

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



Diplomová práce

Statický návrh betonových stožárů větrných elektráren

Structural analysis of concrete wind-turbine towers

Zpracoval: Bc. Jan Svoboda
Vedoucí práce: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

2021/2022

Zadání

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

| | | |
|---|------------|----------------------|
| Příjmení: Svoboda | Jméno: Jan | Osobní číslo: 468226 |
| Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí | | |
| Studijní program: Stavební inženýrství | | |
| Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb | | |

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

| | |
|---|---|
| Název diplomové práce: Statický návrh betonových stožárů větrných elektráren | |
| Název diplomové práce anglicky: Structural analysis of concrete wind-turbine towers | |
| Pokyny pro vypracování: <ul style="list-style-type: none">- Rešerše problematiky stožárů větrných elektráren- Shrnutí výhod a nevýhod betonových stožárů- Předpisy a pravidla pro výpočet zatížení a statický návrh- Výběr a specifikace vhodné konstrukce pro návrh- Definice zatížení pro zvolenou konstrukci stožáru- Statický návrh vybraných částí zvolené konstrukce- Výkresová dokumentace | |
| Seznam doporučené literatury: <ul style="list-style-type: none">- ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992-1-1.- Normy řady ČSN EN 61400: Větrné elektrárny.- Alves de Lana, J. a kol.: Behavior study of prestressed concrete wind-turbine tower in circular cross-section. Engineering Structures 13/227 (2021).- Samostatně vyhledejte další vhodnou literaturu. | |
| Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D. | |
| Datum zadání diplomové práce: 20.9.2021 | Termín odevzdání diplomové práce: 2.1.2022 <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small> |
| Podpis vedoucího práce | Podpis vedoucího katedry |

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

| | |
|---|---------------------|
| <i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutně uvést v diplomové 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“.</i> | |
| Datum převzetí zadání | Podpis studenta(ky) |

ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracoval samostatně a všechny použité prameny a literatura jsou uvedeny v seznamu citované literatury.

Nemám námitek proti použití tohoto školního díla ve smyslu §60 Zákona č. 121/2000 Sb. o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Nymburce dne

.....

Podpis

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych chtěl poděkovat především vedoucímu své diplomové práce doc. Ing. Petrovi Bílému, Ph.D. za jeho ochotu, trpělivost, pomoc a hlavně lidský přístup.

ANOTACE

Diplomová práce se zabývá problematikou předpjatých věží pro větrné elektrárny. Popisuje výhody a nevýhody konstrukce, předpisy pro návrh, postupy pro stanovení zatížení působících na konstrukci a pro statický návrh. Pro zvolený typ konstrukce je následně proveden návrh vybraných jejích částí a jsou zpracována schémata výkresů výztuže a detailů.

KLÍČOVÁ SLOVA

Větrná elektrárna, věž, předpjatý beton, zatížení, zatížení větrem, statický návrh, větrná turbína

ANNOTATION

The diploma thesis deals with the issue of pre-stressed towers for wind power plants. The advantages and disadvantages of the structure are evaluated. Design regulations, instructions of determining loads acting on the structure and methods for structural design are described. The design and schematic drawings of reinforcement and details are then carried out for the selected part of the given structure.

KEYWORDS

Wind power plant, tower, pre-stressed concrete, wind loads, structural design, wind turbine

Obsah

| | |
|--|----|
| 1. Úvod | 9 |
| 2. Větrné elektrárny | 10 |
| 2.1. Rotor | 10 |
| 2.2. Gondola | 10 |
| 2.3. Stožár | 10 |
| 2.4. Základ | 10 |
| 3. Problematika věží větrných elektráren | 11 |
| 3.1. Požadavky na věž | 11 |
| 3.1.1. Výška věže | 11 |
| 3.1.2. Tvary | 12 |
| 3.2. Materiály stožárů | 12 |
| 3.2.1. Ocel | 12 |
| 3.2.2. Předpjatý železobeton | 15 |
| 4. Předpjaté železobetonové věže | 16 |
| 4.1. Způsoby předpínání | 16 |
| 4.2. Volba tvaru průřezu betonové věže | 18 |
| 4.3. Příklady realizace betonových věží | 19 |
| 5. Pravidla pro výpočet a statický návrh | 22 |
| 5.1. Vnější podmínky | 22 |
| 5.1.1. Třídy větrných elektráren | 22 |
| 5.1.2. Větrné podmínky | 23 |
| 5.1.3. Další vnější podmínky | 23 |
| 5.2. Zatížení | 24 |
| 5.2.1. Zatížení větrem na věž | 24 |
| 5.2.2. Zatížení sněhem | 24 |
| 5.2.3. Teplotní účinky | 24 |
| 5.2.4. Předpětí v betonu | 25 |
| 5.2.5. Specifikace větrné turbíny | 25 |
| 5.3. Návrhové situace a zatěžovací případy | 26 |
| 5.4. Krytí betonu | 29 |

| | | |
|--------|--|----|
| 5.5. | Posouzení větrných elektráren | 29 |
| 5.5.1. | Z hlediska specifických podmínek místa instalace..... | 29 |
| 5.5.2. | MSP | 29 |
| 5.6. | Požadavky na konstrukce odolné proti zemětřesení | 30 |
| 5.6.1. | Základové podmínky | 31 |
| 5.6.2. | Seismické zatížení | 31 |
| 5.6.3. | Základní principy navrhování | 32 |
| 5.6.4. | Zjednodušený návrh pro větrné elektrárny | 32 |
| 5.6.5. | Třídy významu a součinitel významu | 32 |
| 5.6.6. | Navrhování věží odolných proti zemětřesení | 33 |
| 5.6.7. | Konstrukční řešení výztuže | 35 |
| 5.6.8. | Posouzení omezeného poškození..... | 35 |
| 6. | Definování vybrané konstrukce | 36 |
| 6.1. | Typ rotoru a gondoly..... | 36 |
| 6.2. | Zatížení na vrcholu věže od větru působícího na sestavu gondoly a rotoru | 36 |
| 6.3. | Tvar věže..... | 37 |
| 6.4. | Místní podmínky instalace | 39 |
| 7. | Statický návrh..... | 42 |
| 7.1. | Návrh předepnutí..... | 55 |
| 7.1.1. | Parametry konstrukce..... | 56 |
| 7.1.2. | Materiálové vlastnosti a místa posouzení předpětí | 56 |
| 7.1.3. | Ztráty předpětí | 57 |
| 7.1.4. | Ověření mezních napětí v konstrukci | 57 |
| 7.1.5. | Posouzení na MSÚ | 57 |
| 7.1.6. | Návrh vodorovné výztuže + konstrukční zásady..... | 57 |
| 7.2. | Zadání předpětí v programu SCIA Engineer | 58 |
| 7.3. | Výpočet seismického zatížení..... | 60 |
| 8. | Závěr..... | 61 |
| 9. | Seznam Příloh | 62 |
| 10. | Seznam použité literatury | 63 |
| 11. | Technické normy..... | 64 |

| | |
|---------------------------|----|
| 12. Seznam obrázků | 65 |
| 13. Seznam tabulek..... | 66 |
| 14. Použité programy..... | 66 |

1. Úvod

Tato práce se zabývá statickým návrhem betonových stožárů větrných elektráren. Nejprve obecnou problematikou stožárů pro větrné elektrárny. Dále již předpjatými betonovými stožáry, a to jejich výhodami či nevýhodami, příklady realizace a pravidly pro návrh. V hlavní části se budeme věnovat statickému návrhu zvolených prvků betonové věže pro vybraný typ větrné elektrárny a specifické podmínky místa instalace.

2. Větrné elektrárny

Větrná elektrárna slouží k výrobě elektrické energie z větrné energie. Větrná energie se řadí mezi zdroje obnovitelné energie. Větrná turbína je roztáčená větrem, který proudí přes lopatky turbíny, tím vzniká mechanická energie a ta je prostřednictvím generátoru převáděná na elektrickou energii. Větrné turbíny obvykle začínají vyrábět elektrickou energii při rychlosti větru 3 m/s.

Větrné elektrárny lze stavět jako samostatně stojící, nebo lze postavit více elektráren v jedné oblasti, tyto oblasti se pak nazývají větrné farmy.

Konstrukce větrné elektrárny se dělí na několik částí s ohledem na jejich funkci. Tyto části budou popsány v následujících odstavcích.

2.1. Rotor

Na rotor větrné elektrárny jsou umístěny lopatky, do kterých se opírá vítr a tím dochází k jeho roztočení. Hmotnost rotoru pro 5MW turbínu činí 110 tun [2]. Hmotnost se samozřejmě liší dle výrobce a typu rotoru.

2.2. Gondola

Gondola je vrchní část větrné elektrárny a je to také strojovna větrné elektrárny. V gondole se převádí mechanická energie z rotoru na elektrickou. Gondola tedy obsahuje veškeré strojní vybavení jako například převodovku, generátor, ale také systém natáčení strojovny a hydraulické systémy. Hmotnost plně vybavené gondoly pro 5 MW turbínu přibližně 240 tun [1] a opět se liší dle výrobce a typu gondoly.

2.3. Stožár

Stožár větrné elektrárny slouží k umístění gondoly do určité výšky nad zemí tak aby byla zajištěna její návrhová účinnost. V dnešní době se standardně pohybuje výška věže od 40 do 110 m. Konstrukce stožáru je obvykle tvořena z ocelových tubusů, které jsou rozděleny na segmenty po přibližně 20 metrech. Avšak pro konstrukce stožárů vyšších jak 100 metrů se vyplatí využívat například ocelovou příhradovou či železobetonovou konstrukci. V dalších částech této práce se budeme zabývat podrobněji železobetonovými stožáry pro větrné elektrárny. Hmotnost stožáru se samozřejmě liší podle použitého materiálu a výšky stožáru, ale například klasický ocelový stožár výšky 105 metrů má hmotnost 225 tun [1]. Betonový stožár pro 5 MW turbínu při výšce 103 metrů má hmotnost 1259 tun [2].

2.4. Základ

Základová konstrukce větrné elektrárny slouží k přenosu zatížení z gondoly a věže do podloží. Základová konstrukce dále zajišťuje stabilitu, tak aby nedošlo k převrácení. Nejčastějším materiálem pro základy je pak železobeton. Základ pro větrnou elektrárnu je budován podle typu podloží. Ve více únosných zeminách se nejčastěji použije plošný základ typu patka, která však dosahuje půdorysných rozměrů i 20 x 20 metrů a výšky 2 metry [1]. Pro méně únosné zeminy je pak vhodnější volit hlubinné založení, v podobě skupiny pilot spojené tuhou základovou deskou. Postupem návrhu základu pro věže větrných elektráren se také budeme více zabývat v dalších částech této práce.

3. Problematika věží větrných elektráren

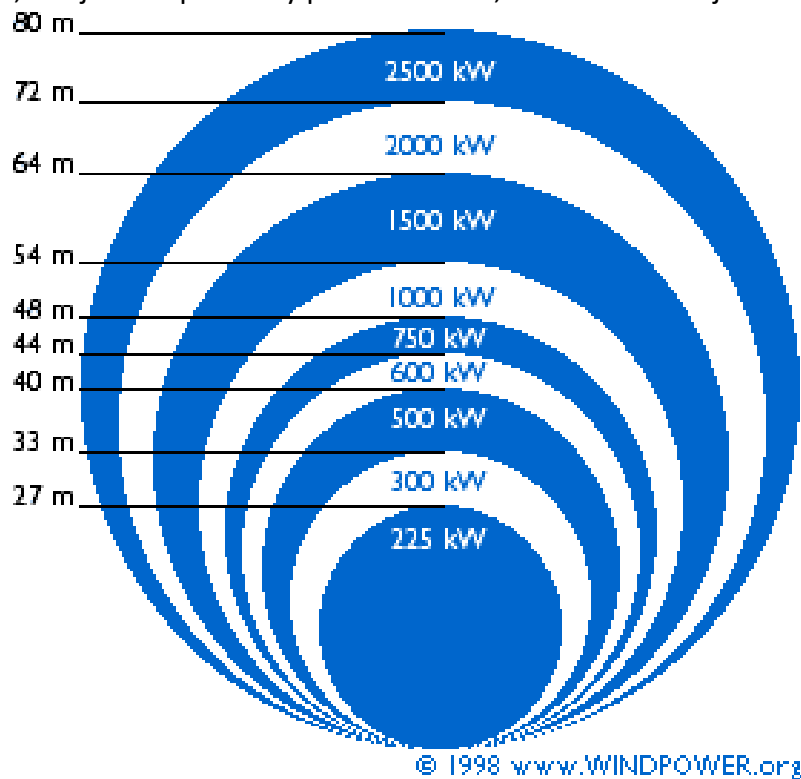
Věže pro větrné elektrárny slouží k dosažení potřebné výšky gondoly s rotorem, tak aby byla zajištěna funkčnost a dostatečná síla větru pro tvorbu elektřiny. Dále jsou ve věži vedeny elektrické kabely a prostor pro výstup na gondolu.

3.1. Požadavky na věž

Na věže větrných elektráren jsou kladeny nejrůznější požadavky, především výška, životnost, únosnost, omezená deformace a prostor pro zabudování technologií.

3.1.1. Výška věže

Výška věže se stanovuje podle požadovaného výkonu větrné elektrárny. Čím vyšší výkon elektrárna má mít, tím je větší potřebný průměr rotoru, a s tím samozřejmě roste i výška věže.



Obrázek 1- Závislost výkonu na průměru rotoru [1]

Toto tvrzení vychází ze vzorce pro výkon větrné elektrárny:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^3 \cdot c_p \cdot S \quad (1)$$

Kde:

P: Výkon [W]

ρ : Hustota vzduchu [kg/m^3]

V: Rychlost proudění vzduchu [m/s]

c_p : Účinnost stroje

S: Plocha rotoru [m^2]

3.1.2. Tvary

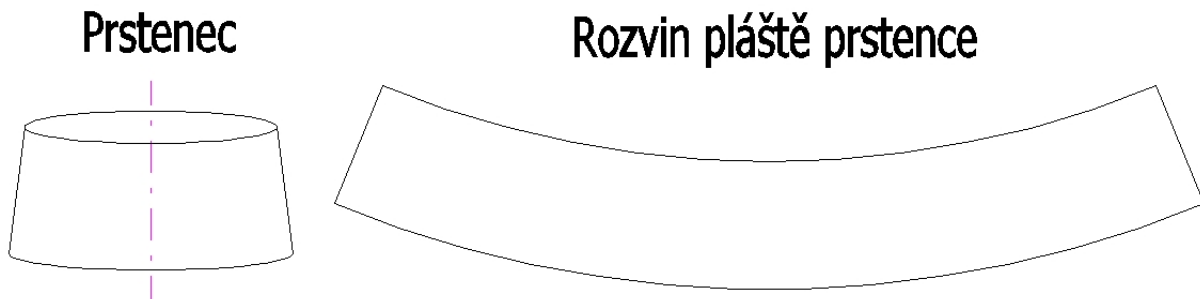
Když se bavíme o tvaru věže větrné elektrárny, myslíme tím převážně tvar průřezu věže. Co se týče tvaru věže po výšce, zpravidla jde o štíhlou vysokou stavbu. Průřez konstrukce však může nabývat různých tvarů. Pokud se zamyslíme, který tvar je nejlepší, můžeme dojít k závěru, že to je symetrický tvar, nejčastěji kruh, v některých případech osmiúhelník. Věž zpravidla stojí na volném prostranství, kde na konstrukci působí různorodé zatížení z různých směrů časem se měnící, jak polohou, tak i intenzitou. Dále gondola musí mít možnost otáčet se kolem svislé osy, tak aby byla vždy proti větru.

3.2. Materiály stožárů

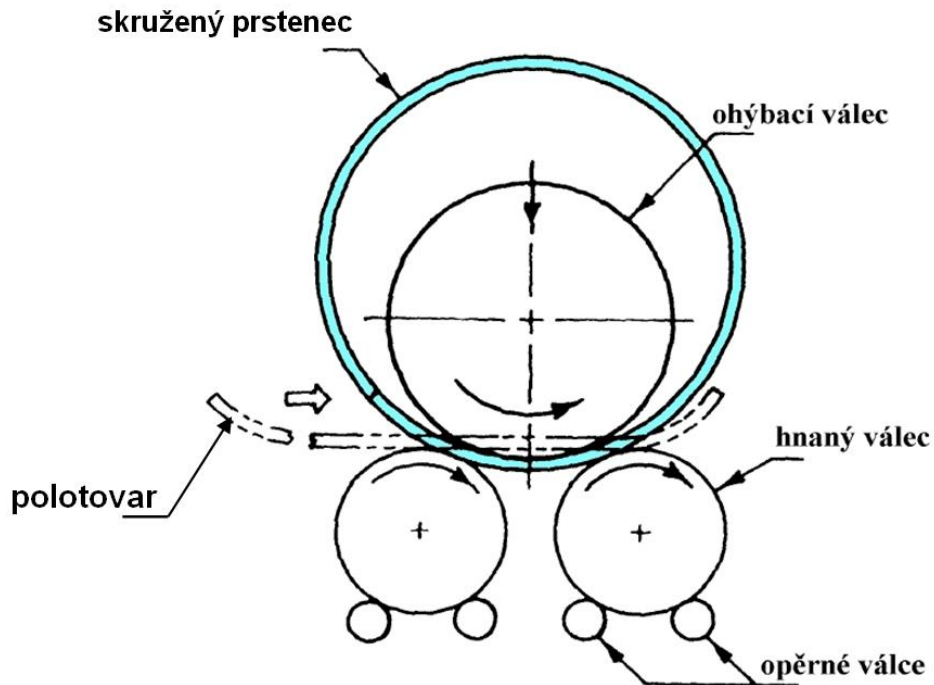
Materiál zvolený pro stavbu věže hraje důležitou roli. A to nejen z konstrukčního hlediska ale i ekonomického. Proto se stožáry větrných elektráren vyrábějí nejčastěji z oceli. Poslední dobou se však dostává i do popředí další materiál, a to beton.

3.2.1. Ocel

Ocelové věže jsou tvořeny segmenty, které se vyrábí z ocelových plátů, které jsou ohýbané do skruží a následně svařeny. Na svařenou skruž je pak v patě i ve vrcholu přivařen prstenec s otvory pro šroubové spoje k spojení jednotlivých prstenců při sestavování věže.



Obrázek 2- Schéma ocelového plátu pro tvorou skruže [1]



Obrázek 3- Schéma ohýbacího zařízení pro ocelové skruže [1]



Obrázek 4- Ukázka přivařeného prstence na skruž pro šroubové spojení dvou dílů [1]

Jednotlivé segmenty jsou odváženy na místo výstavby, kde jsou jeřáby zvedány a pomocí šroubových spojů spojovány dohromady. Při výrobě se obvykle používají plechy tloušťky do 45 mm [1], ojediněle lze použít plech do tloušťky 70 mm [1].

