

Statické a stavebně technické řešení

Stavba: Snížení energetické náročnosti průmyslového objektu - haly č.2

Místo: Areál VTŽ Chomutov, hala č.2 na poz. parc.č. 2119/11 a 2119/12 v k.ú.Chomutov I

Investor: RTsteel s.r.o., Lipská č.p.4969, 430 01 Chomutov

Statika a konstrukce: Ing.Viktor Weilguny, Mládežnická č.p.838/5, Rybáře,
360 05 Karlovy Vary

Situace – obecně

Stavební pozemky parc.č.2119/11 a 2119/12 leží v areálu bývalých VTŽ Chomutov při jeho severním okraji. Hala č.2 je součástí těchto pozemků situovaná na rovinatém terénu a v současnosti je zaměřena na průmyslovou výrobu. Průmyslový areál disponuje halovými i jinými stavbami s velkými zastavěnými plochami, mezi kterými jsou sporadické zelené plochy.

Záměrem projektu jsou stavební úpravy stávajícího objektu, směřující ke snížení energetické náročnosti výrobní haly, přičemž nedochází ke změně jejího využití ani zastavěnosti území.

Ocelová hala byla postavena a uvedena do provozu v 70. letech 20. století s určeným užíváním jako průmyslový objekt, jehož stavebně technické uspořádání tomu odpovídá. Podle původní dokumentace z roku 1977 byl objekt postaven za účelem zvýšení kapacity tehdejší výroby antikorových trubek a jeho další užívání bude nadále jako výrobní se zaměřením v oboru kovovýroby.

V územním plánu Statutárního města Chomutova je předmětné území označené jako Výrobní plocha – průmyslová výroba nerušící. Stávající výrobní hala má výšku zastavění v hřebenu střechy 14,14 m, která je z hlediska konstrukčního systému neměnná a nebude tedy nijak měněna.

Konstrukce a dispozice

Ocelová hala je čtyřlodní, kde ke stávající hale mechaniky, která je součástí pozemku p.č.2119/14 byly přistavěny haly obrobny (poz.p.č.2119/13), úpravny trub (poz.p.č.2119/12) a elektroopravny (poz.p.č.2119/11). Poslední tři haly jsou tedy 40 let staré. Stávající hala na p.p.č.2119/14 již byl předtím postavena s předpokladem, že na ni další tři haly navážou. Ze statického hlediska je čtyřlodní hala jako celek 2x staticky neurčitá, pouze v místě krajní vestavby je ve 3 řadách 1x staticky neurčitá. Typické je pro nosné konstrukce plné využití trubek, které si původní VTŽ Chomutov vyrobily ve vlastní režii.

Příčná stabilita hal je zajištěna vnitřními vetknutými sloupy, dále krajními vetknutými sloupy s horní kyvnou stojkou a střešní konstrukcí. Podélné ztužení je zajištěné vloženými portály s Ondřejovými kříži (moduly 6 000 mm).

Sloupy jsou svařované z dvojic nosných trubek s roztečemi 1 200 mm, spojených trubkovými příhradami jako příhradová konstrukce. Příhrady končí nosnými plnostěnnými profily, na kterých jsou uloženy nosníky jeřábových drah. U krajních sloupů pokračuje vnější trubka ke střešní konstrukci, kde podepírá příhradové trubkové průvlaky. Nosníky jeřábových drah mají horní příruby na úrovni +8,0 m s uloženými jeřábovými kolejnicemi. V každé hale pojíždějí dva mostové jeřáby o nosnostech 32,0/8,0 tun a 5,0 tun s rozchodem 22 200 mm, v krajní hale je jeden jeřáb stejný, ale druhý jeřáb s nosností 8,0 tun, obas rozchodem 15 900 mm.

Střešní plášťová konstrukce je nesená podélnými plnostěnnými vaznicemi s roztečemi 2 000 mm, nesoucími příčně orientované světlíky s rozpětím 4 000 mm.

Hlavním nosným prvkem jsou příhradové trubkové vazníky, které mají nad lodí o rozpětí 24 m sedlový tvar, nad krajní lodí o rozpětí 18 m je tvar střechy pultový. Sklon střešních ploch je 5%. Vazníky jsou uloženy na podélné průvlaky v roztečích 6 000 mm tak, že nikdy nejsou nad sloupy, ale jsou od nich odsazené o 3 000 mm.

