

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

**ANALÝZA KONSTRUKCE VÝVOJOVÉHO CENTRA SE
ZAMĚŘENÍM NA VLIVY SMRŠŤOVÁNÍ BETONU**

**STRUCTURAL ANALYSIS OF R&D CENTRE FOCUSED
ON EFFECTS OF CONCRETE SHRINKAGE**

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Autor práce: Bc. Klára Pekárnová

Vedoucí práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Praha 2017



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Pekárnová Jméno: Klára Osobní číslo: 396554

Zadávací katedra: 133

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Analýza konstrukce vývojového centra se zaměřením na vlivy smršťování betonu

Název diplomové práce anglicky: Structural Analysis of R&D Centre Focused on Effects of Concrete Shrinkage

Pokyny pro vypracování:

Zpracujte:

- Souhrn poznatků o problematice smršťování betonu.
- Analýzu nosné konstrukce řešeného objektu se zaměřením na vlivy smršťování (aplikace a optimalizace výpočetních modelů a vyhodnocení)

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího diplomové práce: Doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Datum zadání diplomové práce: 11. 10. 2016

Termín odevzdání diplomové práce: 8. 1. 2017

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné 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“.

11.10.2016

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Klára Pekárnová

Název diplomové práce: Analýza konstrukce vývojového centra se zaměřením na vlivy smršťování betonu

Základní část: Statická - Betonové konstrukce podíl: 100 %

Formulace úkolů: Shrnutí poznatků z literatury o problematice smršťování betonu včetně užití numerických modelů

Návrh vybrané části zadaného objektu, optimalizace výpočetních modelů

Hodnocení vlivu smršťování, časově závislé výpočty

Návrh výztuže, výkresová dokumentace

Podpis vedoucího DP: [přepísaná podpisová čára]

Datum: 2.11.2016

Případné další části diplomové práce (části a jejich podíl určí vedoucí DP):

2. Část: _____ podíl: _____ %

Konzultant (jméno, katedra): _____

Formulace úkolů: _____

Podpis konzultanta: _____ Datum: _____

3. Část: _____ podíl: _____ %

Konzultant (jméno, katedra): _____

Formulace úkolů: _____

Podpis konzultanta: _____ Datum: _____

4. Část: _____ podíl: _____ %

Konzultant (jméno, katedra): _____

Formulace úkolů: _____

Podpis konzultanta: _____ Datum: _____

Poznámka: Zadání včetně vyplněných specifikací je nedílnou součástí diplomové práce a musí být přiloženo k odevzdané práci (vyplněné specifikace není nutné odevzdat na studijní oddělení spolu s 1.stranou zadání již ve 2.týdnu semestru)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracovala samostatně a použila pouze publikací a zdrojů, které jsou všechny uvedeny v příložené bibliografii.

V Praze dne 6. 1. 2017

.....

Poděkování

Ráda bych zde poděkovala všem lidem, kteří mi pomohli s vytvořením této diplomové práce s názvem „*Analýza konstrukce vývojového centra se zaměřením na vlivy smršťování betonu*“. Především velmi děkuji paní doc. Ing. Jitce Vaškové, CSc. za odborné vedení práce, za její ochotu, velmi cenné rady a připomínky. Dále bych zde chtěla poděkovat panu Ing. Vladimírovi Veselému a panu Ing. Stanislavovi Smiřinskému za velmi zajímavé informace k technologii a receptuře betonu. Velký dík patří též panu doc. Ing. Lukášovi Vráblíkovi, PhD. za jeho čas a ochotu při seznamování s časově závislými výpočty v programu Scia Engineer a též za cenné informace ohledně smršťování betonu a praktického navrhování rozsáhlých konstrukcí. Poděkování patří též mé rodině za podporu a trpělivost při celém mém studiu.

Abstrakt

Předmětem této diplomové práce s názvem „*Analýza konstrukce vývojového centra se zaměřením na vlivy smršťování betonu*“ je souhrn poznatků o problematice smršťování betonu a následná analýza vybraného dilatačního celku objektu vývojového centra firmy Škoda Auto se zaměřením na účinky smršťování betonu. Objekt vývojového centra byl vytvořen pro účely diplomové práce na základě inspirace budovou Factory in the Earth v Malajsii.

Součástí práce je optimalizace výpočetního modelu konstrukce vývojového centra se zaměřením na jeho správnou funkci při zatížení svislým zatížením i poklesem teploty reprezentujícím smršťování betonu. Zhodnoceny jsou též nepoužívanější predikční modely smršťování betonu. Velká část práce je věnována analýze účinků této objemové změny na rozsáhlých skeletových konstrukcích včetně zavedení časově závislých výpočtů. Následně je pro vybraný dilatační celek navržena potřebná výztuž.

Abstract

The subject of this diploma thesis entitled „*Structural Analysis of R&D Centre Focused on Effects of Concrete Shrinkage*” is a summary of concrete shrinkage issues and a consequent analysis of a selected dilatational part of building of Škoda Auto company R&D centre focused on effects of concrete shrinkage. The building of the R&D centre was created for the purpose of this diploma thesis on the basis of inspiration of Factory in the Earth in Malaysia.