Alternativou řešení ocelových věží je příhradová konstrukce. Tato konstrukce se skládá ze svislých, vodorovných a diagonálních tyčových prvků. Ty lze na stavbu přepravovat jednotlivě či po menších segmentech, kde je následně pomocí šroubových spojů spojíme. Nevýhodou však může u této konstrukce být fakt, že pro zajištění velké ohybové tuhosti je zapotřebí, aby půdorysný průřez byl co největší, to by však mohlo bránit volné rotaci rotoru či otáčení celé gondoly.



Obrázek 5- Ukázka příhradového stožáru větrné elektrárny [1]

3.2.2. Předpjatý železobeton

Železobeton jakožto další vhodný materiál, má velmi dobré vlastnosti vzhledem k možnostem úprav směsi betonu a vyztužení, a tím zajištění co nejvyšší únosnosti a nejdelší životnosti. Pokud se bavíme o prefabrikovaných konstrukcích, lze zajistit ještě lepší kvalitu povrchu a provedení, tedy zvýšení celkové životnosti konstrukce. V případě předpjatého železobetonu, lze díky předpětí vyloučit tah v konstrukci, nebo jej omezit, a tak omezit vznik trhlin. Díky předpětí lze navýšit i tuhost konstrukce a zvýšit toleranci vůči dynamickému zatížení.

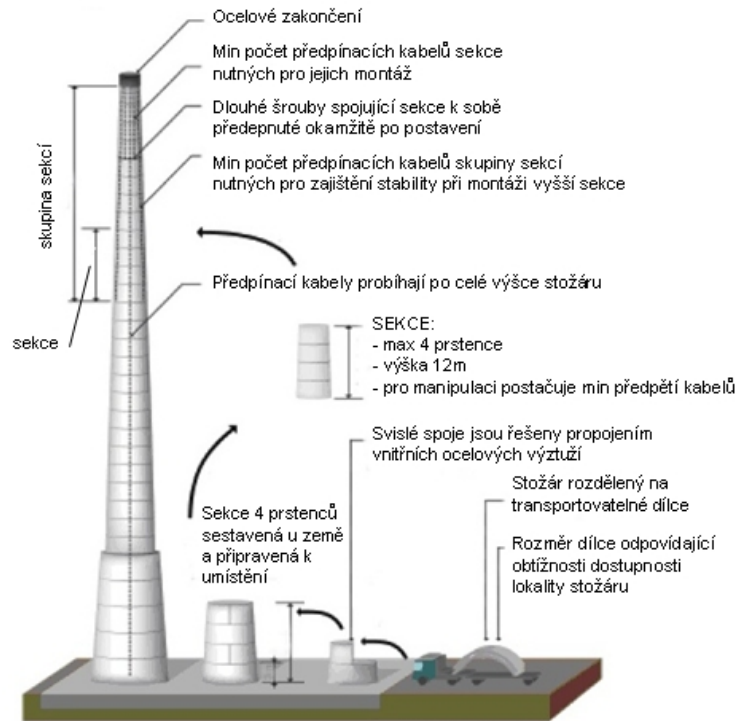
4. Předpjaté železobetonové věže

Pro stavbu věží se nejvíce využívají prefabrikované betonové díly, které se navzájem spojují a následně předpínají. Prefabrikované dílce lze vyrábět buď jako celé skruže, nebo jen půl skruže, tak aby byly dodrženy limity pro přepravu. Spoje jednotlivých dílů jsou pak provedeny například pomocí ocelových trnů a zálivkovým betonem. Díky tomu lze říct, že jde až o monolitické spolupůsobení. Další výhodou u vodorovných spojů je, že přes ně prochází předpínací výztuž, která nám vnáší do místa styku tlak a tím zvyšuje tuhost spoje, tedy přispívá k celkovému spolupůsobení konstrukce. Jako nevýhoda prefabrikovaných betonových věží by se pak mohla zdát hmotnost jednotlivých dílů, nebo celé věže. Pokud se však budeme bavit o dílech, pak velikost dílce lze nastavit tak aby nebyla překročena mezní hmotnost pro dopravu po komunikaci a pro vyzdvižení prefabrikátu není zapotřebí vyžadovat únosnější jeřáb, protože volba jeřábu se řídí nejtěžší částí větrné elektrárny, a to je gondola. Další nevýhodou je nákladnost na výrobu věží, pokud však budeme stavět větrné farmy a využijeme opakovatelnost formy bednění, pak se prefabrikované věže větrných elektráren stávají ekonomičtějšími.

4.1. Způsoby předpínání

Tento způsob předpínání vychází z [1].

Věž se skládá z prstenců, které jsou vysoké do 4 metrů. Tyto prstence se dováží na místo stavby, kde jsou na sebe skládány, tak aby vytvořily kuželovou sekci stožáru. Tato sekce se skládá zhruba ze 3 až 4 prstenců a má výšku maximálně 12 metrů. Prstence jednotlivých sekcí jsou navzájem propojeny předpínacími kabely. Sekce, která je umístěna na stožár, je ihned se spodní sekcí propojena dlouhými předepjatými šrouby. Tři sekce poskládané na sebe tvoří skupinu sekcí, která je opět propojena předepjatými kabely. Teprve poté se může stavět další sekce. Na vrchol stožáru je umístěno ocelové zakončení, na které již přímo dosedá otočné ložisko gondoly. Celý stožár včetně ocelového zakončení je opět propojen předpínacími kabely.



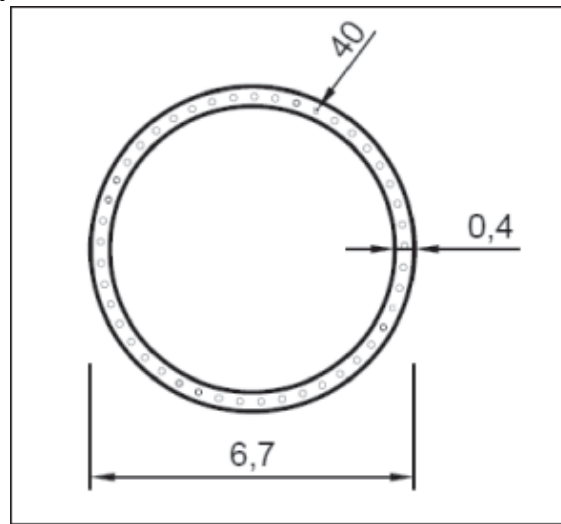
Obrázek 6- Schéma spojování prstenců věže [1]



Obrázek 7- Ukázka svislého spoje u půlkruhového segmentu-varianta tzv. petlicového spoje [1]

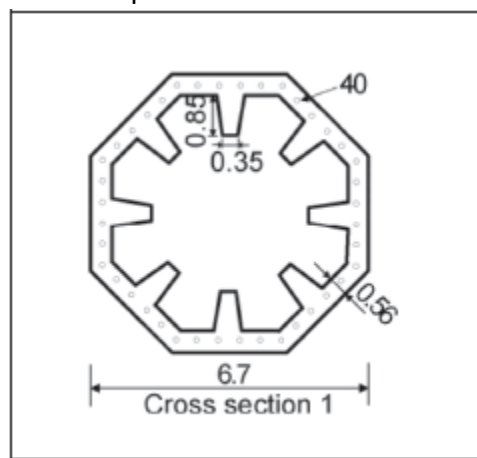
4.2. Volba tvaru průřezu betonové věže

Jak už bylo řečeno, nejvýhodnějším je symetrický tvar průřezu, proto jednou z variant je kruh. Tento tvar má výhodu, že působí-li zatížení v jakémkoliv směru, věž má stále stejnou tuhost a únosnost. Další výhodou je, že věž má po průřezu stejnou tloušťku stěny, není potřeba vytvářet výztužná žebra, a tedy v konstrukci nedochází ke koncentraci napětí do určité oblasti či bodu. Jako nevýhoda se může zdát, že věže pro větrné turbíny se navrhují na daný typ větrné gondoly a určité místo budoucí výstavby, tedy každá věž může mít specifický tvar, a tedy na každou věž bude muset být vytvořeno samostatné bednění. Proto je výhodnější stavět větrné farmy, kde se na několik věží využije stejné bednění.



Obrázek 8- Schéma kruhového průřezu v patě betonové věže výšky 100 m [3]

Jako další vhodný tvar průřezu se jeví mnohoúhelník. Jako nejčastější se volí osmiúhelník. U tohoto typu průřezu se za nevýhodu může brát, že konstrukce nemá v každém směru stejnou odezvu na působící zatížení. Proto se musí vytvářet výztužná žebra pro zvýšení tuhosti. V těchto žebrech pak ale dochází ke koncentraci napětí. Výhodou pak může být, že tvorba bednění není tak složitá a náročná jako u kruhového průřezu.



Obrázek 9- Schéma osmiúhelníkového průřezu betonové věže [5]

4.3. Příklady realizace betonových věží

První ukázka realizace větrných elektráren je z Indie ze státu Tamilnábu, kde byla v roce 2018 uskutečněna objednávka na větrné elektrárny o součtovém výkonu 300MW. Větrná farma se nazývá Mulanur. Při stavbě byly použity větrné turbíny o výkonu 3 MW s průměrem rotoru 140 metrů a s výškou umístění náboje 120 metrů.



Obrázek 10- Ukázka realizace větrných elektráren v Indii [5]

Další ukázkou je větrný park Ventikas I a II. Je to jedna z nejvýkonnějších farem v Mexiku. Větrná farma má výkon 126 MW a byly zde použity turbíny o výkonu 3 MW s průměrem rotoru 116 metrů a výškou věže 120 metrů.



Obrázek 11- Ukázka větrných elektráren v Mexiku [6]

Další ukázka je ze sestavování betonové věže firmy Nordex. Věž se skládá z 20 metrů dlouhých prefabrikovaných dílů, které jsou dováženy na stavbu, zde jsou spojeny do skruží a následně se z nich sestaví věž.



Obrázek 12- Ukázka připravených tubusů před sestavením [7]

5. Pravidla pro výpočet a statický návrh

Požadavky na větrné elektrárny jsou definovány v [a]. Musí zajistit bezpečnost konstrukce, mechanického a elektrického řídicího systému. Tyto specifikace požadavků jsou použity při návrhu, výrobě, instalaci, údržbě a návodech na provoz větrných elektráren.

Dle normy musí být pro předpověď návrhových zatížení použity dynamické modely konstrukce. Pro zvětšení důvěry při předpovědi návrhových hodnot lze použít data ze zkoušek hotových elektráren.

Větrné elektrárny musí být navrženy podle jedné ze dvou bezpečnostních tříd

- Normální bezpečnostní třída odpovídá případu, kdy porucha vyústí v nebezpečí zranění osoby, nebo má sociální, nebo ekonomické následky.
- Speciální bezpečnostní třída odpovídá stavu, kdy bezpečnostní požadavky jsou určeny místními předpisy a/nebo bezpečnostní požadavky jsou odsouhlaseny mezi výrobcem a zákazníkem.

5.1. Vnější podmínky

Větrné elektrárny jsou vystaveny vlivům okolního prostředí a elektrickým podmínkám, které ovlivňují jejich zatížení, trvanlivost a provoz

Vnější podmínky dále dělíme na větrné podmínky a jiné. Elektrické podmínky informují o podmínkách elektrické sítě.

Větrné podmínky dále dělíme na normální a extrémní. Kdy normální větrné podmínky obecně zahrnují dlouhodobé zatížení konstrukce a provozní podmínky, zatím co extrémní podmínky představují zřídka se vyskytující vnější podmínky.

5.1.1. Třídy větrných elektráren

Při návrhu větrných elektráren by musely být vnější podmínky vzaty v závislosti na místě instalace. Proto účelem dělení větrných elektráren do tříd je snaha pokrýt většinu míst výstavby. Třídy větrných elektráren jsou definovány v závislosti na rychlosti větru a parametrech turbulence. Pro případ, kdy je vyžádán návrh větrné elektrárny pro speciální vnější podmínky, nebo zvláštní bezpečnostní třídu je vytvořena další třída větrných elektráren, třída S.

Tabulka 1 – Základní parametry pro třídy větrných elektráren

| Třída větrné elektrárny | I | II | III | S |
|-------------------------|------|------|------|---|
| V_{ref} (m/s) | 50 | 42,5 | 37,5 | Hodnota musí být specifikována konstruktérem VE |
| A I_{ref} (-) | 0,16 | | | |
| B I_{ref} (-) | 0,14 | | | |
| C I_{ref} (-) | 0,12 | | | |

Hodnoty parametrů uvedených v tabulce 1 jsou pro výšku náboje a

V_{ref} je referenční rychlost větru průměrovaná během deseti minut;

A označuje kategorii s vyššími charakteristikami turbulence;

B označuje kategorii se středními charakteristikami turbulence;

C označuje kategorii s nízkými charakteristikami turbulence a

I_{ref} očekávaná hodnota intenzity turbulence při 15 m/s.

Obrázek 13- Parametry pro třídy větrných elektráren [a]

Návrhová životnost pro třídy větrných elektráren I až III musí být 20 let.

5.1.2. Větrné podmínky

Větrné elektrárny musí být navrženy tak, aby bezpečně vydržely větrné podmínky definované pro zvolenou třídu větrné elektrárny.

Návrhové hodnoty musí být jasně specifikovány v dokumentaci.

Větrné podmínky zahrnují konstantní střední proudění, kombinované ve většině případů s proměnlivým deterministickým profilem poryvu, nebo s turbulencí. Ve všech případech musí být uvažován odklon středního proudu větru od horizontální roviny o 8°. Odklon proudu vzduchu může být uvažován jako neměnný s výškou.

5.1.3. Další vnější podmínky

Mezi další normální podmínky okolního prostředí, které se berou v úvahu, patří:

- Rozsah okolních teplot od -10 °C do +40°C.
- Relativní vlhkost 70%
- Intenzita sluneční radiace 1000 W*m⁻²
- Hustota vzduchu 1,225 kg*m⁻³

Mezi extrémní podmínky okolního prostředí patří:

- Extrémní rozsah teplot pro standardní třídu větrných elektráren musí být nejméně od -20°C do + 50°C.
- Pro standardní třídu větrných elektráren nejsou stanoveny minimální požadavky na tloušťku ledu
- Pro standardní třídu větrných elektráren nejsou stanoveny minimální požadavky na sílu zemětřesení.

5.2. Zatížení

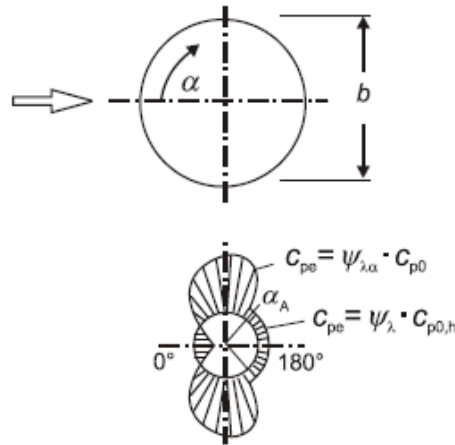
Zatížení, které působí na věž a základ, je dáno místem výstavby a typem sestavy rotoru a gondoly.

5.2.1. Zatížení větrem na věž

Zatížení větrem na věž se stanovuje dle normy [g]. Pro rozdělení tlaku větru po výšce se používá klasický výpočet popsany v [g] kapitola 5. Pro kruhové válce pak součinitel vnějšího tlaku závisí na Reynoldsově čísle. Kde pak součinitel vnějšího tlaku pro kruhové válce je dán vztahem:

$$C_{pe} = C_{p,0} \cdot \psi_{\lambda\alpha} \quad ()$$

Kde: $C_{p,0}$ je součinitel vnějšího tlaku bez vlivu proudění kolem volných konců
 $\psi_{\lambda\alpha}$ je součinitel koncového efektu



Obrázek 14- Ukázka rozdělení tlaků pro válce s kruhovým průřezem [g]

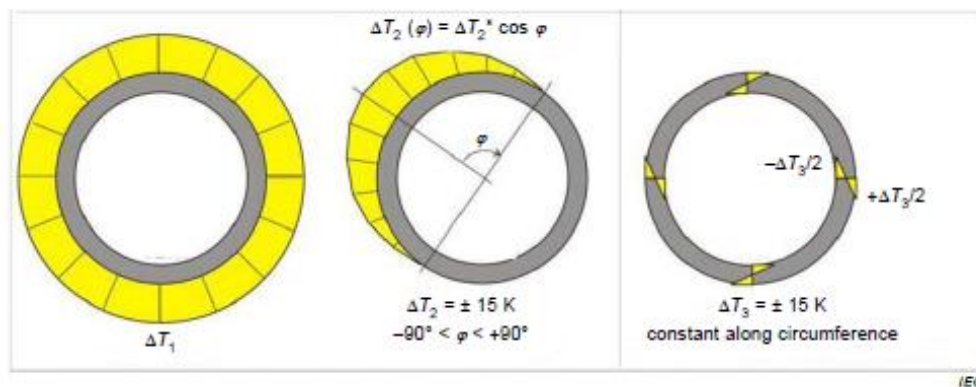
5.2.2. Zatížení sněhem

Zatížení sněhem je u větrných elektráren považováno za nevýznamné, ale je potřeba jej zohlednit při výpočtu, proto je dílčí součinitel zatížení $\gamma_s=1,0$.

Stanovení zatížení sněhem se provede dle [j].

5.2.3. Teplotní účinky

Betonové věže podléhají účinkům teplotních změn, to vyvolává napětí, které se mění v průběhu času.



Obrázek 15- Tepelné účinky kolem průřezu věže [b]

- ΔT_1 je rovnoměrný rozdíl teplot (konstantní teplota po obvodu a tloušťce stěny)
 ΔT_1 musí být považována za nejméně příznivou z:
 - $T_{\text{extreme,max}} - T_{\text{erection,min}}$
 - $T_{\text{extreme,min}} - T_{\text{erection,max}}$
 - Kde T_{extreme} jsou extrémní teplotní rozsahy z [d]
 - T_{erection} jsou povolené teploty pro vztyčení věže
- ΔT_2 je kosinusový teplotní rozdíl způsobený slunečním zářením na jedné straně věže.
- ΔT_3 je teplotní rozdíl mezi vnitřním a vnějším povrchem stěny věže.

Výše uvedené teplotní rozsahy obecně pokrývají normální podmínky prostředí dle [d]. Pokud bude věž umístěna v místě se speciálními klimatickými podmínkami, je potřeba tyto podmínky vzít v úvahu.

Různé teplotní složky se překrývají, proto se jednotlivé složky při výpočtu kombinují a hledá se ta nejméně příznivá kombinace.