Předmětem budoucích stavebních úprav jsou dvě krajní haly, které jsou součástí pozemků p.č.2119/11 a 2119/12.

Ocelová hala na p.p.č.2119/11 má modulové rozpětí 18 000 mm a modulové rozteče nosných párů svislých konstrukcí 5x12 000 mm s jedním polovičním ztužujícím polem 6 000 mm. Na JV konci haly je netypický modul s kombinovanou dvoupodlažní vestavbou ze železobetonu a oceli. Vestavba je v podélném rozsahu 14 400 mm. Na SZ konci haly je konstrukční převis 3 350 mm.

Ocelová hala na p.p.č.2119/12 má modulové rozpětí 24 000 mm a modulové rozteče nosných párů svislých konstrukcí 7x12 000 mm s jedním polovičním ztužujícím polem 6 000 mm ve shodném příčném modulu. Na JV konci je konstrukční převis 3 650 mm, na SZ konci haly je konstrukční převis 3 350 mm.

Stavební úpravy

Za účelem snížení energetické náročnosti výrobní haly bude zcela demontován stávající svislý obvodový plášť, který bude nahrazen sendvičovými panely z IPN izolací v tl.120mm. Podezdívky budou opatřeny kontaktním ETICS v tl.100mm a konstrukce střešního pláště bude opatřena přidanou tepelnou izolací v tloušťce 200 mm. Stávající střešní světlíky budou opatřeny novým, tepelně izolačním transparentním materiálem (polykarbonát – PC), který je 13x lehčí. Protože se zatížení roznáší pomocí vaznic, bude celkové stálé zatížení střechy nižší. V obvodovém plášti dojde k osazení tepelně izolačních výplní – oken a vrat.

Vnitřní dispozice 4 lodí hal bude rozdělena na dvě části a to tak, že lodě na poz.p.č.2119/11 a 2119/12 budou vnitřně oddělené od hal na poz.p.č.2119/13 a 2119/14 vysokou podélnou příčkou z tepelně izolovaných panelů IPN v tl. 120 mm. Panely budou kotveny ke stávající nosné konstrukci haly pomocí svislého ocelového ztužujícího roštu.

Podle dostupných informací jsou zadány tyto podmínky:

- budou použity sendvičové panely s výplní polyizokyanurátu (PIR), označované u dodávajícího výrobce jako IPN s povrchovou profilací „1003B“ a skladebnou výškou 1000 mm. Tepelně izolační koeficient $U = 0,183 \text{ W/m}\cdot\text{K}$. Vodorovná styková spára je tvarovaná do „U“, kde ložná spára je opatřena těsněním mezi nosy vysokými 19 mm, které zapadnou do protistrany s pozlábkou 20 mm hlubokými.

- při horizontální pokládce údajně panel vyhoví na rozpon 6 000 mm bez vodorovné nosné konstrukce
- hmotnost panelu činí $15,9 \text{ kg/m}^2$ s tloušťkou pokryvných plechů 0,63 mm.
- tloušťka použitých panelů bude 120 mm
- panely je třeba kotvit nahoře i dole, skrytý spoj se u těchto panelů neaplikuje (pouze typ 2000/2003 BI)
- nepodepřený přesah se doporučuje do 300 mm
- pro aplikaci otvorů je potřeba navrhnout nosné výměny
- stávající nosná konstrukce obvodového pláště haly je ocelová na zděné podezdívce. Ocelová konstrukce je z uzavřených ocelových profilů 200x200 mm pro maximální osovou vzdálenost 6 000 mm

Statické posouzení

Zatížení větrem (dle ČSN EN 1991-1-4 – Zatížení větrem)

Intenzita zatížení větrem je daná mapou větrových oblastí České republiky, která tvoří přílohu k vydání ČSN EN 1991-1-4 z dubna 2007. V České republice je, dle této mapy, celkem 5 větrových oblastí I až V. Pro každou oblast jsou dány výchozí základní rychlosti větru v m/s. Pro lokalitu Chomutov volíme **oblast II s rychlostí větru 25,0 m/s.**

Z dalších geografických podmínek je zásadní **zatřídění do kategorie terénu** (I až IV). V předmětné lokalitě je zástavba s dostatečnými odstupovými vzdálenostmi, kde terén není pokryt budovami z 15% a více – **kategorie III**. Parametr drsnosti terénu $z_0 = 0,30$ (tab.4.1). Součinitel terénu $k_r = 0,215$ (vzorec 4,5). Součinitel drsnosti $c_r = 0,841$ (vzorec 4.4) pro terén III a výšku 12,3 m.