A part of the thesis is an optimization of module calculation of the development centre construction with concentration on its correct operation during vertical loading, temperature decrease and concrete shrinkage. Also most often used predication modules of concrete shrinkage are evaluated. A large part of the thesis is focused on this effects of changes in volume on large skeletal constructions, including insertion of time-dependent analysis. Subsequently, for the selected dilatational parts of structure an appropriate reinforcement is designed.

Klíčová slova v češtině

- Betonové konstrukce, navrhování, smršťování, objemové změny betonu

Klíčová slova v angličtině

- Concrete structures, designing, shrinkage, volume changes

Obsah

ÚVOD	9
A. SMRŠŤOVÁNÍ BETONU	10
A.1. CO JE SMRŠŤOVÁNÍ BETONU, DRUHY SMRŠŤOVÁNÍ	10
A.2. FAKTORY OVLIVŇUJÍCÍ SMRŠŤOVÁNÍ	11
A.3. MOŽNÁ OPATŘENÍ PRO OMEZENÍ SMRŠŤOVÁNÍ A JEHO VLIVU NA KONSTRUKCI.	12
A.4. PROBLÉMY SPOJENÉ SE SMRŠŤOVÁNÍM	13
A.5. MODEL Y VÝPOČTU POMĚRNÉHO SMRŠŤOVÁNÍ.....	15
A.5.1. <i>Predikce hodnoty poměrného smrštění dle ČSN EN 1992-1-1</i>	15
A.5.2. <i>Fib model MC 2010</i>	16
A.5.3. <i>Model B3</i>	16
A.5.4. <i>Model B4</i>	17
A.5.5. <i>Shrnutí uvedených predikčních modelů</i>	17
B. NÁVRH NOSNÉ KONSTRUKCE VÝVOJOVÉHO CENTRA	18
B.1. POPIS ŘEŠENÉHO OBJEKTU	18
B.2. VOLBA MATERIÁLŮ A JEJICH CHARAKTERISTIKY.....	23
B.3. KRYTÍ VÝZTUŽEZ	24
B.4. NÁVRH ROZMĚRŮ STROPNÍ KONSTRUKCE.....	25
B.5. SKLADBY KONSTRUKCÍ	26
B.6. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ.....	28
B.6.1. <i>Zatížení sněhem</i>	28
B.6.2. <i>Souhrn plošného zatížení</i>	28
C. ANALÝZA NOSNÉ KONSTRUKCE DILATAČNÍHO CELKU A	30
C.1. PROBLEMATIKA OBJEMOVÝCH ZMĚN NA STATICKY NEURČITÉ KONSTRUKCI.....	31
C.2. VÝPOČET SMRŠŤOVÁNÍ BETONU DLE ČSN EN 1992-1-1	31
C.2.1. <i>Poměrné smršťování vylehčených desek v interiéru</i>	32
C.2.2. <i>Poměrné smršťování desky v oblasti hlavic sloupů v interiéru</i>	33
C.3. VÝPOČET SMRŠŤOVÁNÍ DLE NORMY ČSN EN 1992-1-2	34
C.4. VÝPOČET SMRŠŤOVÁNÍ DLE PREDIKČNÍHO MODELU B3	35
C.5. VÝPOČET SMRŠŤOVÁNÍ DLE PREDIKČNÍHO MODELU B4	36
C.6. VÝPOČET SMRŠŤOVÁNÍ DLE PREDIKČNÍHO MODELU B4s.....	38
C.7. POROVNÁNÍ PREDIKČNÍCH METOD.....	38
C.8. ZATÍŽENÍ ZMĚNOU TEPLoty	40
C.9. OPTIMALIZACE VÝPOČETNÍHO MODELU DILATAČNÍHO CELKU A	41
C.9.1. <i>Výpočet náhradní tloušťky vylehčené desky</i>	41
C.9.2. <i>Odhad ohybových momentů na desce</i>	43
C.9.3. <i>Optimalizace modelu hlavic sloupů</i>	45
C.9.4. <i>Ověření správnosti chování modelu při působení smršťování betonu</i>	47
C.9.5. <i>Vliv otvorů v deskách na velikost vnitřních sil od zatížení poměrným smršťováním</i>	50
C.9.6. <i>Snížení výsledného poměrného smršťování působením dotvarování</i>	51
C.9.7. <i>Vliv smršťování betonu na dilatační celek A</i>	55

<i>C.9.8. Souhrn zatížení finálního modelu dilatačního celku A.....</i>	<i>62</i>
<i>C.9.9. Výsledné hodnoty vybraných vnitřních sil a deformací konstrukce</i>	<i>68</i>
<i>C.9.10. Návrh výztuže střešní desky</i>	<i>72</i>
<i>C.9.11. Návrh výztuže hlavic sloupů</i>	<i>83</i>
<i>C.9.12. Návrh a posouzení sloupů.....</i>	<i>86</i>
<i>C.9.13. Návrh výztuže stěn</i>	<i>92</i>
<i>C.9.14. Ocelové sloupky.....</i>	<i>94</i>
<i>C.9.15. Posouzení průhybů střešní desky</i>	<i>95</i>
D. OVĚŘENÍ PROVEDITELNOSTI OSTATNÍCH DILATAČNÍCH CELKŮ	101
D.1. VLIV SMRŠŤOVÁNÍ NA DILATAČNÍ CELEK B	101
<i>D.1.1. Posouzení nejvíce zatíženého sloupu</i>	<i>102</i>
<i>D.1.2. Průhyby desek.....</i>	<i>104</i>
D.2. DILATAČNÍ CELKY V EXTERIÉRU	105
D.3. PŮSOBENÍ VĚTRU NA OBJEKT.....	107
E. REALIZACE VELKÝCH DILATAČNÍCH CELKŮ V ČESKÉ REPUBLICĚ .	109
ZÁVĚR.....	110
SEZNAM PŘÍLOH.....	112
ZDROJE	112
POUŽITÉ VÝPOČETNÍ PROGRAMY	115
SEZNAM TABULEK	115
SEZNAM GRAFŮ	115

