zároveň se hodnoty zcela shodují i s výsledky z modelu 6. Závěrem tedy můžeme prohlásit, že pro jeden konstrukční prvek lze navrhnout i více výstižných výpočetních modelů. Pro dané podepření jsou výstižné tři různé modely, přičemž jeden z nich dokonce ani nevystihuje skutečný tvar zkoumaného prvku, i přes to ale vystihuje jeho chování.

Návrhové hodnoty ohybového momentu zjištěné pomocí výpočetního softwaru jsou uvedeny v tabulce 7.1.

Tab. 7.1 – Hodnoty ohybového momentu do poloviny délky dle výpočtu SCIA

x [m]	M-SCIA [kNm]	x [m]	M-SCIA [kNm]	x [m]	M-SCIA [kNm]
0	0	4,28	2822	8,55	4470,3
0,23	103,2	4,53	2953,9	8,81	4527,8
0,48	306,9	4,78	3081,4	9,06	4580,9
0,74	506,3	5,03	3204,7	9,31	4629,5
0,99	701,2	5,28	3323,5	9,56	4673,8
1,25	891,7	5,53	3437,9	9,81	4713,7
1,5	1077,8	5,79	3548	10,06	4749,1
1,75	1259,5	6,04	3653,8	10,31	4780,2
2,01	1436,8	6,29	3755,1	10,57	4806,7
2,26	1609,7	6,54	3852,1	10,82	4828,9
2,52	1777,3	6,79	3944,7	11,07	4846,6
2,77	1939,5	7,04	4033	11,32	4859,9
3,02	2097,4	7,3	4116,9	11,57	4868,8
3,27	2251	7,55	4196,3	11,82	4873,2
3,52	2400,3	7,8	4271,4	11,95	4873,7
3,77	2473,3	8,05	4342,1		
4,03	2685,8	8,3	4408,4		

8. Návrh ohybové výztuže

Tato kapitola se bude zabývat návrhem ohybové výztuže pro vazník V3.

8.1 Krycí vrstva

a) Pro ohybovou výztuž (prozatím odhad výztuže $\varnothing 25$ mm)

Pro návrh krytí výztuže budeme uvažovat návrhovou životnost objektu 50 let a stupeň vlivu prostředí XC1. Výpočet bude probíhat dle [2].

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (8.1)$$

$$\text{Kde: } c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (8.2)$$

Kde:	$c_{min,b}$	Minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti Dle průměru prutu – 25 mm
	$c_{min,dur}$	Minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí XC1 při betonu třídy C30/37 - snížit třídu S4 o jednu třídu na S3 Pro S3 a XC1 $c_{min,dur} = 10$ mm
	$\Delta c_{dur,\gamma}$	Přídavná bezpečnostní složka 0 mm
	$\Delta c_{dur,st}$	Redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli 0 mm
	$\Delta c_{dur,add}$	Redukce minimální krycí vrstvy při použití dodatečné ochrany 0 mm

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

$$\Delta c_{dev} \text{ Prefabrikát – uplatnění systému zajišťující kvalitu – 5 mm}$$

$$c_{nom} = 25 + 5 = 30 \text{ mm}$$

b) Pro třmínky (prozatím odhad $\varnothing 10$ mm)

$$c_{min} = \max\{10; 10 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 10 \text{ mm}$$

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

$$c_{nom} = 10 + 5 = 15 \text{ mm}$$

8.2 Návrh výztuže pro středový průřez

$$M_{ED} = 4873,7 \text{ kNm}$$

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$d = h - c - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing}{2} = 2200 - 30 - 10 - \frac{25}{2} = 2147,5 \text{ mm} \quad (8.3)$$

Návrh výztuže provedeme odhadem ramene vnitřních sil:

$$z = 0,9d - 0,95d = 1933 - 2040 \rightarrow 2000 \text{ mm}$$

$$A_{s,req} = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{4873,7 \cdot 10^6}{434,78 \cdot 2000} = 5604 \text{ mm}^2 \quad (8.4)$$

Návrh: 12x Ø 25 mm, $A_{s,prov} = 5890 \text{ mm}^2$

Konstrukční zásady:

$$a_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot A_c ; 0,0013 \cdot A_c \right\} \quad (8.5)$$

$$a_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 310000 ; 0,0013 \cdot 310000 \right\} = \max \{ 467 ; 403 \} = 467 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 310000 = 12400 \text{ mm}^2 \quad (8.6)$$

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot 310000 = 12400 \text{ mm}^2$$

$$s \leq \min(2h ; 250) = (2 \cdot 2200 ; 250) = 250 \text{ mm} \quad (8.7)$$

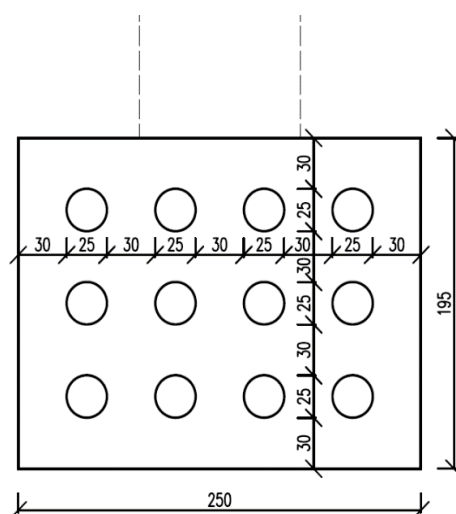
$$s \leq \min(2 \cdot 2200 ; 250) = 250 \text{ mm}$$

$$s_l \geq \max \{ 20 ; 1,2\phi ; D_{max} + 5 \} = \{ 20 ; 1,2 \cdot 25 ; 22 + 5 \} = 30 \text{ mm} \quad (8.8)$$

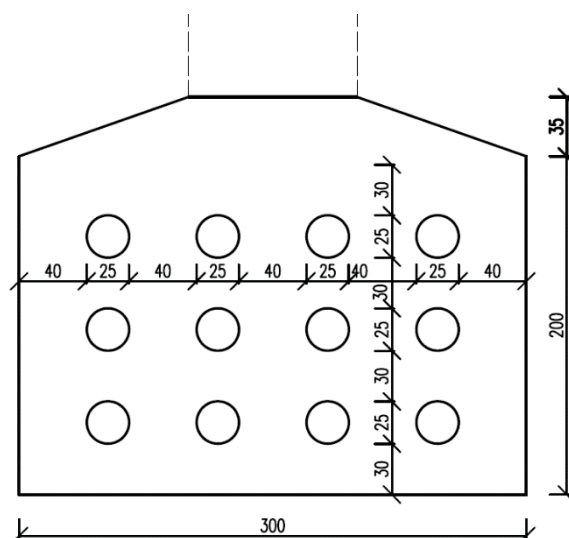
$$s_l \geq \max \{ 20 ; 1,2 \cdot 25 ; 22 + 5 \} = 30 \text{ mm}$$

V této fázi konečně můžeme navrhnout dolní přírubu s ohledem na navrženou výztuž, konstrukční zásady a výpočet krycí vrstvy. Geometrie návrhu na základě konstrukčních zásad je zobrazena na obr. 8.1 a geometrie po optimalizaci návrhu na obr. 8.2.

Návrh byl oproti minimálním požadavkům optimalizován přidáním náběhu mezi přírubu stěny vazníku pro lepší přenos napětí do stěny a šířka přírubu byla zvýšena pro možnost větší rozteče mezi výztužnými pruty, než je minimální.



Obr. 8.1 – Návrh spodní přírubu vazníku na základě požadovaných konstrukčních vlastností, navržené výztuže a krycí vrstvy



Obr. 8.2 – Návrh po optimalizaci některých rozměrů

Příbytek plochy betonu A_{cn} :

$$A_{cn} = 0,1 \cdot 0,2 \cdot 2 + 0,1 \cdot 0,035 = 0,0435 \text{ m}^2$$

Příbytek tíhy betonu $f_{cn,k}$:

$$f_{cn,k} = A_{cn} \cdot \gamma_{bet} = 0,0435 \cdot 26 = 1,131 \text{ kN/m}$$

Návrhová hodnota příbytku vlastní tíhy:

$$f_{cn,d} = f_{cn,k} \cdot \gamma_G = 1,131 \cdot 1,35 = 1,53 \text{ kN/m}$$

Zatížení 1,53 kN/m je v kontextu celkového zatížení poměrně malé, pokud si však spočítáme příbytek momentu, dostaneme se na hodnotu $M = \frac{1}{8} \cdot f l^2 = 110 \text{ kNm}$, což už tak malá hodnota při daném rozpětí není. Proto přepočítáme návrhové hodnoty ohybového momentu. Nové návrhové hodnoty momentů jsou uvedeny v tab. 8.1.

Posouzení navržené výztuže s předpokladem, že je neutrální osa v horní přírubě:

$$F_C = F_S$$

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \rightarrow x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{5890 \cdot 434,78}{0,8 \cdot 500 \cdot 20} = 320 \text{ mm}$$

(8.9)

$$320 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

Tlačená výška vyšla mimo přírubu, což znamená, že předpoklad byl chybný. Tlačená plocha tudíž nebude mít po výšce konstantní šířku, protože bude zasahovat do náběhu a pravděpodobně i do stojiny. To nám zkomplikuje výpočet, proto se na posouzení podíváme podrobněji v následující podkapitole.

Tab 8.1 – Přepočítané hodnoty ohybového momentu do poloviny délky vazníku dle SCIA po návrhu spodní příruby

x [m]	M-SCIA [kNm]	x [m]	M-SCIA [kNm]	x [m]	M-SCIA [kNm]
0	0	4,15	2814	8,3	4503,6
0,23	105,4	4,28	28831	8,55	4566,8
0,48	313,6	4,53	3017,8	8,81	4625,5
0,74	517,2	4,78	3148,1	9,06	4679,7
0,99	716,4	5,03	3274	9,31	4729,5
1,25	911	5,28	3395,4	9,56	4774,7
1,5	1101,2	5,53	3512,3	9,81	4815,4
1,75	1286,8	5,79	3624,7	10,06	4851,6
2,01	1467,9	6,04	3732,7	10,31	4883,3
2,26	1644,6	6,29	3836,3	10,57	4910,5
2,52	1815,8	6,54	3935,4	10,82	4933,1
2,77	1981,5	6,79	4030	11,07	4951,2
3,02	2142,9	7,04	4120,1	11,32	4964,8
3,27	2299,8	7,3	4205,8	11,57	4973,8
3,52	2452,2	7,55	4287	11,82	4978,3
3,77	2600,3	7,8	4363,7	11,95	4978,9
4,03	2743,9	8,05	4435,9		

8.3 Posouzení výztuže proužkovou metodou

K posouzení navržené výztuže využijeme tzv. proužkové metody. Proužková metoda je zjednodušeně integrace napětí po průřezu. Průřez je rozdělen na stejně velké proužky. Čím menší výška proužku je, tím přesnější hodnoty lze z postupu získat. V ose každého proužku je pak určeno napětí na základě poměrného přetvoření vztaženého k neutrální ose a na základě tohoto napětí je pak určena normálová síla v proužku. Do výpočtu zahrneme všechny proužky se záporným poměrným přetvořením, a tudíž zápornou normálovou silou, tzn. proužky po výšce tlačeného betonu. Cílem tohoto výpočtu je iteračním postupem stanovit takové x , aby platilo, že $\sum F_{ci} = \sum F_s$. Moment únosnosti pak bude určen momentovým účinkem sil všech proužků vztažených k jednomu bodu – pro usnadnění výpočtu pro nás tento bod bude těžiště tažené výztuže. Schéma principu proužkové metody na obr. 8.3.

Předností tohoto postupu je jednak jeho přesnost a jednak fakt, že si lze vybrat, který pracovní diagram betonu pro výpočet použijeme.

Únosnost betonového průřezu je dle proužkové metody dána vztahem:

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^n (N_{ci} + N_{si}^h + N_{si}^d) \cdot z_i + N \cdot z_T$$

(8.10)

Kde: N_{ci} Síla v betonu v i-tém proužku
 N_{si}^h Síla v horní výztuži v i-tém proužku
 N_{si}^d Síla v horní výztuži v i-tém proužku

- z_i Vzdálenost těžiště i-tého proužku od bodu otáčení
 N Hodnota normálové síly od vnějšího zatížení
 z_T Výška těžiště plného betonového průřezu (vztaženo k bodu otáčení)

V našem výpočtu si bod otáčení vrámci usnadnění umístíme do výšky těžiště tažené výztuže, čímž nám dolní tažená výztuž z výminky vypadne. Hodnotu z_i tedy snížíme o vzdálenost těžiště tažené výztuže od spodní hrany průřezu a nazveme ji h_s . Horní tlačenu výztuž nebudeme ve výpočtu uvažovat a normálovou sílu od vnějšího zatížení v našem případě nemáme. Vztah tedy můžeme zjednodušit na:

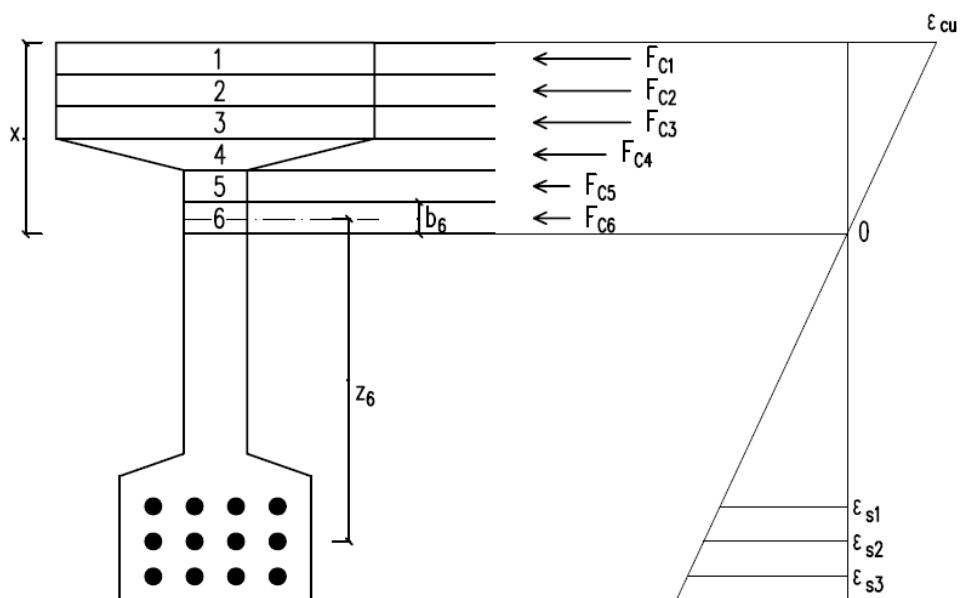
$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^n N_{ci} \cdot (z_i - h_s) \quad (8.11)$$

- Kde: N_{ci} Síla v betonu v i-tém proužku
 z_i Vzdálenost těžiště i-tého proužku od bodu otáčení
 h_s Vzdálenost těžiště tažené výztuže od spodní hrany průřezu

Hodnota síly v betonu v daném proužku je dána vztahem (8.12). V tomto vztahu figuruje člen σ_{ci} což je právě člen, který lze získat různými přístupy podle toho, který pracovní diagram si zvolíme jako výchozí.

$$N_{ci} = t_i \cdot b_i \cdot \sigma_{ci} \quad (8.12)$$

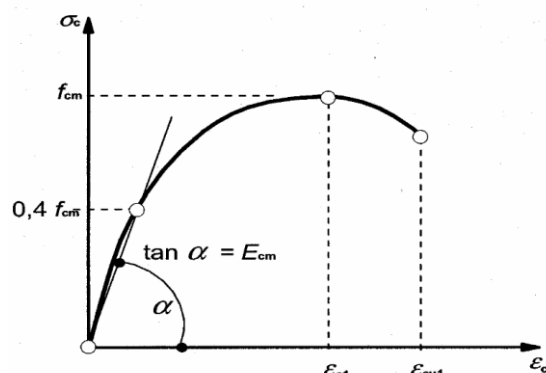
- Kde: t_i Výška i-tého proužku
 b_i Šířka i-tého proužku
 σ_{ci} Napětí v ose i-tého proužku



Obr. 8.3 – Schema principu proužkové metody

Různé pracovní diagramy a příslušná vyjádření napětí:

a) Skutečný pracovní diagram



Obr. 8.4 Skutečný pracovní diagram betonu, převzato z [2]

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (8.13)$$

$$\text{Kde } \eta = \frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{c1}} \quad (8.14)$$

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad (8.15)$$

Kde hodnoty E_{cm} , f_{cm} , ε_{c1} , ε_{cu} jsou uvedeny v tab. 3.1 v [2]

hodnota ε_{ci} je hodnota poměrného přetvoření v ose i -tého proužku odvozená na základě podobnosti trojúhelníků dle obr. 8.7

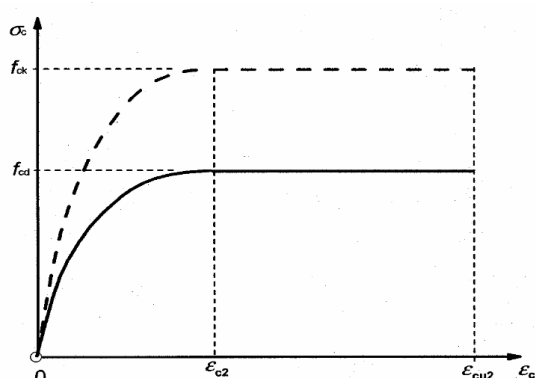
$$\varepsilon_{ci} = \varepsilon^d \left(1 - \frac{z_i}{H-x}\right) \quad (8.16)$$

Kde hodnota ε^d představuje poměrné přetvoření spodních vláken průřezu, odvození dle obr. 8.7

$$\varepsilon^d = \frac{\varepsilon^h}{x} \cdot (H-x) \quad (8.17)$$

Kde ε^h je přetvoření horních vláken průřezu, tedy mezní přetvoření betonu ε_{cu} dle tab. 3.1 v [2]

b) Parabolicko-rektangulární pracovní diagram



Obr. 8.5 – Parabolicko-rektangulární pracovní diagram, převzato z [2]

Pro oblast $0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{c2}$ platí:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right] \quad (8.18)$$

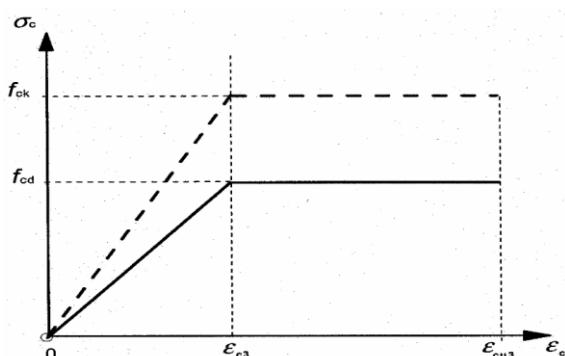
Pro oblast $\varepsilon_{c2} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu2}$ platí:

$$\sigma_c = f_{cd}$$

Kde hodnoty ε_{c1} , ε_{c2} , ε_{cu2} , n jsou uvedeny v tab. 3.1 v [2]

hodnota ε_{ci} dle vztahů (8.16) a (8.17)

c) Bilineární pracovní diagram

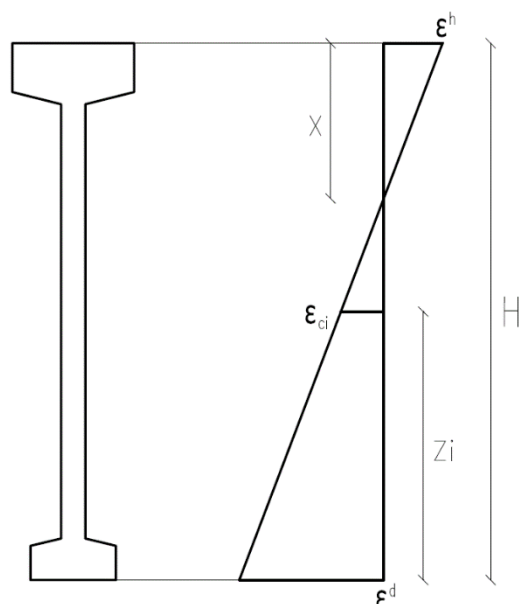
Pro oblast $0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{c3}$ platí:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{c3}} \quad (8.19)$$

Pro oblast $\varepsilon_{c3} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu3}$ platí:

$$\sigma_c = f_{cd}$$

Obr. 8.6 – Bilineární pracovní diagram, převzato z [2]

Kde hodnoty ε_{c3} , ε_{cu3} , jsou uvedeny v tab. 8.3hodnota ε_{ci} dle vztahů (8.16) a (8.17)

$$\frac{\varepsilon^d}{(H-x)} = \frac{\varepsilon_{ci}}{H-x-z_i}$$

$$\varepsilon_{ci} = \varepsilon^d \cdot \frac{(H-x-z_i)}{(H-x)}$$

$$\varepsilon_{ci} = \varepsilon^d \cdot \left(1 - \frac{z_i}{(H-x)}\right) \quad (8.16)$$

$$\frac{\varepsilon^h}{x} = \frac{\varepsilon^d}{H-x}$$

$$\varepsilon^d = \frac{\varepsilon^h}{x} \cdot (H-x) \quad (8.17)$$

Obr. 8.7 – Odvození vztahů užitých při výpočtu napětí

Pro posouzení únosnosti proužkovou metodou jsme sestrojili několik excelových tabulek. V [příloze A](#) jsou vysvětleny postupy výpočtů pro parabolicko-rektangulární a bilineární pracovní diagram. Postup pro užití skutečného pracovního diagramu pak v [příloze B](#).