Kombinace dle [b]:

- $\Delta T_1 + \Delta T_2$
- ΔT_3
- $(\Delta T_1 + \Delta T_2) + 0,75 * \Delta T_3$
- $0,35 * (\Delta T_1 + \Delta T_2) + \Delta T_3$

Při návrhu na mezní stav únosnosti se dílčí součinitel bezpečnosti pro teplotní zatížení uvažuje jako $\gamma_{f,\text{Temp}}=1,35$.

Teplotní účinek ΔT_d se přičítá k ostatnímu zatížení působícímu na konstrukci v následujících kombinacích:

- $F_d + 0,6 * \Delta T_d$
- $0,6 * F_d + \Delta T_d$

Při návrhu se pak bere nejméně příznivá kombinace.

Při návrhu na mezní stav použitelnosti se uvažují stejné kombinace, ale s charakteristickými hodnotami zatížení tedy F_k a ΔT_k .

5.2.4. Předpětí v betonu

Předpětí betonových konstrukcí je aplikováno na kabely vyrobené z vysokopevnostní oceli (dráty, lana, tyče) Kabely mohou být zapuštěny do betonu. Kabely mohou být předem předpjaté, nebo dodatečně předpjaté, ty mohou být soudržné, nebo nesoudržné. Kabely mohou být i vně konstrukce, přičemž styčné body jsou u kotvení a deviátorů.

Předpětí v betonu se klasifikuje jako stálé zatížení. U většiny situací je zatížení předpětím bráno jako příznivé, a proto je pro posouzení MSÚ dílčí součinitel předpětí $\gamma_p=0,9$. Pokud však předpětí na konstrukci působí jako nepříznivé, pak je $\gamma_p=1,1$.

5.2.5. Specifikace větrné turbíny

Specifická sestava rotoru a gondoly větrné turbíny musí obsahovat určité hlavní informace o zatížení a rozhraní k zajištění jednoznačného spojení s věží a základem větrné elektrárny. Tyto specifikace uvádí výrobce větrné turbíny.

Tyto údaje zahrnují alespoň:

- Označení modelu.
- Návrhová třída větrné elektrárny, nebo podmínky prostředí v případě třídy S.
- Výška horní příruby věže nad úrovní terénu.
- Předpokládané setrvačné parametry základu.
- Přípustná tolerance, včetně svislosti v důsledku výstavby.
- Přípustná základová a geotechnická dynamická a statická úroveň tuhosti, rotační a boční.

Následující informace jsou vyžádány, pokud jsou data určena pro návrh věže:

- Předpokládaný kmitočtový rozsah základního ohybu v obou hlavních osách
- Hodnoty tlumení při odvození zatížení, včetně odůvodnění (jaký útlum by měla věž mít)
- Předpokládaná vnější geometrie věže
- Konfigurace horní příruby věže
- Další omezení věže: kabely, tlumiče.

5.3. Návrhové situace a zatěžovací případy

V tomto odstavci jsou uvedeny minimální počty zatěžovacích stavů, které musí být uvažovány při návrhu větrné elektrárny.

Pro účely návrhu může být životnost větrné elektrárny reprezentována souborem návrhových situací, které pokrývají nejvýznamnější vnější podmínky, kterým může být větrná elektrárna vystavena.

Případy zatížení musí být určeny kombinací provozních situací, nebo jiných návrhových situací jako jsou zvláštnosti při montáži, vztyčování, nebo podmínky údržby, s vnějšími podmínkami. Všechny v úvahu přicházející případy zatížení s přiměřenou pravděpodobností výskytu musí být uváženy současně s chováním řídicího a ochranného systému. Návrhové případy zatížení, použité k určení konstrukční neporušitelnosti větrné elektrárny, musí být vypočítány kombinací:

- normálních návrhových situací a odpovídajících normálních, nebo extrémních vnějších podmínek;
 - návrhových situací při závadě a odpovídajících vnějších podmínek;
 - dopravních, montážních a údržbových návrhových situací a odpovídajících vnějších podmínek.
- Bude-li existovat jakákoliv souvislost mezi extrémní vnější podmínkou a situací při závadě, musí být pro návrhový zatěžovací případ uvážena realistická kombinace obou.

Tabulka 1- Návrhové zatěžovací případy 1.část [a]

| Návrhová situace | DLC | Větrné podmínky | Další podmínky | Druh analýzy | Součinitele bezpečnosti |
|---|-----|---|--|--------------|-------------------------|
| 1) Výroba energie | 1.1 | NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$ | Pro extrapolaci extrémních událostí | U | N |
| | 1.2 | NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$ | | F | * |
| | 1.3 | ETM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$ | | U | N |
| | 1.4 | ECD $V_{hub} = V_r - 2 \text{ m/s}, V_r, V_r + 2 \text{ m/s}$ | | U | N |
| | 1.5 | EWS $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$ | | U | N |
| 2) Výroba energie současně se vznikem poruchy | 2.1 | NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$ | Porucha řídicího systému nebo odpojení od elektrické sítě | U | N |
| | 2.2 | NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$ | Ochranný systém nebo předejití poruchy vnitřního elektrického systému | U | A |
| | 2.3 | EOG $V_{hub} = V_r \pm 2 \text{ m/s}$ a V_{out} | Vnější nebo vnitřní elektrická porucha včetně ztráty připojení na elektrickou síť | U | A |
| | 2.4 | NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$ | Porucha řídicího, ochranného nebo elektrického systému, nebo ztráta připojení na elektrickou síť | F | * |
| 3) Startování | 3.1 | NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$ | | F | * |
| | 3.2 | EOG $V_{hub} = V_{in}, V_r \pm 2 \text{ m/s}$ a V_{out} | | U | N |
| | 3.3 | EDC $V_{hub} = V_{in}, V_r \pm 2 \text{ m/s}$ a V_{out} | | U | N |
| 4) Normální vypnutí | 4.1 | NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$ | | F | * |
| | 4.2 | EOG $V_{hub} = V_r \pm 2 \text{ m/s}$ a V_{out} | | U | N |
| 5) Nouzové vypnutí | 5.1 | NTM $V_{hub} = V_r \pm 2 \text{ m/s}$ a V_{out} | | U | N |

Tabulka 2- Návrhové zatěžovací případy 2.část [a]

| Návrhová situace | DLC | Větrné podmínky | Další podmínky | Druh analýzy | Součinitele bezpečnosti |
|---|-----|--|-----------------------------------|--------------|-------------------------|
| 6) Parkování (v klidu, nebo ve volnoběhu) | 6.1 | EWM 50letý rekurentní interval | | U | N |
| | 6.2 | EWM 50letý rekurentní interval | Možné odpojení od elektrické sítě | U | A |
| | 6.3 | EWM 1roční rekurentní interval | Extrémní směrová odchylka | U | N |
| | 6.4 | NTM $V_{hub} < 0,7 V_{ref}$ | | F | * |
| 7) Parkování a poruchové podmínky | 7.1 | EWM 1roční rekurentní interval | | U | A |
| 8) Doprava, montáž, údržba a oprava | 8.1 | NTM V_{maint} musí být určeno výrobcem | | U | T |
| | 8.2 | EWM 1roční rekurentní interval | | U | A |

Kde: DLC-Návrhový zatěžovací případ
 ECD-Extrémní koherentní poryv se změnou směru větru
 EDC-Extrémní změna směru větru
 EOG-Extrémní působící poryv
 EWM-Model extrémní rychlosti větru
 EWS-Extrémní stříh větru
 NTM-Model normální turbulence
 ETM-Model extrémní turbulence
 NWP-Model normálního profilu větru
 $V_{\pm 2}$ m/s-Musí být analyzována citlivost na všechny rychlosti větru v daném rozsahu
 F-Únava konstrukce
 U-Mezní zatížení konstrukce
 N-Normální
 A-Abnormální
 T-Doprava a vztyčování
 V_{hub} -rychlost větru ve výšce náboje
 V_{in} -rychlost větru pro připojení větrné elektrárny do sítě
 V_{out} -rychlost větru při odstavení větrné elektrárny
 V_{ref} -referenční rychlost větru
 V_r -jmenovitá rychlost větru

| Nepříznivá zatížení | | | Příznivá ¹¹ zatížení |
|--------------------------------------|----------------|------------------------|---------------------------------|
| Typ návrhové situace (viz tabulka 2) | | | Všechny návrhové situace |
| Normální (N) | Abnormální (A) | Doprava a vztyčení (T) | |
| 1,35* | 1,1 | 1,5 | 0,9 |

* Pro návrhový případ zatížení DLC 1.1, jsou zatížení určena statistickou extrapolací zatížení při předepsaných rychlostech větru mezi V_{in} a V_{out} , dílčí součinitel bezpečnosti pro normální návrhovou situaci musí být $\gamma_f = 1,25$.
Když pro uvažovanou normální návrhovou situaci může být charakteristická hodnota odezvy na zatížení $F_{gravity}$ od účinku tíže vypočtena pro zatížení, kdy zatížení od tíhy je nepříznivým zatížením, potom dílčí součinitel bezpečnosti pro kombinované zatížení tíhou a dalšími zdroji zatížení nabývá hodnoty

$$\gamma_1 = 1,1 + \varphi \zeta^2$$

$$\varphi = \begin{cases} 0,15 & \text{pro DLC1.1} \\ 0,25 & \text{pro jiné situace} \end{cases}$$

$$\zeta = \begin{cases} 1 - \frac{|F_{gravity}|}{F_k} & ; |F_{gravity}| \leq |F_k| \\ \tau & |F_{gravity}| > |F_k| \end{cases}$$

Obrázek 16- Dílčí součinitel bezpečnosti pro zatížení [a]

5.4. Krytí betonu

Požadavky na krytí betonu závisí na třídě prostředí, kvalitě betonu a návrhové životnosti stavby. Stanovení tloušťky krycí vrstvy závisí na [c].

5.5. Posouzení větrných elektráren

5.5.1. Z hlediska specifických podmínek místa instalace

Větrné elektrárny jsou ovlivněny působením okolního prostředí a elektrickými podmínkami, včetně vlivu poblíž stojících elektráren. U posouzení musí být prokázáno, že specifické podmínky místa instalace neporuší konstrukční celistvost. Toto lze prokázat dvěma přístupy:

- Prokázáním toho, že všechny podmínky v místě instalace nejsou přísnější než ty, které byly uvažovány při návrhu větrné elektrárny.
- Prokázáním konstrukční celistvosti pro podmínky, které jsou buď stejné, nebo přísnější než ty v místě instalace.

Když kterákoliv z podmínek je přísnější než ta, která byla uvažována při návrhu, musí být konstrukční a elektrická kompatibilita prokázána použitím postupu b).

5.5.2. MSP

i. Snížení tuhosti

Pro výpočet vlastní frekvence věže je zapotřebí snížit tuhost věže tím, že zohledníme případné trhliny v betonu. Pro tento výpočet se u celé věže předpokládají stabilizované podmínky praskání.

ii. Omezení napětí

U předpjatého betonu a železobetonu musíme omezit napětí v betonu a ve výztuži. Toto omezení aplikujeme z důvodu zajištění funkce a trvanlivosti konstrukce.

Tlakové napětí v betonu by u charakteristické kombinace zatížení mělo být omezeno na $0,6 \cdot f_{ck}$. To je důležité, aby se omezila tvorba podélných trhlin.

Pokud je tlakové napětí v betonu omezen na $0,45 \cdot f_{ck}$, pro kvazistálé působení zatížení a předpětí, lze předpokládat lineární dotvarování.

Při charakteristické kombinaci zatížení by tahové napětí ve výztuži nemělo překročit $0,9 \cdot f_{yk}$.

Tam kde je napětí způsobeno vynucenou deformací (např. teplotou), je možné zvýšit limit až na $1,0 \cdot f_{yk}$.

Pro charakteristickou kombinaci zatížení by v předpínací výztuži po okamžitých ztrátách neměla být překročena hodnota $0,75 \cdot f_{pk}$.

iii. Kontrola šířky trhlin

Trhliny v betonových konstrukcích pro větrné elektrárny musí být omezeny do té míry, aby nedošlo k zhoršení správného fungování, nebo k zhoršení trvanlivosti konstrukce.

Odpovídající opatření k omezení šířky trhlin musí být v souladu s místními standardy. Normy pro betonové konstrukce obecně nezohledňují vysoké dynamické zatížení působící na věže. Proto může být nutné upravit metody použité v místních normách.

Při ověřování šířky trhlin v betonu musí být dodržena dekomprese (nulové tahové napětí v betonu) v následujících případech:

A) Ve věži z předpjatého betonu se soudržnou výztuží pro kombinaci zatížení S3.

B) Pokud je věž vystavena korozním podmínkám prostředí vyvolaným chloridy, musí být ověření provedeno na kombinaci zatížení S2

Obecně se doporučuje dodržení dekomprese pro všechny typy betonových věží na kombinaci zatížení S3.

Kombinace zatížení:

- Charakteristická kombinace zatížení S1
- Častá kombinace zatížení S2
- Kvazi stálá kombinace zatížení S3

V kombinaci zatížení musí být zahrnutý vlivy teplotních účinků.

Šířka trhlin musí být omezena v souladu s metodami v [b].

5.6. Požadavky na konstrukce odolné proti zemětřesení

A) Požadavek na vyloučení zřícení

Konstrukce musí být navržena tak, aby vydržela návrhovou hodnotu seizmického zatížení (viz níže) bez zřícení celku nebo její části, a aby si udržela zbytkovou únosnost po zemětřesení.

Návrhová hodnota zemětřesení se vyjadřuje pomocí:

- Referenčního seizmického zatížení příslušného referenční pravděpodobnosti překročení za dobu 50 let P_{NCR} , neboli referenční doby návratu T_{NCR} .
- Součinitele významu γ_I , zohledňujícího různou úroveň spolehlivosti.

B) Požadavek omezeného poškození

Konstrukce musí být navržena tak, aby vydržela seizmické zatížení o větší pravděpodobnosti výskytu, než je návrhová hodnota seizmického zatížení, beze škod a bez omezení provozu.

Seizmické zatížení uvažované pro požadavek omezeného poškození má pravděpodobnost překročení P_{DLR} za dobu 10 let, a dobu návratu T_{DLR} .

Výslednou spolehlivost vůči zřícení a vůči omezenému poškození určují národní orgány pro různé typy pozemních a inženýrských staveb podle následků poškození.

5.6.1. Základové podmínky

Aby bylo možno základové podmínky klasifikovat, je třeba provést odpovídající průzkum, a to v závislosti na typech základových půd.

K určení seizmického zatížení má být proveden průzkum základových poměrů a/nebo geologická studie – v závislosti na třídě významu konstrukce a na dalších zvláštních podmínkách projektu.

Typy základových půd, se používají k vyjádření vlivu místních základových poměrů na seizmické zatížení.

Tabulka 3- Typy základových půd [e]

| Typ | Popis stratigrafického profilu | Parametry | | |
|----------------|---|-------------------------|-------------------------------|-------------|
| | | $v_{s,30}$ [m/s] | N_{SPT} [počet úderů/30 cm] | c_u [kPa] |
| A | Skalní horninový masiv nebo geologická formace typu skalních hornin při nadloží z měkkého materiálu v maximální mocnosti do 5 m | > 800 | – | – |
| B | Sedimenty velmi ulehlého písků, štěrk nebo velmi tuhý jíl v tloušťce alespoň několik desítek metrů, s mechanickými vlastnostmi rostoucími s hloubkou | 360–800 | > 50 | > 250 |
| C | Mocné sedimenty středně ulehlého nebo ulehlého písků, štěrk nebo tuhý jíl v tloušťce od několika desítek do stovek metrů | 180–360 | 15–50 | 70–250 |
| D | Sedimenty z kyprých až středně ulehlých nesoudržných zemin (případně s nebo bez vrstev soudržných zemin) nebo převážně měkkých až pevných soudržných zemin | < 180 | < 15 | < 70 |
| E | Profil sestávající z povrchových aluviálních vrstev s hodnotami v_s podle typu C nebo D, o mocnosti 5 až 20 m, na tužším podkladě s $v_s > 800$ m/s | | | |
| S ₁ | Sedimenty sestávající z jílu nebo siltů s číslem plasticity $PI > 40$ s velkým obsahem vody, nebo sedimenty, obsahující uvedené zeminy, o mocnosti nejméně 10 m | < 100 (informativně) | – | 10–20 |
| S ₂ | Sedimenty ze zemin náchylných ke ztekucení, z citlivých jílu, jiné zeminy nezahnuté v typech A–E, případně S ₁ | | | |

5.6.2. Seizmické zatížení

Pro účely výpočtu musí národní úřady rozdělit území státu na seizmické oblasti podle stupně ohrožení. Ohrožení uvnitř každé oblasti se považuje za konstantní.

Pro většinu aplikací je ohrožení popsáno jedním parametrem, kterým je hodnota referenčního špičkového zrychlení a_{GR} pro podloží typu A. Další parametry potřebné pro určité typy konstrukcí jsou uvedeny v příslušných částech EN 1998.

Referenční špičkové zrychlení podloží, určené národními úřady pro každou seizmickou oblast, odpovídá referenční době návratu T_{NCR} seizmického zatížení příslušného požadavku vyloučení zřícení (nebo rovnocenně: odpovídá referenční pravděpodobnosti překročení za dobu 50 let P_{NCR}), určené národními úřady. Této referenční době návratu je přiřazen součinitel významu rovný 1,0.

5.6.3. Základní principy navrhování

V seizmických oblastech musí být bráno v úvahu seizmické nebezpečí již v prvních fázích koncepčního návrhu stavby tak, aby bylo možné dosáhnout nosného systému, který v mezích přijatelných nákladů vyhovuje požadavkům uvedeným v 5.5.

Základní pokyny určující koncepční návrh jsou:

- jednoduchost konstrukce;
- jednotnost, symetrie;
- odolnost a tuhost ve všech směrech;
- odolnost a tuhost v kroucení;
- přiměřené základy.

5.6.4. Zjednodušený návrh pro větrné elektrárny

Větrné elektrárny lze dle [a] přílohy C počítat zjednodušeným způsobem.

Principiálním zjednodušením je zanedbání kmitočtových módů vyšších než první ohybový kmitočet věže a předpoklad, že na celou konstrukci působí stejné zrychlení. Zanedbání druhého módu je významným nekonzervativním zjednodušením a je kompenzováno zahrnutím hmotnosti věže a vrcholu věže (gondoly s rotorem) a působením konzervativního aerodynamického zatížení. Způsob odvození zrychlení zemského povrchu musí být ve shodě s příslušnými normami [a]. Při nedostatku dat z místa instalace musí být použity konzervativní předpoklady. Základem zde použité terminologie je ISO 3010 [1].