Posledním vstupním parametrem zatížení je závislost maximálního dynamického tlaku větru na výšce objektu (parametr $q_p(z)$), která se počítá podle vzorce 4.8 nebo se určuje z grafu na obr.4.2 v ČSN 1991-1-4.

Střední rychlost větru v_m (m/s) – (vzorec 4.3) ve výšce $z = 12,3$ m nad terénem, součinitel orografie $c_o = 1,0$ pro větrnou oblast II a terén III je 16,22 m/s

Základní dynamický tlak větru q_b (vzorec 4.10) ve výšce $z = 12,3$ m nad terénem, pro větrnou oblast II a terén III je $328,1 \text{ N/m}^2$.

Součinitel expozice c_e (vzorec 4.9) ve výšce 12,3 m nad terénem pro terén III je 1,487.

Maximální dynamický tlak větru q_p (vzorec 4.8) ve výšce 12,3 m nad terénem pro větrnou oblast II a terén III je 430 N/m^2 .

Geometrie objektu

Půdorysné rozměry stavby mají vliv na stanovení výškových pásem s konstantním zatížením větrem a také na velikosti okrajové vzdálenosti, kde je intenzita zatížení větrem vyšší (nároží budov). Předmětná stavba je obdélníkového tvaru se základními rozměry 80,8x18,3 m.

Geometrické parametry pro příčný vítr

Stanovení oblastí pro součinitele vnějšího tlaku je podle (tab.7.1) a obrázků (7.4 a 7.5) pro svislé stěny pozemních staveb s pravoúhlým půdorysem. Na základě půdorysných rozměrů

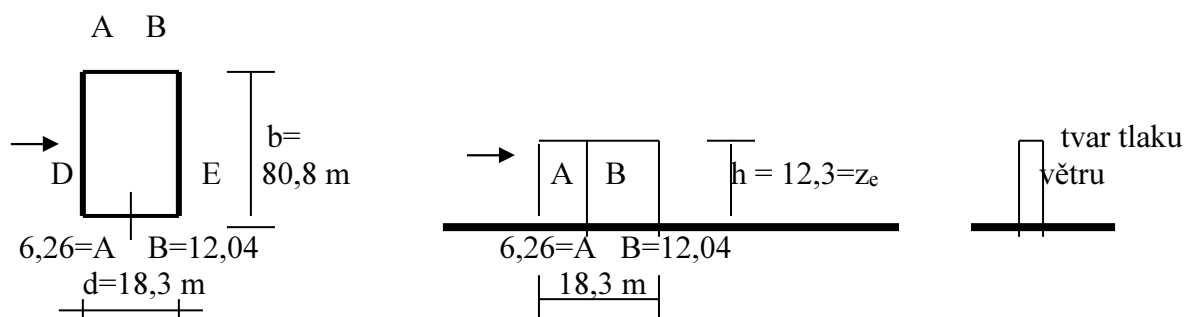
objektu a jeho výšky byly stanoveny součinitele vnějšího tlaku $c_{pe,1}$ (lokální součinitel pro navrhování upevňovacích prvků s plochou 1 m^2 nebo menší). Pro určení tahových sil od sání větru jsou zásadní oblasti E (zavětrná fasáda) pro příčný směr větru a oblasti A,B,C (přilehlé podélné fasády). Šířka oblasti A – nároží je ve srovnání s dříve doporučovanou šířkou proměnná a závisí na geometrii budovy. Výška pásma s konstantní hodnotou zatížení podléhá též geometrickému uspořádání budovy.

Geometrické parametry pro podélný vítr

Podle stejného principu za použití (tab.7.1) a obrázků (7.4 a 7.5) pro svislé stěny pozemních staveb s pravoúhlým půdorysem byla stanovena pásma pro vítr působící v podélném směru budovy.

Charakteristické hodnoty tlaku a sání větru na obvodové stěny a střechu

Výsledky charakteristických hodnot sání větru zahrnující vliv větrové oblasti, kategorie terénu, výšky objektu a jeho půdorysných rozměrů jsou uvedeny níže. Tyto hodnoty je třeba, pro účely návrhu kotevních prvků, násobit součinitelem $\gamma_q = 1,5$ pro získání návrhových hodnot.