Pro každý pracovní diagram byly sestaveny dvě excelové tabulky. První tabulka vždy s přesností na centimetry, která slouží pro přibližné určení x . Druhá tabulka dělí na proužky po milimetrech a slouží k přesnému iteračnímu zjištění výšky tlačené oblasti x . V [příloze C](#) jsou vstupy a výstupy pro užití skutečného pracovního diagramu při milimetrovém dělení. V [příloze D](#) pak pro parabolicko-rektangulární diagram při milimetrovém dělení a v [příloze E](#) pro bilineární diagram při milimetrovém dělení. Na ukázkou je vždy přiložen i výsek tabulky pro příslušný pracovní diagram, tentokrát pro názornost pro dělení po centimetrech. Tab. 8.2 představuje pro názornost výsek jedné z tabulek.

Tab. 8.2 – Ukázka excelového souboru počítajícího únosnost proužkovou metodou

Proužek	Plocha proužku	z_i	ϵ_i	σ_{ci} [MPa]	N_{ci} [kN]	$N_{ci} \cdot (z_i - h_s)$ [kNm]
1	5000	2195	0,003477	20,00	100	210,50
2	5000	2185	0,00343	20,00	100	209,50
3	5000	2175	0,003383	20,00	100	208,50
4	5000	2165	0,003337	20,00	100	207,50
5	5000	2155	0,00329	20,00	100	206,50

8.4 Posouzení výztuže ručním výpočtem

Nyní provedeme ruční výpočet založený na rovnosti sil od tlačeneho betonu i tažené oceli v průřezu. Z předchozího výpočtu předpokládáme polohu neutrální osy ve stěně vazníku, symboly vysvětleny na obr. 8.8.

$$F_c = F_s$$

$$A_{cc} \cdot f_{cd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd}$$

$$(A_{cc1} + A_{cc2} + x' \cdot t) \cdot f_{cd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd}$$

$$x' = \frac{A_{s,prov} f_{yd} - (A_{cc1} + A_{cc2}) f_{cd}}{t \cdot f_{cd}}$$

$$x' = \frac{5890 \cdot 435 - 20(200 \cdot 500 + 50 \cdot 200)}{100 \cdot 20} = 181,1 \text{ mm}$$

$$\lambda x = x' + a_{cc1} = 181,1 + 200 = 381,1 \text{ mm}$$

$$x = \frac{381,1}{\lambda}$$

$$\text{pro } (\lambda = 0,8) \rightarrow x = 476,3 \text{ mm}$$

$$a_{cc} = \frac{A_{cc1} \cdot a_{cc1} + A_{cc2} \cdot a_{cc2} + A_{cx'} \cdot a_{cx'}}{A_{cc1} + A_{cc2} + A_{cx'}}$$

$$a_{cc} = \frac{500 \cdot 200 \cdot 100 + 200 \cdot 50 \cdot \left(200 + \frac{50}{3}\right) + 100 \cdot 181,1 \cdot \left(200 + \frac{181,1}{2}\right)}{500 \cdot 200 + 200 \cdot 50 + 100 \cdot 181,1} = 136 \text{ mm}$$

$$z_c = H - a_{cc} - a_s = (d - a_{cc}) = 2200 - 136 - 97,5 = (2102,5 - 136) = 1966,5 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z_c = 5890 \cdot 435 \cdot 1966,5 = 5038,5 \text{ kNm}$$

Tabulkové porovnání výsledků:

Tab. 8.3 – Tabulka se souhrnem ručního výpočtu a výpočtu proužkovou metodou, ve žlutém pruhu jsou zvýrazněny výsledné momenty únosnosti

Shrnutí všech výsledků				
Pracovní diagram	Skutečný	Parabolicko- rektangulární	Bilineární	Ruční výpočet
Síla v betonu [kN]	2 561,9	2 562,6	2 562,5	2 562,2
Síla ve výztuži [kN]	2 562,4	1 708,2	2 562,4	2 562,4
x [mm]	490	474	511	476,3
M_{RD} [kNm]	5 011,4	5 034,3	5 032,9	5 038,5
$\xi = x/d$ [-]	0,233	0,225	0,243	0,227
$\varepsilon_{s, horní}$ [-]	0,0111	0,0116	0,0105	0,0118
$\varepsilon_{s, dolní}$ [-]	0,0119	0,0124	0,0109	0,0123
Využití výztuže ($M_{ED} = 4978,9$ kNm) [%]	99,35	98,90	98,93	98,82
Únosnost v porovnání s ručním výpočtem [%]	99,46	99,92	99,89	100,00

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 435/200000 = 0,002175$$

Z porovnání všech výpočtových metod (tab. 8.3) vyplývá, že ruční výpočet nebyl v tomto případě na straně bezpečnosti, jak by to u zjednodušeného ručního výpočtu mělo být, jelikož při jeho užití vyšel největší moment únosnosti ze všech metod. Při podrobnějším zkoumání však vidíme, že hodnoty se liší jen o cca 0,1 %, což je zcela zanedbatelná hodnota. Do tohoto porovnání nepočítáme výsledky ze skutečného pracovního diagramu z důvodů, které jsme zmínili výše, ale vidíme, že i přes nesprávné použití nám z něj vyšla srovnatelná hodnota momentu únosnosti, a to na straně bezpečnosti.

Excelový sešit pro výpočet staticky nutné výztuže a vysvětlení postupu jeho výpočtu najdeme v příloze F. Níže je pak uveden tabulkový výtah staticky nutného materiálového rozdělení výztuže bez výpočtu kotevních délek.

8.5 Návrh výztuže nad podporou

Nad podporou navrhne výztuž na $\frac{1}{4}$ momentu v poli, tzn. $5038,5/4 = 1260$ kNm. Tato výztuž bude zasahovat z každé strany do pole o 0,2násobek světlého rozponu, tedy $0,2 \cdot 23500 = 4700$ mm.

Návrh výztuže:

$$M_{ED} = 1260 \text{ kNm}$$

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$d = h - a_s = 1500 - \frac{4 \cdot 42,5 + 2 \cdot 152,5}{6} = 1421 \text{ mm} \quad (8.3)$$

Návrh výztuže provedeme odhadem ramene vnitřních sil:

$$z = 0,9d - 0,95d = 1279 - 1350 \rightarrow 1300 \text{ mm}$$

$$A_{s,req} = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{1260 \cdot 10^6}{434,78 \cdot 1300} = 2228 \text{ mm}^2 \quad (8.4)$$

Návrh: 6x Ø 25 mm, $A_{s,prov} = 2945 \text{ mm}^2$

Ruční posouzení návrhu:

$$F_c = F_S$$

$$A_{cc} \cdot f_{cd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd}$$

Předpoklad: Tlačená část betonu je jen v přírubě

$$(+x' \cdot t) \cdot f_{cd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd}$$

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{t \cdot f_{cd}} = \frac{2945 \cdot 435}{300 \cdot 20} = 213,5 \text{ mm}$$

Předpoklad není splněn, nový předpoklad: tlačená plocha betonu je v přechodu mezi stojinou a přírubou (vysvětlení užitých symbolů a dosazení v obr. 8.9 a 8.10)

$$A_{cc} \cdot f_{cd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd}$$

$$A_{cc} = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{2945 \cdot 435}{20} = 64\,054 \text{ mm}^2$$

$$A_{cc} = 200 \cdot 300 + (140 + 80)35 - \frac{80x'^2}{35} - 140x'$$

$$A_{cc} = 67\,700 - \frac{16}{7}x'^2 - 140x'$$

$$67\,700 - \frac{16}{7}x'^2 - 140x' = 64\,054$$

$$x' = 19,7 \text{ mm}$$

$$\lambda x = (35 - x') + 200 = 215,3 \text{ mm}$$

$$x (\lambda = 0,8) = 269 \text{ mm}$$

$$a_{cc} = \frac{A_{cc1} \cdot a_{cc1} + A_{cc2} \cdot a_{cc2} + A_{cx'} \cdot a_{cx'}}{A_{cc1} + A_{cc2} + A_{cx'}}$$

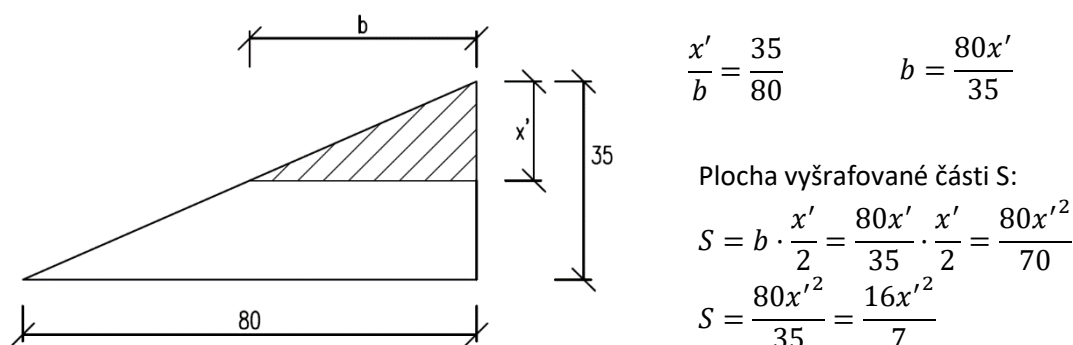
$$a_{cc} = \frac{300 \cdot 200 \cdot 100 + 230 \cdot 15,3 \left(200 + \frac{15,3}{2}\right) + 35 \cdot 15,3 \cdot \left(200 + \frac{15,3}{2}\right)}{300 \cdot 200 + 230 \cdot 15,3 + 35 \cdot 15,3} = 106,8 \text{ mm}$$

$$z_c = d - a_{cc} = 1421 - 106,8 = 1314 \text{ mm}$$

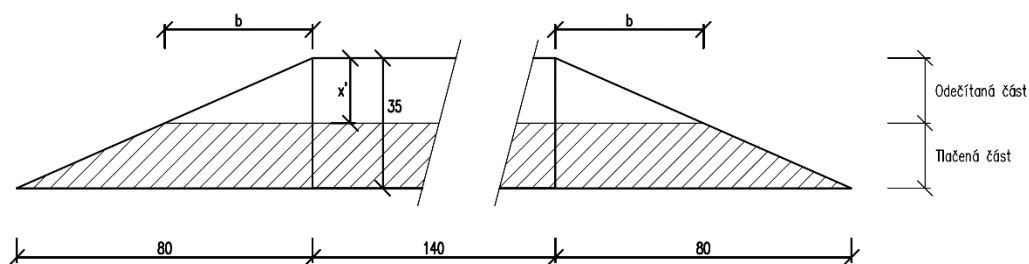
$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z_c = 2945 \cdot 435 \cdot 1314 = 1683,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

Návrh vyhovuje, nad podporou bude navržena výztuž 4x Ø25 mm.



Obr. 8.9 – Vysvětlení použitých symbolů a dosazení – detail spodního náběhu



Obr. 8.10 – Výpočet plačené plochy A_{cc} : Od plochy náběhu i přírubby byla odečtená část vymezená pořadnicí x' . Tato část je tvořena dvěma trojúhelníky a obdélníkem

8.6 Výpočet kotevních a přesahových délek

a) Mezní napětí v soudržnosti (pro žebírkovou výztuž):

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (8.20)$$

Kde f_{ctd} Návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu (pro C30/37 = 2/1,5 = 1,33 MPa)

η_1 Součinitel zohledňující kvalitu podmínek soudržnosti a polohy prutu během betonáže

Spodní výztuž – dobré podmínky $\rightarrow \eta_1 = 1$

η_2 Součinitel zohledňující průměr prutu $\rightarrow 1$ pro $\varnothing \leq 32$ mm

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,33 = 2,99 \text{ MPa}$$

b) Základní kotevní délka:

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (8.21)$$

Kde \emptyset Průměr prutu (= 25 mm)

σ_{sd} Návrhové napětí prutu v místě odkud se měří kotvení (konzervativně lze uvažovat mez kluzu 435 MPa)

f_{bd} Mezní napětí v soudržnosti (vztah 8.20)

$$l_{b,rqd} = \frac{25}{4} \cdot \frac{435}{2,99} = 909 \text{ mm}$$

c) Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.22)$$

Kde α_1 Vliv tvaru prutu – pro přímý tažený prut = 1

– 0,7 pro nepřímý, pokud $c_d > 3\emptyset$, jinak = 1

$$\text{Kde } c_d = \min(a/2; c_1; c) \quad (8.23)$$

$$c_d = \min(40/2; 40; 30) = 20$$

Kde hodnoty a ; c_1 ; c jsou vysvětleny v obr. 8.11

$$c_d = 20 > 3\emptyset = 3 \cdot 25 = 75 \dots \text{Neplatí; } \alpha_1 \text{ pro zalomené} = 1$$

α_2 Vliv minimální betonové krycí vrstvy

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - \emptyset)/\emptyset \text{ pro přímý prut} \quad (8.24)$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{20-25}{25} = 1,03 \rightarrow \alpha_2 = 1 \text{ pro přímé pruty}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - 3\emptyset)/\emptyset \text{ pro zalomený prut}$$

$$(c_d - 3\emptyset) < 0; \alpha_2 = 1 \text{ pro zalomené pruty}$$

α_3 Vliv ovinutí příčnou výztuží – zatím nenavržena příčná výztuž, $\alpha_3 = 1$

α_4 Vliv příčně přivařených prutů = 1

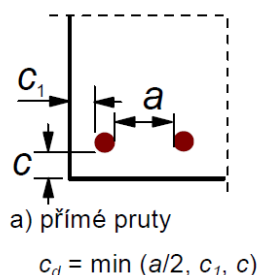
α_5 Vliv tlaku kolmého na směr odštěpování betonu = bezpečně 1

$l_{b,min}$.. Minimální kotevní délka

$$l_{b,min} > \max(0,3l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ mm}) \quad (8.25)$$

$$l_{b,min} > \max(0,3 \cdot 909; 250; 100) = 273 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 909 = 909 \text{ mm} > 273 \text{ mm}$$



Obr. 8.11 – Vysvětlení použitých symbolů v (8.23), převzato z [2]

d) Návrhová přesahová délka

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (8.26)$$

Kde $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5 \dots$ dle (8.22)

$\alpha_6 \dots$ Dle procenta stykovaných prutů v poměru ku celkové průřezové ploše výztuže (viz. tab. 8.7)

$$l_{0,min} \dots > \max (0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\emptyset; 200 \text{ mm}) \quad (8.27)$$

$$l_{0,min} \dots > \max(0,3 \cdot 1 \cdot 1018; 15 \cdot 25; 200) = 375 \text{ mm}$$

$l_{b,rqd} \dots$ Základní kotevní délka, viz (8.21)

Určení hodnot l_0 a $l_{0,min}$ v tabulce:

Tab. 8.4 – Návrhové přesahové délky dle procenta stykovaných

Procento stykovaných prutů	α_6	$l_{0,min}$	l_0
<25%	1	273	909
33%	1,15	314	1045
50%	1,4	382	1273
>50%	1,5	409	1364

Rozšíření momentové obálky:

$$a_i = z \cdot \frac{\cotg\theta - \cotg\alpha}{2} \quad (8.28)$$

Kde θ = úhel smykové trhliny, volíme $\cotg\theta = 1,5$ (konstrukce nenamáhána normálovou silou)

α = úhel umísění smykové výztuže = $\alpha = 90^\circ$, $\cotg(90) = 0$

Hodnoty rozšíření a_i jsou uvedeny v tab. 8.5. Byly spočítány pro krajní a středový průřez a 4 další mezilehlé průřezy.

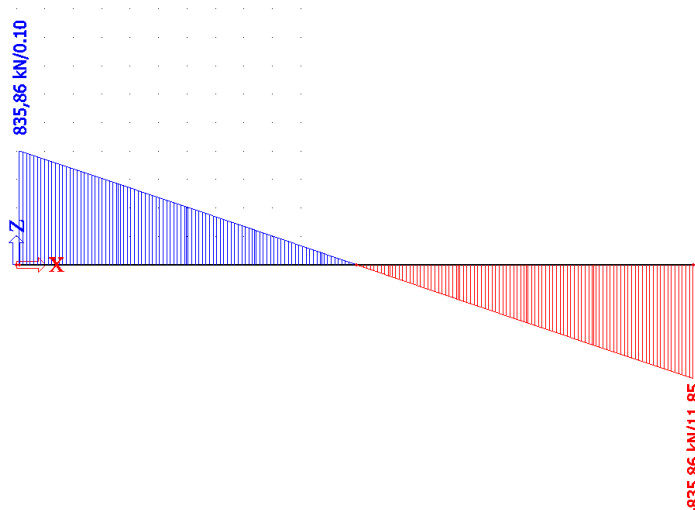
Tab. 8.5 – Rozšíření momentové obálky, pro větší přesnost byl výpočet proveden ve více bodech

	x [m]	z [m]	σ_i
x1	0	1,393	1,741
x2	2,4	1,480	1,850
x3	4,8	1,593	1,991
x4	7,2	1,692	2,115
x5	9,6	1,832	2,290
x6	12	1,972	2,465

U konstrukční výztuže nepředpokládáme její statické využití, proto její stykovací délku stanovíme dle konstrukčních zásad, podle (8.30) jako $\max(15\varnothing ; 200 \text{ mm}) = \max(150; 200) = 200 \text{ mm}$.

9. Návrh smykové výztuže

Pro návrh smykové výztuže je průběh posouvající síly ze softwarového výpočtu ve Scia Engineer pro vazník V3 zobrazen na obr. 9.1.



Obr. 9.1 – Průběh posouvající síly podle prvního, druhého a šestého výpočetního modelu pro průřez se spodní přírubou a stěnou tloušťky 100 mm

9.1 Tvar třmínků

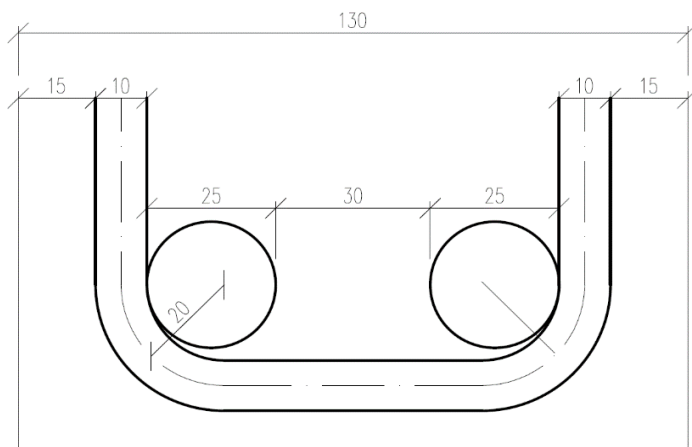
Nyní přejdeme k návrhu tvaru samotného třmínku s ohledem na navrženou geometrii vazníku a na navrženou ohybovou výztuž. Pracujme prozatím se středovým průřezem, který je vyztužen dvanácti pruty. Problémy s tvarem a umístěním třmínku, které jsou spojené s odstupy výztuže, krycí vrstvou a minimálním poloměrem zaoblení, nám mohou vyvstat jak ve spodní přírubě, tak i ve stojně vazníku. Podívejme se detailněji na stojinu vazníku.

Pro minimální průměr zaoblení platí, že $d_{min} = 4\phi$ (pro $\phi \leq 16$ mm) = $4 \cdot 10 = 40$ mm ($r_{min} = 20$ mm, vztaženo k ose prutu). Předpokládejme, že třmínek budeme chtít ve spodní přírubě ovinout kolem dvou podélných prutů, které zároveň musí splňovat požadavek na vzájemnou minimální světlost vzdálenost (pro pruty $\phi 25$ mm = $s_l \geq 30$ mm). Dále s požadavkem na minimální krycí třmínků ($c_{min} = 15$ mm) získáváme minimální šířku stojiny 130 mm, dle obr. 9.2. Abychom měli v návrhu jistou rezervu, navrhne tloušťku stojiny na 140 mm.

Zbytek ohybové výztuže bude ovinut dalším třmínkem, který už nebude mít statickou funkci. V horní přírubě pak bude konstrukční výztuž ovinuta dalším konstrukčním třmínkem bez statické funkce. Celkem tedy v každém průřezu budou navrženy tři třmínky. Schéma třmínků zobrazeno na obr. 9.3.

Jelikož nám opět přibyla vlastní tíha rozšířením stojiny, provedeme nové posouzení navržené ohybové výztuže pomocí excelového sešitu v příloze F. Z posouzení vyplývá, že navržená výztuž nedostačuje ($M_{Rd} = 5038,5$ kNm < $M_{Ed} = 5126$ kNm) a je tedy třeba přidat další pruty, což nám ovlivní tvar třmínku ve spodní přírubě. V tab. 9.3 jsou nové hodnoty ohybových momentů a na obr. 9.4 je nový průběh posouvajících sil.

Do náběhu mezi přírubu a stěnu byly navrženy další dva pruty. Celý postup posouzení již nebudeme podrobně uvádět, probíhá podle vztahů 8.13 – 8.23 a uvedeme zde pouze tabulku výsledků a jejich porovnání dle různých pracovních diagramů (tab. 9.2). V tab. 9.1 je souhrn staticky nutné výztuže podle jednotlivých délkových intervalů.