Postup zahrnuje následující kroky:

- Vyhodnotit, nebo stanovit půdní, nebo místní podmínky místa instalace, požadované relevantní místní normou.
- Použít normalizované návrhové spektrum odezvy a seizmický rizikový součinitel místní zóny pro stanovení zrychlení při prvním vlastním ohybovém kmitočtu věže, za předpokladu 1% kritického tlumení.
- Vypočítat zatížení pro systém na který působí shora uvedená zrychlení, při kterém celý rotor, gondola a 50 % hmotnosti věže je koncentrován na vrcholu věže. Zbylá hmotnost věže je v patě věže.
- Připočítat výsledek k charakteristickým zatížením pro nouzové zastavení při jmenovité rychlosti větru.
- Porovnat výsledek vzhledem k návrhovým zatížením nebo návrhové únosnosti větrné elektrárny.

Když věž vydrží výsledné kombinované zatížení nejsou nutné další důkazy. V opačném případě musí být provedeny další podrobnější výpočty podle [a] kapitola 11.6.

5.6.5. Třídy významu a součinitel významu

Pozemní stavby jsou klasifikovány do 4 tříd významu, v závislosti na následcích zřícení pro lidský život, na důležitosti pro veřejnou bezpečnost a občanskou ochranu v čase bezprostředně po zemětřesení a na společenský a ekonomický následek zřícení.

Tabulka 4.3 – Třídy významu pozemních staveb

| Třída významu | Pozemní stavby |
|---------------|---|
| I | Pozemní stavby s menším významem pro veřejnou bezpečnost, např. zemědělské stavby atd. |
| II | Obvyklé pozemní stavby, nepatřící do ostatních kategorií |
| III | Pozemní stavby, jejichž seizmická odolnost je důležitá z hlediska následků spojených s jejich zřícením, např. školy, společenské haly, kulturní instituce, atd. |
| IV | Pozemní stavby, jejichž neporušenost během zemětřesení je životně důležitá pro ochranu občanů, např. nemocnice, hasičské stanice, elektrárny, atd. |

Obrázek 17- Třídy významu pro pozemní stavby [e]

Větrné elektrárny patří do IV. třídy významu.

5.6.6. Navrhování věží odolných proti zemětřesení

i. Třída významu a součinitel významu

Věže jsou klasifikovány do 4 tříd významu v závislosti na důsledcích zřícení nebo poškození, na jejich důležitosti pro bezpečnost a ochranu obyvatel.

Dle tabulky 4.3 z [e] jsou větrné elektrárny zařazeny do třídy IV.

Třídy významu jsou charakterizovány různými hodnotami součinitele významu γ_i . hodnoty jsou uvedeny v [e]. Doporučená hodnota pro třídu IV je pak $\gamma_i=1,4$.

ii. Součinitel duktility

Hodnota součinitele duktility q se stanovuje:

$$q = q_0 \cdot k_r \geq 1,5 \quad (2)$$

Kde: q_0 je základní hodnota součinitele duktility

k_r je redukční součinitel zohledňující kolísání pravidelného rozdělení hmoty, tuhosti nebo pevnosti.

Součinitel k_r se bude rovnat 1,0, pokud není hodnota upravena z následujících důvodů:

- a) Excentricita hmoty ve vodorovné rovině v dané úrovni je vzhledem ke středu tuhosti prvků v této úrovni větší než 5 % rovnoběžného rozměru konstrukce:

$$k_r = 0,8$$

- b) Otvory v dřívku nebo nosné skořepině zmenšují moment setrvačnosti příčného řezu o 30 % a více:

$$k_r = 0,8$$

- c) Hmoty soustředěná v horní třetině výšky konstrukce přispívá 50 % a více ke klopícímu momentu:

$$k_r = 0,7$$

Je-li na konstrukci více než jedna výše uvedená nepravidelnost, hodnota k_r musí být stanovena jako součin 0,9 a nejnižší hodnoty k_r .

Betonové věže mohou být navrhovány na disipativní chování se základní hodnotou součinitele duktility $q_0=2,5$, pokud se v kritických oblastech používají pravidla uvedená níže.

Za kritickou oblast se mají uvažovat následující části:

- Od paty do výšky D nad patou
 - Od náhlé změny průřezu do výšky D nad touto změnou
 - Od průřezu, kde je více než jeden otvor, do výšky D nad a pod tímto průřezem.
- D je vnější průměr věže ve středu kritické oblasti.

Při návrhu na disipativní chování má být v kritických oblastech zajištěna minimální hodnota lokálního součinitele duktility křivosti μ_ϕ . Lokální součinitel duktility křivosti se zajistí provedením svírací ovinuté výztuže.

Mechanický objemový stupeň ovinutí ω_{wd} , definovaný v [e], má být vztažen k lokálnímu součiniteli duktility křivosti μ_ϕ po odštěpení krycí vrstvy betonu, pomocí obecné metody založené na:

- definici součinitele duktility křivosti pomocí křivostí při dosažení únosnosti a při plastifikaci $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$.
- výpočtu ϕ_u jako $\phi_u = \epsilon_{cu2,c} / x_u$ a ϕ_y jako $\phi_y = 1,5f_y / (E_s D)$, kde D je průměr definovaný výše.
- vzdálenosti neutrální osy x_u stanovené z rovnováhy průřezu při mezním zakřivení.
- materiálových vztazích podle [c] a pevnosti a mezním poměrném přetvoření ovinutého betonu $f_{ck,c}$ a $\epsilon_{cu2,c}$, které jsou funkcí efektivního příčného tlakového napětí v důsledku ovinutí podle [c].
- vztahu pro efektivní tlakového napětí v důsledku ovinutí $0,5\alpha\omega_{wd}$, kde součinitel ovinutí α je vzat z [e].

Hodnota součinitele duktility křivosti μ_ϕ , která se používá, může být stanovena ze součinitele duktility posunu μ_δ pomocí vztahu:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 1 + \frac{\mu_\delta - 1}{4 \frac{L_{pl}}{L_v} \left(1 - 0,5 \frac{L_{pl}}{L_v}\right)} \quad (3)$$

Kde: L_{pl} je délka plastického kloubu

$L_v = M_{Ed} / V_{Ed}$ je délka smykového rozpětí ve spodním průřezu kritické oblasti určená jako poměr vypočteného ohybového momentu a posouvající síly.

Hodnota součinitele duktility posunu μ_δ , který se používá ve vztahu (3), může být stanovena z následujícího vztahu mezi μ_δ a q_0 :

$$\alpha) \quad \mu_\delta = q_0 \quad \text{jestliže } T_1 \geq T_c$$

$$\beta) \quad \mu_\delta = 1 + (q_0 - 1) * T_c / T_1 \quad \text{jestliže } T_1 < T_c$$

Kde: T_1 je základní perioda kmitání věže, T_c je perioda horní meze oboru konstantního zrychlení ve spektru podle [34].

Délka plastického kloubu $L_{pl} = 0,5 * D$.

Aby se zabránilo náhlému odštěpení krycí vrstvy betonu na vnitřním povrchu v definovaných kritických oblastech, nemá hodnota poměru vnějšího průměru a tloušťky stěny průřezu přesáhnout 20.

V kritických oblastech se nemají provádět vodorovné pracovní spáry.

V kritických oblastech se pro uspořádání výztuže použijí dodatečná pravidla uvedená v ČSN EN 1998-2, 6.2.3.

5.6.7. Konstrukční řešení výztuže

i. Minimální vyztužení

Věže s vnějším průměrem $D = 4$ m a více musí mít svislou i vodorovnou výztuž umístěnou u obou povrchů. Při vnějším povrchu však musí být umístěna nejméně polovina svislé výztuže.

Věže s průměrem 4 m a více mají mít poměr svislého vyztužení a plochy příčného řezu nejméně 0,003 a poměr vodorovného vyztužení a plochy příčného řezu nejméně 0,0025.

Věže s vnějším průměrem pod 4 metry mohou mít svislou i vodorovnou výztuž jen v jedné vrstvě při vnějším povrchu. Pak pro každý směr poměr plochy výztuže a plochy příčného řezu má být nejméně 0,002.

Blízko povrchu věže, kde jsou malá napětí od stálého zatížení, může být minimální poměr svislé výztuže shodný s poměrem vodorovné výztuže.

Vzdálenost svislých prutů má být menší než 250 mm a vzdálenost vodorovných prutů nemá být větší než 200 mm.

Pruty vodorovné výztuže mají být umístěny mezi pruty svislé výztuže a povrch betonu.

Spony mezi vnější a vnitřní výztuží mají mít maximální vzdálenost od sebe ve svislém i vodorovném směru 600 mm.

ii. Minimální vyztužení kolem otvorů

Kolem obvodu a v rozích otvorů má být umístěno kromě běžného vyztužení i další přídavné vyztužení. Přídavné vyztužení má být tvořeno jak diagonálními, tak svislými a vodorovnými pruty v rozích a má být umístěno co nejbližší vnějšímu povrchu kolem otvoru, jak to dovolují obvyklé konstrukční zásady. Pruty mají přesahovat obvod otvoru o plnou kotevní délku.

Plocha přídavného vodorovného i svislého vyztužení nemá být ani v jenom směru menší, než je plocha výztuže přerušené otvorem. Stupeň svislého vyztužení nemá být menší než 0,0075 z obou stran otvoru.

5.6.8. Posouzení omezeného poškození

Požadavek omezeného poškození je stanoven mezními hodnotami posunů při seizmickém zatížení příslušném stavu omezeného poškození.

Je-li provoz konstrukce citlivý na deformace, lze použít zmenšené mezní hodnoty posunů.

Posuny při mezním stavu omezeného poškození mohou být určeny podle [e] pro zatížení odpovídající požadavkům mezního stavu únosnosti a vynásobeny redukčním součinitelem v .

Hodnota redukčního součinitele může záviset na třídě významu konstrukce. Doporučená hodnota pro třídu významu IV je $v = 0,4$.

Dle [f] pro věže se požadavek omezeného poškození považuje za splněný, jestliže příčný posun vrcholu konstrukce nepřesáhne 0,5% výšky konstrukce.

6. Definování vybrané konstrukce

6.1. Typ rotoru a gondoly

Typ sestavy rotoru a gondoly je převzat z [4]. Tento typ byl vybrán s ohledem na výkon větrné elektrárny a potřebné výšky věže, protože jak už jsme se dozvěděli v předchozích kapitolách, železobetonové věže pro větrné elektrárny začínají být efektivní při výšce věže 100 metrů a více.

Tabulka 4- Typ sestavy gondoly a rotoru

| | |
|----------------------------------|----------------------|
| Výkon rotoru | 5.0 MW |
| Průměr rotoru | 128 m |
| Rychlost rotoru | 11,2 otm |
| Rychlost lopatky | 75 m/s |
| Hmotnost rotoru a gondoly | 480076 kg |
| Výška náboje | 100 m |
| Výška věže | 98 m |
| Pracovní frekvenční rozsah | 0,205 Hz až 0,485 Hz |
| Extrémní nárazová rychlost větru | 59,5 m/s |
| Návrhová rychlost větru | 35,0 m/s |
| Třída větrné elektrárny | III |

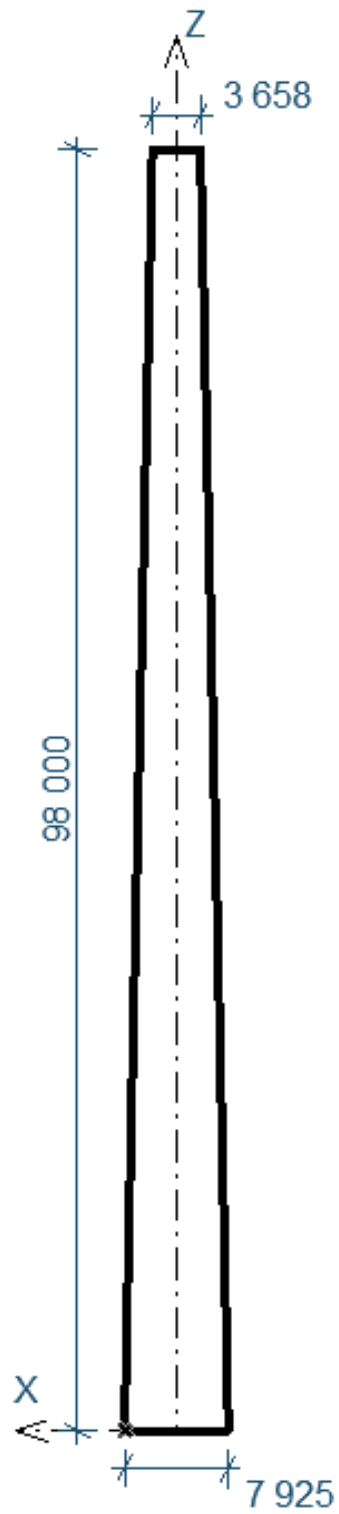
6.2. Zatížení na vrcholu věže od větru působícího na sestavu gondoly a rotoru
Zatížení je převzato z podkladu [4], dle zvoleného podkladu se jedná o dvě nejnepříznivější kombinace zatížení vycházející z minimálního výčtu kombinací uvedených v normě [a], které jsou potřeba pro návrh větrné elektrárny. Toto zatížení je vypočítáno jako odezva na extrémní nárazovou rychlost větru se započtením vlastní tíhy sestavy.

Tabulka 5- Zatížení působící na vrcholu věže od větru působícího na sestavu gondoly a rotoru

| Zatížení na vrcholu věže od větru působící na sestavu gondoly a rotoru | Kombinace zatížení při provozu elektrárny (EOG50 2.3) | Kombinace zatížení při odstavení elektrárny (EWM50 6.2) |
|--|---|---|
| Fz - svislé zatížení | 4879 kN | 4998 kN |
| Fx - zatížení ve směru větru | 1057 kN | 199 kN |
| Fy- zatížení kolmo na směr větru | 128 kN | 543 kN |
| Mz- moment kolem svislé osy | 3714 kNm | 5834 kNm |
| Mx- moment kolem osy ve směru větru | 5822 kNm | 21820 kNm |
| My- moment kolem osy kolmo na směr větru | 18440 kNm | 18440 kNm |

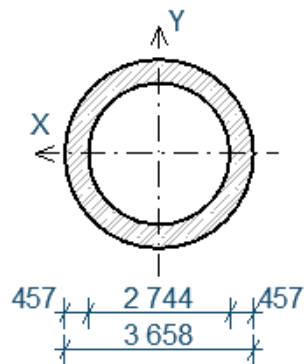
6.3. Tvar věže

Základní tvar věže vychází z podkladu [4].

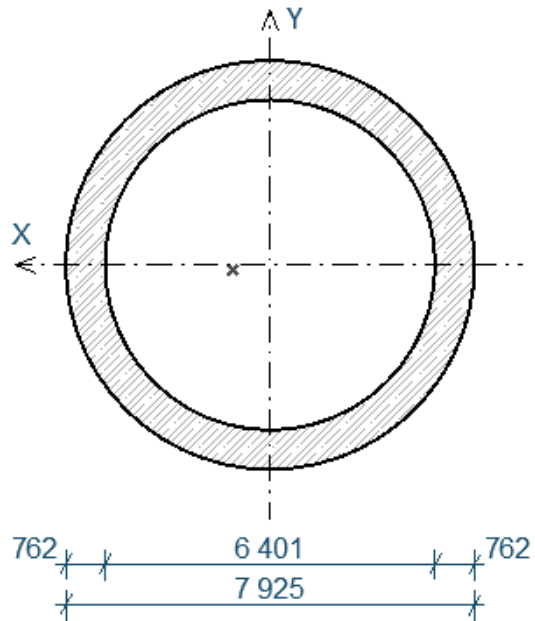


Obrázek 18- Schéma věže

PRŮŘEZ VĚŽE VE VRCHOLU

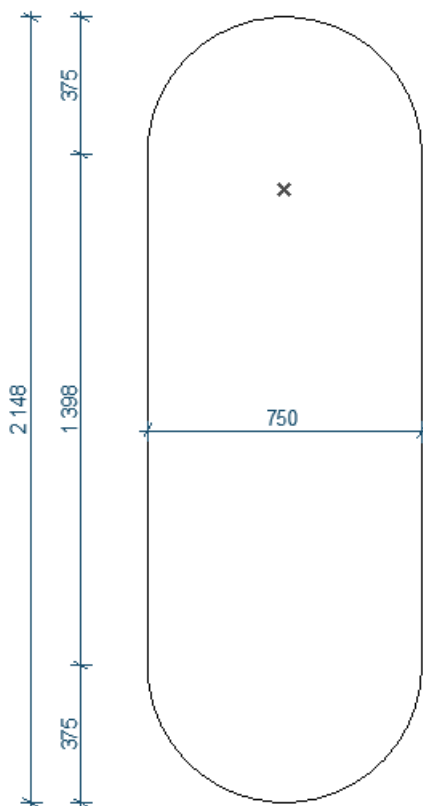


PRŮŘEZ VĚŽE V PATĚ



Obrázek 19- Schéma průřezů věží

Dveřní otvor pro vstup do věže
Velikost otvoru je převzata z [8]



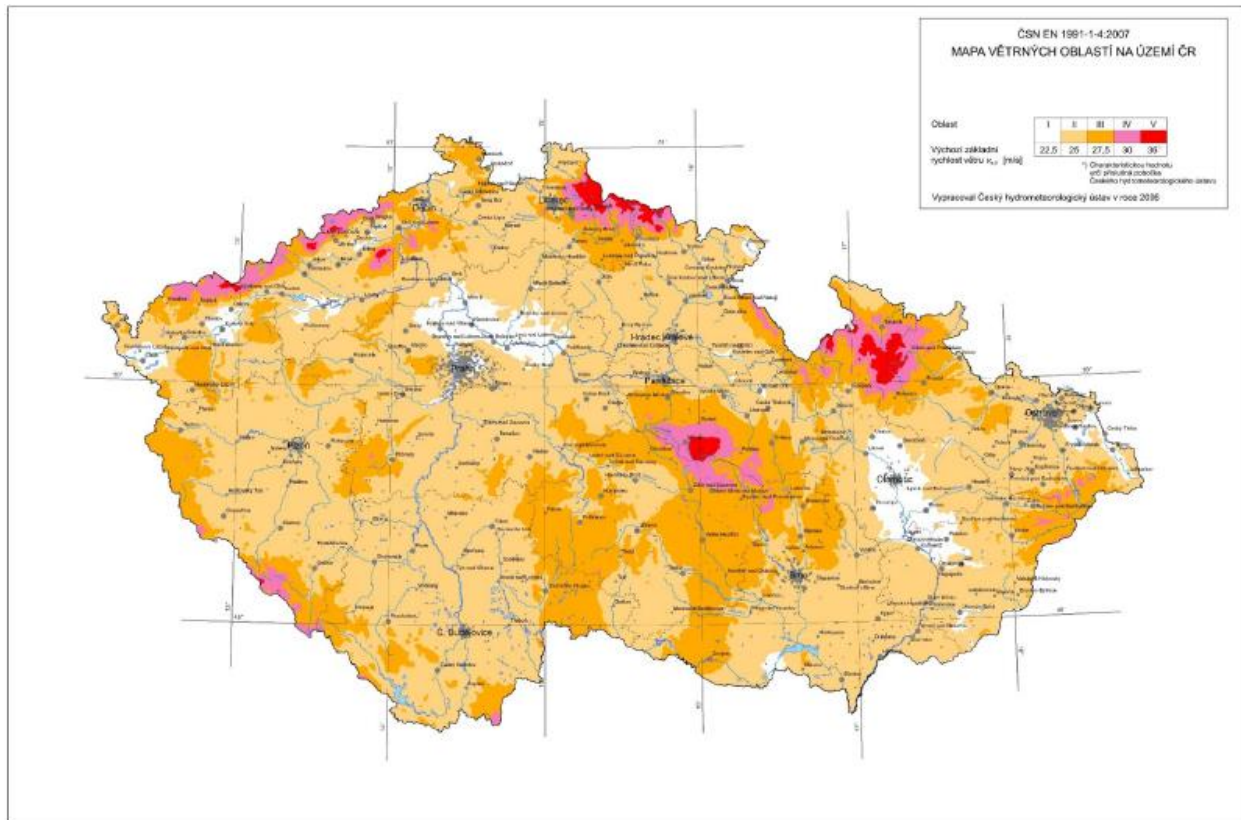
Obrázek 20- Schéma velikosti otvoru pro dveře

6.4. Místní podmínky instalace

Místo instalace větrné elektrárny je vybráno s ohledem na větrné podmínky a seizmickou aktivitu. Pro účel této práce byl zanedbán akustický vliv na okolí a nebylo řešeno konkrétní umístění ve vztahu ke vzdálenosti od obydlených oblastí.