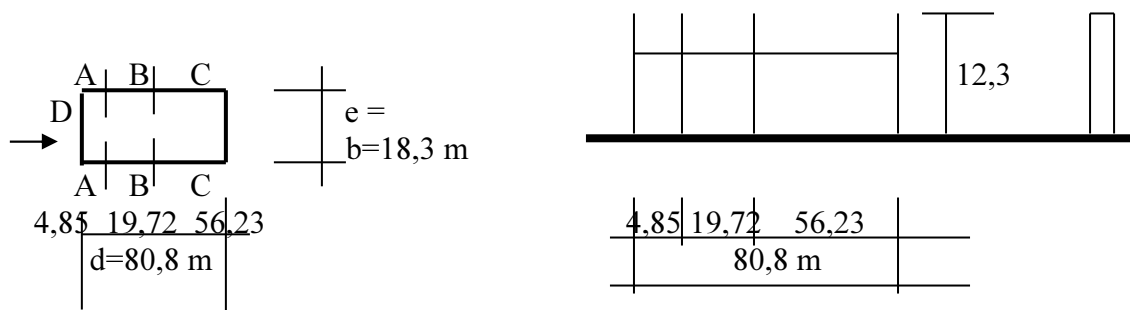
Směr větru příčný

$$h = 12,3 \text{ m} \quad h < b \quad e = b = 80,8 \text{ m} \quad e > d \quad d = 18,3 \text{ m}$$

$$h/d = 0,672$$

$$\text{oblast A } (-1,40) \dots -720 \text{ N/m}^2 \quad \text{B } (-1,10) \dots -478 \text{ N/m}^2 \quad \text{C } (-0,50) \dots 0$$

$$\text{oblast D } (+1,00) \dots +514 \text{ N/m}^2 \quad \text{E } (-0,502) \dots -258 \text{ N/m}^2$$



Směr větru podélný

$$h = 12,3 \text{ m} \quad e = 18,3 \text{ m} \quad b > h < 2b \quad e < d \quad b/d = 0,226$$

do výšky 12,3 m

oblast A (-1,40) ...- 820 N/m² B (-1,10)...-655 N/m² C (-0,50).....-331 N/m²

oblast D (+1,00).....+585 N/m² E (-0,340) ..-199 N/m²

Z výsledků vyplývá maximální sání 820 N/m²

Výpočtová hodnota $0,820 \cdot 1,5 = 1,230 \text{ kN/m}^2$

Sloupy pro fasádu

Tlakový větrný pás..... $6,0 \cdot 1,23 = 7,38 \text{ kN/m}$

Profil 200/200/8..... $W = 392 \text{ cm}^3$ $I = 3\,920 \text{ cm}^4$

Upevnění ve výšce 8 m.... $l_{cr} = 800 \cdot 0,7 = 560 \text{ cm}$

Ohyb

$M = 0,125 \cdot 7,38 \cdot 8,0^2 = 59,04 \text{ kNm}$

$$W_n = \frac{58\,040}{210} = 281,1 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{58\,040}{392} = 148,1 \text{ MPa} < 210 \text{ MPa} \dots\dots\dots \textbf{využití } 148,1 \cdot 100 / 210 = \textbf{70,5\%}$$

Deformace

$$f = \frac{5 \cdot 7,38 \cdot 9,834 \cdot 10^{10}}{3,84 \cdot 10^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 3,920 \cdot 10^3} = 1,15 \text{ cm} < 800 / 250 = 3,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \textbf{využití } 1,15 \cdot 100 / 3,2 = \textbf{35,9\%}$$

Přidaný sloup na SZ nároží bude z profilu Jc 200/200/8 mm. Bude kotvený do soklu o výšce 1 44 m a bude kotvený do stávajícího paždíku po odstraněném plášti a dále do průvlaku pod vazníky.