Obr. 9.2 – Minimální šířka stojiny, která je dána krycí vrstvou třmínku, průměrem výztužných prutů a jejich minimální světlou vzdáleností

Tab. 9.1 – Staticky nutné rozdělení výztuže po levé polovině vazníku

Interval [m]	Výztuž
0-0,99	2x profil 25 mm
0,99-1,75	4x profil 25 mm
1,75-2,77	6x profil 25 mm
2,77-3,77	8x profil 25 mm
3,77-5,28	10x profil 25 mm
5,28-7,55	12x profil 25 mm
7,55-11,95	14x profil 25 mm

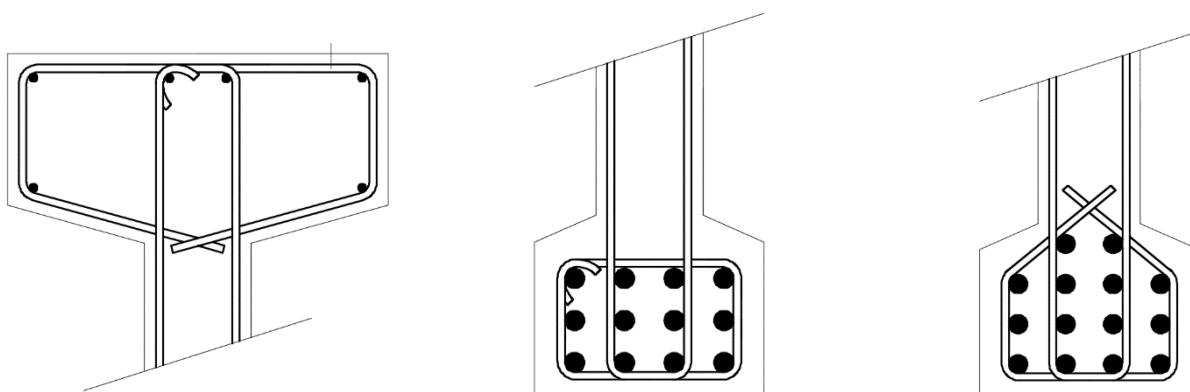
Tab 9.2– Výsledky posouzení nového návrhu výztuže (14 prutů \varnothing 25 mm)

Shrnutí všech výsledků				
Pracovní diagram	Skutečný	Parabolicko- rektangulární	Bilineární	Ruční výpočet
Síla v betonu [kN]	2 990,8	2 990,0	2 989,8	2 562,2
Síla ve výztuži [kN]	2 989,4	2 989,4	2 989,4	2 562,4
x [mm]	613	606	654	742,4
M_{RD} [kNm]	5 678,3	5 711,1	5 707,6	5 679,0
$\xi_s = x/d$ [-]	0,294	0,290	0,313	0,353
$\epsilon_{s, horní}$ [-]	0,0082	0,0083	0,0075	0,0118
$\epsilon_{s, dolní}$ [-]	0,0088	0,0090	0,0078	0,0123
Využití výztuže ($M_{ED} = 5126$ kNm) [%]	91,57	91,04	91,10	91,56
Únosnost v porovnání s ručním výpočtem [%]	99,99	100,57	100,50	100,00

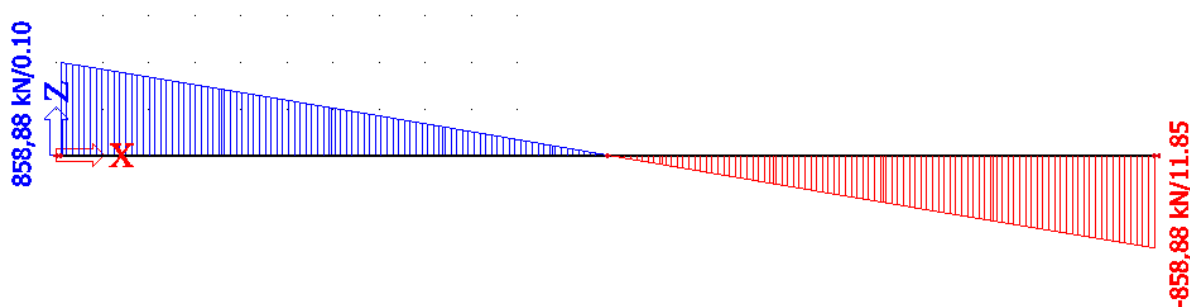
$$\epsilon_y = f_{yd}/E_s = 435/200000 = 0,002175$$

Tab 9.3 – Přepočítané hodnoty ohybového momentu do poloviny délky vazníku dle SCIA po návrhu spodní příruby a zvětšení tloušťky stojiny na 140 mm

x [m]	M-SCIA [kNm]	x [m]	M-SCIA [kNm]	x [m]	M-SCIA [kNm]	x [m]	M-SCIA [kNm]
0	0	3,02	2203,4	5,79	3729,3	9,06	4817,2
0,23	108,3	3,27	2364,8	6,04	3840,6	9,31	4868,5
0,48	322,2	3,52	2521,8	6,29	3947,3	9,56	4915,2
0,74	531,6	3,77	2674,1	6,54	4049,4	9,81	4957,2
0,99	736,3	4,03	2822	6,79	4146,9	10,06	4994,6
1,25	936,4	4,15	2894	7,04	4239,9	10,31	5027,3
1,5	1131,9	4,28	2965,3	7,3	4328,2	10,57	5055,4
1,75	1322,7	4,53	3104	7,55	4412	10,82	5078,7
2,01	1509	4,78	3238,2	7,8	4491,1	11,07	5097,4
2,26	1690,7	5,03	3367,9	8,05	4565,6	11,32	5111,4
2,52	1866,8	5,28	3492,9	8,3	4635,4	11,57	5120,8
2,77	2037,4	5,53	3613,4	8,55	4700,6	11,82	5125,4
				8,81	4761,2	11,95	5126



Obr. 9.3 – Schéma tvaru jednotlivých třmínků, varianty spodní příruby pro 12 a 14 prutů



Obr. 9.4 – Nový průběh posouvající síly po rozšíření stojiny na 140 mm

9.2 Ověření únosnosti tlačené diagonály v místě uložení:

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot g \theta}{1 + \cot g^2 \theta} > V_{ED} \quad (9.1)$$

Kde v Součinitel vyjadřující vliv přidavných namáhání

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (9.2)$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

b Šířka stojiny

z Rameno vnitřních sil v průřezu

Jelikož řešíme sedlový vazník, tak se účinná výška průřezu v místě začátku a konce trhliny bude lišit. Konzervativně budeme uvažovat tu nižší. Při délce uložení na 20 cm je tedy zkoumaná pořadnice $x=0,2$ m. Té odpovídá účinná výška $z = 1448$ mm.

θ Úhel sklonu smykových trhlin, uvažujeme $\cot g \theta = 1,5$ – ohýbaná konstrukce bez působení normálové síly ($\theta = 33,6^\circ$)

$$V_{Rd,max} = 0,528 \cdot 20 \cdot 140 \cdot 1448 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 988 \text{ kN} > V_{ED} = 858,9 \text{ kN}$$

Únosnost tlačené diagonály nám v posouzení vyhověla, což znamená, že aktuální návrh tvaru vyhovuje. Kvůli podpoře se ovšem jedná o místo, kde se dá očekávat vznik D oblastí s nelineárními průběhy napětí, které by bylo pravděpodobně potřeba vykryt další tahovou výztuží a dále bude pravděpodobně potřeba zde zakotvit navrženou ohybovou výztuž. Šířka 140 mm by pro 4-8 prutů o průměru 25 mm byla nedostačující. Z těchto důvodů se uchýlíme k rozšíření stojiny vazníku v místě uložení, přestože nám posouzení tlačené diagonály vyhovělo.

Navrhne šířku stojiny shodnou se šířkou spodní příruby, tzn. 300 mm. Tato šířka bude navržena po délce jednoho metru za líc podpory. Odtud bude pomocí náběhu rozšíření stojiny snižováno, dokud nedosáhne navržené šířky 140 mm. Tento náběh bude mít sklon 5:1.

9.3 Návrhové třmínky

Pro smykovou výztuž použijeme dvojstřížné třmínky $\varnothing 10$ mm, $A_{sw} = 157 \text{ mm}^2$, $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$. Nejprve navrhne oblast návrhových třmínků v oblasti u podpory. Návrhová hodnota pro tento interval bude hodnota posouvající síly konzervativně uvažovaná ve zkoumaném průřezu. Rameno vnitřních sil z bylo vždy určeno za pomoci excelového sešitu posuzujícího ohybovou výztuž, neboť je to jeden z jeho mezivýstupů během posouzení (viz. [příloha F](#)).

Pro průřez v líci podpory:

$$x = 0,2 \text{ m}$$

$$z = 1329 \text{ mm}$$

$$V_{Ed,1}(x = 0,2 \text{ m}) = 851,8 \text{ kN}$$

Únosnost smykové výztuže:

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_1} z \cdot \cot g(\theta) \quad (9.3)$$

Kde... V_{Rd} ... Únosnost navržené výztuže
 A_{sw} ... Průřezová plocha třmínku vynásobena počtem stříhů
 f_{yd} ... Návrhová mez kluzu smykové výztuže
 z ... Rameno vnitřních sil ve zkoumaném průřezu
 $\cot g(\theta)$... Kotangens úhlu smykové trhliny, zvoleno 1,5
 s_1 ... Navržená rozteč třmínků

Vyjádřením ze vztahu (9.3) získáme:

$$s_1 \leq \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{V_{Ed,1}} z \cot g(\theta) = \frac{157 \cdot 435}{851800} \cdot 1329 \cdot 1,5 = 159 \text{ mm}$$

Návrhové třmínky navrhujeme s roztečí 140 mm. Třmínky budou pokrývat interval o velikosti Δl od líce podpory.

$$\Delta l = z \cdot \cot g \theta \quad (9.4)$$

$$\Delta l = 1329 \cdot 1,5 = 1994 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,1} = \frac{157 \cdot 435}{180} \cdot 1329 \cdot 1,5 = 907,6 \text{ kN}$$

Návrhové třmínky pro sílu $V_{Ed,1}$ navrhujeme pro interval (0 m ; 2,2 m).

9.4 Konstrukční třmínky

Vzhledem k tomu, že rameno vnitřních sil z se po délce vazníku mění, tak budeme zkoušet různé průřezy a pro každý si určíme přesnou hodnotu ramene vnitřních sil a vypočítáme únosnost v daném průřezu, kterou porovnáme s návrhovou hodnotou posouvající síly.

Pro začátek zkusíme průřez $x = 6$ m:

$$x = 6 \text{ m}$$

$$z = 1552 \text{ mm}$$

$$V_{Ed,k}(x = 6 \text{ m}) = 436,1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,min} = \frac{157 \cdot 435}{400} \cdot 1552 \cdot 1,5 = 397,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,min} < V_{Ed,k}$$

Únosnost nám vyšla menší než návrhová síla, proto se posuneme blíže ke středu vazníku. Vyzkoušíme průřez $x = 6,5$ m.

$$x = 6,5 \text{ m}$$

$$z = 1581 \text{ mm}$$

$$V_{Ed,k}(x = 6,5 \text{ m}) = 399,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,min} = \frac{157 \cdot 435}{400} \cdot 1581 \cdot 1,5 = 404,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,min} < V_{Ed,k}$$

Pro tento průřez už vyšla únosnost větší než návrhová síla. Konstrukční třmínky navrhujeme v intervalu (6,5 m ; 11,95 m).

9.5 Třmínky pro mezilehlou oblast

V mezilehlé oblasti nyní obdobným způsobem jako v oblasti podpory nyní navrhujeme další rozteč třmínků. Interval začíná v průřezu $x = 2,2$ m.

$$x = 2,2 \text{ m}$$

$$z = 1395 \text{ mm}$$

$$V_{Ed,2} = 709,5 \text{ kN}$$

Rozteč třmínků:

$$s_2 \leq \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{V_{Ed}} z \cot g(\theta) = \frac{157 \cdot 435}{709500} \cdot 1395 \cdot 1,5 = 212 \text{ mm} \quad (9.3)$$

Třmínky pro mezilehlou oblast navrhujeme s roztečí 200 mm. Budou pokrývat interval o velikosti Δl .

$$\Delta l = z \cdot \cot g \theta \quad (9.4)$$

$$\Delta l = 1395 \cdot 1,5 = 2093 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,2} = \frac{157 \cdot 435}{200} \cdot 1395 \cdot 1,5 = 724,5 \text{ kN}$$

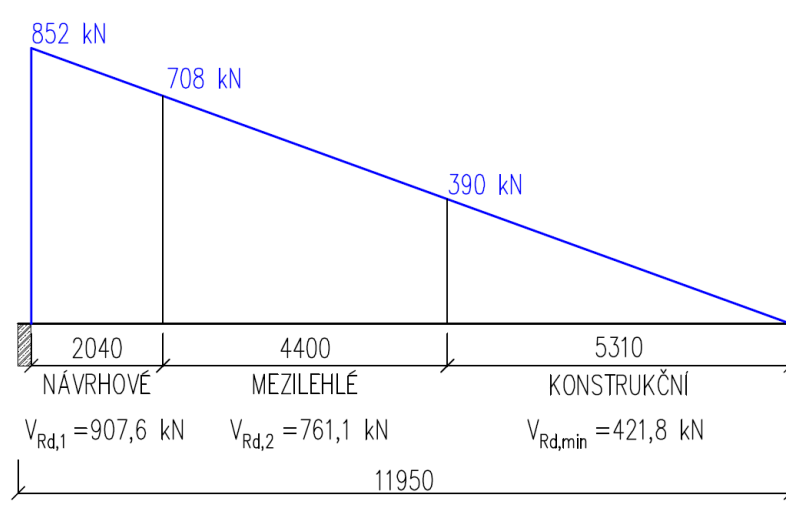
Třmínky pro mezilehlou oblast dimenzované na sílu $V_{Ed,2}$ by měly pokrývat interval (2,2 m ; 4,3 m). Oblast konstrukčních třmínků začíná průřezem $x = 6,5$ m a mezi těmito dvěma intervaly je mezera 2,2 m, tuto mezeru pokryjeme třmínky z mezilehlé oblasti.

Souhrn navržených třmínků po optimalizaci v tab. 9.3

Tab. 9.3 – Souhrn navržených třmínků s jejich délkovými intervaly a příslušnými počty

Interval [m]	Rozteč [mm]	Počet třmínků
0 - 2,24	140	16
2,24 - 6,64	200	22
6,64 - 11,95	400	13

Grafické schéma navržených třmínků po jednotlivých intervalech:



Obr. 9.5 – Optimalizovaný návrh smykové výztuže, modře hodnoty návrhových posouvajících sil

9.6 Konstrukční zásady

Maximální rozteč třmínků (v místě nejmenší d_T):

$$s \leq \min\{0,75d_T, ; 400\} \quad (9.5)$$

$$s \leq \min\{0,75 \cdot 1448, ; 400\} 400 \text{ mm}$$

Kontrola stupně vyztužení:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{bs_1} \quad (9.6)$$

$$\frac{157}{140 \cdot 140} = 0,801 \% \text{ (pro } s = 180 \text{ mm)}$$

$$\frac{157}{140 \cdot 200} = 0,561 \% \text{ (pro } s = 250 \text{ mm)}$$

$$\frac{157}{140 \cdot 400} = 0,280 \% \text{ (pro } s = 400 \text{ mm)}$$

Kontrola dostatečného přetvoření třmínků na mezi únosnosti:

$$\rho_{sw,max} = \frac{0,5v f_{cd}}{f_{ywd}} \quad (9.7)$$

$$\rho_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot 0,528 \cdot 20}{435} = 1,21 \%$$

$$\rho_{sw} \leq \rho_{sw,max}$$

Kontrola minimálního vyztužení:

$$\rho_{sw,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (9.8)$$

$$\rho_{sw,min} = \frac{0,08\sqrt{30}}{500} = 0,087 \%$$

$$\rho_{sw} \geq \rho_{sw,min}$$

9.7 Softwarové ověření návrhu

V rámci přesnějšího ověření navržené výztuže se tuto výztuž pokusíme vložit do výpočetního modelu ve Scie.

Abychom mohli výztuž do modelu vložit přesně s takovou roztečí v daném intervalu, jakou jsme navrhli, museli jsme intervaly optimalizovat tak, aby jejich délky vždy byly n-násobky dané rozteče.

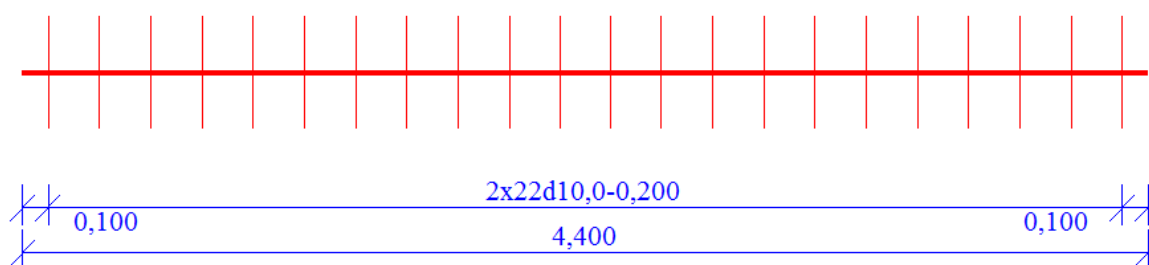
Proto: $\langle 0 \text{ m} ; 2,24 \text{ m} \rangle = 16 \cdot 140 \text{ mm} = 2240 \text{ mm}$

$\langle 2,24 \text{ m} ; 6,64 \text{ m} \rangle = 4,4 \text{ m} = 22 \cdot 200 \text{ mm}$

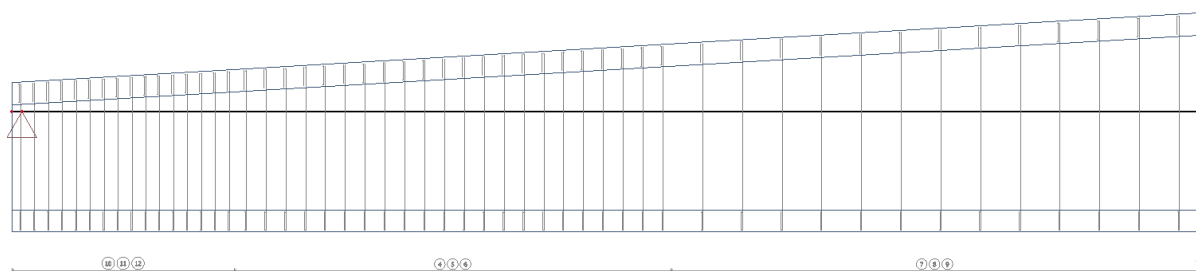
$\langle 6,64 \text{ m} ; 11,95 \text{ m} \rangle = 5,31 \text{ m} = 13 \cdot 400 + 110 \text{ mm}$

Přesto bylo vždy stejně ještě potřeba ověřit vzdálenost mezi počátkem intervalu a prvním třmínkem a zároveň mezi posledním třmínkem a koncem intervalu, aby jejich součet byl roven právě navržené rozteči, což byl roblém v intervalu konstrukčních třmínků, kde přebývá vzdálenost 110 mm. Ta musela být rozdělena právě před první a za poslední třmínek.

Pokud nebyl postup dodržen, scia si výztuž samovolně přerozdělila i přes to, že byla vzdálenost přímo zadaná. S novou vypočtenou vzdáleností pak probíhalo posouzení, které tudíž bylo počítáno pro jinou výztuž.



Obr. 9.6 – Optimální rozmístění třmínků po intervalu

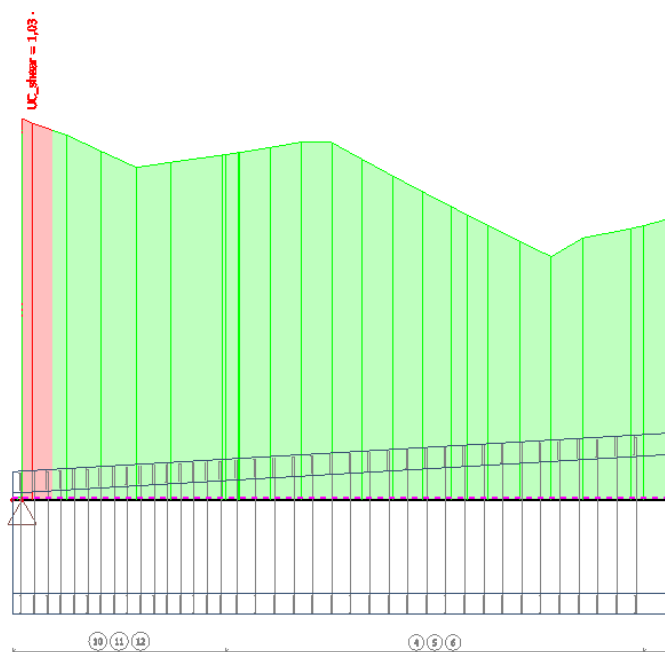


Obr. 9.7 – Návrh rozmístění třmínků po vazníku, pro každý interval jsou navrženy tři třmínky – do stojiny, do spodní příruby a do horní příruby

Nyní můžeme přejít k samotnému posouzení. Na obr. 9.8 vidíme, že posouzení v oblasti uložení nevyhovělo. Při podrobnějším prozkoumání detailního výstupu výpočtu se můžeme dopátrat, že nevyšel výpočet pro tlačенou diagonálu (obr. 9.9). Zde se však musíme pozastavit nad výpočtetním modelem.