Větrná oblast vhodná pro instalaci bude vybrána za účelem největšího využití elektrárny, tedy budeme se snažit o co největší shodu střední rychlosti větru ve výšce náboje s návrhovou rychlostí větru. To zajistí, že elektrárna bude po naprostou většinu času schopna vyrábět elektrickou energii a nebude nutné ji vypínat z důvodu nadměrné intenzity větru.

Pro zvolený typ sestavy rotoru a gondoly je návrhová rychlost větru stanovena na 35 m/s, a to ve výšce náboje 100 metrů nad povrchem. Elektrárna pro to bude umístěna do větrné oblasti II, kde základní rychlost větru v 10 metrech nad terénem je 25 m/s. Dle výpočtu (viz Příloha 1) se v této oblasti střední rychlost větru ve 100 metrech nad terénem rovná 36,1 m/s.



Obrázek 21- Mapa větrných oblastí České republiky [g]

Z hlediska seizmického zatížení bylo cílem zvolit takovou lokalitu, kde je nutno se seizmickým zatížením zvlášť zabývat (návrh na něj není pokryt návrhem na normovou vichřici), avšak není kritickým bodem návrhu. Důvodem byla snaha vyzkoušet si v této práci návrh a posouzení konstrukce i s ohledem na seizmické zatížení. Byla proto vybrána místa, kde referenční špičkové zrychlení podloží typu A dosahuje hodnoty $a_{gR}=0,08$ g.



Obrázek 22- Mapa seizmických oblastí České republiky [e]

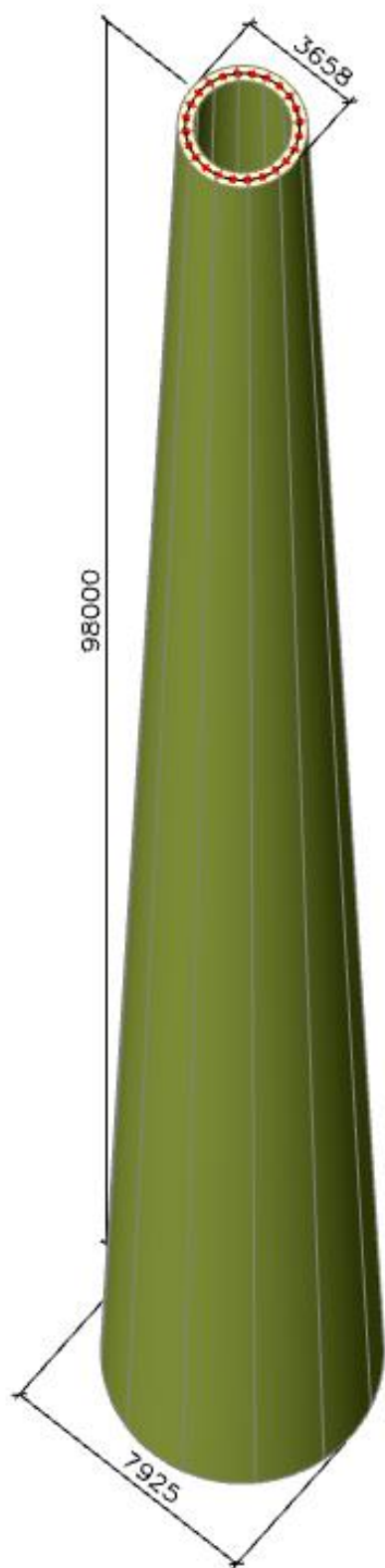
Místa splňující podmínky z hlediska zatížení větrem i zatížení seizmického nalezneme v okresech Most, Hradec Králové, či Trutnov. Jako umístění konstrukce byl vybrán okres Hradec Králové.

7. Statický návrh

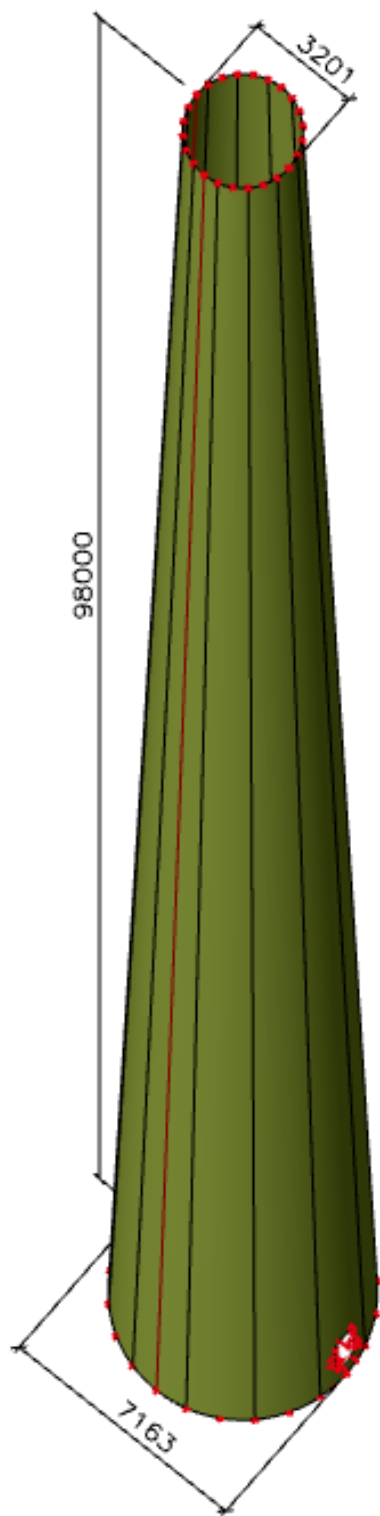
Statický návrh konstrukce je proveden v programu Scia Engineer 21.0 32bit. verze. Nejdříve je do programu potřeba vložit základní údaje o použitých materiálech.

| | | |
|-------------------|-------------|--|
| Tedy: Beton | C50/60 | Objem. hm. $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ Pevnost v tlaku $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ Modul pružnosti $E_c = 37000 \text{ MPa}$ Stupně vlivu prostředí XC3; XD1; XF1 |
| Výztuž | B500B | Objem. hm. $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$ Pevnost v tahu $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$ Modul pružnosti $E_s = 200000 \text{ MPa}$ |
| Předpínací výztuž | Y1860S7T15S | Hmotnost $M_p = 1,093 \text{ kg/m}$ Jmenovitý průměr $D_p = 15,7 \text{ mm}$ Pevnost v tahu $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$ Char. síla na mezi pevnosti $F_{pk} = 279 \text{ kN}$ Modul pružnosti $E_p = 195000 \text{ MPa}$ |
| Ocel | S355 | Objem. hm. $\rho_y = 7850 \text{ kg/m}^3$ Pevnost v tahu $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ Modul pružnosti $E_y = 210000 \text{ MPa}$ |

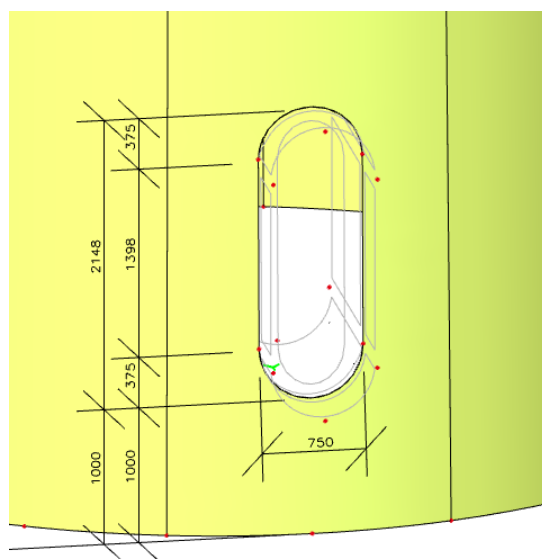
Dále v programu vymodelujeme vybranou konstrukci dle kapitoly 0. Model konstrukce vytvoříme z 12 segmentů, které jsou vysoké jako věž, ale po průřezu každý svírá úhel 30° . Toto rozdělení věže na segmenty využijeme pro zadávání zatížení působícího na věž, které nemá po obvodě konstrukce konstantní průběh. Dále do konstrukce věže vymodelujeme otvor, který simuluje vstupní dveře do věže. Schéma otvoru zobrazuje Obrázek 20. Uložení věže budeme uvažovat jako dokonale vetknuté v patě.



Obrázek 23- Pohled na model věže v programu SCIA

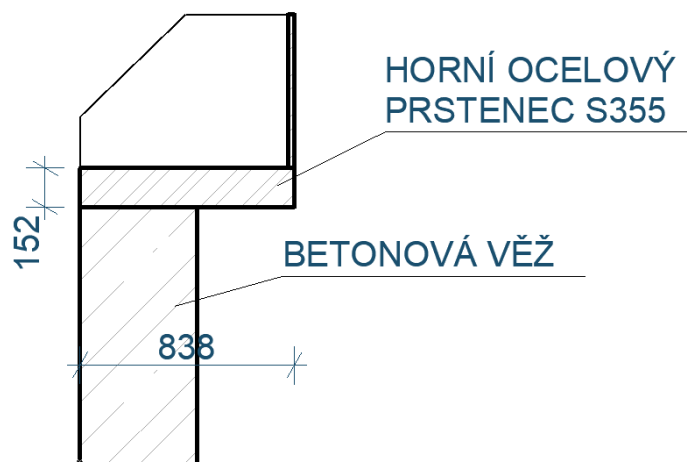


Obrázek 24- Pohled na systémovou rovinu věže



Obrázek 25- Detail na otvor v modelu věži

Protože na vrchol věže budeme vnášet bodová zatížení, která mají mít působiště ve středu věže, musíme na vrcholu konstrukce vymodelovat desku, která umožní roznesení bodového zatížení po kruhovém průřezu věže. Program Scia Engineer umožňuje vytvářet konstrukce typu zatěžovací panel, které tento rozklad sil umožňují. Bohužel v našem případě toho nelze využít, protože panely neumí roznášet zatížení na zakřivené průřezy. Proto využijeme toho, že na vrcholu věže je ve skutečnosti umístěn ocelový prstenec, přes který se roznáší zatížení od gondoly na věž, a také vytváří určité ztužení věže ve vrcholu, tak aby vlivem zatížení nedošlo k deformaci průřezu a bylo umožněno otáčení gondoly. Tento prstenec však pro naši potřebu nahradíme deskou, u které bychom se měli snažit zajistit odpovídající tuhost, jako má prstenec. Vyjdeme z předpokladu, že reálný prstenec a náhradní deska by měly mít stejnou průřezovou plochu.



Obrázek 26- Schéma horního ocelového prstence [4]

Naše proměnná bude proto tloušťka budoucí desky, kterou vypočítáme následovně

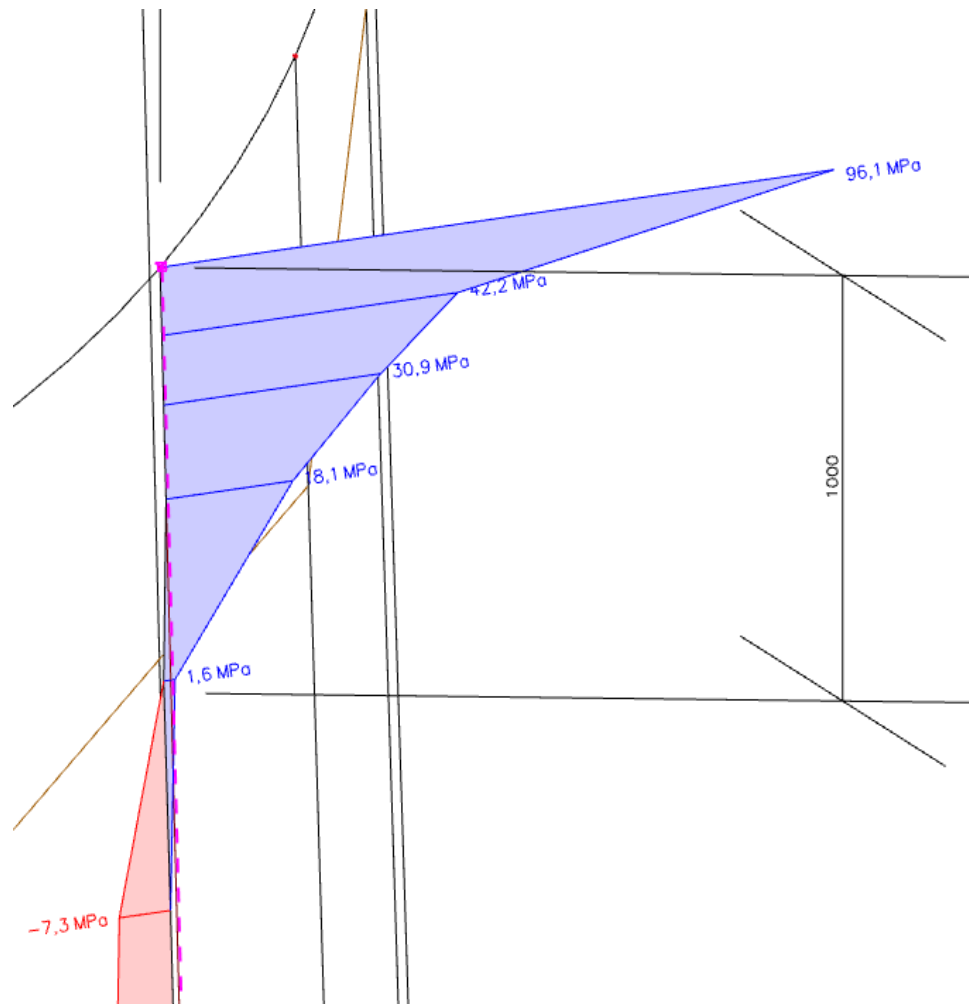
$$t_d = \frac{t_p \cdot d_p \cdot 2}{d_v} = \frac{152 \cdot 838 \cdot 2}{3658} \approx 69 \text{ mm} \quad (4)$$

Kde: t_p je tloušťka prstence

d_p je hloubka prstence

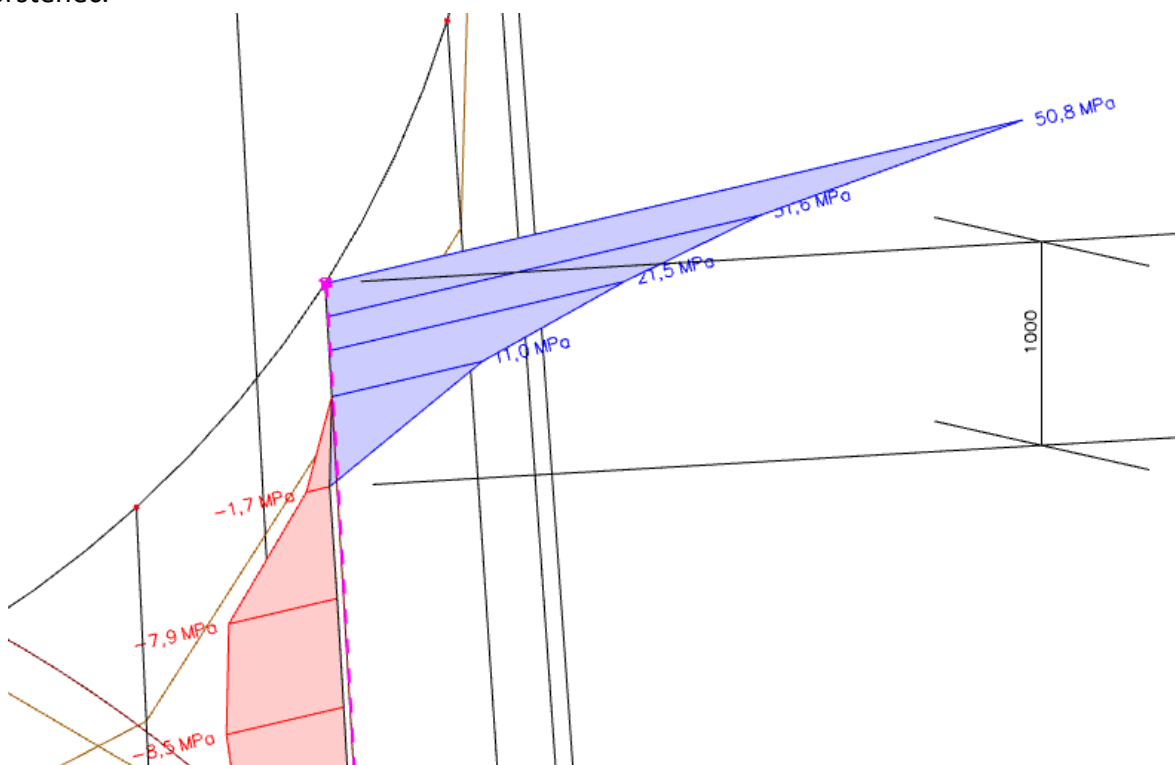
d_v je průměr věže ve vrcholu

Bohužel při vymodelování takto tlusté desky vznikají v konstrukci lokální extrémní v místě napojení na věž, které by v reálné konstrukci nevznikly.