Úvod

Smršťování je jednou ze základních vlastností betonu. U konstrukcí menších rozměrů nemá z hlediska mezního stavu únosnosti zásadní význam. Obvykle jsou během navrhování pouze ověřeny dlouhodobé průhyby, které jsou vlivem této objemové změny zvýšeny. Zásadní úlohu však smršťování hraje u půdorysně rozsáhlých konstrukcí, které ve velké míře brání svojí tuhostí volné deformaci vyvolané smršťováním betonu. Jedná se především o skeletové konstrukce s ohybově velmi tuhými sloupy, případně o konstrukce se ztužujícími stěnami umístěnými na okrajích objektu. V uvedených případech nemusí smršťování ovlivnit pouze vzhled konstrukce, ale též její únosnost.

Diplomová práce s názvem „*Analýza objektu vývojového centra se zaměřením na vlivy smršťování betonu*“ si klade za cíl uvést v teoretické části obecně základní fakta o smršťování betonu, popsat jeho negativní účinky na konstrukcích a stručně čtenáře seznámit se současně nejpoužívanějšími predikčními modely. Tyto poznatky jsou posléze aplikovány při analýze vybraného dilatačního celku objektu vývojového centra firmy Škoda Auto v Mladé Boleslavi. Objekt byl vytvořen pro účely diplomové práce, velkou inspirací při jeho tvorbě byla budova Factory in the Earth v malajském městě Jahor.

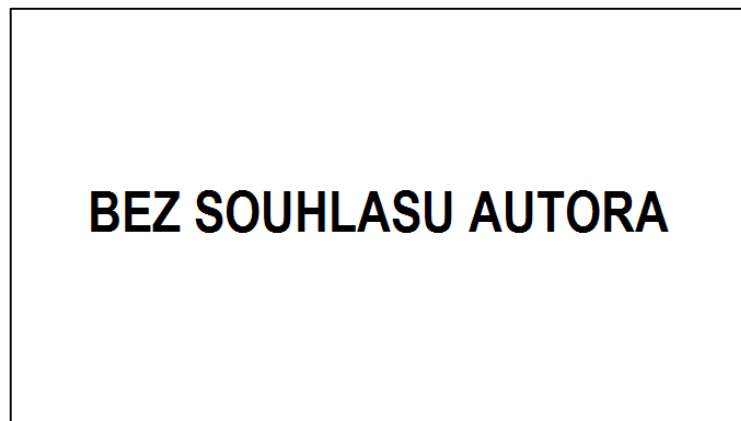
Součástí práce je porovnání vybraných predikčních modelů pro smršťování betonu a dále stanovení finální hodnoty poměrného smršťování s ohledem na dotvarování betonu, k čemuž jsou použity časově závislé výpočty. Velká část práce je dále věnována analýze účinků smršťování na řešeném objektu a též návrhu výztuže nejvíce namáhaných prvků konstrukce.

A. SMRŠŤOVÁNÍ BETONU

A.1. Co je smršťování betonu, druhy smršťování

Smršťování betonu patří mezi jeho základní reologické¹ vlastnosti. Spolu s dotvarováním řadíme tyto dva jevy k nejdůležitějším časově závislým objemovým změnám, kterými beton v průběhu své životnosti obvykle prochází. Výsledné deformace betonu vzniklé jeho smršťováním jsou v literatuře obecně řazeny mezi dlouhodobé a nevratné změny. Na rozdíl od dotvarování však smršťování není závislé na zatížení. Jedná se totiž o proces, kdy dochází k postupnému snižování množství vody v kompozitním materiálu a tím ke zmenšování jeho objemu. Je možné se setkat i s jevem opačným, a to s bobtnáním betonu. V tom případě beton přijímá vodu ze svého okolí a jeho objem se zvětšuje. Tento jev nastane, pokud se betonový prvek nachází v prostředí s relativní vlhkostí větší než 95% [9].

Smršťování betonu lze obecně rozdělit na dva druhy, a to na smršťování vysycháním a autogenní, neboli chemické. Oba procesy jsou znázorněny na obrázku 1.



Obrázek 1

Schéma autogenního smršťování betonu a smršťování vysycháním [24]

Smršťování autogenní je chemickým procesem, kdy dochází k reakci (hydrataci) vody a cementu. Cementová pasta, produkt této reakce, má posléze menší objem než původní látky. Tento proces se odehrává především během tuhnutí a tvrdnutí čerstvého betonu.