Model dosud konstrukci uspokojivě vystihoval, Nyní je však přílišné zjednodušení na škodu. Model totiž nepracuje s rozšířením stojiny na 300 mm v místě uložení, a protože software má pravděpodobně odlišný postup výpočtu (podrobnější a přesnější), posouzení zde nevyhovělo.

Pro účely posouzení tlačенé diagonály si stojinu nosníku zkusíme rozšířit. K úspěšnému ověření nám postačilo stojinu rozšířit na 15 cm. Příbytek vlastní tíhy po délce vazníku je na straně bezpečnosti a tíhu rozšíření (přibližně 1,2 m délky, 1,1 m výšky a 2·75 mm šířky při vlastní tíze $26 \cdot 1,35 \text{ kN/m}^3 = 7 \text{ kN}$ lze zanedbat, jelikož nikde nebylo posouzení V_{Rd} a V_{Ed} natolik těsné, aby nyní nevyhovělo. Pro posouzení smykové výztuže tedy budeme uvažovat šířku vazníku 15 cm. Díky tomu, že je únosnost smykové výztuže závislá na rozteči třmínků, průřezové ploše, mezi kluzu, rameni z a úhlu θ , nemůže nám rozšíření výpočet nijak ovlivnit.



Obr. 9.8 – Nevyhovující posouzení v oblasti uložení vazníku

Posouzení na smyk

Posouzení V_{Rdmax}

$$V_{Ed} = 859 \text{ kN} > V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td} = 832 \text{ kN}$$

Chyba: Výpočet nevyhoví, protože dochází k drcení tlačенé diagonály ($V_{Ed} > V_{Rd,max} + V_{td} + V_{ccd}$). Změnit úhel tlakové diagonály nebo zvýšit kvalitu betonu nebo zvětšit rozměry průřezu

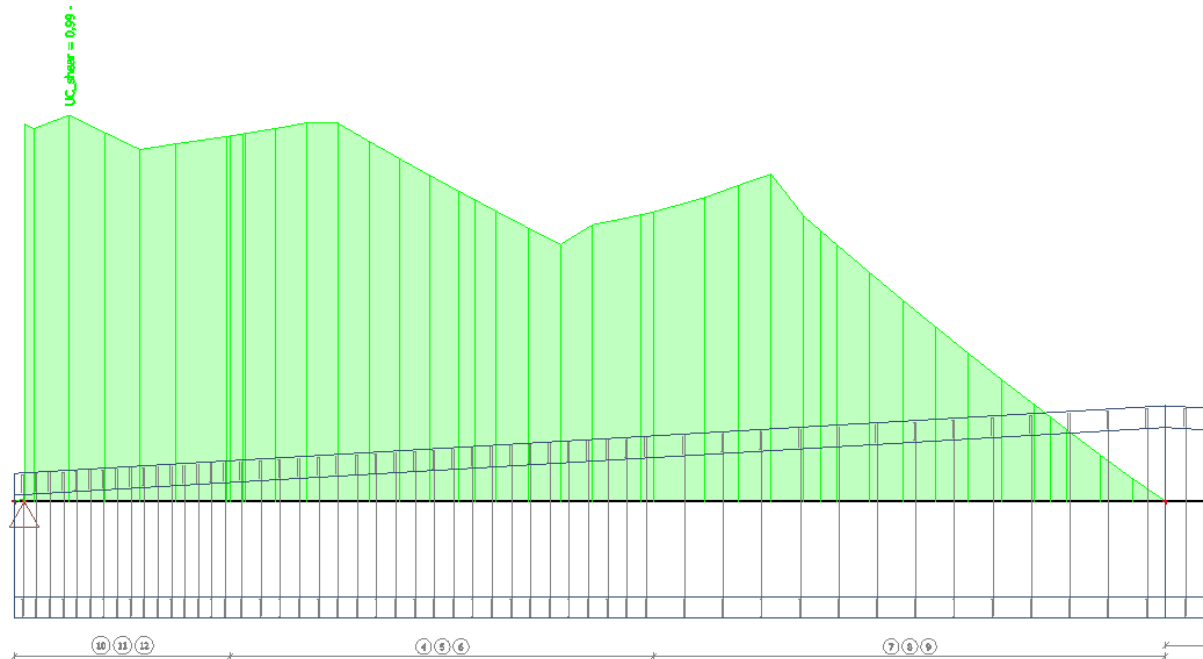
Posouzení V_{Edmax}

$$V_{Ed} = 859 \text{ kN} \leq V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td} = 1002 \text{ kN}$$

Poznámka: Posudek vyhoví na smykovou sílu poblíž podpory ($V_{Ed} \leq V_{Ed,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Obr. 9.9 – Zdůvodnění nevyhovujícího posouzení

Na obr. 9.10 vidíme posouzení pro případ, kdy má stojina tloušťku 15 cm. Posouzení jak výztuže, tak i tlačené diagonály nám již vyhovělo. Lze tedy konstatovat, že výztuž tak, jak byla navržena a následně optimalizována, vyhoví.



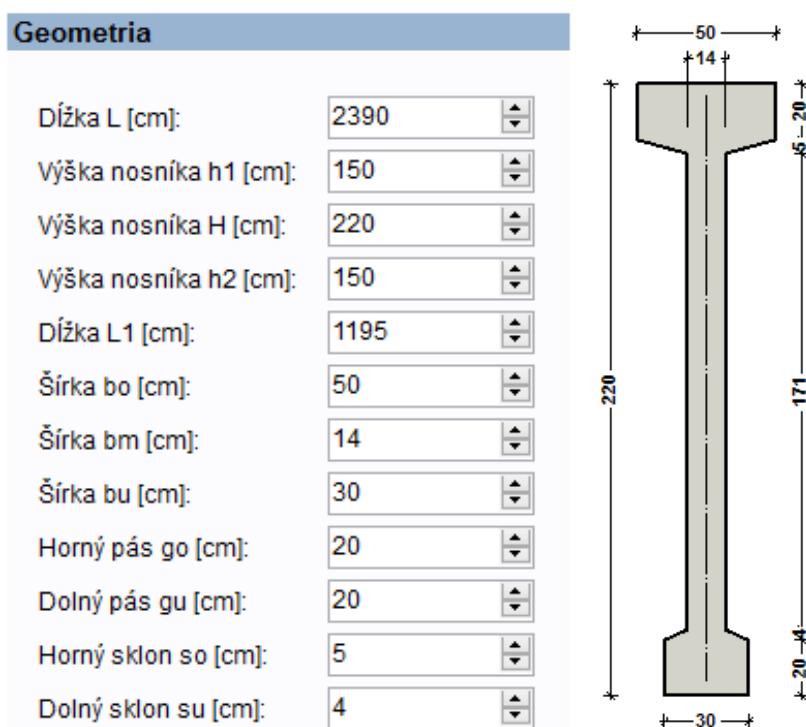
Obr. 9.10 – Vyhovující grafické posouzení smykové výztuže po celé polovině vazníku vazníku

10. Návrh výztuže pro manipulaci a transport

10.1 Návrh manipulačních úchytů

Jelikož je vazník prefabrikovaný, je nutno provést návrh manipulační výztuže či systémových přepravních úchytů. K návrhu nám poslouží software firmy Halfen - TPA 3.13.0, který je určen k navrhování typu, počtu a umístění manipulačních úchytů dle typu a rozměrů zadaného prvku.

Jako druh prefabrikátu byl zadán nosník a jako konkrétní typ potom vazník. Vstupní rozměry jsou zobrazeny na obr. 10.1.



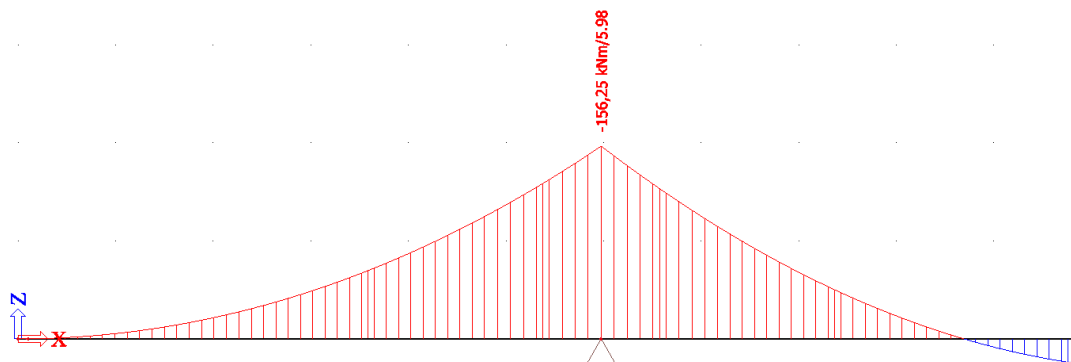
Obr. 10.1 – Vstupy geometrie do návrhového programu firmy Halfen

Jako výstup program navrhl použití dvou oboustranných kotev DEHA, konkrétně typ 6000-32,0-0700D WB. Jejich umístění bude ve čtvrtině a ve třech čtvrtinách délky vazníku. Kompletní přehled vstupů a výstupů z programu v [příloze G](#). Minimální výška háku nad kotevními prvky vazníku byla při úhlu mezi jednotlivými řetězovými pramenci pod zavěšením 30° stanovena na 10,35 m.

Pro návrh manipulačních úchytů bychom měli správně uvažovat třídu betonu nejméně o jednu nižší, než jakou skutečně máme, neboť s vazníkem je manipulováno dříve, než beton nabyde svou pevnost garantovanou při stáří 28 dnů. Program však zadání nižší pevnosti už neumožňuje. Museli bychom tedy buďto garantovat, že s vazníkem bude manipulováno až po 28 dnech nebo prohlásit, že máme beton alespoň o třídu lepší. Pro další výpočty však budeme nadále uvažovat beton třídy C30/37.

10.2 Návrh horní ohybové výztuže

Uvážíme-li pro přepravu vazníku podporu v místě manipulačních úchyty a zatížení pouze od vlastní tíhy, získáme nad podporou ohybový moment hodnoty $-156,3$ kNm. Před návrhem nové ohybové výztuže nejprve ověříme, zda k vykrytí tohoto momentu nepostačí umístěná konstrukční výztuž u horního povrchu:



Obr. 10.2 – Průběh ohybového momentu pro přepravní a manipulační stadium prvku

Návrh: $4x \text{ } \varnothing 10 \text{ mm}$, $A_{s,prov} = 314 \text{ mm}^2$

$$c = 15 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{sw} = 10 \text{ mm}$$

$$d = h - c - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing}{2} = 1850 - 15 - 10 - \frac{10}{2} = 1820 \text{ mm}$$

$$F_c = F_s$$

$$A_{cc} \cdot f_{cd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd}$$

Předpoklad: tlačená část betonu je v dolní přírubě vazníku

$$x \cdot b \cdot f_{cd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd}$$

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot f_{cd}}$$

$$x = \frac{314 \cdot 435}{0,8 \cdot 300 \cdot 20} = 28,5 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

$$a_{cc} = \frac{x}{2} = \frac{28,5}{2} = 14,2 \text{ mm}$$

$$z_c = d - a_{cc} = 1820 - 14,2 = 1805,8 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z_c = 314 \cdot 435 \cdot 1804,8 = 246,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

Navržená konstrukční výztuž v rozích třmínků postačí. Bude dokonce o dost naddimenzovaná, neboť posouzení probíhalo pro čtyři pruty, ale v průřezu jich bude minimálně šest. To sice trochu zmenší rameno vnitřních sil, jelikož další dva pruty budou umístěny níže a bude větší plocha tlačného betonu, ale příbytek plochy výztuže zajistí i tak nárůst únosnosti.

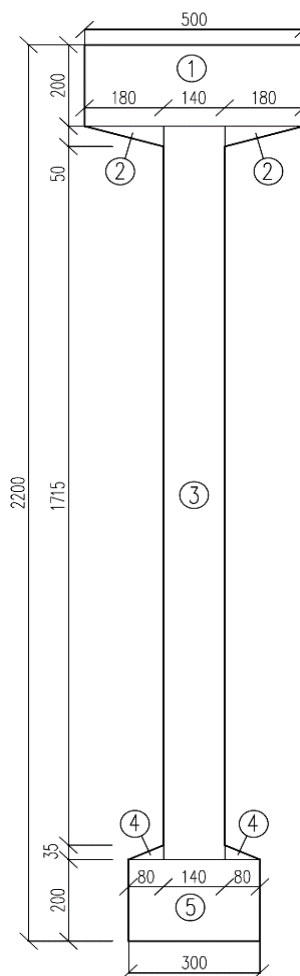
Kompletní tabulkové posouzení pro část mezi krajem vazníku a manipulačním úchytem je přiloženo v [příloze H](#). Výztuž byla posuzována od podpory směrem ke kraji, jelikož se zmenšuje rameno vnitřních sil. Směrem na druhou stranu se rameno zvětšuje a moment klesá, je tedy zřejmé, že by posouzení vyšlo.

11. Mezní stavy použitelnosti

Materiály:

C30/37	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
	$E_{cm} = 33\,000 \text{ MPa}$
	$A_c = 0,4238 \text{ m}^2$
B500B	$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
	$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$
	$A_s = 6872 \text{ mm}^2$
	$d = 2086,8 \text{ mm}$

Posouzení vychází z [\[11\]](#), [\[12\]](#) a [\[14\]](#). Zabývá se stále vazníkem V3.



Obr. 11.1 – Geometrie průřezu a rozdělení na pět částí pro výpočet

11.1 Mezní stav omezení napětí

Pracovní součinitel:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (11.1)$$

$$\alpha_e = \frac{300}{33} = 6,06$$

Zatížení:

Tabulka zatížení byla převzata z kapitoly 5.5. Posouzení se bude provádět pro kvazistálou kombinaci zatížení za předpokladu dlouhodobého účinku zatížení. Do tabulky nám přibyl sloupec „Součinitel Ψ_2 “ dle [\[14\]](#).

Z tabulky vyplývá, že do posouzení pro MSP nám zatížení bude tvořit jen vlastní tíha skladby střechy a vazníku, který má v softwarovém výpočtu vlastní zatěžovací stav závislý na vymodelovaném tvaru konstrukce a není tak potřeba jej zde vyčíslovat.

Tab 11.1 – Tabulka zatížení převzatá z kapitoly 5.4 rozšířená o součinitel ψ_2

	Zatížení	Charakteristická hodnota g_0 [kN/m ²]	γ	Návrhová hodnota q_0 [kN/m ²]	Zatěžovací šířka [m]	Součinitel ψ_2	Návrhová hodnota zatížení na vazník f [kN/m]
Stálé	Skladba střechy	0,09	1	0,090	6	1	0,54
	ŽB panel	4,563	1	4,563	6	1	27,38
Proměnné	Sníh	0,56	1	0,560	6	0*	3,36
	Vítr	1,12	1	1,120	6	0	6,72
	Užitné	0,75	1	0,750	6	0	4,5
						Celkem	27,9

*Pro stavby v nadm. Výšce < 1000m n. m.

Návrhový moment dle softwarového výpočtu:

$$M_{gk} = 2\,658,4 \text{ kNm (dle SCIA)}$$

11.1.1 Ideální průřez bez trhlin

Plocha ideálního průřezu:

$$A_i = A_c + a_e A_s \quad (11.2)$$

$$A_i = 423\,800 + 6,06 \cdot 6872 = 465\,444 \text{ mm}^2$$

Statický moment průřezu:

Tab 11.2 – Výpočet statického momentu průřezu

	A_n	c_g	$A_n \cdot c_g$
1	200*500	100,00	10 000 000
2	180*50	200+50/3	1 950 000
3	140*1800	1 100,00	277 200 000
4	35*80	2000-35/3	5 567 333
5	200*300	2 100,00	126 000 000

$$\Sigma = 420\,717\,333 \text{ mm}^4$$

Těžiště průřezu (od horního okraje):

$$c_{gc} = \frac{S'_y}{A_c} \quad (11.3)$$

$$c_{gc} = \frac{420\,717\,333}{465\,444} = 992,7 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti průřezu:

$$I_c = \sum I_n + A_n(c_{gn} - c_{gc})^2 \quad (11.4)$$

$$I_c = \frac{1}{12} 500 \cdot 200^3 + 200 \cdot 500 (100 - 992,7)^2 + \frac{1}{12} 140 \cdot 1800^3 + 140 \cdot 1800 (1100 - 992,7)^2 + \frac{1}{12} 300 \cdot 200^3 + 200 \cdot 300 (2100 - 992,7)^2 + \frac{1}{36} 2 \cdot 180 \cdot 50^3 + 180 \cdot 50 \left(200 + \frac{50}{3} - 992,7\right)^2 + \frac{1}{36} 2 \cdot 80 \cdot 35^3 + 80 \cdot 35 \left(2000 - \frac{35}{3} - 992,7\right)^2 = 2,329299 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje:

$$a_{gi} = \frac{[A_c a_c + a_e A_s d]}{A_i} \quad (11.5)$$

$$a_{gi} = \frac{[423\,800 \cdot 992,7 + 6,06 \cdot 6872 \cdot 2086,7]}{465\,444} = 1\,090,6 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžišti:

$$I_i = I_c + A_c(a_{gi} - a_c)^2 + a_e A_s(a_{gi} - d)^2 \quad (11.6)$$

$$I_i = 2,329299 \cdot 10^{11} + 423\,800 (1\,090,6 - 992,7)^2 + 6,06 \cdot 6872 (1\,090,6 - 2\,086,8)^2 = 2,7837 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Ohybový moment při vzniku trhlin:

$$M_{cr,lt} = f_{ctm} \frac{I_i}{h - a_{gi}} \quad (11.7)$$

$$M_{cr,lt} = 2,9 \frac{2,7837 \cdot 10^{11}}{2\,200 - 1\,090,6} = 727\,666\,306 \text{ Nmm} = 727,7 \text{ kNm}$$

$$M_{cr,lt} < M_{gk} \rightarrow \text{Očekáváme vznik trhlin}$$

11.1.2 Ideální průřez s trhlinou

Výpočet tlačené části průřezu:

$$F_{cc} = F_s$$

$$\text{Kde: } F_{cc} = \iint \sigma_c dA$$

$$\text{Kde: } \sigma_c = \varepsilon_{cc} E_{cm}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \cdot \frac{x_c}{x_{ir}}$$

Postup odvození a vyjádření vzorců na obr. 11.2. Po vzájemných dosazeních získáváme vztah:

$$F_{cc} = \frac{x_c}{x_{ir}} \varepsilon_c E_{cm} A_{cc}$$

$$F_s = A_s \varepsilon_s E_s$$

$$\text{Kde: } \varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{d - x_{ir}}{x_{ir}}$$

$$E_s = a_e E_{cm}$$

Po dosazení všech odvozených vztahů do původní rovnosti získáváme vztah:

$$F_s = A_s \varepsilon_c \frac{d - x_{ir}}{x_{ir}} a_e E_{cm} = A_{cc} E_{cm} \varepsilon_c \cdot \frac{x_c}{x_{ir}}$$

Po úpravě:

$$A_s a_e (d - x_{ir}) = x_c A_{cc}$$

Kde: A_{cc} můžeme vyjádřit pomocí x_{ir} , viz obr. 11.3.

$$A_{cc} = 500 \cdot 200 + 50 \cdot 180 + (x_{ir} - 200) \cdot 140 = 140x_{ir} + 81\,000$$

$$x_c = \frac{S_y^{cc}}{A_{cc}}$$

Kde: S_y^{cc} je statický moment tlačené části betonu vyjádřený obdobně pomocí x_{ir} :

$$S_y^{cc} = 500 \cdot 200 \cdot 100 + 180 \cdot 50 \cdot \left(200 + \frac{50}{3}\right) + 140 \cdot (x_{ir} - 200) \left(\frac{x_{ir} - 200}{2} + 200\right) = 9\,150\,000 + 70x_{ir}^2$$

$$x_c = \frac{9\,150\,000 + 70x_{ir}^2}{140x_{ir} + 81\,000}$$

Vztahy A_{cc} a S_y^{cc} byly vyjádřeny za předpokladu, že neutrální osa je ve stejné průřezu.