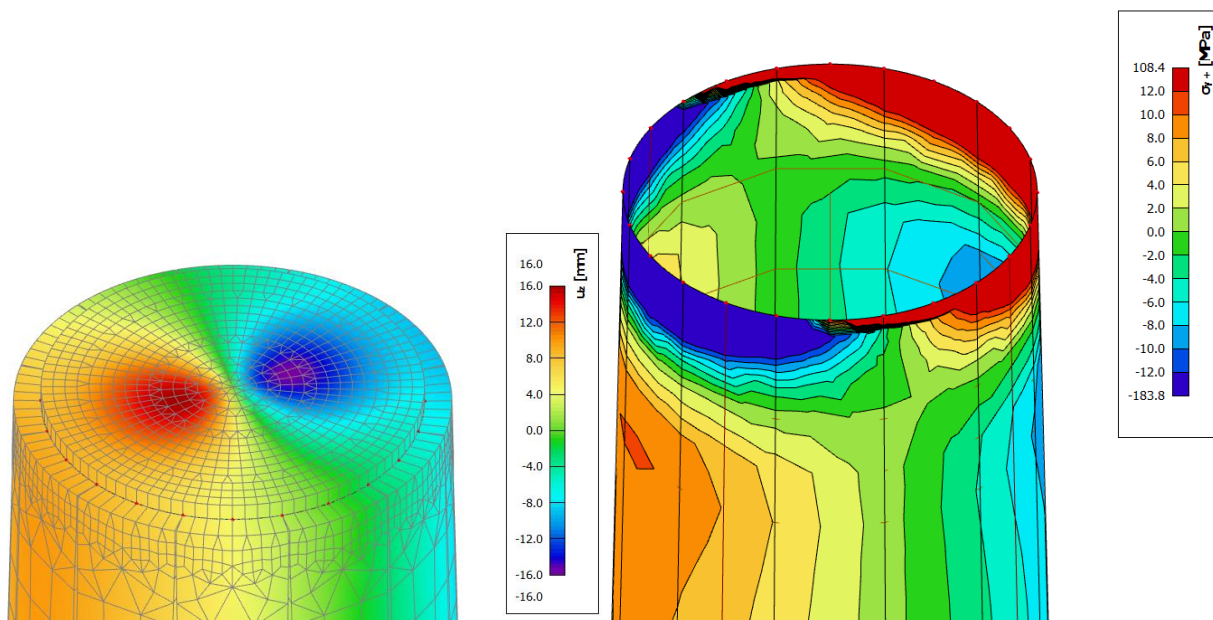
Obrázek 27- Ukázka svislého napětí v řezu po výšce věže, tl. roznášecí desky 69 mm, zatěžovací stav ZS6 (kombinace EMW50 dle tabulky 5).

Extrémy se podstatně sníží, když desku vymodelujeme se stejnou tloušťkou, jako má ocelový prstenec.



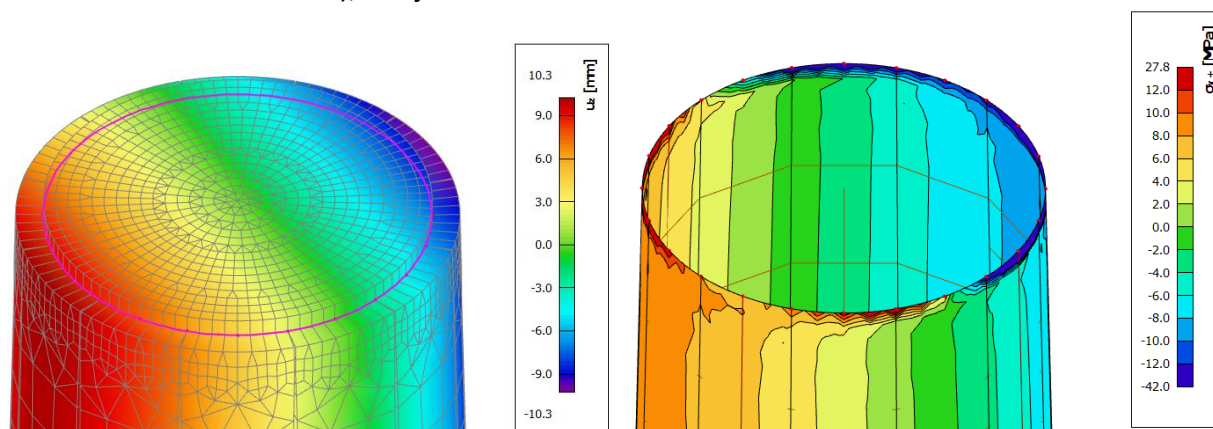
Obrázek 28- Ukázka svislého napětí v řezu po výšce věže, tl. roznášecí desky 150 mm, zatěžovací stav ZS6 (kombinace EMW50 dle tabulky 5).

Ani tehdy však problém nezmizí. Příčinou vzniku těchto extrémů je nerovnoměrná deformace roznášecí desky od bodově vnesených zatížení v jejím středu, která reprezentují účinky gondoly a rotoru. Tato deformace vede ke vzniku nereálných napětí na kontaktu desky a věže.



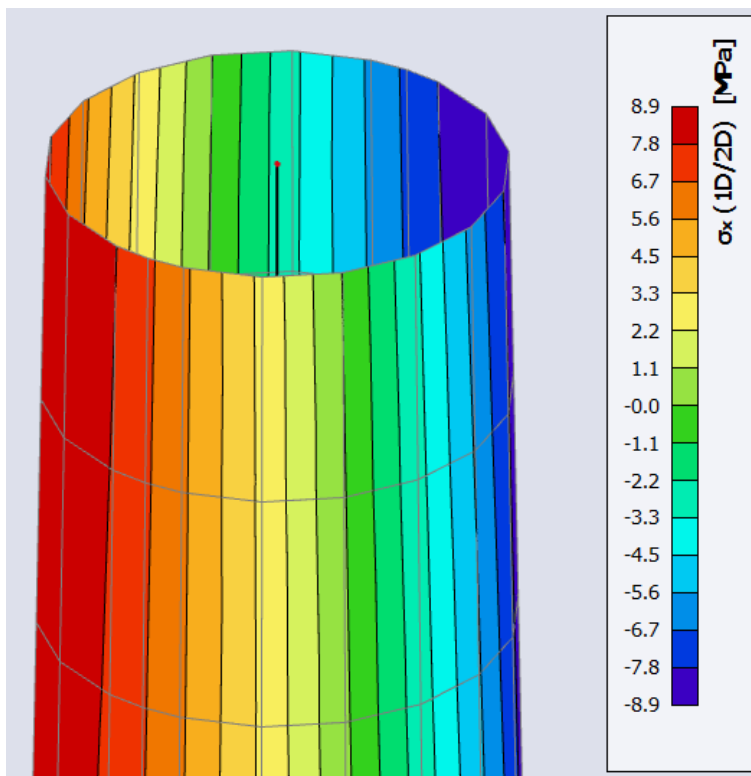
Obrázek 29- Vlevo deformace roznášecí desky ve svislém směru, vpravo svislá napětí na vnějším povrchu věže. Tloušťka desky 150 mm, modul pružnosti desky 210 GPa, zatěžovací stav ZS6 (kombinace EMW50 dle tabulky 5).

Problém nevyřeší ani to, když desce přidělíme prakticky nekonečnou tuhost (nastavíme modul pružnosti jejího materiálu na nejvyšší hodnotu dovolenou programem – 10^{14} MPa). Extrémy dále klesnou, zmenší se jejich dosah, avšak jsou na modelu stále přítomny. Takovýmto opatřením bychom navíc bránili reálným deformacím průřezu ve vrcholu věže (např. od namáhání samotného tubusu větrem), což je nežádoucí.



Obrázek 30- Vlevo deformace roznášecí desky ve svislém směru, vpravo svislá napětí na vnějším povrchu věže. Tloušťka desky 150 mm, modul pružnosti desky 1014 MPa, zatěžovací stav ZS6 (kombinace EMW50 dle tabulky 5).

Problém tedy v dalším postupu analýzy obejdeme tak, že pro průřez ve vrcholu věže budeme uvažovat napětí z průřezu 1 m pod vrcholem věže. Oprávněnost tohoto postupu potvrzuje jednak rozdělení napětí zobrazené na předchozím obrázku, jednak rozdělení napětí stanovené pro identické zatížení na prutovém modelu, které je patrné z následujícího obrázku. Podotkněme ještě, že použití prutového modelu pro vlastní analýzu nebylo možné, jelikož na něj nelze aplikovat nerovnoměrná zatížení větrem a teplotou působící na řešenou konstrukci.



Obrázek 31- Svislá napětí na prutovém modelu věže, zatěžovací stav ZS6 (kombinace EMW50 dle tabulky 5).

Nyní již můžeme na konstrukci vnášet jednotlivá zatížení, ze kterých pak budeme vytvářet kombinace zatížení, abychom následně dostali jednotlivá napětí působící v konstrukci od jednotlivých kombinací.

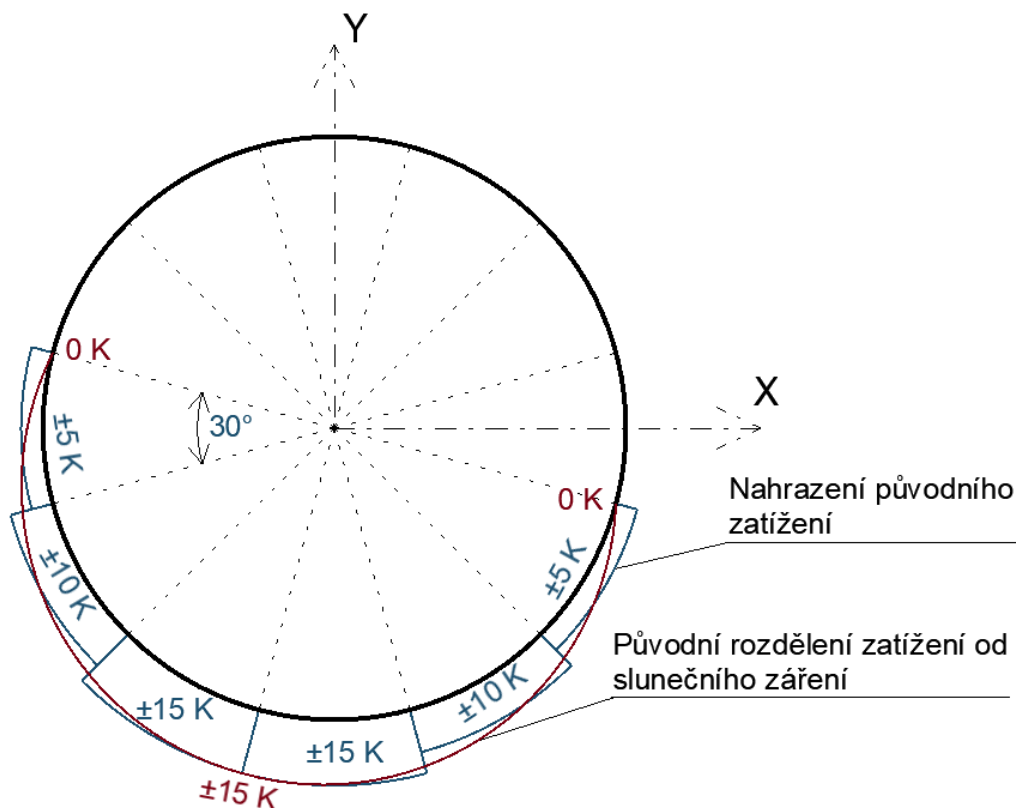
Tabulka 6- Zatěžovací stavy

| Zatěžovací stavy | |
|------------------|---|
| OZN. | Popis |
| ZS1 | Vlastní tíha věže |
| ZS2 | Vlastní tíha rotoru a gondoly při provozu elektrárny |
| ZS3 | Vlastní tíha rotoru a gondoly při odstavení elektrárny |
| ZS4 | Zatížení na vrcholu věže od větru působícího na sestavu rotoru a gondoly při provozu elektrárny. Směr větru rovnoběžně s osou X |
| ZS5 | Zatížení na vrcholu věže od větru působícího na sestavu rotoru a gondoly při provozu elektrárny. Směr větru rovnoběžně s osou Y |
| ZS6 | Zatížení na vrcholu věže od větru působícího na sestavu rotoru a gondoly při odstavení elektrárny. Směr větru rovnoběžně s osou X |
| ZS7 | Zatížení na vrcholu věže od větru působícího na sestavu rotoru a gondoly při odstavení elektrárny. Směr větru rovnoběžně s osou Y |
| T1 | Zatížení teplotou konstantní po tloušťce $+\Delta T1$ |
| T2 | Zatížení teplotou konstantní po tloušťce $-\Delta T1$ |
| T3 | Zatížení teplotou lineární po tloušťce $+\Delta T3$ |
| T4 | Zatížení teplotou lineární po tloušťce $-\Delta T3$ |
| T5 | Zatížení teplotou (Sluneční záření) $+\Delta T2$, směr Y |
| T6 | Zatížení teplotou (Sluneční záření) $-\Delta T2$, směr Y |
| T7 | Zatížení teplotou (Sluneční záření) $+\Delta T2$, směr X |
| T8 | Zatížení teplotou (Sluneční záření) $-\Delta T2$, směr X |
| V1 | Zatížení od větru ve směru X |
| V2 | Zatížení od větru ve směru Y |

Zatížení působící na vrcholu věže (ZS2-ZS7) budeme zadávat na střed kruhové desky ve vrcholu věže.

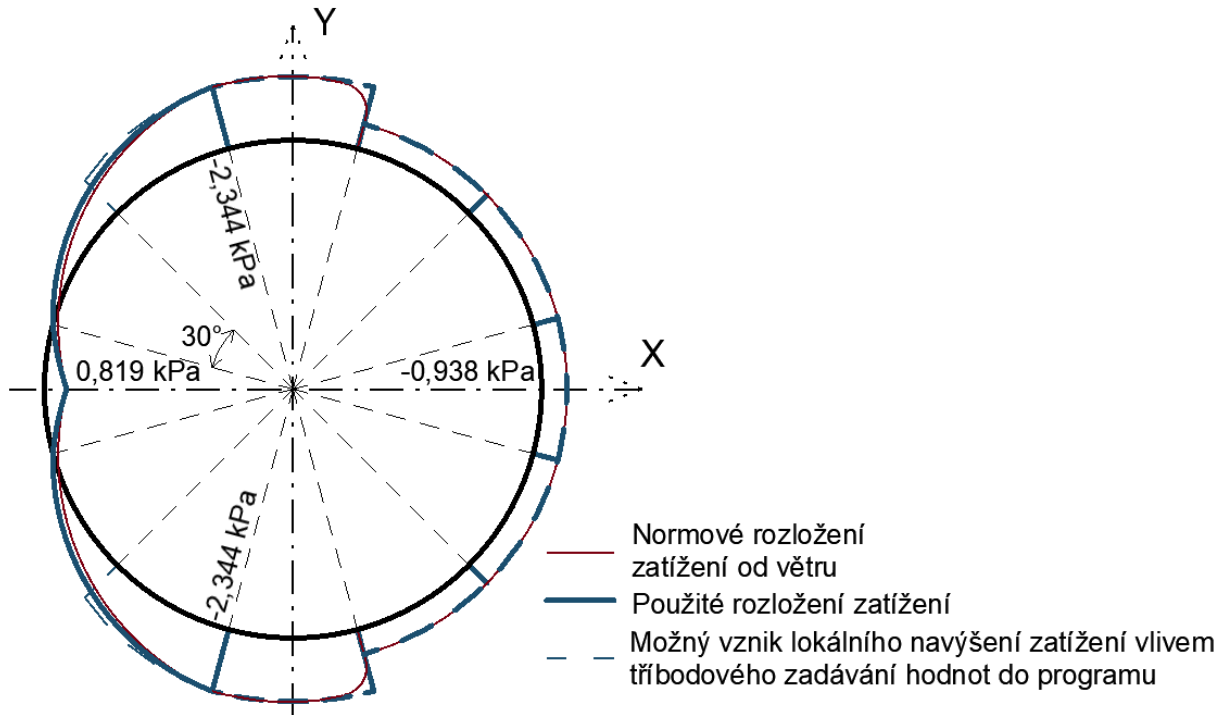
Zatížení od teploty budeme zadávat pomocí funkce v programu „Zatížení teplotou na ploše“. Konstantní zatížení a zatížení lineární po tloušťce lze v použitém programu vytvořit pomocí k tomu určených funkcí. Zatížení od slunce (T5 a T6) však musíme trochu upravit, neboť jeho přesný průběh není možné v programu zadat. Toto zatížení má kosinusový tvar po obvodu konstrukce, jak je znázorněno v kapitole 5.2.3. V tuto chvíli využijeme rozdělení konstrukce věže na 12 segmentů, kde na každý segment vneseme určité konstantní zatížení od teploty a tím

nahradíme to kosinový průběh. Při návrhu budeme uvažovat dva stavy, a to že slunce svítí na konstrukci s odklonem o 15° od osy Y a následně s odklonem 15° od osy X. Směr působení slunečního záření lze zvolit i jinak. My se však snažíme, aby ve výsledné kombinaci, tedy při sčítání účinků od zatížení a účinků od teploty, bylo zajištěno že výsledek bude co nejnepriznivější. Tedy pokud zadáváme směry působení větru také X a Y, vyjde nám, že takto působící sluneční záření vyvolá požadované účinky.