Dalším druhem smršťování je vysychání betonu, které je klíčovým pro konstrukce provedené z běžných betonů s pevností do přibližně 60 MPa. K vysychání dochází

¹ Reologické vlastnosti – z řeckého slova rheos – tok, proudění. Jedná se o vlastnosti betonu spojené s jeho mikrostrukturou. Reologické vlastnosti ovlivňuje řada faktorů.

po odstartování tuhnutí a tvrdnutí. Pokud beton vysychá ještě před touto fází, nazýváme jev plastickým smršťováním.

Základním principem vysychání je účinek nerovnováhy mezi pórovým systémem betonu a okolním prostředím, tedy vzduchem s určitou teplotou a vlhkostí. Tento gradient způsobuje přesouvání, resp. odpařování vody z betonu a jeho následné smršťování. Jedná se o dlouhodobý jev v řádech několika až desítek let. Dle experimentů provedených na Fakultě stavební ČVUT v Praze [11] například betonová stěna o rozměrech $200 \times 800 \times 800 \text{ mm}$ z běžného betonu pevnostní třídy C30/37 v prostředí s průměrnou teplotou $21,5^\circ\text{C}$ a relativní vlhkostí 39% úplně nevyschla ani po uplynutí jednoho roku od vybetonování, v její střední části byla naměřena vlhkost přibližně 65%. Experiment probíhal v laboratorních podmínkách v relativně suchém prostředí se stálou teplotou. V exteriéru, tedy v běžném prostředí během výstavby a při uvážení větší tloušťky betonových konstrukcí tedy můžeme očekávat, že vysychání bude probíhat ještě pomaleji. Poznatky z provedeného experimentu do jisté míry zpochybňují v praxi obecně známý fakt, že smršťování proběhne z velké části již během prvních 3 měsíců po betonáži. Dle odborné literatury můžeme konkrétně očekávat, že 15 - 30% smršťování proběhne v prvních dvou týdnech po betonáži, 40 - 80% v prvním měsíci a 70 - 85% během prvního roku [13].

Jak již bylo zmíněno výše, vysychání má velký význam především u běžných betonů do třídy pevnosti C50/60 a chemické smršťování tvoří u těchto betonů zanedbatelnou část objemových změn. Opakem jsou však vysokopevnostní betony, především UHPC², u kterých má autogenní smršťování významný vliv z důvodu přítomnosti velkého množství jemně mletého cementu a omezení objemu záměsové vody vlivem použití superplastifikačních přísad³. Při nižším množství vody v receptuře betonu je omezeno právě smršťování vysycháním.

A.2. Faktory ovlivňující smršťování

Faktorů, které ovlivňují smršťování betonu, je celá řada. Zejména je to samozřejmě množství vody v materiálu. Čím více záměsové vody je použito v receptuře betonu, tím více bude vysychat. Přímá závislost platí i pro množství cementu. Obecně betony s vyšším množstvím cementu jsou charakteristické většími hodnotami smršťování. Také čím jemněji bude namlet cement, tím bude posíleno smršťování. Svou roli hraje též použité kamenivo, resp. jeho křivka zrnitosti. Použijeme-li kamenivo s velmi dobrou křivkou zrnitosti a mezery ve výsledné struktuře budou co nejvíce vyplněny, bude možné použít méně cementové malty (cement, voda, příměsi)

² UHPC – Zkratka pro ultra vysokohodnotné betony, v angličtině Ultra High Performance Concrete

³ Superplastifikační přísady – látky přidávané do čerstvého betonu, které umožňují jeho lepší zpracovatelnost a tím snižují potřebné množství záměsové vody.

a tím lze docílit i menšího smršťování betonu. Také je vhodné použít co největší maximální průměr kameniva – v České republice je nejběžnější kamenivo do maximální velikosti 16-22 mm.

Neopomenutelnými faktory ovlivňujícími smršťování jsou i teplota, proudění vzduchu kolem konstrukce během zrání betonu a relativní vlhkost okolního prostředí. Je obecně známo, že konstrukce během jarních měsíců, kdy je relativní vlhkost vzduchu nižší, budou vysychat rychleji a naopak na podzim může docházet dočasně i k nabytí materiálu. Z uvedeného taktéž vyplývá, že se beton pod vodou smršťovat nebude. Důležitým faktorem je také tvar a tloušťka konstrukce. Prvky, které mají menší poměr objemu a plochy v kontaktu s vnějším prostředím vykazují menší smršťování.

A.3. Možná opatření pro omezení smršťování a jeho vlivu na konstrukci

Z výše popisovaných faktorů ovlivňujících velikost smršťování betonu lze snadno usoudit, jaká opatření lze zvolit pro omezení účinků tohoto jevu. V první řadě lze velikost relativního smršťování snížit již na počátku návrhu, a to spoluprací s technologem, který správně navrhne recepturu betonu. Vhodné je použít nižší vodní součinitel w , tedy menší poměr mezi účinným množstvím vody a cementem. Jako další opatření se nabízí nahrazení části objemu cementu latentně hydraulickou složkou⁴, což vede ke snížení tepla při probíhající hydrataci a tím ke snížení počátečního smrštění. Vhodná je pro tuto náhradu především vysokopecní struska a popílek. Vhodným poměrem jednotlivých složek betonu a dále optimalizací množství a druhu přísad a příměsí lze docílit smršťování betonu menší než 0,5 mm/m. Takovéto betony jsou pak nazývány betony se silně redukováným smrštěním RRS⁵. Ty se používají například i pro vodonepropustné konstrukce základových bílých van a mostní předepnuté konstrukce, kde je požadavek na nízký vývoj teploty během hydratace nebo omezení smršťovacích trhlin.