Po dosazení:

$$A_s a_e (d - x_{ir}) = \frac{S_y^{cc}}{A_{cc}} A_{cc}$$

Po úpravě:

$$d - x_{ir} = \frac{S_y^{cc}}{A_s a_e} \tag{11.8}$$

$$2086,8 - x_{ir} = \frac{9\,150\,000 + 70x_{ir}^2}{6872 \cdot 6,06}$$

$$86\,903\,367 - 41\,644x_{ir} = 9\,150\,000 + 70x_{ir}^2$$

$$70x_{ir}^2 + 41\,644x_{ir} - 77\,753\,367 = 0$$

$$x_{ir,1} = 797,6 \text{ mm}$$

$$x_{ir,2} = -1392,6 \text{ mm}$$

$$x_{ir} = 797,6 \text{ mm}$$

Kontrola:

$$S_y^{cc} = 500 \cdot 200 \cdot 100 + 180 \cdot 50 \cdot \left(200 + \frac{50}{3}\right) + (798 - 200) \cdot 140 \cdot \left(\frac{798-200}{2} + 200\right) = 53\,726\,280 \text{ mm}^3$$

$$A_{cc} = 200 \cdot 500 + 180 \cdot 50 + 140 \cdot (798 - 200) = 192\,720 \text{ mm}^2$$

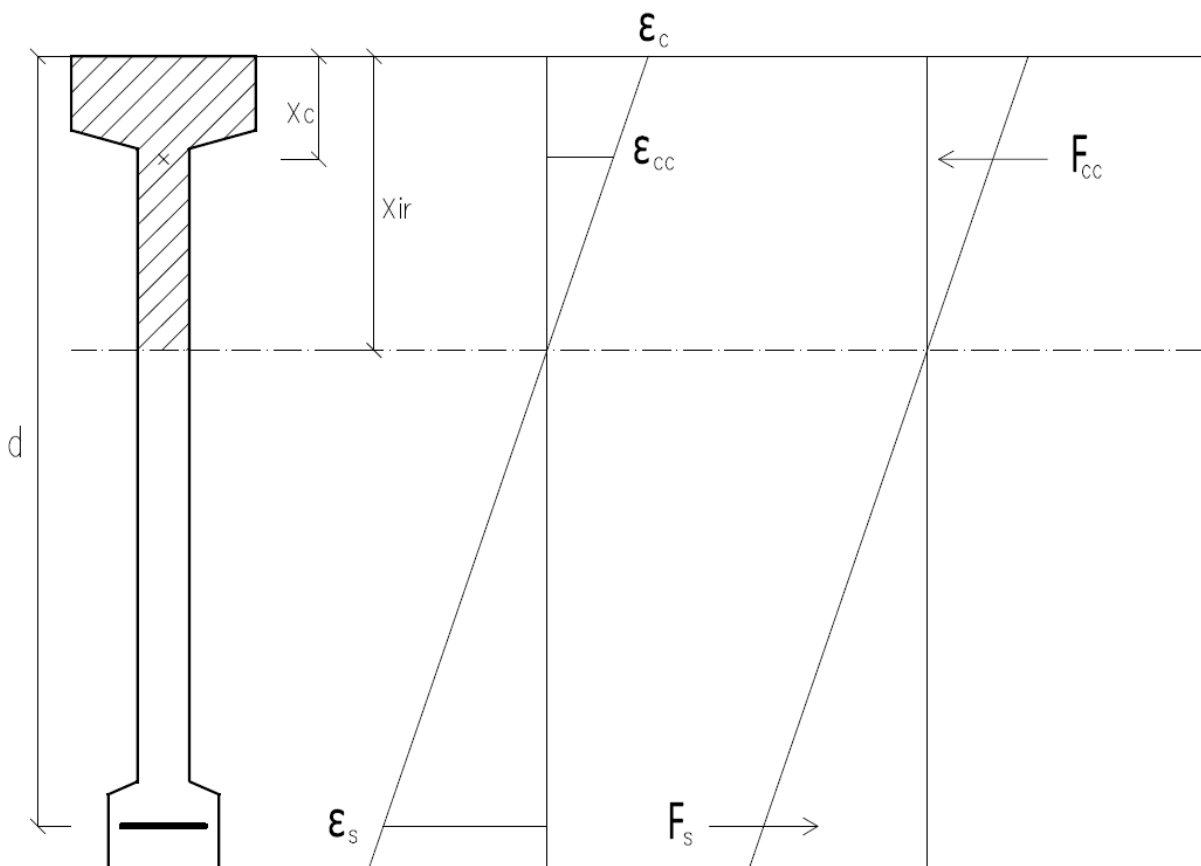
$$P = d - x_{ir} = 2\,086,8 - 797,6 = 1\,289,2$$

$$L = \frac{S_y^{cc}}{A_s a_e} = \frac{53\,726\,280}{6\,872 \cdot 6,06} = 1290,1$$

$$L = P$$

$$x_{ir} = 797,6 \text{ mm}$$

$$x_c = \frac{53\,826\,280}{192\,720} = 278,8 \text{ mm}$$



$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{d - x_{ir}}{x_{ir}}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{d - x_{ir}}{x_{ir}}$$

$$\frac{x_c}{x_{ir}} = \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_c}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \frac{x_c}{x_{ir}}$$

$$a_e \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{d - x_{ir}}{x_{ir}}$$

$$E_s = a_e E_{cm}$$

Obr. 11.2 – Odvození vztahů pro výpočet tlačené části průřezu

Moment setrvačnosti tlačené části betonu k neutrální ose:

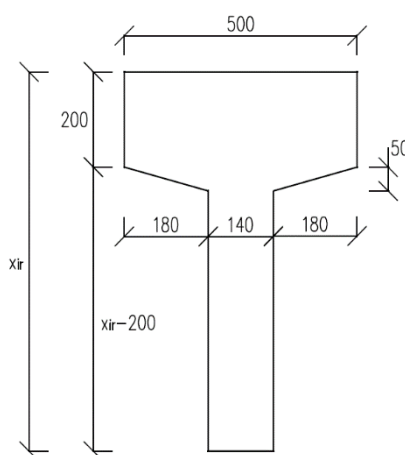
$$I_{cc} = \sum I_n + A_n(c_{gn} - x_{ir})^2$$

$$I_{cc} = \frac{1}{12} 500 \cdot 200^3 + 200 \cdot 500 (798 - 100)^2 + \frac{1}{12} 140 \cdot (798 - 200)^3 + 140 \cdot 598 \left(\frac{598}{2}\right)^2 + \frac{1}{36} 2 \cdot 180 \cdot 50^3 + 50 \cdot 180 \cdot \left(598 - \frac{50}{3}\right)^2 = 6,207606 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou k neutrální ose:

$$I_{ir} = I_{cc} + a_e A_S (d - x_{ir})^2 \quad (11.9)$$

$$I_{ir} = 6,207606 \cdot 10^{10} + 6,06 \cdot 6872 (2086,8 - 798)^2 = 1,312475 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$



Obr. 11.3 – Schéma tlačené části průřezu s rozměry pro vyjádření A_{cc}

Výpočet napětí v betonu:

$$\sigma_c = \frac{M_{gk}}{I_{ir}} x_{ir}$$

$$\sigma_c = \frac{2\,658,4 \cdot 10^6}{1,312475 \cdot 10^{11}} \cdot 797,6 = 16,55 \text{ MPa}$$

$$0,45 f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

$$0,6 f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0,6 f_{ck}$$

V dalších výpočtech musíme uvažovat nelineární dotvarování betonu.

Výpočet napětí ve výztuži:

$$\sigma_s = a_e \frac{M_{gk}}{I_{ir}} (d - x_{ir}) \quad (11.10)$$

$$\sigma_s = 6,06 \frac{2\,658,4 \cdot 10^6}{1,312475 \cdot 10^{11}} (2\,086,8 - 797,6) = 158 \text{ MPa}$$

$$0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < 0,8f_{yk}$$

11.2 Mezní stav omezení trhlin (bez přímého výpočtu šířky trhlin)

Minimální plocha výztuže v tažené oblasti betonu:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad (11.11)$$

Kde: k je součinitel vyjadřující účinek nerovnoměrného rozdělení vnitřních rovnovážných napětí vedoucích ke zmenšení sil vyplývajících z omezených přetvoření

$$k = 0,65 \text{ pro průřez s výškou větší než } 800 \text{ mm}$$

k_c je součinitel zohledňující rozdělení napětí v průřezu v okamžiku před vznikem trhlin a změnu ramene vnitřních sil

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/(h \cdot))f_{ct,eff}} \right] \quad (11.12)$$

$$\text{Kde: } \sigma_c = \frac{N_{ED}}{bh} = 0$$

$$k_c = 0,4[1 - 0] = 0,4$$

$f_{ct,eff}$ střední hodnota pevnosti betonu v tahu = f_{ctm}

A_{ct} je plocha betonu v tažené části průřezu před vznikem první trhliny

$$\text{Odhadem } A_{ct} = 0,5A_c = 0,5 \cdot 423\,800 = 211\,900 \text{ mm}^2$$

σ_s je napětí ve výztuži

$$\sigma_s = 158 \text{ Mpa, viz (11.1)}$$

$$A_{s,min} = \frac{0,4 \cdot 0,65 \cdot 2,9 \cdot 211\,900}{158} = 1011 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} < A_{s,prov} = 6872 \text{ mm}^2$$

Dle [2] pro omezení šířky trhlin bez výpočtu stačí splnění jedné z podmínek – dodržení maximálního průměru prutů nebo maximální vzdálenost prutů. V tab. 11.3 je ve sloupci (1) příslušná šířka trhliny, ve sloupci (2) tabulková hodnota pro napětí ve výztuži 160 MPa a ve sloupci (3) je hodnota přepočítaná pro ohybové namáhání podle vztahu (11.13). Z tabulky při užití prutů o průměru 25 mm vyplývá, že jsou splněny požadavky i na šířku trhliny 0,2 mm.

Dle druhého kritéria by při napětí ve výztuži 160 MPa musely být pro dodržení příslušné šířky trhliny dodrženy následující požadavky: Pro $w_k = 0,4$ mm: $s_{max} = 300$ mm, pro $w_k = 0,3$ mm: $s_{max} = 300$ mm a pro $w_k = 0,2$ mm: $s_{max} = 200$ mm. Všechny tyto požadavky byly rovněž splněny.

Vztah pro přepočítání maximálního přípustného průměru prutu při ohybovém namáhání:

$$\sigma_s = \sigma_s^* (f_{ct,eff}/2,9) \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2(h-d)} \quad (11.13)$$

Kde: σ_s^* tabulková hodnota dle [2]

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

k_c viz (11.12)

h_{cr} je výška tlačené oblasti bezprostředně před vznikem trhliny

$$h_{cr} = h/2 \text{ (odhad)} = 1100 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \sigma_s^* \left(\frac{2,9}{2,9} \right) \frac{0,4 \cdot 1100}{2(2 \cdot 200 - 2 \cdot 086,8)} = 1,94 \sigma_s^*$$

Návrh přídavné povrchové výztuže:

Jelikož je výška vazníku vyšší než 1 m, tak musíme navrhnout přídavnou povrchovou výztuž kvůli tomu, že je hlavní výztuž soustředěná jen ve spodní přírubě.

$$A_{s,surf,min} = 0,01 A_{ct,ext} \quad (11.14)$$

Kde: $A_{ct,ext}$ je plocha taženého betonu vně třmínků, viz obr. 11.4

$$A_{ct,ext} = 300 \cdot 20 + 2 \cdot 200 \cdot 30 + 90 \cdot 25 \cdot 2 + 1168 \cdot 2 \cdot 15 = 57540 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,surf,min} = 0,01 \cdot 57540 = 575 \text{ mm}^2$$

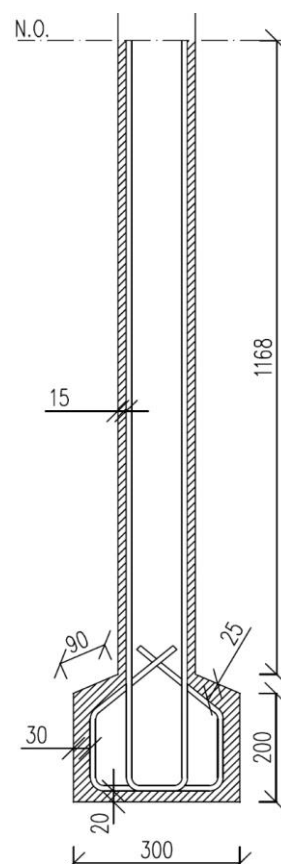
Návrh: 8x \varnothing 10mm, $A_{s,prov} = 628 \text{ mm}^2$

Výztuž bude rovnoměrně rozmístěna do stojiny.

Tab. 11.3 – požadavky na maximální průměry prutů pro omezení šířky trhliny

w_k [mm]	$\sigma_{s,max}^*$ [mm]	$\sigma_{s,max}$ [mm]
(1)	(2)	(3)
0,4	40	78
0,3	32	62
0,2	25	49

Průřez splňuje požadavky na $w_k = 0,2 \text{ mm}$



Obr. 11.4 – Rozměry tažené části betonu vně třmínku

11.3 Mezní stav přetvoření

Průhyb ověřujeme pro středový průřez, proto se všechny požadované veličiny, které jsou po délce vazníku proměnné, budou vztahovat k tomuto konkrétnímu průřezu.

Limitní ohybová štíhlost:

$$\lambda = \frac{l}{d} < \lambda_d \quad (11.15)$$

$$\lambda = \frac{23,9}{2,0868} = 11,45$$

Kde: λ_d ... Limitní ohybová štíhlost

$$\lambda \leq \kappa_{c1} \kappa_{c2} \kappa_{c3} \lambda_{d,tab} \quad (11.16)$$

Kde: $\kappa_{c1} \dots 1$

$$\begin{aligned} \kappa_{c2} \dots &= \frac{7}{l} \text{ pro } l > 7 \text{ m} \\ \kappa_{c2} &= \frac{7}{23,9} = 0,29 \end{aligned} \quad (11.17)$$

$$\kappa_{c3} \dots \frac{500 \cdot A_{s,prov}}{f_{yk} \cdot A_{s,req}} \quad (11.18)$$

$$\kappa_{c3} = \frac{500}{500} \cdot \frac{6\,872}{5\,604} = 1,23$$

$$\lambda_{d,tab} \cdot \rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} = \frac{6\,872}{423\,800} = 1,6 \%$$

$$\text{Pro C30/37 a } \rho = 1,5\% \rightarrow \lambda_{d,tab} = 14$$

$$\lambda = 1 \cdot 0,29 \cdot 1,23 \cdot 14 = 5$$

$\lambda > \lambda_{d,tab}$ Je nutno posoudit výpočtem

Limitní průhyb:

$$f_{lim,lt} = \frac{l}{250} = \frac{23\,900}{250} = 95,6 \text{ mm}$$

Návrhový moment od kvazistálého zatížení:

$$M_{gk} = 2\,658,4 \text{ kNm}$$

Předpoklady:

- a) Kvazistálá kombinace zatížení začne na prvek působit nejdříve 28. den od betonáže, bude tedy působit v časovém intervalu $<28 \text{ dnů}; \infty$)

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 423\,800}{5578} = 152 \text{ mm}$$

$$t_0 = 28 \text{ dnů}$$

Beton C30/37

Cement N

$RH = 50 \%$

Součinitel dotvarování $\varphi_{\infty, t_0=28d} = 1,9$ (viz obr. 11.5)

Dle kap. 11.1: $\sigma_c > 0,45f_{ck}$... Nutno uvažovat nelineární dotvarování

$$\varphi_{\infty, t_0=28d, k} = \varphi_{\infty, t_0=28d} \exp[1,5(k_{\sigma} - 0,45)] \quad (11.19)$$

$$\text{Kde: } k_{\sigma} = \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (11.20)$$

$$k_{\sigma} = \frac{16,55}{38} = 0,436$$

$$\varphi_{\infty, t_0=28d, k} = 1,9 \exp[1,5(0,436 - 0,45)] = 1,9$$

b) Smršťování začne nejdříve po sedmi dnech, tzn. Beton bude min. týden ošetřován a časový interval smršťování bude < 7 dnů; ∞)

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} \quad (11.21)$$

Kde: ε_{ca} ... Autogenní smrštění

$$\varepsilon_{ca} = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (11.22)$$

$$\varepsilon_{ca} = 2,5(30 - 10) \cdot 10^{-6} = 5 \cdot 10^{-5}$$

ε_{cd} ... Smrštění od vysychání

$$\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0} \cdot k_h \quad (11.23)$$

$$\text{Kde: } \varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (11.24)$$

Kde: $\alpha_{ds1} = 4$ pro cement třídy N

$\alpha_{ds2} = 0,12$ pro cement třídy N

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

Kde: RH = Relativní vlhkost okolního prostředí

$RH = 50\%$

$RH_0 = 100\%$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{50}{100} \right)^3 \right] = 1,356$$

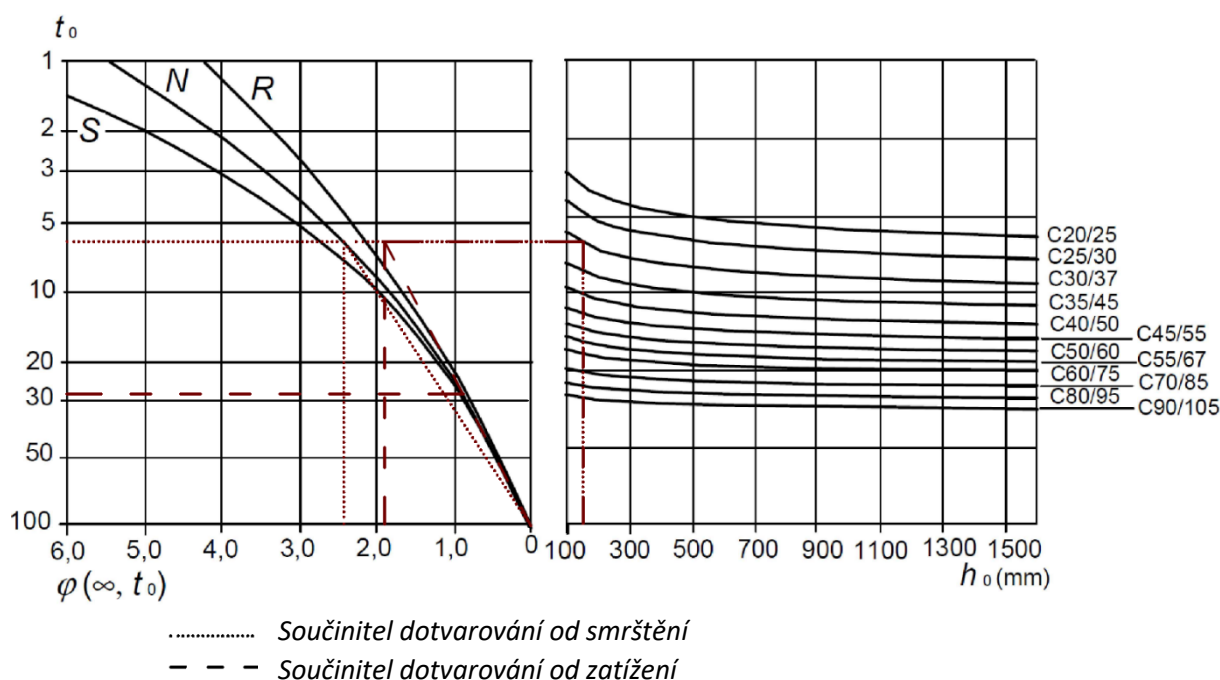
k_h (pro $h_0 = 152 \text{ mm}$) = 0,925

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \left[(220 + 110 \cdot 4) \exp\left(-0,12 \cdot \frac{38}{10}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1,356 = \\ &= 5,67343 \cdot 10^{-4} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0} \cdot k_h = 5,67343 \cdot 10^{-4} \cdot 0,925 = 5,248 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs} = 5 \cdot 10^{-5} + 5,248 \cdot 10^{-4} = 5,748 \cdot 10^{-4}$$

$$\varphi_{\infty, t_0=7d, k} = 2,4 \text{ (viz obr. 11.5)}$$



Obr. 11.5 – Postup stanovení součinitele dotvarování pro beton uložený v běžném prostředí, převzato z [2]

11.3.1 Průhyb od kvazistálého zatížení

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi_c} \quad (11.25)$$

$$E_{c,eff} = \frac{33}{1+1,9} = 11,4 \text{ GPa}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (11.1)$$

$$\alpha_e = \frac{200}{11,4} = 17,5$$

Geometrické charakteristiky průřezu bez trhlin:

$$A_c = 423\,800 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 6\,872 \text{ mm}^2$$

$$A_i = A_c + \alpha_e A_s \quad (11.2)$$

$$A_i = 423\,800 + 17,5 \cdot 6\,872 = 544\,060 \text{ mm}^2$$

$$a_{gi} = \frac{[A_c a_c + \alpha_e A_s d]}{A_i} \quad (11.5)$$

$$a_{gi} = \frac{[423\,800 \cdot 992,7 + 17,5 \cdot 6872 \cdot 2086,8]}{544\,060} = 1234,5 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžišti:

$$I_i = I_c + A_c(a_{gi} - a_c)^2 + a_e A_s(a_{gi} - d)^2 \quad (11.6)$$

$$I_i = 2,329299 \cdot 10^{11} + 423\,800 (1234,5 - 992,7)^2 + 17,5 \cdot 6872 (1234,5 - 2086,8)^2 = 3,45067 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Ohybová tuhost ideálního průřezu:

$$E_{c,eff} \cdot I_i = 11,4 \cdot 10^3 \cdot 3,45067 \cdot 10^{11} = 3,93376 \cdot 10^{15} \text{ Nmm}^2$$

Ohybová poddajnost ideálního průřezu:

$$C_{I,lt} = \frac{1}{E_{c,eff} \cdot I_i} \quad (11.26)$$

$$C_{I,lt} = \frac{1}{3,93376 \cdot 10^{15}} = 2,5421 \cdot 10^{-16} \text{ N}^{-1} \text{ mm}^{-2}$$