Přidaný sloup u zděné JV části - profil 150/150/8..... $W = 192 \text{ cm}^3$ $I = 1\,440 \text{ cm}^4$

Upevnění na zdivu a na konstrukci 6 m.... $l_{cr} = 600 \cdot 0,7 = 420 \text{ cm}$

Ohyb

$$M = 0,125 \cdot 7,38 \cdot 6,0^2 = 33,21 \text{ kNm}$$

$$W_n = \frac{33\,210}{210} = 158,1 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{33\,210}{192} = 173,0 \text{ MPa} < 210 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{využití } 173,0 \cdot 100 / 210 = \mathbf{82,4\%}$$

Deformace

$$f = \frac{5 \cdot 7,38 \cdot 3,112 \cdot 10^{10}}{3,84 \cdot 10^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 1,440 \cdot 10^3} = 0,99 \text{ cm} < 600 / 250 = 2,4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{využití } 0,99 \cdot 100 / 2,4 = \mathbf{39,6\%}$$

Přidaný sloup u zděné části bude z profilu Jc 150/150/8 mm. Bude kotvený do koruny zdiva o výšce 5,46 m, do stávajícího paždíku po odstraněném plášti a dále do průvlaku pod vazníky.

Výměny pod okna

Okenní výplně lze na výměny uložit tak, že přenos sil půjde do sloupů Jc200/200/8 mm a to položením na profil nebo jejich zavěšením na profil přišroubováním. Z praktického hlediska bude lepší nosný profil vložit pod výplně, které je vynese, navíc bude v modulu buď s panely nebo se sloupy. Hmotnost výplní bude určena odhadem z jiných případů, kde jsou jejich výšky shodné – 1800 mm.

Hmotnost oken $0,45 \cdot 1,1$ 0,50 kN/m

$$q_0 = 0,50 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = 0,125 \cdot 0,5 \cdot 6,0^2 = 2,250 \text{ kNm}$$

$$W_0 = \frac{2250}{210} = 10,7 \text{ cm}^3 \dots \mathbf{\text{návrh UPE 140}} \dots\dots\dots W_y = 14,09 \text{ cm}^3$$
$$I_y = 55,8 \text{ cm}^4$$

Profily budou orientované naležato, kde mezi přírubami profilu je šířka 124,2 mm pro osazení části panelu IPN vedle výplně podle jejich umístění.

Ohyb

$$\sigma_o = \frac{2250}{14,09} = 159,7 \text{ MPa} \dots \mathbf{\text{využití } 159,7 \cdot 100 / 210 = \mathbf{76\%}}$$

Deformace

$$f = \frac{5 \cdot 5 \cdot 10^{-1} \cdot 1,296 \cdot 10^{11}}{3,84 \cdot 10^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 5,58 \cdot 10} = 7,2 \text{ cm} \dots > 600/400 = 1,5 \text{ cm} \text{ **NEVYHOVUJE**}$$

Profil z hlediska průhybu nevyhovuje, proto volíme HE 140 A orientovaný horizontálně

Návrh HE 140 A..... $W_y = 55,62 \text{ cm}^3$
 $I_y = 389,3 \text{ cm}^4$

Mezi přírubami profilu je šířka 123,0 mm pro oboustranné osazení části panelu IPN vedle výplně podle jejich umístění.

Ohyb

$$\sigma_o = \frac{2250}{55,62} = 40,5 \text{ MPa} \dots \text{využití } 40,5 \cdot 100/210 = \textbf{19,3\%}$$

Deformace

$$f = \frac{5 \cdot 5 \cdot 10^{-1} \cdot 1,296 \cdot 10^{11}}{3,84 \cdot 10^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 3,893 \cdot 10^2} = 1,03 \text{ cm} \dots < 600/400 = 1,5 \text{ cm}$$

....využití $1,03 \cdot 100/1,5 = \textbf{86,7\%}$

Jako výměny pod řadou oken v rozmezí sloupů 6000 mm **budou použity nosné profily HE 140 A, orientované stojinou horizontálně**. Výměny budou ke sloupům fasády přivařené V případě použití jiného profilu musí mít tento ve směru ohybu **moment setrvačnosti větší než 380 cm⁴**. V poli o rozpětí

Atypické pole 7 450 m se 3 okny bude rovněž posouzeno:

$$M = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 6 = 1,5 \text{ kNm}$$

Ohyb

$$\sigma_o = \frac{1500}{55,62} = 27,0 \text{ MPa} \dots \text{využití } 27,0 \cdot 100/210 = \textbf{12,9\%}$$

Deformace

$$f = \frac{1,9 \cdot 10 \cdot 5,0 \cdot 10 \cdot 2,16 \cdot 10^8}{3,84 \cdot 10^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 3,893 \cdot 10^2} = 0,65 \text{ cm} \dots < 600/400 = 1,5 \text{ cm}$$

....využití $0,65 \cdot 100/1,5 = \textbf{43,3\%}$

Vnitřní stěny

Stěna bude probíhat prostorem hal mezi dvěma subjekty podle půdorysné dispozice a náhledu. Její pozice bude prakticky sledovat společné nosné sloupy mezi dvěma halami. Stěna bude 2x směrově lomená a na JV straně budou z panelů i 2 podhledy nad schodišti. Její výška na krajích bude 13,385 m, střední část bude vysoká 13,180 m.