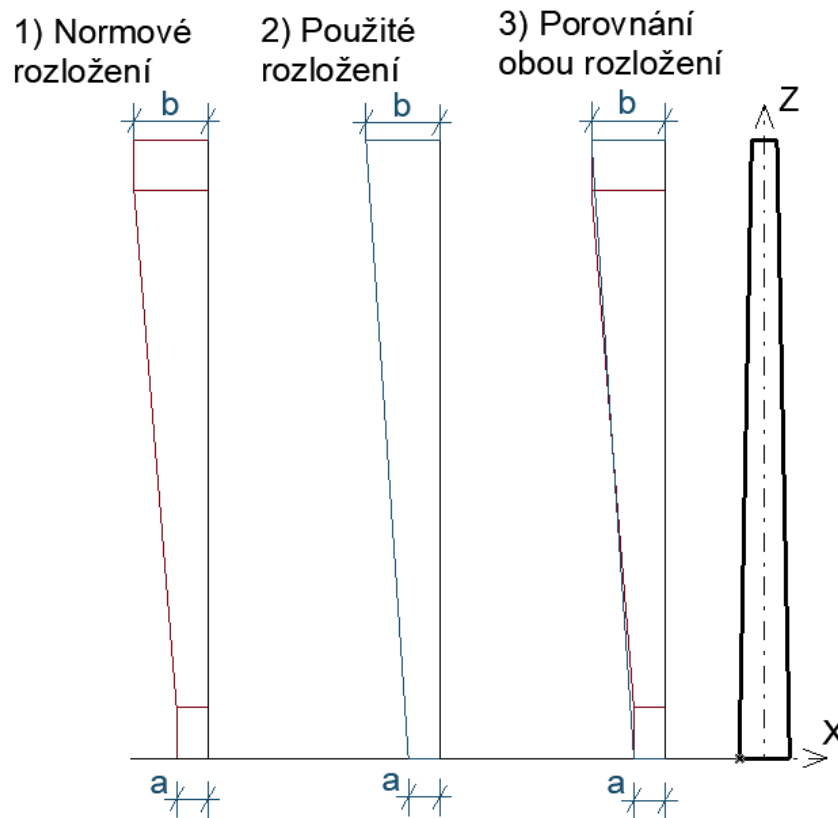


Obrázek 32- Schéma přerozdělení zatížení od slunečního záření

Další zatížení, které musíme upravit je zatížení od větru. Zatížení vyvolané od větru na kruhový válec má půdorysné rozložení dle kapitoly 5.2.1. Program Scia Engineer neumí vygenerovat toto rozložení zatížení, pokud bychom využili automatickou funkci 3D vítr. My však zase využijeme našeho rozdělení modelu věže na segmenty a hodnoty tlaku větru si vypočteme dle normy [g] zvlášť. Postup výpočtu tlaku větru na věž (viz Příloha 2). Při vnášení zatížení od větru na věž provedeme zjednodušení v místech konstantního tlaku větru po výšce. Dle normy [g] se tyto konstantní oblasti nachází v prvních b metrech výšky věže a v posledních b metrech výšky věže. Kde b je průměr věže. Tyto oblasti v celkové výšce věže, která u nás činí 98 metrů jsou zanedbatelné. Naše zjednodušení bude spočívat v uvažování lineárního nárůstu tlaku větru po výšce věže.



Obrázek 33- Schématické rozdělení zatížení větrem na průřez ve vrcholu věže. V patě je tvar obdobný, pouze s odlišnými hodnotami.



Obrázek 34- Schéma rozložení zatížení od větru po výšce věže

Kombinace zatížení se budeme snažit vytvářet tak abychom zajistili co nejnepříznivější podmínky, a tedy dostali maximální hodnoty napětí v konstrukci. Kombinace zatížení budeme vytvářet jak charakteristické, tak i návrhové. Dílčí součinitele zatížení „ γ “ pro charakteristické hodnoty se rovnají 1,0 pro všechny typy zatížení. Pro návrhové zatížení se pak jednotlivé dílčí součinitele liší, a to pro stálé zatížení je $\gamma_g=1,35$, pro proměnné zatížení je $\gamma_q=1,5$ a pro zatížení od teploty je $\gamma_t=1,35$.

Tabulka 7- Kombinace zatížení

| Kombinace zatížení | |
|--------------------|--|
| OZN. | Popis |
| K1 | $\gamma_g * ZS1 + \gamma_g * ZS2 + \gamma_q * ZS4 + \gamma_q * V1$ |
| K2 | $\gamma_g * ZS1 + \gamma_g * ZS2 + \gamma_q * ZS5 + \gamma_q * V1$ |
| K3 | $\gamma_g * ZS1 + \gamma_g * ZS3 + \gamma_q * ZS6 + \gamma_q * V1$ |
| K4 | $\gamma_g * ZS1 + \gamma_g * ZS3 + \gamma_q * ZS7 + \gamma_q * V1$ |
| K5 | $\gamma_g * ZS1 + \gamma_g * ZS2 + \gamma_q * ZS4 + \gamma_q * V2$ |
| K6 | $\gamma_g * ZS1 + \gamma_g * ZS2 + \gamma_q * ZS5 + \gamma_q * V2$ |
| K7 | $\gamma_g * ZS1 + \gamma_g * ZS3 + \gamma_q * ZS6 + \gamma_q * V2$ |
| K8 | $\gamma_g * ZS1 + \gamma_g * ZS3 + \gamma_q * ZS7 + \gamma_q * V2$ |
| KT1 | T1+T5 |
| KT2 | T2+T6 |
| KT3 | T3 |
| KT4 | T4 |
| KT5 | $(T1+T5) + 0,75 * T3$ |
| KT6 | $(T1+T5) + 0,75 * T4$ |
| KT7 | $(T2+T6) + 0,75 * T3$ |
| KT8 | $(T2+T6) + 0,75 * T4$ |
| KT9 | $0,35 * (T1+T5) + T3$ |
| KT10 | $0,35 * (T1+T5) + T4$ |
| KT11 | $0,35 * (T2+T6) + T3$ |
| KT12 | $0,35 * (T2+T6) + T4$ |
| KT13 | T1+T7 |
| KT14 | $(T1+T7) + 0,75 * T3$ |

Pro kombinace zatížení od teploty, jsme nejdříve vytvořili kombinace pro směr Y (směr slunečního záření), tedy kombinace KT1 až KT12, poté zjistíme, které kombinace vyvolají na konstrukci největší deformace a tyto kombinace vytvoříme i pro směr X, tedy KT13 a KT14.

Po bližším prozkoumání výsledků napětí a deformací z kombinací zatížení vytvoříme ještě finální kombinace vycházejících z kapitoly 5.2.3. Tyto kombinace spojí účinky od silových zatížení a od teploty. Tyto finální kombinace budeme vytvářet na základě deformací, které vyvolaly předchozí kombinace, a to vždy tak, abychom sečetli kombinaci od zatížení a kombinaci od teploty, které vyvolávají deformaci stejným směrem. Tyto finální kombinace taktéž provedeme jak pro charakteristické hodnoty zatížení, tak i pro návrhové.

Tabulka 8- Finální kombinace zatížení

| | |
|-----|--|
| FK1 | $(\max K1-8) + 0,6 \cdot \gamma_t \cdot (\max KT1-14)$ |
| FK2 | $0,6 \cdot (\max K1-8) + \gamma_t \cdot (\max KT1-14)$ |

Pro naši konstrukci jsou zásadní kombinace K1, KT13 a KT14 pro směr X a kombinace K6, KT1 a KT5 pro směr Y. Z těchto kombinací vytvoříme finální kombinace.

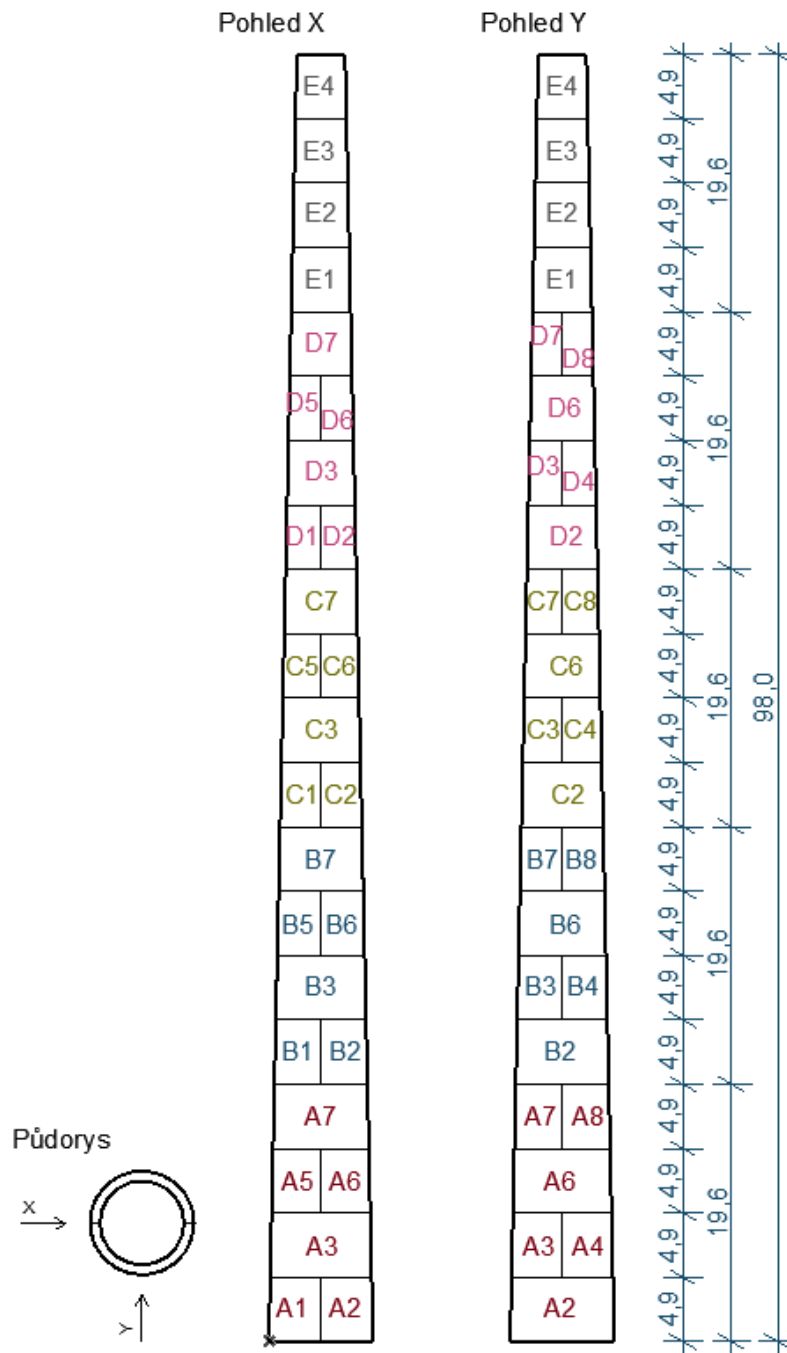
Tabulka 9- Finální kombinace na naší konstrukci

| | |
|-----|--------------------------------------|
| FK1 | $K6 + 0,6 \cdot \gamma_t \cdot KT5$ |
| FK2 | $0,6 \cdot K6 + \gamma_t \cdot KT5$ |
| FK3 | $K6 + 0,6 \cdot \gamma_t \cdot KT1$ |
| FK4 | $0,6 \cdot K6 + \gamma_t \cdot KT1$ |
| FK5 | $K1 + 0,6 \cdot \gamma_t \cdot KT14$ |
| FK6 | $0,6 \cdot K1 + \gamma_t \cdot KT14$ |
| FK7 | $K1 + 0,6 \cdot \gamma_t \cdot KT13$ |
| FK8 | $0,6 \cdot K1 + \gamma_t \cdot KT13$ |

Pro přehlednost ještě poznamenejme, že v Příloze 3 a 4 jsou charakteristické a návrhové kombinace odvozené od výše uvedených označovány písmeny Ch a N, tj. například NFK5 značí návrhovou kombinaci odvozenou od FK5.

7.1. Návrh předepnutí

Konstrukci věže nebudeme předpínat dohromady na celou výšku, ale po částech. Každá část se pak skládá z několika prefabrikovaných betonových skruží, či půl skruží. Každá betonová skruž či půl skruž má na výšku 4,9 metrů, tak aby nebyla snadnější přeprava, manipulace a bylo zajištěno že hmotnost dílu nebude vyšší než hmotnost gondoly. Tyto jednotlivé kusy se pak budou spojovat do částí, která budeme dodatečně předpínat. Každá tato část věže je vysoká 19,6 metrů. Tyto celky pak poskládáme na sebe a vzájemně sepneme.



Obrázek 35- Označení dílů věže

V naší práci se zaměříme na návrh poslední sekce věže, označenou písmenem E.

Podrobný postup návrhu je proveden v Příloze 4. Ostatní sekce by se navrhovaly v principu shodně pro patřičné hodnoty vnitřních sil.

V následujícím textu budou popsány jen některé části výpočtu, který je podrobně proveden v Příloze 4. Jedná se o ty části, kde je potřeba bližší vysvětlení, nebo kde byla provedena změna od standardního postupu.

Schématické výkresy výztuže a detaily vybraných částí konstrukce jsou obsaženy ve výkresech v Přílohách 5 až 8.

7.1.1. Parametry konstrukce

Předpětí budeme navrhovat na svislé napětí od nejnepříznivější finální kombinace zatížení, pro charakteristické hodnoty. Výpočet budeme provádět ve třech řezech konstrukce, a to na začátku v místě předpínání, uprostřed části konstrukce a na konci. Předpínací kabely budou přímé a vedené v ose stěny věže.

Nejprve si zvolíme parametry konstrukce, tedy výšku dílce, průměr dílce ve vrcholu, uprostřed a na konci a v neposlední řadě tloušťku stěny dílce také v těchto třech bodech. Následně si konstrukci rozdělíme do oblastí tak aby ve středu každé oblasti byl vždy jeden předpínací kabel. Po rozdělení konstrukce dopočteme šířku oblasti a následně plochu.

$$b_{obl} = \frac{(\pi \cdot d_{díl})}{x_{část}} \quad (5)$$

Kde: b_{obl} je šířka oblasti
 $d_{díl}$ je průměr věže ke střednici v daném dílci
 $x_{část}$ je počet částí na kterou konstrukci rozdělíme

$$A_{obl} = t_{díl} \cdot b_{obl} \quad (6)$$

Kde: A_{obl} je plocha oblasti
 $t_{díl}$ je tloušťka stěny věže v daném dílci

7.1.2. Materiálové vlastnosti a místa posouzení předpětí

Jako další zvolíme časové údaje a materiálové vlastnosti. Pro časové údaje je nejdůležitější doba ošetřování betonu, kterou budeme označovat t_w , čas vnesení předpětí, který budeme označovat t_0 , doba uvedení do provozu t_1 a životnost konstrukce t_2 . Dále je přímo pro předpětí z časových údajů důležitá doba držení předpětí a čas ukončení relaxace. Materiálové vlastnosti pak převezmeme z příslušných norem.

Návrh počtu lan a typ předpínacího kanálku provedeme pro nejužší místo a pro největší tahové napětí. Následné předběžné posouzení bude pak provedeno pro průřezové vlastnosti a napětí v daných průřezech. Ztráty předpětí při předběžném posouzení budeme odhadovat, pro čas t_0 bude ztráta 10 %, pro čas t_1 bude ztráta 15 % a pro čas t_2 bude ztráta 30 %. Výsledné napětí v daných průřezech nesmí být tahové a nesmí překročit stanovený násobek pevnosti v tlaku betonu pro daný čas.

7.1.3. Ztráty předpětí

Dále již budeme podrobněji počítat ztráty předpětí. Protože se jedná o dodatečně předpínanou konstrukci, krátkodobé ztráty předpětí budou dány třením, pokluzem v kotvě a z důvodu velkého počtu kabelů také postupným napínáním kabelů. Dlouhodobé ztráty pak budou z důvodu relaxace výztuže, dotvarování betonu a smrštění betonu. Výsledný úbytek napětí od dlouhodobých ztrát pak budeme počítat dle normy [c] kapitola 5.10.6, kde je zohledněna interakce jednotlivých složek.

7.1.4. Ověření mezních napětí v konstrukci

Pro ověření mezních napětí v konstrukci použijeme finální kombinaci zatížení FK5 s návrhovými součiniteli zatížení. K této kombinaci pak přičteme ještě zatížení od předpětí, také pře násobené dílčím součinitelem zatížení. Následně provedeme ověření maximálních napětí v konstrukci, která musí být menší než minimální tahová pevnost betonu a zároveň menší než dovolená namáhání betonu v tlaku.

7.1.5. Posouzení na MSÚ

Při posouzení na mezní stav únosnosti použijeme taktéž finální kombinaci zatížení FK5 s návrhovými součiniteli zatížení. K té přičteme ještě zatížení od předpětí, také přenásobené dílčím součinitelem zatížení. Ohybový moment působící v konstrukci vypočteme integrací napětí v průřezu a ohybovou únosnost konstrukce stanovíme za pomoci předpokladu zachování rovinnosti průřezu a podmínky rovnováhy pro předpjatý beton. Napětí v jednotlivých kabelech předpínací výztuže odečteme z pracovního diagramu pro předpínací výztuž z normy [c] podle přetvoření výztuže. Při ověření na mezní stav únosnosti v Příloze 4 zjistíme, že toto ověření je rozhodující pro naši konstrukci. Důvodem, proč to tak je, může být několik aspektů. V první řadě si musíme uvědomit, že tento typ konstrukce je štíhlý vysoký prvek, který je centricky předepnut a působí na něj velké vodorovné síly a momenty od větru. Dále nám tuto skutečnost může vysvětlit fakt, že při ověření mezních napětí, nám v konstrukci vychází tah, který je sice nižší než tahová pevnost betonu, ale při ověření MSÚ se beton v tahu zanedbává.

7.1.6. Návrh vodorovné výztuže + konstrukční zásady

Jako vodorovnou výztuž budeme navrhovat betonářskou výztuž, pro návrhové vodorovné napětí od kombinace FK5. Návrh provedeme klasickým způsobem, a to tak aby byla splněna podmínka „Tahová únosnost výztuže“ $N_s > „Tahová síla“ N_{tah}$. Provedeme výpočet pro ověření šířky trhlin a formálně provedeme též posouzení únosnosti betonu pro tlaková napětí ve vodorovném směru. Ověření konstrukčních zásad provedeme dle normy [f], protože v další části této práce se budeme zabývat ověřením únosnosti konstrukce na zatížení od zemětřesení. Konstrukční zásady z hlediska zemětřesení jsou přísnější.

Pro ověření šířky trhlin je potřeba vytvořit častou kombinaci zatížení, kterou vytvoříme z kombinace FK5, a to podle norem ČSN EN 1991, kde výsledné zatížení je dáno součtem jednotlivých typů zatížení vynásobených součinitelem ψ . Pro stálé zatížení je $\psi_g=1,0$, pro zatížení větrem je $\psi_v=0,2$ a pro zatížení teplotou je $\psi_t=0,5$.