Ohybový moment při vzniku trhlin:

$$M_{cr,lt} = f_{ctm} \frac{I_i}{h - a_{gi}} \quad (11.7)$$

$$M_{cr,lt} = 2,9 \frac{3,45067 \cdot 10^{11}}{2200 - 1234,5} = 1036,5 \text{ kNm}$$

$$M_{cr,lt} > M_{gk}$$

Geometrické charakteristiky průřezu s trhlinou:

$$x_{ir}: \quad d - x_{ir} = x_c \frac{A_{cc}}{a_e A_s}$$

$$x_c = \frac{S_y^{cc}}{A_{cc}} = \frac{9\,150\,000 + 70x_{ir}}{A_{cc}}$$

$$d - x_{ir} = \frac{9\,150\,000 + 70x_{ir}}{A_{cc}} \cdot \frac{A_{cc}}{a_e A_s}$$

$$17,5 \cdot 6872 \cdot (2086,8 - x_{ir}) = 9\,150\,000 + 70x_{ir}$$

$$70x_{ir}^2 + 120\,260x_{ir} - 241808568 = 0$$

$$x_{ir} = 1188,5 \text{ mm}$$

(vztahy viz kap. 11.1.2)

Kontrola:

$$S_y^{cc} = 500 \cdot 200 \cdot 100 + 180 \cdot 50 \cdot \left(200 + \frac{50}{3}\right) + (1188,5 - 200) \cdot 140 \cdot \left(\frac{1188,5 - 200}{2} + 200\right) = 108\,027\,257,5 \text{ mm}^3$$

$$A_{cc} = 200 \cdot 500 + 180 \cdot 50 + 140 \cdot (1188,5 - 200) = 247\,390 \text{ mm}^2$$

$$P = d - x_{ir} = 2086,8 - 1188,5 = 898,3$$

$$L = \frac{S_y^{cc}}{A_s a_e} = \frac{108\,027\,257,5}{6872 \cdot 17,5} = 898,3$$

$$L = P$$

$$x_{ir} = 1188,5 \text{ mm}$$

$$x_c = \frac{108\,027\,257,5}{247\,390} = 436,7 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti tlačené části betonu k neutrální ose:

$$I_{cc} = \sum I_n + A_n(c_{gn} - x_{ir})^2$$

$$I_{cc} = \frac{1}{12} 500 \cdot 200^3 + 200 \cdot 500 (1188,5 - 100)^2 + \frac{1}{12} 140 \cdot (1188,5 - 200)^3 + 140 \cdot (1188,5 - 200) \left(\frac{1188,5 - 250}{2}\right)^2 + \frac{1}{36} 2 \cdot 180 \cdot 50^3 + 50 \cdot 180 \cdot \left(1188,5 - 200 - \frac{50}{3}\right)^2 = 1,72393 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou k neutrální ose:

$$I_{ir} = I_{cc} + a_e A_c (d - x_{ir})^2 \quad (11.9)$$

$$I_{ir} = 1,72393 \cdot 10^{11} + 17,5 \cdot 6872 (2086,8 - 1188,5)^2 = 2,69435 \cdot 10^{11}$$

Ohybová tuhost ideálního průřezu s trhlinou:

$$E_{c,eff} \cdot I_{ir} = 11,4 \cdot 10^3 \cdot 2,69435 \cdot 10^{11} = 3,07156 \cdot 10^{15} \text{ Nmm}^2$$

Ohybová poddajnost ideálního průřezu s trhlinou:

$$C_{II,lt} = \frac{1}{E_{c,eff} \cdot I_i} \quad (11.26)$$

$$C_{II,lt} = \frac{1}{3,07156 \cdot 10^{15}} = 3,25568 \cdot 10^{-16} \text{ N}^{-1} \text{ mm}^{-2}$$

Křivost od zatížení:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{g,lt} = M_{gk} [(1 - \xi_{g,lt}) C_{I,lt} + \xi_{g,lt} C_{II,lt}] \quad (11.27)$$

Kde: ξ ... Míra spolupůsobení betonu mezi trhlinami (tahové zpevnění)

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr,lt}}{M_{kg,d}}\right)^2 \quad (11.28)$$

Kde: β je součinitel zohledňující dobu trvání zatížení

β pro dlouhodobé zatížení = 0,5

$$\xi = 1 - 0,5 \left(\frac{1036,5}{2658,4}\right)^2 = 0,924$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{g,lt} = 1036,5 [(1 - 0,924) \cdot 2,5421 \cdot 10^{-16} + 0,924 \cdot 3,25568 \cdot 10^{-16}] = 8,511 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^{-1}$$

Průhyb od kvazistálého zatížení:

$$f_{g,lt} = \frac{5}{48} \left(\frac{1}{r}\right)_{g,lt} l^2 = \frac{5}{48} \cdot 8,511 \cdot 10^{-7} \cdot 23900^2 = 50,6 \text{ mm}$$

11.3.2 Průhyb od smrštění

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi_c} \quad (11.25)$$

$$E_{c,eff} = \frac{33}{1+2,4} = 9,7 \text{ GPa}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (11.1)$$

$$\alpha_e = \frac{200}{9,7} = 20,6$$

Geometrické charakteristiky průřezu bez trhlin:

$$A_i = 423\,800 + 20,6 \cdot 6872 = 565\,363 \text{ mm}^2 \quad (11.2)$$

$$a_{gi} = \frac{[A_c a_c + a_e A_s d]}{A_i} \quad (11.5)$$

$$a_{gi} = \frac{[423\,800 \cdot 992,7 + 20,6 \cdot 6872 \cdot 2086,8]}{565\,363} = 1266,7 \text{ mm}$$

$$I_i = I_c + A_c (a_{gi} - a_c)^2 + a_e A_s (a_{gi} - d)^2 \quad (11.6)$$

$$I_i = 2,329299 \cdot 10^{11} + 423\,800 (1266,7 - 992,7)^2 + 20,6 \cdot 6872 (1266,7 - 2086,8)^2 = 3,6 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Statický moment průřezové plochy k těžišti výztuže:

$$S_i = A_s (d - a_{gi}) \quad (11.29)$$

$$S_i = 6872 (2086,8 - 1266,7) = 5\,635\,727,1 \text{ mm}^3$$

Geometrické charakteristiky průřezu s trhlinou:

$$x_{ir}: \quad d - x_{ir} = x_c \frac{A_{cc}}{a_e A_s}$$

$$x_c = \frac{S_y^{cc}}{A_{cc}} = \frac{9\,150\,000 + 70x_{ir}}{A_{cc}}$$

$$d - x_{ir} = \frac{9\,150\,000 + 70x_{ir}}{A_{cc}} \cdot \frac{A_{cc}}{a_e A_s}$$

$$20,6 \cdot 6872 \cdot (2086,8 - x_{ir}) = 9\,150\,000 + 70x_{ir}$$

$$70x_{ir}^2 + 141\,563x_{ir} - 286264086 = 0$$

$$x_{ir} = 1249,8 \text{ mm}$$

(vztahy viz kap. 11.1.2)

Kontrola:

$$S_y^{cc} = 500 \cdot 200 \cdot 100 + 180 \cdot 50 \cdot \left(200 + \frac{50}{3}\right) + (1249,8 - 200) \cdot 140 \cdot \left(\frac{1249,8 - 200}{2} + 200\right) = 118\,490\,003 \text{ mm}^3$$

$$A_{cc} = 200 \cdot 500 + 180 \cdot 50 + 140 \cdot (1249,8 - 200) = 255\,972 \text{ mm}^2$$

$$P = d - x_{ir} = 2086,8 - 1249,8 = 837$$

$$L = \frac{S_y^{cc}}{A_s a_e} = \frac{118\,490\,003}{6872 \cdot 20,6} = 837$$

$$L = P$$

$$x_{ir} = 1249,8 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti tlačené části betonu k neutrální ose:

$$I_{cc} = \sum I_n + A_n (c_{gn} - x_{ir})^2$$

$$I_{cc} = \frac{1}{12} 500 \cdot 200^3 + 200 \cdot 500 (1249,8 - 100)^2 + \frac{1}{12} 140 \cdot (1249,8 - 200)^3 + 140 \cdot (1249,8 - 200) \left(\frac{1249,8 - 250}{2} \right)^2 + \frac{1}{36} 2 \cdot 180 \cdot 50^3 + 50 \cdot 180 \cdot \left(1249,8 - 200 - \frac{50}{3} \right)^2 = 1,9614 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou k neutrální ose:

$$I_{ir} = I_{cc} + a_e A_s (d - x_{ir})^2 \quad (11.9)$$

$$I_{ir} = 1,9614 \cdot 10^{11} + 20,6 \cdot 6872 (2086,8 - 1249,8)^2 = 2,9532 \cdot 10^{11}$$

Statický moment průřezové plochy k těžišti výztuže:

$$S_{ir} = A_s (d - x_{ir}) \quad (11.30)$$

$$S_{ir} = 6872 (2086,8 - 1249,8) = 5\,751\,864 \text{ mm}^3$$

Křivost od smrštění:

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{cs} = \varepsilon_{cs,\infty} a_e \left[(1 - \xi_{g,lt}) \frac{S_i}{I_i} + \xi_{g,lt} \frac{S_{ir}}{I_{ir}} \right] \quad (11.31)$$

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{cs} = 5,748 \cdot 10^{-4} \cdot 20,6 \left[(1 - 0,924) \frac{5\,635\,727,1}{3,6 \cdot 10^{11}} + 0,924 \frac{5\,751\,864}{2,9532 \cdot 10^{11}} \right] = 2,27182 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^{-1}$$

Průhyb od smrštění:

$$f_{cs} = \frac{1}{8} \left(\frac{1}{r} \right)_{cs} l^2 \quad (11.32)$$

$$f_{cs} = \frac{1}{8} \left(\frac{1}{r} \right)_{cs} l^2 = \frac{1}{8} \cdot 2,27182 \cdot 10^{-7} \cdot 23900^2 = 16,2 \text{ mm}$$

Celkový průhyb:

$$f_{lt} = f_{g,lt} + f_{cs,lt} \quad (11.33)$$

$$f_{cs,lt} = 50,6 + 16,4 = 67 \text{ mm}$$

Posouzení průhybu:

$$f_{cs,lt} < f_{lim,lt} = 95,6 \text{ mm}$$

Průhyb vyhovuje

11. Předběžný návrh sloupu

Hodnota reakce v místě uložení vazníku V3 je dle Scie 868 kN. Nejprve navrhujeme vnitřní sloup S6, který podpírá dva vazníky V3, jenž jsou zatížené v maximální zatěžovací šířce. Tím dohromady získáme návrhovou normálovou sílu $N_{Ed} = 2 \cdot 868 = 1736$ kN.

Dále jsme v předchozích kapitolách uvažovali délku uložení vazníku 20 cm a mezeru mezi jednotlivými vazníky 10 cm. To nám dohromady dává minimální rozměr sloupu 50 cm.

Minimální průřezovou plochu sloupu vyjádříme ze vztahu (11.1).

$$N_{Rd} = 0,8A_c f_{cd} + A_s \sigma_s \geq N_{Ed} \quad (11.1)$$

Kde: 0,8 je vliv výstřednosti zatížení

A_c je průřezová plocha sloupu

f_{cd} je návrhová pevnost betonu v tlaku

A_s je průřezová plocha výztuže sloupu, jelikož zatím žádnou nemáme navrženou, vyjádříme ji pomocí stupně vyztužení jako:

$$A_s = \rho_s A_c$$

Kde: A_s je předpokládaný stupeň vyztužení 1,5 – 3 %, uvažujeme 2 %

$$A_s = 0,02 \cdot A_c$$

σ_s je napětí ve výztuži

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s$$

Kde: E_s Je modul pružnosti výztuže = 200 000 Mpa

ε_s Je přetvoření oceli, které je shodné s přetvořením betonu při jeho návrhové pevnosti. Pro parabolicko-rektangulární pracovní diagram a beton třídy C30/37 je toto přetvoření rovno 0,002

$$\sigma_s = 200\,000 \cdot 0,002 = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot f_{cd} + \rho_s \sigma_s} \quad (11.1)$$

$$A_c \geq \frac{1736000}{0,8 \cdot 20 + 0,02 \cdot 400} = 72333 \text{ mm}^2$$

Při jednom rozměru 500 mm nám druhý rozměr vychází ≥ 153 mm. Zároveň však vycházíme z toho, že šířka vazníku v uložení je 300 mm. Budeme-li předpokládat, že pro potřeby vidlice je sloup rozšířen pouze v horní části, můžeme tyto rozměry použít pro základní návrh.

Původní vztah (11.1) nyní ověříme se zahrnutím vlastní tíhy F_1 a odhadem tíhy vidlice F_2 na vrcholu sloupu: $F_g = F_1 + F_2 = 7 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 26 + 0,5 \cdot 0,2 \cdot 1,3 \cdot 26 = 30,7$ kN

$$A_c = 150\,000 \text{ mm}^2 \geq \frac{2 \cdot 868000 + 30700}{0,8 \cdot 20 + 0,02 \cdot 400} = 73\,620 \text{ mm}^2 \quad \text{Splněno}$$

Nyní provedeme ověření štíhlosti, abychom zjistili, jestli se sloup bude posuzovat jako štíhlý či jako masivní.

Štíhlost navrženého sloupu:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (11.2)$$

Kde: λ je štíhlost prvku

l_0 je účinná délka pro sloup, při jednostranném vetknutí $l_0 = 2l = 14$ m

i je poloměr setrvačnosti betonového průřezu bez trhlin

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}} \quad (11.3)$$

Kde: I je moment setrvačnosti, pro příčný směr $I = \frac{1}{12} 500 \cdot 300^3 =$

$$1,125 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1,125 \cdot 10^9}{150\,000}} = 86,6 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{2 \cdot 7000}{86,6} = 161,6$$

Limitní štíhlost:

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} \quad (11.4)$$

$$\text{Kde: } A = \frac{1}{1+0,2\varphi_{ef}} \quad (\text{konzervativně bez výpočtu} = 0,7) \quad (11.5)$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \quad (\text{konzervativně bez výpočtu} = 1,1) \quad (11.6)$$

$$C = 1,7 - r_m \quad (11.7)$$

$$\text{Kde: } r_m = M_{01}/M_{02} \quad (11.8)$$

Kde M_{01} a M_{02} jsou momenty v hlavě a v patě sloupu, vazníky jsou symetricky uloženy a stejně zatíženy, nepředpokládáme tedy vznik ohybových momentů v důsledku zatížení a ohybové momenty budeme uvažovat převážně od imperfekcí. V takovém případě lze uvažovat $r_m = 1$ a tudíž $C = 0,7$.

n je poměrná normálová síla

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (11.9)$$

$$n = \frac{1766700}{500 \cdot 300 \cdot 20} = 0,589$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,589}} = 14$$

Posouzení:

$$\lambda = 161,6 > \lambda_{lim} = 14$$

Sloup bude nutno posuzovat jako štíhlý.

Ještě si ukážeme, jak by se změnila štíhlost, kdybychom zvětšili menší rozměr sloupu na 400 a na 500 mm:

$$i(b = 400 \text{ mm}) = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 400^3}{500 \cdot 400}} = 115,5 \text{ mm}$$

$$\lambda(b = 400 \text{ mm}) = \frac{2 \cdot 7000}{115,5} = 121,2$$

$$\lambda_{lim}(b = 400 \text{ mm}) = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{1766700}{500 \cdot 400 \cdot 20}}} = 16,2$$

$$i(b = 500 \text{ mm}) = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 500^3}{500 \cdot 500}} = 144,3 \text{ mm}$$

$$\lambda(b = 500 \text{ mm}) = \frac{2 \cdot 7000}{144,3} = 97$$

$$\lambda_{lim}(b = 500 \text{ mm}) = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{1766700}{500 \cdot 500 \cdot 20}}} = 18,1$$

Jak je vidět, tak štíhlost sloupu je rozměry poměrně dost ovlivněna. Na limitní štíhlost však změna rozměrů až tak výrazný vliv nemá. Proto není efektivní snažit se docílit masivního sloupu zvětšováním jednoho z rozměrů. Pro takto dlouhý a uložený sloup to nemá výrazný vliv. Proto se také posouzení bude muset provést jako pro štíhlý sloup. To už však není aktuálně předmětem – tím bylo určit předběžné rozměry sloupu. Ty stanovíme na 500x300 mm.

Ostatní sloupy nebudeme takto podrobně rozebírat a prohlásíme, že budou mít stejný rozměr jako sloup S6 a lišit se budou jen ve vyztužení. Počty jednotlivých sloupů jsou uvedeny ve výkresu skladby.

Technická zpráva

Statická část

Název projektu: Výrobní hala

Vypracoval: Filip Fencel

Datum: 24. 5. 2017

1. Základní údaje o objektu

1.1 Obecný popis stavby

Řešeným objektem je hala v Praze na Zličíně. Objekt bude mít výrobní, skladovací a administrativní část.

1.2 Podklady pro zhotovení projektu

ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování 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 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN 73 0205 Geometrická přesnost ve výstavbě: Navrhování geometrické přesnosti

ČSN 73 0540 – Tepelná ochrana budov – Část 2: Požadavky

GLASTEK 40 Special Mineral – technický list

ISOVER EPS 100 – technický list

BITALBIT S – technický list

1.3 Použitý software

AutoCAD 2015

Scia Engineer 16.1

Microsoft Excel 2016

TPA 3.13

2. Základní charakteristika konstrukčního řešení

2.1 Urbanistické, architektonické a dispoziční řešení stavby

Řešeným objektem je výrobní hala s přístavkem. Ta je rozdělena na dvě části – trojlodní výrobní a jednodílný administrativní. Výrobní část má půdorys obdélníka o rozměrech 72x96 metrů, administrativní přístavek má půdorysné rozměry 10x96 metrů. Hala má nejmenší světlou výšku pod střešní konstrukcí 7 metrů, v administrativním přístavku pak 4 metry pod střešní konstrukcí. Jedná se o jednopodlažní halu bez jeřábové dráhy. Zastřešení je tvořeno železobetonovými panely ukládanými na sedlové železobetonové vazníky, jejichž spád zajišťuje i odvodnění střechy.

2.2 Technické řešení stavby

Systém konstrukce bude vazníkový, prefabrikovaný. Objekt bude založen na kalichových patkách. Do patek budou osazeny sloupy, které budou podpírat sedlové železobetonové vazníky. Vnitřní sloupy budou podpírat vždy 2 vazníky. Vzdálenost příčných vazeb bude 6 metrů a osový rozpon vazníků 24 metrů ve výrobní části a 10 metrů v administrativní části. Na vazníky budou ukládány železobetonové střešní panely, které budou tvořit tuhou střešní tabuli.

2.3 Materiálové řešení stavby

Základové patky: beton 30/37 XC2 – Cl 0,2 – D_{max} 22 mm

Podkladní beton: beton 16/20 XC2 – Cl 0,2 – D_{max} 22 mm

Podlaha: beton 30/37 XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 mm

Sloupy: beton 30/37 XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 mm

Vazníky: beton 30/37 XC1 (CZ) – Cl 0,2 – D_{max} 22 mm

Výztuž železobetonových konstrukcí: ocel B500B.

3. Zatížení

Uvedeny jsou charakteristické hodnoty zatížení. Pro získání návrhových hodnot je nutno provést přenásobení součinitelem bezpečnosti, který byl pro výpočet uvažován hodnotou 1,35 pro stálá a 1,5 pro proměnná zatížení.

3.1 Stálá zatížení

Vlastní tíha železobetonových konstrukcí je uvažována hodnotou 26 kN/m^3 . Skladba střechy s plošnými tíhami je rozepsána v kapitole 5.1. Plošné tíhy vycházejí z katalogových listů. Charakteristické zatížení bylo stanoveno na $4,65 \text{ kN/m}^2$.

3.2 Užitná zatížení

Střecha je nepochozí s výjimkou běžné údržby a oprav. Uvažováno zatížení $0,75 \text{ kN/m}^2$ (kategorie H dle ČSN EN 1991-1-1).

3.3 Zatížení sněhem

Budova se nachází v Praze (sněhová oblast I), má plochou střechu s příčným sklonem $3,3^\circ$. Stanoveno bylo charakteristické zatížení sněhem $0,56 \text{ kN/m}^2$.

3.4 Zatížení větrem

Budova se nachází v Praze (větrná oblast II), v předměstské oblasti (kategorie terénu III). Charakteristická hodnota zatížení na střechu byla stanovena na $1,12 \text{ kN/m}^2$ a na stěny pak $0,62 \text{ kN/m}^2$ jako součet tlaku na návětrné straně a sání na závětrné straně.

3.5 Další zatížení

Pro danou konstrukci nebyly uvažovány žádné další druhy zatížení.

4. Základové konstrukce

4.1 Zemní práce

Pláň stavebního pozemku je rovinná. Nejprve bude pomocí dozerů, nakladačů a sklápěček sejmuta ornice a následně převezena na skládku. Poté bude odtěžená zemina do hloubky 0,5 metru. Následně bude provedeno vytyčení vnějších obrysů jam pro umístění patek oprávněným geodetem, který rovněž vytyčí vztažné body objektu tak, aby nedošlo k jejich poškození během zemních prací. Tyto výkopy budou provedeny rypadlem s běžnou lopatou.

4.2 Základové konstrukce

Objekt nemá žádné vertikální komunikace, není tedy třeba řešit založení schodiště či dojezd výtahu. Založení železobetonových sloupů bude pomocí kalichových prefabrikovaných patek.