Možným krokem pro omezení počátečního smršťování a zabránění vzniku mikrotrhlin je dále důkladné ošetřování mladého betonu. Jedná se především o zvlhčování povrchu vodou o přibližně stejné teplotě jako je teplota betonu nebo lépe rosení vodní mlhou. Další možností je zakrývání povrchu betonu, apod. Ošetřování hraje významnou roli u všech druhů betonů, především pak u pohledových, kde jsou trhlinky nežádoucí. Nezanedbatelný význam má

⁴ Latentně hydraulické látky - látky, které se po aktivaci pomocí aktivátoru (cementu) účastní hydratace [12]

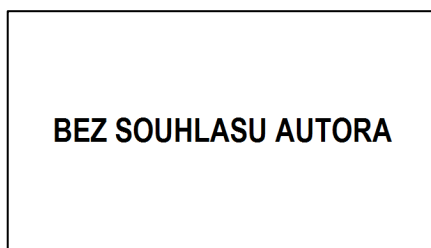
⁵ RRS - radically reduced shrinkage

ošetřování i u vysokohodnotných betonů (HPC, UHPC), kde má největší význam smršťování autogenní a naopak vysychání je možno výrazně omezit ošetřováním povrchu po delší dobu.

Je však nezbytné zdůraznit, že i přes všechna opatření omezující smršťování není možné vytvořit beton, který by nijak nezměnil svůj objem. Vždy dojde alespoň k minimálnímu smrštění navrženého prvku.

A.4. Problémy spojené se smršťováním

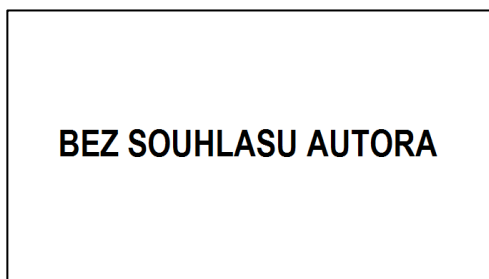
Z výše uvedeného vyplývá, že smršťování betonu lze určitými opatřeními omezit, ovšem ne zcela vyloučit. Negativní účinky smršťování se projevují zejména při návrhu půdorysně rozsáhlých konstrukcí, které nemohou být z nějakého důvodu rozděleny dilatační spárou. Jelikož většina budov působí jako staticky neurčité konstrukce, vlivem velkých deformací od smršťování betonu může v některých prvcích vzniknout nežádané vlastní pnutí. Hodnoty těchto napětí mohou překročit tahovou pevnost betonu a umožnit tak vznik mikrotrhlin, které se časem mohou proměnit v již patrné trhliny. Nejedná se však pouze o problém spojený s mezním stavem použitelnosti a estetikou pohledového betonu. V některých případech není vyloučena ani změna statického působení konstrukce a redistribuce vnitřních sil. Vliv smršťování tedy nesmí být u rozsáhlých konstrukcí opomenut. Častým opatřením u takovýchto objektů bývá navržení smršťovacích pruhů v rovinách stropních desek. Deska se rozdělí na menší úseky oddělené pásy, které se v první fázi ponechají nevybetonovány. Beton se posléze nechá po určitou dobu smršťovat a až po uplynutí obvykle dvou týdnů až třech měsíců se dobetonují i vynechané části, tzv. smršťovací pruhy. Propojení a spolupůsobení částí finálního prvku je docíleno vyčnívající výztuží z desek stykované přesahem v oblasti těchto pásů. Popsaný postup je dnes častým řešením omezení vzniku vlastního pnutí v betonu a problémů s ním spojených. Je však otázkou, do jaké míry smršťování v čekací době na druhou fázi betonáže proběhne a s jakými hodnotami poměrného smršťování je tedy vhodné uvažovat ve výpočtech. Dále vlivem smršťování betonu ve smršťovacím pruhu v jeho podélném směru může být do konstrukce vnášeno další nežádoucí pnutí.



Obrázek 2

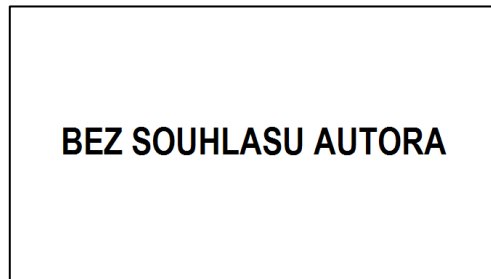
Smršťovací pruhy v železobetonové monolitické desce [25]

Dalším z problematických témat spojených se smršťováním betonu byly v minulosti například tzv. hurdiskové stropy – keramické tvarovky na nosnících zalité betonovou vrstvou. Vlivem opomenutí tohoto jevu došlo k nejedné havárii části stropní konstrukce. Jak je dnes již dobře známo, spodní cihelné části hurdiskových stropů byly doplněny nadbetonávkou. Ta však nebyla od spodní části separována, a zatímco se keramické prvky vlivem vlhkostní roztažnosti rozpínaly, u betonu docházelo ke smršťování. Následovalo porušení odprýsknutím spodní části keramických tvarovek dle obrázku 3 a 4.