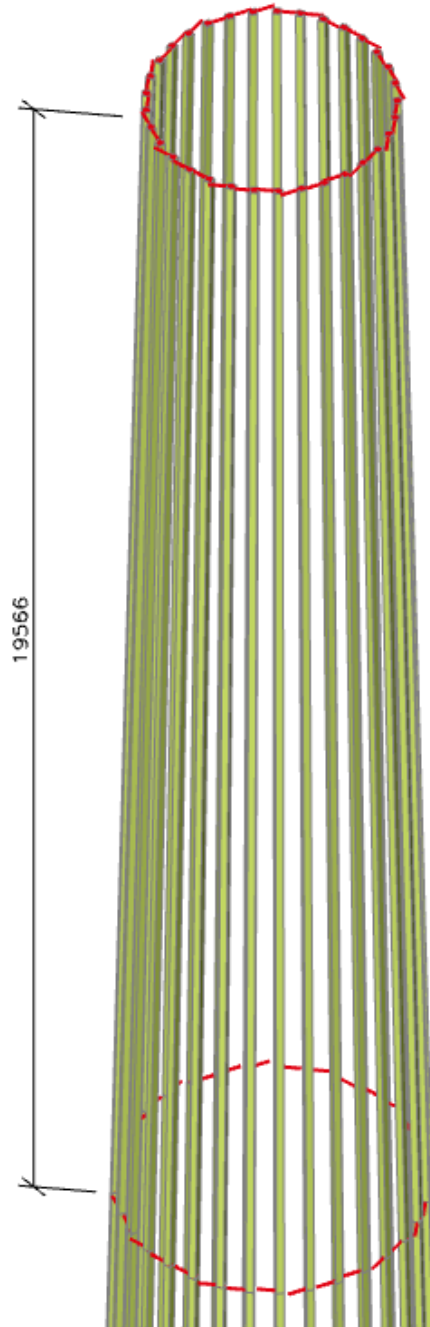
Tedy:

$$\check{C}FK5 = \psi_g \cdot (ZS1 + ZS2) + \psi_v \cdot (ZS4 + V1) + \psi_t \cdot 0,6 \cdot ((T1 + T7) + 0,75 \cdot T3) \quad (7)$$

7.2. Zadání předpětí v programu SCIA Engineer

Do již vymodelované konstrukce přidáme navržená předpínací lana. Bohužel program SCIA nedokáže vytvořit síť konečných prvků při vložení předpínacích lan přímo do skořepiny věže. Tento fakt je podle vývojářů programu zapříčiněn složitým tvarem věže.

Proto abychom mohli vnést předpětí do věže, budeme muset vymyslet jiný způsob vložení lan do konstrukce. Jako jedna z možností se jeví vytvoření pomocných 1D prvků (prutů), které umístíme do osy skořepiny věže na místo předpínacích lan. Tyto 1D prvky pak pevně spojíme s konstrukcí věže, tak aby zatížení z 1D prvku přecházelo spojitě do věže.



Obrázek 36- Ukázka vložení pomocných 1D dílců do modelu věže

Vlastnosti 1D prvku upravíme tak, aby jeho hmotnost, pevnost a modul pružnosti byly zanedbatelné a neovlivnily chování modelu. Poté můžeme předpínací lana vložit do těchto 1D prvků, kterým budou i přiřazena.

Tabulka 10- Materiálové vlastnosti 1D prvku

| | |
|--|------|
| Jednotková hmotnost [kg/m ³] | 0,00 |
| Modul pružnosti [MPa] | 1,00 |
| Pevnost v tlaku [MPa] | 1,00 |

Pro ověření, zda pomocné 1D dílce neovlivňují chování věže a předpětí, můžeme použít jednoduchý výpočet zkrácení věže po výšce od předpětí.

Pro výpočet využijeme Hookův zákon, tedy:

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \quad (8)$$

Kde: σ_c je napětí v betonu od předpětí

E_c je modul pružnosti betonu

ε_c je přetvoření betonu

Poté zkrácení věže dopočteme z přetvoření:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta l}{l} \quad (9)$$

Kde: Δl je zkrácení věže

l je výška věže

Do konstrukce v programu vnášíme kabely do jednotlivých částí, kdy do částí C, D a E vložíme po 32 kabelech a do částí A a B po 64 kabelech. Protože návrh předpětí provádíme jen pro část E, tak předpětí použité v ostatních částech je iteračně stanoveno tak aby výsledné napětí v konstrukci na konci životnosti nebylo větší než nula pro kombinaci ChFK5 + předpětí. Vykreslení napětí v konstrukci po vložení předpínacích kabelů viz Příloha 3.

Tedy při výpočtu zkrácení věže musíme konstrukci rozdělit na dva celky, jeden z částí C, D a E a druhý z částí A a B.

Pro první celek je výpočet následující:

Napětí v předpínací výztuži:

$$\sigma_p = 1323 \text{ MPa}$$

Plocha předpínací výztuže:

$$A_p = 38400 \text{ mm}^2$$

Plocha betonu ve středu výšky celku:

$$A_c = 7440848,38 \text{ mm}^2$$

Napětí v betonu:

$$\sigma_c = \sigma_p \cdot A_p / A_c = 6,828 \text{ MPa}$$

Zkrácení betonu:

$$\Delta l_1 = \sigma_c / E_c \cdot l = 10,851 \text{ mm}$$

Pro druhý celek je výpočet obdobný, zde tedy uvedeme jen výsledek

Zkrácení betonu:

$$\Delta l_2 = \sigma_c / E_c \cdot l = 7,81 \text{ mm}$$

Celkové zkrácení věže dle výpočtu:

$$\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2 = 18,661 \text{ mm}$$

Zkrácení věže dle SCIA

$$\Delta l = 18,6 \text{ mm}$$

Výsledky se téměř shodují, můžeme tedy předpokládat, že napětí od předpětí se vnáší do skořepiny věže správně.

Provedeme porovnání výsledků ručního výpočtu krátkodobých ztrát předpětí, s výsledky z programu.

Tabulka 11- Porovnání krátkodobých ztrát z výpočtu a programu Scia

| Umístění v průřezu | Krátkodobé ztráty | | | |
|-----------------------|-------------------|-----------------|-------------------|-------------------|
| | Výpočet | SCIA | Výpočet | SCIA |
| | Třením [MPa] | Třením [MPa] | Pokluzem [MPa] | Pokluzem [MPa] |
| Vrchol | 0 | 0 | 69,996 | 73,73 |
| Uprostřed | 12,26 | 12,26 | 45,373 | 49,78 |
| Spodek | 24,406 | 24,37 | 20,75 | 25,92 |

Ztráty vlivem tření se téměř shodují. Ztráty pokluzem v kotvě vycházejí v programu mírně vyšší, rozdíl však z hlediska celkových ztrát předpětí není zásadní.

Hlavním účelem zadání předpětí do modelu bylo stanovení vodorovných deformací konstrukce při zatížení zemětřesením. K tomuto účelu bylo potřeba vyšetřit stav na konci životnosti konstrukce po proběhnutí dlouhodobých ztrát předpětí. Z důvodu geometrické složitosti nebylo možné pro náš model použít modul programu Scia pro časově závislou analýzu TDA. Požadovaného stavu napjatosti bylo dosaženo tak, že napínací napětí zadané do kabelů bylo poníženo, aby výsledné napětí v kabelech odpovídalo napětí na konci životnosti konstrukce. Potřebná hodnota napínacího napětí byla 1130 MPa.

7.3. Výpočet seismického zatížení

Výpočet zatížení od zemětřesení působícího na konstrukci bude proveden za použití zjednodušení v normě [a] příloha C a dle normy [e]. Vypočtené zatížení je vneseno do vrcholu věže. V programu SCIA následně vytvoříme mimořádnou kombinaci zatížení se seismickým zatížením a zatížením při odstavení elektrárny. Vyvolaná napětí posoudíme s mezními hodnotami napětí v tahu a v tlaku, viz Příloha 9.

Poslední posouzení, které provedeme je ověření mezní deformace konstrukce. Tedy Příčný posun konstrukce ve vrcholu věže od kombinace zatížení s vlivem zemětřesení musí být menší než maximální dovolené posunutí.

Maximální dovolená deformace:

$$w_{max} = 0,005 \cdot H \quad (10)$$

Kde: H je výška věže

$$w_{max} = 0,005 \cdot 98000 = 490mm$$

Výsledná deformace věže pro kombinaci „zemětřesení“ z programu SCIA:

$$w = 333,58 \text{ mm}$$

$$w_{max} > w$$

Konstrukce vyhovuje maximální povolené deformaci.

8. Závěr

V této práci jsme se zabývali problematikou věží pro větrné elektrárny z předpjatého železobetonu. Byly zhodnoceny výhody a nevýhody tohoto typu konstrukce a materiálu. Byl představen postup návrhu a zjednodušenou formou posouzení na působení zemětřesení.

Pro vybraný typ sestavy rotoru a gondoly byl zvolen typ věže, pro kterou jsme vytvořili schéma dílů, z kterých se bude skládat a pro jednu část navrhli předpětí. Dále jsme z vybrané části konstrukce vybrali jeden dílec, pro který jsme vytvořili schéma výztuže. Pro konstrukci jsme taktéž vytvořili schémata detailů pro typové spoje dílců. Jako poslední jsme posoudili konstrukci věže na kombinaci zatížení s působícím zemětřesením, které bylo stanoveno zjednodušeným postupem. Ačkoliv je řešení stožáru větrné elektrárny pomocí předpjaté betonové konstrukce poměrně netypické, zkušenosti ze světa ukazují, že je efektivní v případě, kdy dochází k výstavbě větších větrných farem. Autor práce se domnívá, že vzhledem k aktuálním tendencím směřujících ke zvýšenému využívání obnovitelných zdrojů energie je možné, že se s ním v dohledné době začneme setkávat i v našich končinách. Tato práce ukazuje, že návrh takové konstrukce je v našich podmínkách proveditelný.

9. Seznam Příloh

Příloha 1- Výpočet zatížení větrem působícího na náboj

Příloha 2- Výpočet tlaku větru pro kruhové válce

Příloha 3- Report z programu SCIA Engineer

Příloha 4- Návrh předpětí v část E věže větrné elektrárny

Příloha 5- Schéma vyztužení dílce E3 věže větrné elektrárny

Příloha 6- Schéma detailu svislého spoje dílců větrné elektrárny

Příloha 7- Schéma detailu vodorovného spoje dílců v jedné části

Příloha 8- Schéma vodorovného spoje dvou částí větrné elektrárny

Příloha 9- Výpočet seismického zatížení a posudek konstrukce

10. Seznam použité literatury

- [1] Větrné elektrárny. *Česká společnost pro větrnou energii* [online]. Praha: Internetová agentura Q2 Interactive, 2013 [cit. 2021-03-28]. Dostupné z: <https://csve.cz/cz/kategorie/vzdelavani/13>
- [2] QUILLIGAN, A., A. O'CONNOR a V. PAKRASHI. Fragility analysis of steel and concrete wind turbine towers. *Engineering Structures* [online]. 2012, **13**(36), 270-282 [cit. 2021-5-24]. Dostupné z: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029611004950>
- [3] ALVES DE LANA, J., P.A. ALMEIDA MAGALHÃES JÚNIOR, C.A. MAGALHÃES, A.L. MENDONÇA ALMEIDAMAGALHÃES, A.C. ANDRADE JUNIOR a M. SILVEIRADE BARROS RIBEIRO. Behavior study of prestressed concrete wind-turbine tower in circular cross-section. *Engineering Structures* [online]. 2021, **13**(227), - [cit. 2021-5-24]. Dostupné z: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029620340049#!>
- [4] LANIER, M.W. *LWST Phase I Project Conceptual Design Study: Evaluation of Design and Construction Approaches for Economical Hybrid Steel/Concrete Wind Turbine Towers* [online]. 1. Washington: Berger/ABAM Engineers, 2005 [cit. 2021-6-3]. Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/236348617_LWST_Phase_I_Project_Conceptual_Design_Study_Evaluation_of_Design_and_Construction_Approaches_for_Economical_Hybrid_SteelConcrete_Wind_Turbine_Towers_June_28_2002_-_July_31_2004
- [5] KOČ, Břetislav. Indian Joy for Nordex. *Windfair* [online]. Hamburk: Windfair, 2019 [cit. 2021-5-24]. Dostupné z: <https://w3.windfair.net/wind-energy/news/30388-nordex-acciona-india-order-wind-farm-sprng-energy-private-limited-turbine-rotor-blade>
- [6] Wind tower. *Structurae* [online]. Berlin: Nicolas Janberg, 2017 [cit. 2021-5-24]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/media/277690-some-of-the-84-wind-towers-with-120-m-high-concrete-towers-that-were-constructed-in-the-wind-parks-ventikas-i-and-ii>
- [7] BATES, Michael. Nordex Fabricates Concrete Wind Tower Number 1,000. *North American Windpower* [online]. Southbury: Zackin Publications, 2019 [cit. 2021-5-24]. Dostupné z: <https://nawindpower.com/nordex-fabricates-concrete-wind-tower-number-1000>
- [8] NIZAM, Hanzi a Aswathy PRAKASH. Analysis of Steel Tubular Wind Turbine Tower with Door Opening. *International Journal of Science and Research* [online]. 2013, **6**(14), 1068-1072 [cit. 2021-10-8]. Dostupné z: <https://www.ijsr.net/archive/v5i7/ART2016362.pdf>

11. Technické normy

- [a] ČSN EN 61400-1 ed.2 Větrné elektrárny – Část 1: Návrhové požadavky
- [b] ČSN EN IEC 61400-6 Větrné elektrárny – Část 6: konstrukční požadavky na věž a základy
- [c] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1 Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [d] ČSN EN 1990 ed.2 Zásady navrhování konstrukcí
- [e] ČSN EN 1998-1 Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby
- [f] ČSN EN 1998-6 Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 6: Věže, stožáry a komíny
- [g] ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [h] ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou
- [i] ČSN EN 1991-1-7 Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
- [j] ČSN EN 1991-1-3 Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem
- [k] ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí – Část 1-1: obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení poz. Staveb
- [l] ISO 3010:2017- Bases for design of structures — Seismic actions on structures

12. Seznam obrázků

| | |
|---|----|
| Obrázek 1- Závislost výkonu na průměru rotoru [1] | 11 |
| Obrázek 2- Schéma ocelového plátu pro tvorbu skruže [1] | 12 |
| Obrázek 3- Schéma ohýbacího zařízení pro ocelové skruže [1] | 13 |
| Obrázek 4- Ukázka přivařeného prstence na skruž pro šroubové spojení dvou dílů [1]..... | 13 |
| Obrázek 5- Ukázka příhradového stožáru větrné elektrárny [1] | 14 |
| Obrázek 6- Schéma spojování prstenců věže [1]..... | 17 |
| Obrázek 7- Ukázka svislého spoje u půlkruhového segmentu-varianta tzv. petlicového spoje [1] | 17 |
| Obrázek 8- Schéma kruhového průřezu v patě betonové věže výšky 100 m [3] | 18 |
| Obrázek 9- Schéma osmiúhelníkového průřezu betonové věže [5]..... | 18 |
| Obrázek 10- Ukázka realizace větrných elektráren v Indii [5] | 19 |
| Obrázek 11- Ukázka větrných elektráren v Mexiku [6] | 20 |
| Obrázek 12- Ukázka připravených tubusů před sestavením [7]..... | 21 |
| Obrázek 13- Parametry pro třídy větrných elektráren [a]..... | 23 |
| Obrázek 14- Ukázka rozdělení tlaků pro válce s kruhovým průřezem [g] | 24 |
| Obrázek 15- Tepelné účinky kolem průřezu věže [b] | 24 |
| Obrázek 16- Dílčí součinitel bezpečnosti pro zatížení [a] | 29 |
| Obrázek 17- Třídy významu pro pozemní stavby [e] | 33 |
| Obrázek 18- Schéma věže | 37 |
| Obrázek 19- Schéma průřezů věží | 38 |
| Obrázek 20- Schéma velikosti otvoru pro dveře..... | 39 |
| Obrázek 21- Mapa větrných oblastí České republiky [g] | 40 |
| Obrázek 22- Mapa seizmických oblastí České republiky [e]..... | 41 |
| Obrázek 23- Pohled na model věže v programu SCIA | 43 |
| Obrázek 24- Pohled na systémovou rovinu věže..... | 44 |
| Obrázek 25- Detail na otvor v modelu věži..... | 45 |
| Obrázek 26- Schéma horního ocelového prstence [4] | 45 |
| Obrázek 27- Ukázka svislého napětí v řezu po výšce věže, tl. roznášecí desky 69 mm, zatěžovací stav ZS6 (kombinace EMW50 dle tabulky 5). | 46 |
| Obrázek 28- Ukázka svislého napětí v řezu po výšce věže, tl. roznášecí desky 150 mm, zatěžovací stav ZS6 (kombinace EMW50 dle tabulky 5). | 47 |
| Obrázek 29- Vlevo deformace roznášecí desky ve svislém směru, vpravo svislá napětí na vnějším povrchu věže. Tloušťka desky 150 mm, modul pružnosti desky 210 GPa, zatěžovací stav ZS6 (kombinace EMW50 dle tabulky 5)..... | 48 |
| Obrázek 30- Vlevo deformace roznášecí desky ve svislém směru, vpravo svislá napětí na vnějším povrchu věže. Tloušťka desky 150 mm, modul pružnosti desky 1014 MPa, zatěžovací stav ZS6 (kombinace EMW50 dle tabulky 5)..... | 48 |
| Obrázek 31- Svislá napětí na prutovém modelu věže, zatěžovací stav ZS6 (kombinace EMW50 dle tabulky 5). | 49 |

| | |
|--|----|
| Obrázek 32- Schéma přerozdělení zatížení od slunečního záření | 51 |
| Obrázek 33- Schématické rozdělení zatížení větrem na průřez ve vrcholu věže. V patě je tvar obdobný, pouze s odlišnými hodnotami. | 52 |
| Obrázek 34- Schéma rozložení zatížení od větru po výšce věže..... | 52 |
| Obrázek 35- Označení dílů věže | 55 |
| Obrázek 36- Ukázka vložených pomocných 1D dílců do modelu věže..... | 58 |

13. Seznam tabulek

| | |
|--|----|
| Tabulka 1- Návrhové zatěžovací případy 1.část [a] | 27 |
| Tabulka 2- Návrhové zatěžovací případy 2.část [a] | 28 |
| Tabulka 3- Typy základových půd [e]..... | 31 |
| Tabulka 4- Typ sestavy gondoly a rotoru | 36 |
| Tabulka 5- Zatížení působící na vrcholu věže od větru působícího na sestavu gondoly a rotoru | 36 |
| Tabulka 6- Zatěžovací stavy | 50 |
| Tabulka 7- Kombinace zatížení | 53 |
| Tabulka 8- Finální kombinace zatížení | 54 |
| Tabulka 9- Finální kombinace na naší konstrukci | 54 |
| Tabulka 10- Materiálové vlastnosti 1D prvku | 59 |
| Tabulka 11- Porovnání krátkodobých ztrát z výpočtu a programu Scia | 60 |

14. Použité programy

- 1) SCIA Engineer 21.0 32 bit – Studentská verze
- 2) ARCHICAD 23 – Studentská verze
- 3) PTC Mathcad Prime 5.0.0.0
- 4) Microsoft Word 365
- 5) Microsoft Excel 365