Stěna bude výškově prolamovaná otvory. U VESTAVBY 03 bude nad podlahou přerušena v délce 21,1 m na výšku 6,2 m. U VESTAVBY 04 bude nad podlahou přerušena v délce 21,7 m na stejnou výšku 6,2 m. U VESTAVBY 05 bude nad podlahou přerušena v délce $10,645 + 10,355 = 21,000$ m na výšku rovněž 6,2 m. V místě dvou schodišť budou 2 horizontální zlomy, kde stěna přejde v podhledy (viz půdorys s vyznačenými řezy 6-6 a 8-8), v řezech tomu odpovídají označené 6-6 a 9-9).

Stabilitu stěn budou zajišťovat ocelové sloupy, které budou respektovat rozpětí panelů 4,0 m.

Budou použity sendvičové panely s výplní polyizokyanurátu (PIR), označované u dodávajícího výrobce jako IPN s povrchovou profilací „1003B“ a skladebnou výškou 1000 mm. Tepelně izolační koeficient $U = 0,183$ W/m·K. Vodorovná styková spára je tvarovaná do „U“, kde ložná spára je opatřena těsněním mezi nosy vysokými 19 mm, které zapadnou do protistrany s pozlábky 20 mm hlubokými.

Požární odolnost stěny dle EN 13501-2 a 1364-1 při tloušťce panelu 120 mm odpovídá horizontálně na 4,0 m a vertikálně na 4,0 m třídě EI30 DP3 (i↔o). Reakce na oheň dle EN 13501-1 je B-s2, d0.

Hmotnost panelů činí $15,9 \text{ kg/m}^2$ se standardními tloušťkami plechů 0,63/0,5 mm.

Dimenzování

Vzhledem k modulové vzdálenosti nosných sloupů 12,0 m navrhují nosné sloupy stěny z profilů HE 140 A, které budou ve stěně univerzální v každém místě, protože je bude možné zasunout do profilů s přírubami 123 mm od sebe, lze je kotvit kdekoli po výšce k nosné ocelové konstrukci a místech prolomených otvorů je lze propojit nosným podkladem se stejným profilem. Z požárního hlediska budou odkryté pouze příruby sloupů, které lze ochránit nástřikem či vhodnými ochrannými příložkami.

K betonové podlaze budou sloupy kotvené **přes patice z P10x170-170 mm** chemickými kotvami M12, takže upevněné budou kloubově. Protože další upevnění se předpokládá někde u paty nosníků jeřábové dráhy ve výšce 6,7 m a další k hornímu pásu příhradového průvlastu střechy (další výška 6,4 m), lze sloup na výšku považovat za trojkloubový o dvou polích 6,7 a 6,4 m. V hale nebude stěna prakticky namáhána na vítr, proto bude uvažována teoretická excentricita do 3% výšky většího pole ($6,7 \cdot 0,03 = 0,200$ m) pro zavedení namáhání na ohyb.

U vertikálních lomů stěny budou muset být sloupy zdvojené do kříže, aby mohl být změněn směr stěny.

Přípravné hodnoty

Zatížení od stěny v její patě v plné výšce

$$q_z = 0,159 \cdot 13,4 = 2,13 \text{ kN/m}$$

Zatížení od stěny v úrovni +6,2 m její patě na zbylou výšku $13,4 - 6,2 = 7,2$ m

$$q_{zb} = 0,159 \cdot 7,2 = 1,15 \text{ kN/m}$$

Maximální kontaktní napětí v patici sloupu do podlahy:

$$P_k = 0,159 \cdot 13,4 \cdot 6,0 = 12,8 \text{ kN}$$

$$\sigma_k = \frac{12,8 \cdot 10}{17 \cdot 17} = 0,44 \text{ MPa} \dots \text{využití } 0,44 \cdot 100 / 11,5 = \mathbf{3,8\%} \text{ (pro C16/20 XC1)}$$