Mezi patkami bude provedena železobetonová podlaha tloušťky 200 mm na vyrovnávacím podkladním betonu tloušťky 150 mm. Před betonáží budou osazeny ocelové chráničky pro prostupy inženýrských sítí. Mezi podlahu a podkladní beton bude umístěna hydroizolace v podobě modifikovaných asfaltových pásů, která bude zároveň sloužit i jako protiradonová ochrana.

5. Nosný systém

5.1 Svislé nosné konstrukce

Byly navrženy železobetonové sloupy obdélníkového průřezu 500x300 mm. Tento rozměr byl navržen pro všechny sloupy v konstrukci. Jednotlivé sloupy se podle umístění budou lišit v navržené výztuži. Použitá výztuž bude B500B. Sloupy budou mít výšku 7 metrů a na vrcholu budou mít vidlici, do které se bude osazovat vazník. Vzhledem k typu uložení a rozměrům sloupu se budou posuzovat sloupy jako štíhlé.

5.2 Vodorovné nosné konstrukce

Střešní konstrukce bude tvořena železobetonovými panely o rozponu 6000 mm a 6125 mm, šířce 2000 a 2250 mm a výšce 180 mm. Tyto panely budou prostě ukládány na sedlové vazníky. Tím bude docíleno spádu pro odvodnění.

Sedlové vazníky budou mít délku 23900 mm. Výšku v uložení 1500 mm a výšku uprostřed rozpětí 2200 mm. Průřez bude ve tvaru I o šířce stěny 140 mm a s rozšířením v místě uložení na 300 mm. Vazník má manipulační výztuž navrženou tak, aby vrcholový úhel závěsného zařízení byl 30°. To bude vyžadovat manipulační prostor nad vazníkem do výšky 10,35 metrů.

5.3 Svislé komunikační prvky

Pro halu nejsou navrženy žádné svislé komunikační prvky.

5.4 Zajištění vodorovného ztužení

Příčná tuhost konstrukce bude zajištěna jednak tuhostí vetknutí sloupů a jednak štitovými stěnami. Podélná tuhost rovněž vetknutím stojek a vyzdáním jednoho či více polí mezi sloupy. Do těchto stěn bude zatížení přenášeno pomocí tuhé stropní tabule zajištěné železobetonovými střešními panely.

6. Ochrana nosných konstrukcí proti nepříznivým vlivům

6.1 Ochrana proti požáru

Požární odolnost konstrukcí je zajištěna dostatečnými rozměry konstrukce a dodrženou minimální krycí vrstvou výztuže

6.2 Ochrana proti korozi

Protikorozní odolnost železobetonových konstrukcí je zajištěna dostatečným krytím výztuže betonovou krycí vrstvou.

7. Technologie a provádění stavby

7.1 Technologie betonáže

Ukládání betonu pro podlahovou desku i podkladní beton bude probíhat přímo z autodomíchávače bez užití bádie či pumpy. Dopravu z betonárny budou zajišťovat cyklující autodomíchávače. Beton bude hutněn pomocí ponorných vibrátorů.

7.2 Bednění

Na bednění při betonáži podlahy se použije tradiční tesařské bednění.

7.3 Armování

Vyztužení podlahy musí odpovídat výkresům. Zejména bude nutno kontrolovat správné umístění a čistotu povrchů sítí. Musí rovněž být zajištěno minimální krytí.

7.4 Předpínání

V dané konstrukci se nevyskytují předpjaté betonové konstrukce.

7.5 Osazování prefabrikátů

Vnitřní stěny kalichových patek budou před ukládáním sloupů zdrsňeny pro lepší soudržnost se zálivkou, aby se zatížení ze sloupu částečně přenášelo rovnou do stěny patky. Sloupy budou do kalichů ukládány na zálivkové lože a po uložení bude mezera mezi stěnou patky a sloupem vyplněna zálivkou a stejné kvality jako kvalita betonu sloupu a patky. Zálivka musí být dokonale zvibrována.

Vazníky budou ukládány na sloupy do vidlic. Ty budou zamezovat překlopení vazníku. Jedna strana vazníku bude uložena na ocelový trn zamezující vodorovnému posunu, druhá strana bude uložena na ložisko umožňující dilataci. Pro vazník jsou navrženy manipulační úchyty ve čtvrtině a ve třech čtvrtinách délky. Pro předpokládaný středový úhel závěsného zařízení bude vyžadována minimální manipulační výška nad vazníkem 10,35 metru. Na vazníky pak budou ukládány střešní panely, které po zmonolitnění vytvoří tuhou střešní tabuli.

8. Bezpečnost práce a ochrana zdraví

Všechny části stavby byly navrženy v souladu s předpisy platnými v České republice. Stavební práce budou prováděny způsobilou stavební firmou. Během provádění musí být respektováno nařízení vlády 591/2006 Sb. o bližších minimálních požadavcích na BOZP na staveništi a interní předpisy dodavatele a investora.

Před zahájením stavebních prací musí být všichni pracovníci podílející se na výstavbě seznámeni s bezpečnostními předpisy a zákonnými ustanoveními, kterými se musí řídit na staveništi.

Během provádění stavebních prací i během provozu stavby je nutno dodržovat všechny platné ČSN a předpisy BOZP.

Závěr

V rámci práce byla koncepčně navržena konstrukce haly. Nejpodrobněji zkoumaným prvkem byl střešní vazník o rozponu téměř 24 metrů. Pro tento vazník byly navrženy a v průběhu práce upravovány rozměry a geometrie průřezu. Ručním výpočtem do něj byla navržena ohybová výztuž, která byla podrobněji posouzena pomocí proužkové metody. Dále byla pro vazník navržena ručním výpočtem smyková výztuž, která byla opět posouzena přesnější metodou – softwarem Scia.

Dále byl vazník posuzován na mezní stavy použitelnosti – mezní stav omezení napětí, mezní stav omezení trhlin a mezní stav omezení přetvoření.

Předběžně byl řešen jeden vnitřní sloup, pro který byly navrženy a výpočtem ověřeny předběžné rozměry. Pro ostatní sloupy byly rozměry převzaty, ale nebyly dále ověřovány.

Výstupy práce jsou výkres skladby, výkres výztuže vazníku a výkres jeho geometrie.

Seznam zdrojů

- [1] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [2] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [3] BILL, Zdeněk, Václav Brabec, Antonín Hruška, Vladimír Žďára. Konstrukce pozemních staveb 50: konstrukčně statická analýza vícepodlažních a halových objektů. Vyd. 2. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2002. ISBN 80-01-02575-6.
- [4] PROCHÁZKA, Jaroslav, Karel Bauer. Příklady nosných betonových konstrukcí jedno a vícepodlažních budov. Praha: Ediční středisko ČVUT, 1983.
- [5] Návrh ŽB nosníku a porovnání s výsledky zatěžovací zkoušky [online]. -: -, 2017 [cit. 2017-04-27]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/www/bilypet1/vyuka/YMVB/133YMVB_2.cvi%C4%8Den%C3%AD.pdf
- [6] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jitka VAŠKOVÁ. Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy. Praha: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-055878.
- [7] ČSN 73 0540-2: Tepelná ochrana budov - Část 2: Požadavky. Praha: Český normalizační institut, 2011.
- [8] Glastek 40 Special Mineral [online]. -: -, 2015 [cit. 2017-04-27]. Dostupné z: https://www.dek.cz/get_dokument.php?id=854386352
- [9] Isover EPS 100F [online]., 2016 [cit. 2017-04-27]. Dostupné z: <http://www.isover.cz/sites/isover.cz/files/assets/documents/tl-cz-isover-eps100-2016.pdf>
- [10] Bitalbit S [online]., 2012 [cit. 2017-04-27]. Dostupné z: <http://www.dehtochema.cz/files/technicky-list-bitalbit-s.pdf?id=291>
- [11] FOGLAR, Marek. Betonové konstrukce 3: Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu. Praha: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.
- [12] ŠTEFAN, Radek. *Tesco Zličín - zastřešení*. Praha, 2008. Projekt 3. České Vysoké Učení Technické. Vedoucí práce Prof. Ing. J. Procházka, CSc.
- [13] ČSN 73 0205: Geometrická přesnost ve výstavbě: Navrhování geometrické přesnosti. Praha: Český normalizační institut, 1995.
- [14] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 2004.

Příloha A

V této příloze je přiložen výňatek z excelového souboru, který počítá únosnost průřezu s užitím parabolicko-rektangulárního diagramu a dělením průřezu na proužky výšky 1 cm či 1 mm.

Náhledy excelového sešitu:

A) Zadání vstupů pro výpočet

BETON		
n=	2	--
ϵ_{c2} =	0,002	-
ϵ_{cu2} =	0,0035	-
f_{cd} =	20	Mpa
H =	2200	mm

Výztuž		
ϕ =	25	mm
Počet	12	ks
f_{yd} =	435	Mpa
E_s =	200000	MPa
a_s =	97,5	mm

B) Výpočet

Proužek	Plocha proužku	z_i	ϵ_i =	σ_{ci} [MPa]	N_{ci} [kN]	$N_{ci} \cdot (z_i - a_s)$ [kNm]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1	5000	2195	0,003463	20,00	100	209,75
2	5000	2185	0,003388	20,00	100	208,75
3	5000	2175	0,003314	20,00	100	207,75
4	5000	2165	0,003239	20,00	100	206,75
5	5000	2155	0,003165	20,00	100	205,75

C) Měněná veličina:

x =	474	mm
-----	-----	----

D) Výstupy výpočtu:

$A_{s,prov}$	5890,5	mm ²
ϵ^d =	0,01274	--
ΣF_{ci} =	2 562,59	N
ΣF_s =	2 562,36	N
ΣM_{ci} =	5 034,29	kNm

E) Posouzení, zda je výztuž za mezí kluzu

	Proužek	As [mm ²]	a _{si} [mm]	ε _i [-]	Za mezí kluzu?	σ _{si} [MPa]	N _{ci} [kN]
Horní řada	205	1963	155	0,01173	ANO	435	854
Střední řada	211	1963	95	0,01218	ANO	435	854
Dolní řada	216	1963	45	0,01255	ANO	435	854

Popis jednotlivých částí sešitu:

Zadání vstupů pro výpočet – pevnostní a deformační charakteristiky betonu:

- n* Součinitel dle třídy betonu
ε_{c2} Poměrné přetvoření betonu na počátku lineární (vodorovné) větve pracovního diagramu
ε_{cu2} Maximální poměrné přetvoření betonu
f_{cd} Návrhová pevnost betonu v tlaku

Zadání vstupů pro výpočet - parametry průřezu:

- H* Výška vyšetřovaného průřezu

Zadání vstupů pro výpočet - parametry výztuže:

- ∅ Průměr prutů
Počet Počet prutů
f_{yd} Návrhová mez kluzu oceli
E_s Modul pružnosti výztuže
a_s Výška těžiště výztuže od spodních spodních vláken průřezu

Vysvětlení jednotlivých sloupců ve výpočtu, ve výpočtech bylo užito vztahů dle [5]:

- (1) Číslo i-tého proužku, číslováno směrem od horních vláken
 (2) Plocha proužku [mm²], v místě náběhu uvažována přesná plocha se zkosenými hranami

$$A = b_i \cdot t_i$$

- (3) Rameno vnitřních sil z [mm]

$$(3) = H - 5 \text{ mm} - 10 \cdot [(1) - 1]$$

Výpočet prozatím počítá rameno ke spodním vláknům průřezu pro snadnější výpočet poměrného přetvoření. Pro výminku kolem těžiště tažené výztuže bude upraveno dále.

- (4) Poměrné přetvoření ε_i v ose i-tého proužku

$$(4) = \text{KDYŽ} \quad \varepsilon^d \cdot \left(1 - \frac{(3)}{H-x}\right) \cdot (-1) > 0, \text{ potom } = \varepsilon^d \cdot \left(1 - \frac{(3)}{H-x}\right) \cdot (-1)$$

$$\varepsilon^d = \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{H-x}{x}$$

Výraz násobíme (-1) proto, abychom se pro lepší orientaci pohybovali v kladných hodnotách. Poměrné přetvoření betonu je sice záporné (tlačený), ale vzhledem k charakteru výpočtu ho můžeme převést na kladné hodnoty. Tahové působení betonu je vyloučeno, takže by nemělo docházet k záměně.

(5) Napětí v ose i-tého proužku

Pro parabolicko-
rektangulární
pracovní
diagram

(5) = KDYŽ (4) > ε_{c2} , potom = f_{cd}
 (4) < ε_{c2} , potom = $f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right]$

Podmínka zde rozděluje výpočet na dvě možnosti podle toho, zda je poměrné v přetvoření v parabolické nebo rektangulární části pracovního diagramu. Pro první případ použije vzorec, pro druhý případ užije návrhovou pevnost betonu.

Pro bilineární
pracovní
diagram

(5) = KDYŽ (4) > ε_{c2} , potom = f_{cd}
 (4) < ε_{c2} , potom = $f_{cd} \cdot \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_{c3}}$

Stejná podmínka jako v předchozím případě, napětí je bráno podle větve pracovního diagramu určené poměrným přetvořením.

(6) Normálové síly v i-tém proužku

$$(6) = (2) \cdot (5)$$

(7) Přírůstek únosnosti od i-t-ého proužku

$$(7) = [(3) - a_s] \cdot (5)$$

Sloupec (3), tedy rameno vnitřních sil, je zde snížen o hodnotu a_s , která představuje vzdálenost těžiště výztuže od spodních vláken průřezu.

Výstupy výpočtu:

$a_{s,prov}$ Navržená plocha výztuže

ε^d Poměrné přetvoření spodních vláken, užitá během výpočtu poměrného přetvoření i-tého proužku

$\sum F_{ci}$ $\Sigma(7)$

Celková tlaková normálová síla působící v betonu

$\sum F_s$ Celková tahová normálová síla působící ve výztuži

Principem celého výpočtu je, že po zadání vstupních charakteristik betonu a výztuže se snažíme iteračním výpočtem nalézt takovou hodnotu x , pro kterou bude platit rovnost $\sum F_{ci} = \sum F_{ci}$. Můžeme

buďto použít ruční odhadování nebo citlivostní analýzu. Při výpočtu s dělením proužku po centimetrech zcela jistě rovnosti nedosáhneme, s přesností na 10 mm jsme však schopni zjistit přibližnou hodnotu x . Proto je k přesnějšímu výpočtu použitý druhý excelový sešit, ve kterém jsou proužky děleny po milimetrech. Princip podrobnějšího výpočtu je zcela shodný s vysvětleným postupem.

Náhled sešitu na následující straně (jen po 25. proužek z celkových 47 pro parabolicko-rektangulární pracovní diagram)

Proužek	Plocha proužku	z_i	$\epsilon_{i1} =$	σ_{ci} [MPa]	N_{ci} [kN]	$N_{ci}^*(z_i - a_s)$ [kNm]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1	5000	2195	0,003463	20,00	100	209,75
2	5000	2185	0,003388	20,00	100	208,75
3	5000	2175	0,003314	20,00	100	207,75
4	5000	2165	0,003239	20,00	100	206,75
5	5000	2155	0,003165	20,00	100	205,75
6	5000	2145	0,00309	20,00	100	204,75
7	5000	2135	0,003016	20,00	100	203,75
8	5000	2125	0,002941	20,00	100	202,75
9	5000	2115	0,002867	20,00	100	201,75
10	5000	2105	0,002793	20,00	100	200,75
11	5000	2095	0,002718	20,00	100	199,75
12	5000	2085	0,002644	20,00	100	198,75
13	5000	2075	0,002569	20,00	100	197,75
14	5000	2065	0,002495	20,00	100	196,75
15	5000	2055	0,00242	20,00	100	195,75
16	5000	2045	0,002346	20,00	100	194,75
17	5000	2035	0,002271	20,00	100	193,75
18	5000	2025	0,002197	20,00	100	192,75
19	5000	2015	0,002122	20,00	100	191,75
20	5000	2005	0,002048	20,00	100	190,75
21	4600	1995	0,001973	20,00	91,98	174,54
22	3800	1985	0,001899	19,95	75,81	143,08
23	3000	1975	0,001824	19,85	59,54	111,78
24	2200	1965	0,00175	19,69	43,31	80,89
25	1400	1955	0,001676	19,47	27,26	50,64

BETON	
$n =$	2
$\epsilon_{c2} =$	0,002
$\epsilon_{cu2} =$	0,0035
$f_{cd} =$	20
$H =$	2200

$x =$	470
-------	-----

$A_{s,prov}$	5890,5	mm ²
$\xi^t =$	0,01288	-
$\Sigma F_{ci} =$	2 559,97	kN
$\Sigma F_s =$	2 562,36	kN
$\Sigma M_{ci} =$	5030,36	kNm

Výztuž		
$\emptyset =$	25	mm
Počet	12	ks
$f_{yd} =$	435	Mpa
$E_s =$	200000	Mpa
$a_s =$	97,5	mm

	Proužek	A_s [mm ²]	a_{si} [mm]	ϵ_{i1} [-]	Za mezi kluzu?	σ_{si} [MPa]	N_{ci} [kN]
Horní řada	205	1963	155	0,01173	ANO	435	854
Střední řada	211	1963	95	0,01218	ANO	435	854
Dolní řada	216	1963	45	0,01255	ANO	435	854

Příloha B

Tato příloha popisuje postup výpočtu při užití skutečného pracovního diagramu. Výpočet se nijak zvlášť neliší od předchozích dvou v Příloze A.

Pro ulehčení si uvedeme pouze pozměněné náhledy oproti příloze A

A) Zadání vstupů pro výpočet:

BETON

$\epsilon_{c1} =$	0,0022	--
$\epsilon_{cu} =$	0,0035	--
H =	2200	mm
$E_{cm} =$	32000	Mpa
$f_{cd} =$	20	Mpa

B) Výpočet

Proužek	Plocha proužku	z_i	$\epsilon_i =$	η_i	σ_{ci} [MPa]	N_{ci} [N]	$N_{ci} \cdot z_i$ [kNm]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	500	2199,5	0,003496	1,589	18,12	9,060305	19,04
2	500	2198,5	0,003489	1,586	18,14	9,069244	19,05
3	500	2197,5	0,003482	1,583	18,16	9,078153	19,06
4	500	2196,5	0,003475	1,580	18,17	9,087031	19,07

C) Výstupy výpočtu

$A_{s,prov}$	5890,5	mm ²
k =	3,696	--
$\epsilon^d =$	0,01221	--
$\Sigma F_{ci} =$	2 561,91	kN
$\Sigma F_s =$	2 562,36	kN
$\Sigma M_{ci} =$	5 011,38	kNm

Jediná změna ve výpočtu při užití skutečného pracovního diagramu je ve výpočtu napětí v i-tém proužku. Pro potřeby výpočtu nám přibyl v tabulce sloupec (5) a ve výstupech pak součinitel k.

(5) Součinitel η_i

$$\eta_i = \frac{(4)}{\varepsilon_{c1}} = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_{c1}}$$

k součinitel pro pracovní diagram

$$k = 1,05E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$$

Kde f_{cm} uvažujeme pro potřeby výpočtu hodnotu f_{cd} . Je od pohledu jasné, že dáváme dohromady návrhové hodnoty se středními, což je nesprávné. Pokud bychom však neučinili, nemohli bychom se dostat k žádnému porovnatelnému výsledku. Při užití střední hodnoty by únosnost vyšla mnohem větší než u návrhových hodnot. Výsledek výpočtu proto budeme brát s rezervou.