Obrázek 3

Porušení stropu z hurdisek [26]



Obrázek 4

Neseparovaná betonová vrstva na hurdisce [27]

Dnes je již také známo, že stropní desky a průvlaky je vhodné alespoň konstrukčně vyztužit u obou povrchů. Prvky armované pouze u jednoho povrchu mohou vykazovat nerovnoměrné vnitřní pnutí po průřezu. Prvek se snaží jako celek zkrátit, vyztužená část je však držena pruty a protilehlá strana se naopak volně smršťuje, což vede k výraznému zvětšení průhybů konstrukce.

Smršťování má občas své negativní dopady i u primárně nenosných konstrukcí, například v betonových podlahách (taktéž v cementových potěrech). Za účelem omezit nerovnoměrné smršťování se podlahy po maximálních vzdálenostech 6 m dilatují nařezáním tak, aby smršťovací trhliny nevznikaly nesystematicky v ploše podlahy, nýbrž kontrolovatelně v tzv. smršťovací spáře. U silnějších betonových podlah může také smršťování způsobovat nadzvedávání jejich rohů. Důvodem je vysychání převážně u horního povrchu desky, jelikož spodní část přiléhá k tepelné izolaci podlahy, která je od betonu standardně oddělena minimálně propustnou fólií. Výsledné nadzvedávání rohů je jistě neestetické a v průmyslových a jiných provozech může znamenat problémy s užíváním objektu.

A.5. Modely výpočtu poměrného smršťování

Je zřejmé, že smršťování betonu má pro určité konstrukce velký význam. Ovšem určení hodnoty poměrného smršťování není jednoduché. Jak již bylo výše stručně popsáno, tento jev souvisí s mnoha dalšími faktory a najít jednoznačnou hodnotu je v současnosti téměř nereálným úkolem. Nabízí se však několik modelů, které predikci hodnoty smrštění umožňují. V České republice jsou nejčastěji používanými modely pro smrštění betonu normy ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2, fib model MC 2010, Model B3, Model B4 a Model B4s. V následujících podkapitolách jsou tyto přístupy stručně popsány.

A.5.1. Predikce hodnoty poměrného smršťování dle ČSN EN 1992-1-1

Prvním běžně používaným postupem pro predikci hodnoty poměrného smršťování železobetonového prvku je v České republice norma ČSN EN 1992-1-1 používaná pro běžné pozemní stavby a norma ČSN EN 1992-1-2 vytvořená pro mostní konstrukce. Dále je stručně popsána predikce smršťování dle normy ČSN EN 1992-1-1 pro pozemní stavby.

Norma uvádí jednoduché vztahy pro výpočet poměrného smršťování autogenního i vysycháním. Vztahy však byly vytvořeny před řadou let a současné výsledky experimentů dokazují, že hodnoty se s realitou v určitých případech zdaleka neshodují. Důvodem nepřesnosti výpočtu je vývoj v oblasti technologie betonu. V současnosti jsou v praxi používány pokročilejší receptury betonu nežli dříve, součástí receptury jsou nejrůznější přísady a příměsi, snižuje se vodní součinitel, a to vše smršťování betonu výrazně ovlivňuje.

Dle postupů, které má projektant k dispozici v evropských normách pro navrhování pozemních staveb, smršťování závisí na omezeném množství faktorů, a to na:

- Typu cementu – R (rychlý, resp. rychle tuhnoucí), N (normální), S (pomalý)
- Poměru objemu prvku a plochy v kontaktu se vzduchem
- Době ošetřování konstrukce
- Životnosti konstrukce
- Pevnosti betonu v tlaku po 28 dnech

K vlivu doby ošetřování betonu by však autorka této práce ráda doplnila jisté zpřesnění. Ve výpočtu se sice faktor doby ošetření povrchu betonového prvku objevuje, hodnota se však odečítá od životnosti konstrukce. Životnost konstrukcí pozemních staveb je obvykle uvažována 50 let = 18 250 dnů, odečítáme tedy od hodnoty v řádech desetitisíců malé číslo rovno několika dnům (například 14 dní), po které bude ošetřován mladý beton. Z uvedeného vyplývá, že přestože norma dobu ošetřování zavádí do výpočtu, ve výsledku se změna projeví

až na přibližně devátém desetinném místě. Na konečnou hodnotu poměrného smrštění má tudíž pro navrhování výztuže minimální vliv. Důležité faktory jako například množství cementu, přísad, příměsí nebo záměsové vody norma vůbec nezahrnuje. Z tohoto důvodu se v současnosti uvedené vztahy mezi odborníky často zpochybňují. Cílem nejrůznějších vědeckých experimentů a výzkumů je sestavit pro evropské normy nové, pro současné stavby přesnější výpočetní vztahy.

A.5.2. *Fib model MC 2010*

Model MC 2010 byl vytvořen v roce 2011 mezinárodní federací pro konstrukční beton fib⁶. Jedná se o návrhový přístup velmi podobný modelu Evropských norem. Důvodem velké podobnosti ve vzorcích těchto dvou modelů je to, že oba vycházely ze stejného zdroje, a to z dříve vytvořeného CEB Modelu⁷. Výsledná hodnota smršťování podle modelu MC 2010 závisí na stejných parametrech, jako tomu je u normy ČSN EN 1992-1-1, konečné hodnoty poměrného smršťování jsou však vyšší.