Ohyb sloupu z excentricity

$$M = 12,8 \cdot 0,2 = 2,56 \text{ kNm}$$

Návrh HE 140 A..... $W_y = 55,62 \text{ cm}^3$
 $I_y = 389,3 \text{ cm}^4$

$$\sigma_k = \frac{2 \cdot 560}{55,62} = 46,0 \text{ MPa} \dots \text{využití } 46,0 \cdot 100 / 210 = \mathbf{21,9\%}$$

Deformace

$$f = \frac{5 \cdot 1,6 \cdot 10^{-2} \cdot 2,015 \cdot 10^{11}}{3,84 \cdot 10^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 3,893 \cdot 10^2} = 0,05 \text{ cm} \dots < 670 / 400 = 1,68 \text{ cm}$$

$\dots \text{využití } 0,05 \cdot 100 / 1,68 = \mathbf{3\%}$

Sloupy budou v průběhu jejich výšky **kotveny ocelovými tyčemi o Ø 22 mm do délky 1,2 m, uspořádanými do ležatého V**, aby byl každý sloup stabilní v příčném i podélném směru. Tyče budou přivařené ke sloupům stěny a k nosné konstrukci haly. Jedna úroveň bude v patě nosníku JD a druhá v horním pásu příhradového průvlaku (podélně s halou).

Namáhání na vzpěr

$$\text{Tyč } \varnothing 22 \dots A = 1/4 \cdot \pi \cdot 2,2^2 = 3,8 \text{ cm}^2$$

$$I = 0,288 \cdot 2,2 = 0,63 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{120}{0,63} = 190,4 < 200 \text{ pro pomocné konstrukce a ztužidla}$$

$$\varphi = 0,20$$

$$\sigma_{cr} = \frac{12,8 \cdot 0,2 \cdot 10}{3,8 \cdot 0,2} = 33,7 \text{ MPa} \dots \text{využití } 33,7 \cdot 100 / 210 = \mathbf{16,0\%}$$

Překlady nad vestavbami 03, 04 a 05

Překlad bude probíhat nad stropy vestaveb, kde v jeho průběhu jej lze zavěsit k portálům příhradových sloupů na úrovni nosných konzol nosníků JD. Z průběhu vyplývá, že volné rozpětí nepřesáhne 12 m. Protože svislé sloupy budou začínat na úrovni +6,2 m, bude nutné je do nejbližší nosné konstrukce vyvěsit pomocí přivařených konzol. **Detaily není možné řešit teoreticky, ale operativně při provádění stavby. Bude tedy počítáno s rozpětím 6,0 m**

Návrh HE 140 A..... $W_y = 55,62 \text{ cm}^3$
 $I_y = 389,3 \text{ cm}^4$

Ohyb

$$M = 0,125 \cdot 1,15 \cdot 6,0^2 = 5,18 \text{ kNm}$$

$$\sigma_k = \frac{5 \cdot 175}{55,62} = 93,0 \text{ MPa} \dots \text{využití } 93,0 \cdot 100 / 210 = \mathbf{44,3\%}$$

Deformace

$$f = \frac{5 \cdot 1,15 \cdot 1,296 \cdot 10^{11}}{3,84 \cdot 10^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 3,893 \cdot 10^2} = 2,37 \text{ cm} \dots < 600 / 250 = 2,40 \text{ cm}$$

$\dots \text{využití } 2,37 \cdot 100 / 2,40 = \mathbf{98,8\%}$

Závěr

Veškeré výpočty jsou provedené na základě dostupné dokumentace, poznání na místě a rozsáhlých zkušeností za 52 let praxe v oboru.

Při provádění stavebních úprav bude nutné mnohdy operativně řešit daný problém, protože stavební průzkum by byl příliš rozsáhlý a bez rozebraných konstrukcí lze o jejich stavu jen teoretizovat. Je třeba dodavatele stavby připravit na to, že při rozebírání konstrukcí bude zároveň probíhat podrobný stavebně technický průzkum, z jehož výsledku budou odvozována operativní řešení.

Při výpočtech jsem uvažoval s rezervami ve stabilitách a nosnostech jednotlivých navrhovaných prvků a rovněž rozpočtář a dodavatel budou muset počítat s finančními rezervami. Sám jsem ochoten se účastnit potřebných konzultací v rámci autorského dozoru.

V Karlových Varech, 10.04.2019

Ing. Viktor Weilguny
AI 0300068