(6) Normálové napětí σ_c v ose i -tého proužku

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \rightarrow \sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}$$

Příloha C

Finální posouzení konečného vyztužení pro středový průřez při užití skutečného pracovního diagramu:

Vstupy:

BETON		
-------	--	--

ϵ_{c1} =	0,0022	--
ϵ_{cu} =	0,0035	--
H =	2200	mm
E_{cm} =	32000	Mpa
f_{cd} =	20	Mpa

x =	613	mm
-----	-----	----

Výztuž		
--------	--	--

\varnothing =	25	mm
Počet	14	ks
f_{yd}	435	Mpa
E_s	200000	MPa
a_s =	113,2	mm

Výstupy:

$A_{s,prov}$	6872,2	mm ²
k =	3,696	--
ϵ^d	0,00906	--
ΣF_{ci} =	2 990,75	kN
ΣF_s =	2 989,42	kN
ΣM_{ci} =	5 678,32	kNm

	Proužek	A_s [mm ²]	z_i [mm]	ϵ_i [-]	Za mezí kluzu?	σ_{si} [MPa]	N_s [kN]
Horní řada	1993	981,7	207,5	0,0079	ANO	435	427,06
Dolní řada	2158	1963,5	42,5	0,0088	ANO	435	854,12

Příloha D

Finální posouzení konečného vyztužení pro středový průřez při užití parabolicko-rektangulárního pracovního diagramu:

Vstupy:

BETON		
n=	2	--
ϵ_{c2} =	0,002	-
ϵ_{cu2} =	0,0035	--
H =	2200	mm
f_{cd} =	20	Mpa

Výztuž		
\emptyset =	25	mm
Počet	14	ks
f_{yd}	435	Mpa
E_s	200000	MPa
a_s =	113,2	mm

x =	606	mm
-----	-----	----

Výstupy:

$A_{s,prov}$	6872,2	mm ²
ϵ^d =	0,00921	--
ΣF_{ci} =	2 990,00	N
ΣF_s =	2 989,42	N
ΣM_{ci} =	5 711,09	kNm

	Proužek	A_s [mm ²]	z_i [mm]	ϵ_i [-]	Za mezí kluzu?	σ_{si} [MPa]	N_s [kN]
Horní řada	1993	981,7	207,5	0,0080	ANO	435	427,06
Dolní řada	2158	1963,5	42,5	0,0090	ANO	435	854,12

Příloha E

Finální posouzení konečného vyztužení pro středový průřez při užití bilineárního pracovního diagramu:

Vstupy:

BETON		
$\epsilon_{c3} =$	0,00175	-
$\epsilon_{cu3} =$	0,0035	--
H =	2200	mm
$f_{cd} =$	20	Mpa

Výztuž		
$\emptyset =$	25	mm
Počet	14	ks
f_{yd}	435	Mpa
E_s	200000	MPa
$a_s =$	113,2	mm

x =	654	mm
-----	-----	----

Výstupy:

$A_{s,prov}$	6872,2	mm ²
$\epsilon^d =$	0,00827	--
$\Sigma F_{ci} =$	2 989,80	N
$\Sigma F_s =$	2 989,42	N
$\Sigma M_{ci} =$	5 707,62	kNm

	Proužek	A_s [mm ²]	z_i [mm]	ϵ_i [-]	Za mezí kluzu?	σ_{si} [MPa]	N_s [kN]
Horní řada	1993	981,7	207,5	0,0072	ANO	435	427,06
Dolní řada	2158	1963,5	42,5	0,0080	ANO	435	854,12

Příloha F

Vstupní rozměry vazníku:

Rozměry vazníku		
Délka vazníku	24	m
Výška stojiny min	1300	mm
Výška stojiny max	2000	mm
Celková šířka příruby	500	mm
Přesah příruby	200	mm
Tloušťka stojiny	100	mm
Výška přechodu	50	mm
Výška příruby	200	mm

Zadání a výpočty týkající se výztuže a betonu:

Vstupy k výztuži

12x	Počet	Průměr	Těžiště	As,prov
Horní řada	4	25	152,5	1963
Střední řada	4	25	97,5	1963
Dolní řada	4	25	42,5	1963
f_{yd}	434,78	Mpa		

Výstupy ohledně výztuže

Těžiště výztuže	97,5	mm
As,prov	5890	mm ²
F_s	2561,1	kN

Vstupy k betonu

f_{cd}	20
----------	----

Výstupy ohledně betonu

F_c	2561,1	kN
A_c	128053	mm ²
F_s	2561,1	kN
$x' =$	180,5	
$\lambda x =$	380,5	
$\lambda =$	0,8	
$X =$	475,7	
a_{cc}	135,9	

Kde

$A_{s,prov}$	Celková plocha výztuže (dle zadání průměr a počet pro všechny vrstvy)
f_{yd}	Návrhová mez kluzu oceli
F_s	Normálová síla působící v oceli
f_{cd}	Návrhová pevnost betonu
F_s	Normálová síla působící v betonu
A_c	Plocha tlačенého betonu uvažovaná pro výpočet ($= F_s/f_{cd}$)
x'	Výška tlačенé oblasti pod horní přírubou
λx	Výška horní příruby $+x'$
λ	Součinitel
$x.....$	Tlačенá oblast průřezu
a_{cc}	Výška těžiště tlačенé části betonu (od horních vláken)

Tato tabulka je pro případ, kdy chceme zadat 12 prutů (4+4+4). V souboru jsou obdobné případy pro 2, 4, 6, 8, 10 a 14 prutů.

Tabulka s výpočty:

Průřez [m]	Výška vazníku [mm]	výška stojiny [mm]	Těžiště tlačенého betonu [mm]	Rameno vnitřních sil z [mm]	M_{Rd} [kNm]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0	1500	1300	1479	1436	613,0
0,24	1514	1314	1493	1450	619,0
0,48	1528	1328	1507	1464	625,0
0,72	1542	1342	1521	1478	630,9
0,96	1556	1356	1513	1471	1255,6
1,2	1570	1370	1527	1485	1267,6

Průřez [m]	M_{Ed} [kNm]	Posouzení	Využití výztuže [%]	Navržená výztuž	$\xi = x/d$
(1)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
0	0,0	VYHOVUJE	0,0	2 x profil 25mm	0,036
0,24	195,3	VYHOVUJE	31,6	2 x profil 25mm	0,036
0,48	386,6	VYHOVUJE	61,9	2 x profil 25mm	0,035
0,72	573,7	VYHOVUJE	90,9	2 x profil 25mm	0,035
0,96	756,7	VYHOVUJE	60,3	4 x profil 25mm	0,071
1,2	935,7	VYHOVUJE	73,8	4 x profil 25mm	0,070

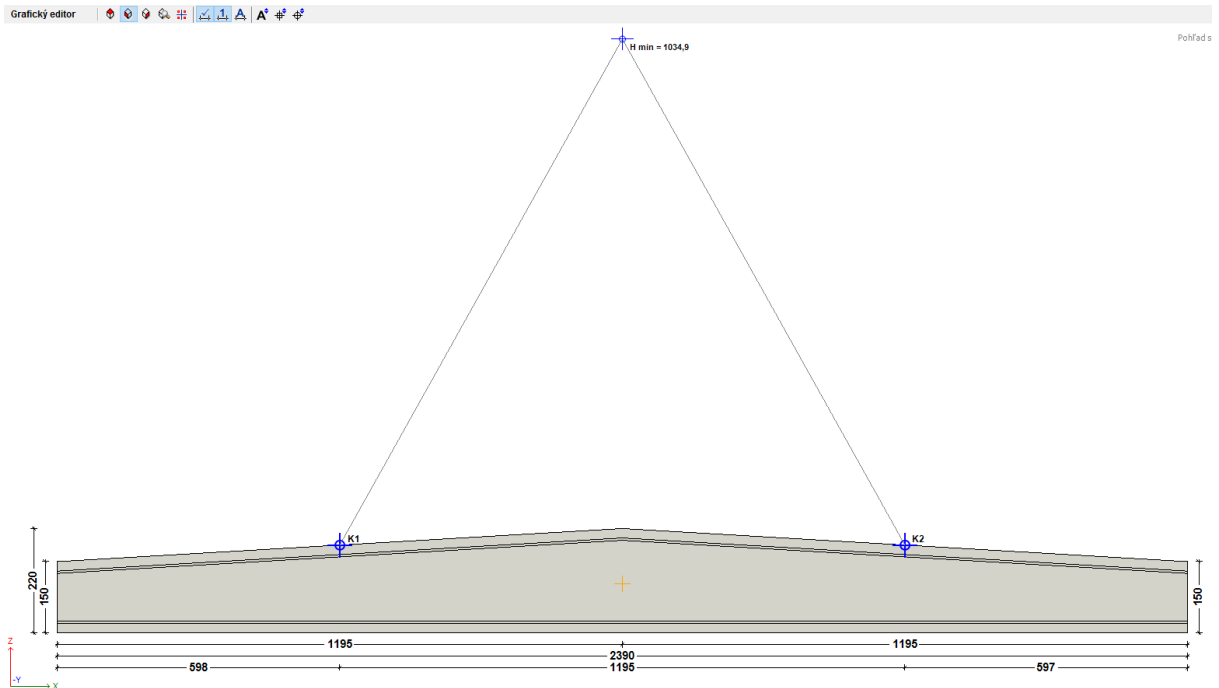
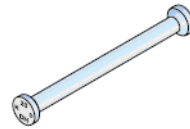
- (1) Pořadnice zkoumaného průřezu
- (2) Výška vazníku v místě zkoumaného průřezu
(2) = (3) + „Výška příruby“
- (3) Výška stojiny bez horní příruby
(3) = „Výška stojiny min“ + $\frac{\text{„Výška stojiny max“} - \text{„Výška stojiny min“}}{\text{„Délka vazníku“}} \cdot 2 \cdot (1)$
- (4) Těžiště tlačného betonu
(4) = (2) – „ a_{cc} “
Pro tento sloupec je ve výpočtu přidána podmínka, kdy soubor automaticky bere pro výpočet hodnotu „ a_{cc} “ odpovídající příslušnému počtu uživatelem navržených prutů.
- (5) Rameno vnitřních sil
(5) = (4) – „Těžiště výztuže“
- (6) Moment únosnosti
 $M_{Rd} = (5) \cdot \text{„}A_s\text{“} \cdot \text{„}f_{yd}\text{“}$
Pro tento sloupec je přidána obdobná podmínka jako pro sloupec (4), aby výpočet proběhl s plochou výztuže odpovídající počtu navržených prutů.
- (7) Návrhový ohybový moment dle Scie Engineer
- (8) Posouzení
Pokud $M_{Rd} > M_{Ed}$ pak „VYHOVUJE“, jinak „NEVYHOVÍ“
- (9) Procentuální využití navržené výztuže
(9) = (7) / (6) · 100
- (10) Uživatelem navržená výztuž (počet prutů – 2, 4, 6, 8, 10, 12 nebo 14)
- (11) Poměrná tlačná oblast
„X“ / [(5)+“Těžiště výztuže“]

Celý tabulkový návrh s posouzením na následující straně

Průřez [m]	Výška vazníku [mm]	výška stojiny [mm]	Těžiště tlačeného betonu [mm]	Rameno vnitřních sil z [mm]	M _{Rd} [kNm]	M _{Ed} [kNm]	Posouzení	Využití výztuže [%]	Navržená výztuž	x=x/d
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
0,1	1506	1306	1463	1421	1212,8	0	VYHOVUJE	0,0	4 x profil 25mm	0,036
0,23	1513	1313	1492	1450	618,8	108,3	VYHOVUJE	17,5	2 x profil 25mm	0,036
0,48	1528	1328	1507	1464	625,0	322,2	VYHOVUJE	51,6	2 x profil 25mm	0,035
0,74	1543	1343	1522	1480	631,5	531,6	VYHOVUJE	84,2	2 x profil 25mm	0,035
0,99	1558	1358	1515	1473	1257,3	736,3	VYHOVUJE	58,6	4 x profil 25mm	0,070
1,25	1573	1373	1531	1488	1270,3	936,4	VYHOVUJE	73,7	4 x profil 25mm	0,070
1,5	1588	1388	1545	1503	1282,8	1131,9	VYHOVUJE	88,2	4 x profil 25mm	0,069
1,75	1603	1403	1538	1459	1868,7	1322,7	VYHOVUJE	70,8	6 x profil 25mm	0,071
2,01	1618	1418	1554	1475	1888,2	1509	VYHOVUJE	79,9	6 x profil 25mm	0,103
2,26	1632	1432	1568	1489	1907,0	1690,7	VYHOVUJE	88,7	6 x profil 25mm	0,102
2,52	1648	1448	1584	1504	1926,5	1866,8	VYHOVUJE	96,9	6 x profil 25mm	0,101
2,77	1662	1462	1577	1479	2525,9	2037,4	VYHOVUJE	80,7	8 x profil 25mm	0,103
3,02	1677	1477	1592	1494	2550,9	2203,4	VYHOVUJE	86,4	8 x profil 25mm	0,134
3,27	1692	1492	1606	1509	2575,9	2364,8	VYHOVUJE	91,8	8 x profil 25mm	0,133
3,52	1706	1506	1621	1523	2600,9	2521,8	VYHOVUJE	97,0	8 x profil 25mm	0,132
3,77	1721	1521	1614	1516	3236,2	2674,1	VYHOVUJE	82,6	10 x profil 25mm	0,132
4,03	1736	1536	1629	1532	3268,7	2822	VYHOVUJE	86,3	10 x profil 25mm	0,166
4,28	1751	1551	1644	1546	3300,0	2965,3	VYHOVUJE	89,9	10 x profil 25mm	0,164
4,53	1765	1565	1658	1561	3331,2	3104	VYHOVUJE	93,2	10 x profil 25mm	0,163
4,78	1780	1580	1673	1576	3362,5	3238,2	VYHOVUJE	96,3	10 x profil 25mm	0,161
5,03	1795	1595	1659	1561	3998,4	3367,9	VYHOVUJE	84,2	12 x profil 25mm	0,163
5,28	1809	1609	1673	1576	4035,9	3492,9	VYHOVUJE	86,5	12 x profil 25mm	0,161
5,53	1824	1624	1688	1590	4073,4	3613,4	VYHOVUJE	88,7	12 x profil 25mm	0,160
5,79	1839	1639	1703	1606	4112,4	3729,3	VYHOVUJE	90,7	12 x profil 25mm	0,279
6,04	1854	1654	1718	1620	4149,9	3840,6	VYHOVUJE	92,5	12 x profil 25mm	0,277
6,29	1868	1668	1733	1635	4187,4	3947,3	VYHOVUJE	94,3	12 x profil 25mm	0,275
6,54	1883	1683	1747	1650	4224,9	4049,4	VYHOVUJE	95,8	12 x profil 25mm	0,272
6,79	1898	1698	1762	1664	4262,4	4146,9	VYHOVUJE	97,3	12 x profil 25mm	0,270
7,04	1912	1712	1726	1613	4819,6	4239,9	VYHOVUJE	88,0	14 x profil 25mm	0,278
7,3	1928	1728	1741	1628	4865,2	4328,2	VYHOVUJE	89,0	14 x profil 25mm	0,276
7,55	1942	1742	1756	1643	4908,9	4412	VYHOVUJE	89,9	14 x profil 25mm	0,273
7,8	1957	1757	1771	1658	4952,7	4491,1	VYHOVUJE	90,7	14 x profil 25mm	0,271
8,05	1972	1772	1785	1672	4996,4	4565,6	VYHOVUJE	91,4	14 x profil 25mm	0,269
8,3	1986	1786	1800	1687	5040,2	4635,4	VYHOVUJE	92,0	14 x profil 25mm	0,267
8,55	2001	1801	1815	1702	5083,9	4700,6	VYHOVUJE	92,5	14 x profil 25mm	0,264
8,81	2016	1816	1830	1717	5129,4	4761,2	VYHOVUJE	92,8	14 x profil 25mm	0,262
9,06	2031	1831	1845	1731	5173,2	4817,2	VYHOVUJE	93,1	14 x profil 25mm	0,260
9,31	2045	1845	1859	1746	5216,9	4868,5	VYHOVUJE	93,3	14 x profil 25mm	0,258
9,56	2060	1860	1874	1761	5260,7	4915,2	VYHOVUJE	93,4	14 x profil 25mm	0,256
9,81	2075	1875	1889	1775	5304,5	4957,2	VYHOVUJE	93,5	14 x profil 25mm	0,254
10,06	2089	1889	1903	1790	5348,2	4994,6	VYHOVUJE	93,4	14 x profil 25mm	0,252
10,31	2104	1904	1918	1805	5392,0	5027,3	VYHOVUJE	93,2	14 x profil 25mm	0,250
10,57	2119	1919	1933	1820	5437,5	5055,4	VYHOVUJE	93,0	14 x profil 25mm	0,248
10,82	2134	1934	1948	1834	5481,2	5078,7	VYHOVUJE	92,7	14 x profil 25mm	0,246
11,07	2148	1948	1962	1849	5525,0	5097,4	VYHOVUJE	92,3	14 x profil 25mm	0,244
11,32	2163	1963	1977	1864	5568,7	5111,4	VYHOVUJE	91,8	14 x profil 25mm	0,243
11,57	2178	1978	1992	1878	5612,5	5120,8	VYHOVUJE	91,2	14 x profil 25mm	0,241
11,82	2192	1992	2006	1893	5656,3	5125,4	VYHOVUJE	90,6	14 x profil 25mm	0,239
11,95	2200	2000	2014	1901	5679,0	5126	VYHOVUJE	90,3	14 x profil 25mm	0,238

Příloha G

Výsledky		Výsledky	
Aktivna pozícia / Výpočty		Aktivna pozícia / Detaily kotvy	
Typ kotvy:	DEHA Kotva obojstranná 6000D	Typ kotvy:	DEHA Kotva obojstranná 6000D
Vybraná kotva:	6000-32,0-0700D WB	Vybraná kotva:	6000-32,0-0700D WB
Vychodisková hodnota:		Výstuž / Povolené zaťaženie:	
Hmotnosť:	233,0 kN	Min. hrúbka stavebného dielca 2 x er:	140 mm
Objem:	9,0 m ³	Osová vzdialenosť kotiev ez:	2800 mm
Ťažisko:		Povolené zaťaženie pre osový a šik...	220 kN
Sx:	1195,0 cm		
Sy:	25,0 cm		
Sz:	103,2 cm		
Plocha debnenia:	7,2 m ²	Detaily kotvy:	
Príľnavosť na debnenie:	0,0 kN	Zaťažová skupina:	32 t
Vrchol. uhol záves. zar.:	30,0°	Popis položiek (paneláreň):	6000-32,0-0700D WB
Súčiniteľ vrchol. uhla záves. zar.:	1,15	Obj. č.:	735.018-00058
Dynamický súčiniteľ - paneláreň:	1,30	Rozmery	
Dynamický súčiniteľ - stavenisko:	1,30	l:	700 mm
Pevnosť betónu v panelárni:	30 N/mm ²	d:	50 mm
Pevnosť betónu na stavenisku:	30 N/mm ²	d1:	88 mm
Počet nosných kotiev:	2	k:	23 mm
		Da:	214 mm
Zaťaženie:		Zobrazenie:	
Celkové zaťaženie:			
Paneláreň - zdvíhanie:	233,0 kN		
Paneláreň - transport:	302,9 kN		
Stavenisko - preprava / montáž:	302,9 kN		
Zaťaženia (paneláreň / stavenisko):			
Kotva 1:	174,9 kN / 174,9 kN		
Kotva 2:	174,9 kN / 174,9 kN		
Všeobecné:			
Minimálna výška háku:	1034,9 cm		



Příloha H

Kompletní tabulkové posouzení zkoumané části vazníku pro navrženou výztuž 4x profil 10 mm.

Průřez [m]	Výška vazníku [mm]	Těžiště tlačeného betonu [mm]	Rameno vnitřních sil z [mm]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	Posouzení	Využití výztuže [%]	Navržená výztuž	$x=x/d$
(1)	(2)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
0	1500	14	1456	198,9	0	VHOVUJE	0,0	4 x profil 10 mm	0,019
0,2	1512	14	1467	200,5	0,22	VHOVUJE	0,1	4 x profil 10 mm	0,019
0,4	1523	14	1479	202,1	0,7	VHOVUJE	0,3	4 x profil 10 mm	0,019
0,6	1535	14	1491	203,7	1,6	VHOVUJE	0,8	4 x profil 10 mm	0,019
0,8	1547	14	1503	205,3	2,7	VHOVUJE	1,3	4 x profil 10 mm	0,019
1	1559	14	1514	206,9	4,2	VHOVUJE	2,0	4 x profil 10 mm	0,019
1,2	1570	14	1526	208,5	6,2	VHOVUJE	3,0	4 x profil 10 mm	0,018
1,4	1582	14	1538	210,2	8,4	VHOVUJE	4,0	4 x profil 10 mm	0,018
1,6	1594	14	1549	211,8	11,2	VHOVUJE	5,3	4 x profil 10 mm	0,018
1,8	1605	14	1561	213,4	13,9	VHOVUJE	6,5	4 x profil 10 mm	0,018
2	1617	14	1573	215,0	17,2	VHOVUJE	8,0	4 x profil 10 mm	0,018
2,2	1629	14	1585	216,6	21,3	VHOVUJE	9,8	4 x profil 10 mm	0,018
2,4	1641	14	1596	218,2	24,5	VHOVUJE	11,2	4 x profil 10 mm	0,018
2,6	1652	14	1608	219,8	29,6	VHOVUJE	13,5	4 x profil 10 mm	0,018
2,8	1664	14	1620	221,4	33,3	VHOVUJE	15,0	4 x profil 10 mm	0,017
3	1676	14	1631	223,0	39	VHOVUJE	17,5	4 x profil 10 mm	0,017
3,2	1687	14	1643	224,6	44,2	VHOVUJE	19,7	4 x profil 10 mm	0,017
3,4	1699	14	1655	226,2	46,9	VHOVUJE	20,7	4 x profil 10 mm	0,017
3,6	1711	14	1667	227,8	55,3	VHOVUJE	24,3	4 x profil 10 mm	0,017
3,8	1723	14	1678	229,4	61,7	VHOVUJE	26,9	4 x profil 10 mm	0,017
4	1734	14	1690	231,0	69,7	VHOVUJE	30,2	4 x profil 10 mm	0,017
4,2	1746	14	1702	232,6	76,2	VHOVUJE	32,8	4 x profil 10 mm	0,017
4,4	1758	14	1714	234,2	84,0	VHOVUJE	35,9	4 x profil 10 mm	0,016
4,6	1769	14	1725	235,8	91,2	VHOVUJE	38,7	4 x profil 10 mm	0,016
4,8	1781	14	1737	237,4	99,5	VHOVUJE	41,9	4 x profil 10 mm	0,016
5	1793	14	1749	239,0	108,9	VHOVUJE	45,6	4 x profil 10 mm	0,016
5,2	1805	14	1760	240,6	116,7	VHOVUJE	48,5	4 x profil 10 mm	0,016
5,4	1816	14	1772	242,2	126,0	VHOVUJE	52,0	4 x profil 10 mm	0,016
5,6	1828	14	1784	243,8	135,7	VHOVUJE	55,7	4 x profil 10 mm	0,016
5,8	1840	14	1796	245,4	147,3	VHOVUJE	60,0	4 x profil 10 mm	0,016
5,975	1850	14	1806	246,8	156,3	VHOVUJE	63,3	4 x profil 10 mm	0,016