A.5.3. *Model B3*

Model B3 prof. Bažanta je již pokročilejší metodou pro výpočet poměrného smršťování, dotvarování betonu a dotvarování spojeného s vysycháním. Existují dvě verze, a to původní Model B3 a jeho tzv. zkrácená verze Modelu B3. Dnes je obvykle používána druhá varianta uvedená v roce 2000, která je zjednodušená a tudíž v praxi dosažitelnější nežli verze prvotní. Zjednodušenou verzi se však nedoporučuje aplikovat pro navrhování konstrukcí extrémně citlivých na dotvarování.

Oproti zmiňované normě ČSN EN 1992-1-1 zahrnuje Model B3 vliv množství a typ cementu (rozlišuje typ *I-III*), resp. poměr cementu a kameniva. Dále je to vliv množství záměsové vody (vodní součinitel w) a způsob ošetřování betonu. Dalšími faktory, které výslednou hodnotu ovlivňují, jsou stejně jako u výše zmíněných predikčních modelů pevnost betonu po 28 dnech, vlhkost okolního prostředí a průřezová plocha a obvod průřezu v kontaktu s okolím.

Obecně lze model B3 použít pro betony běžné pevnosti, ale výhodou je možnost aplikace modelu na betony vysokopevnostní, drátkobetonu a betony s různými příměsemi a přísadami.

⁶ The fib - Fédération internationale du béton – asociace tvořená 43 členskými národními skupinami podporující pokrok v oblasti betonových konstrukcí

⁷ CEB – Comité Euro-International du Béton – asociace zaměřená na pokrok betonových konstrukcí založena v roce 1953. Později v roce 1998 se spojila se sdružením FIP (The Fédération internationale de la précontrainte) a v současnosti společně tvoří zmiňovanou asociaci The fib. [15]

Podmínkou je pouze nahrazení některých parametrů hodnotami získaných z dříve provedených experimentů.

A.5.4. Model B4

Tato relativně nová predikční metoda vznikla na základě rozšíření a úpravy Modelu B3 a v současné době se jedná o jednu z nejpřesnějších metod pro určení poměrného smršťování betonu a součinitele dotvarování. Jejím autorem je opět prof. Bažant a jeho tým, zveřejněna byla na začátku roku 2014. Inovovaná metoda uvádí na rozdíl od Modelu B3 výpočetní postupy zvlášť pro autogenní smršťování a smršťování vysycháním. Celková hodnota poměrného smršťování je pak rovna jejich součtu. Další podstatnou změnou je uvážení vlivu přísad a příměsí, které jsou v dnešní době běžnou součástí receptury betonu a mají podstatný vliv na jeho smršťování. V Modelu B4 je dále zahrnut druh použitého kameniva. Stejně jako byla vytvořena zjednodušená varianta Modelu B3, i pro Model B4 vznikla později jeho upravená verze s názvem Model B4s. Tato metoda je vhodná především pro předběžné návrhy, kdy není známa přesná receptura betonu.

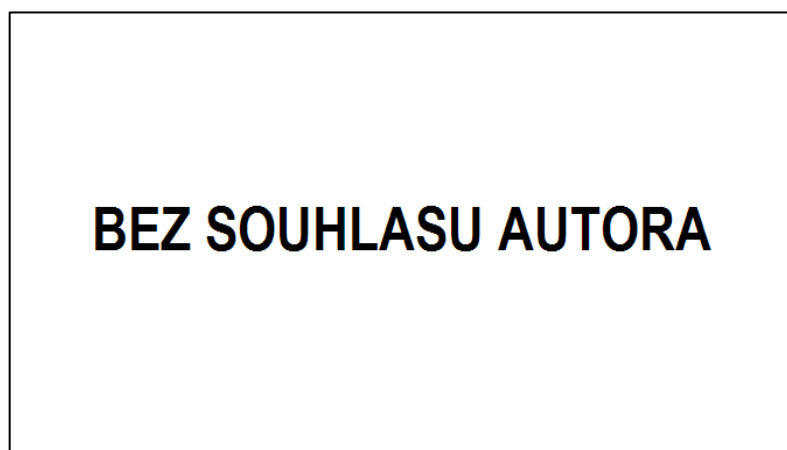
A.5.5. Shrnutí uvedených predikčních modelů

Uvedené predikční modely smršťování betonu jsou v evropské praxi nejčastěji používanými výpočetními pomůckami k odhadnutí hodnoty poměrného smršťování betonového prvku. Zajímavé však je, že i přes provedení nesčetného množství experimentů, jsou mezi modely velké rozdíly v přístupu k řešení problému. Jednotlivým faktorům, které ovlivňují smršťování, ukládají jiné váhy, konečné hodnoty se tak mohou v závislosti na konkrétním prvku více či méně lišit. V současné době je za nejpřesnější predikční model považován zatím nejpropracovanější Model B4. Je vždy ovšem na statikovi, který vybere příslušný postup výpočtu a aplikuje ho na řešenou konstrukci. Vzhledem ke zpochybnování současně dostupných materiálů a odlišnostem v získaných hodnotách je vhodné ověřit výsledky několika vybraných predikčních modelů a ve spolupráci s technologem, který má zkušenosti s reálně naměřenými hodnotami pro konkrétní recepturu betonu, vybrat nejrealnější z nich.

B. NÁVRH NOSNÉ KONSTRUKCE VÝVOJOVÉHO CENTRA

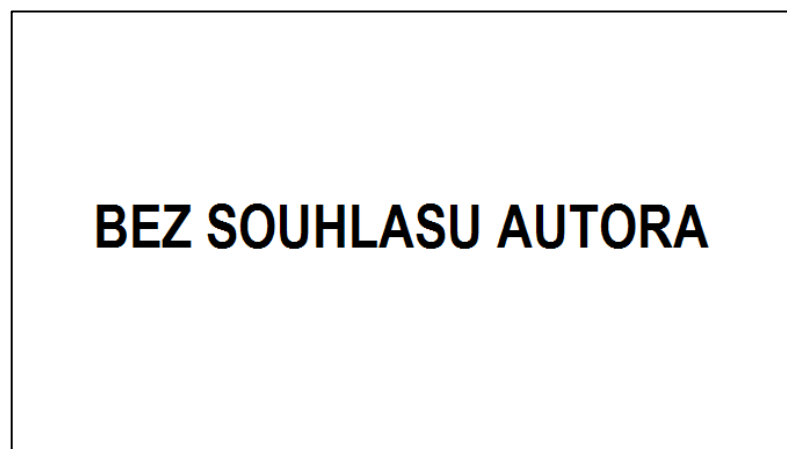
B.1. Popis řešeného objektu

Hlavní částí diplomové práce je statické řešení konkrétního objektu se zaměřením na analýzu účinků smršťování betonu. Řešená konstrukce byla vytvořena pro účely diplomové práce a byla ve velké míře inspirována budovou s názvem Factory in the Earth. Tento objekt je skutečně zrealizován ve městě Jahor v Malajsii, pro ukázkou je zachycen na obrázcích 5 a 6. Budova řešená v diplomové práci je situována na okraji Mladé Boleslavi, jedná se o vývojové centrum firmy Škoda Auto. Práce je zaměřena na vybraný dilatační celek.



Obrázek 5

Objekt Factory in the Earth ve městě Jahor v Malajsii [29]



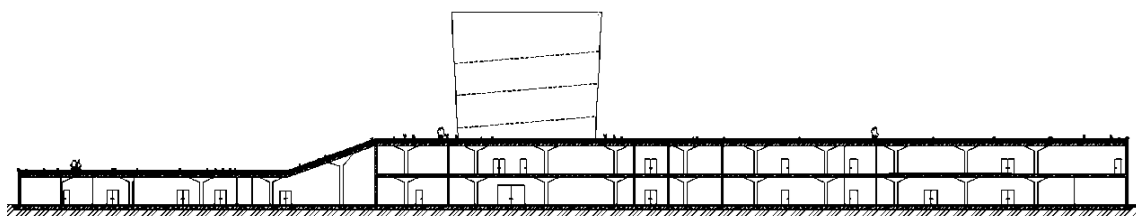
Obrázek 6

Letecký pohled na Factory in the Earth v Malajsii [29]

Autorku diplomové práce objekt velmi zaujal po estetické stránce a jeho originální propojení s okolní přírodou docílené důmyslně tvarovanou zelenou střechou. Největší motivací pro výběr objektu však byla problematika smršťování betonu. Jak fotografie naznačují, jedná se o poměrně rozsáhlou železobetonovou konstrukci s rozměry přibližně 174 m a 77 m. Vzhledem k velkým půdorysným rozměrům a snaze rozdělit objekt na co nejméně dilatačních celků je nezbytné do výpočtů zahrnout i vliv objemových změn, především změnu teploty a smršťování betonu.

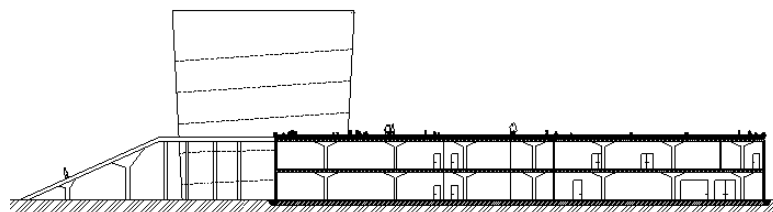
Jak bylo uvedeno, vzhledem k rozsáhlosti konstrukce je klíčovým úkolem objekt rozdělit na 10 dilatačních celků *A-J* - obrázek 9. Dilatační celek *A*, kde se nalézá administrativní centrum, má pouze jedno nadzemní podlaží. Celky *B-G*, které slouží především jako vývojové, relaxační a reprezentativní prostory, mají dvě nadzemní podlaží. Vyšší eliptická část dilatačního celku *H* ve střední části objektu disponuje 6 nadzemními podlažími. Konstrukční výška je 4,9 m. Objekt je v celé ploše nepodsklepený.

Budova je navržena tak, aby svým vzhledem co nejméně narušovala okolní prostředí a zapadla do krajiny. Tomuto faktu napomáhá extenzivní vegetační střecha a její propojení s přilehlými zahradami pomocí nakloněných rovin, které budovu a okolí spojují v jeden celek. Konstrukce objektu včetně barevně vyznačených dilatačních celků je zachycena na půdoryse a schématických řezech na obrázcích 7 až 9.



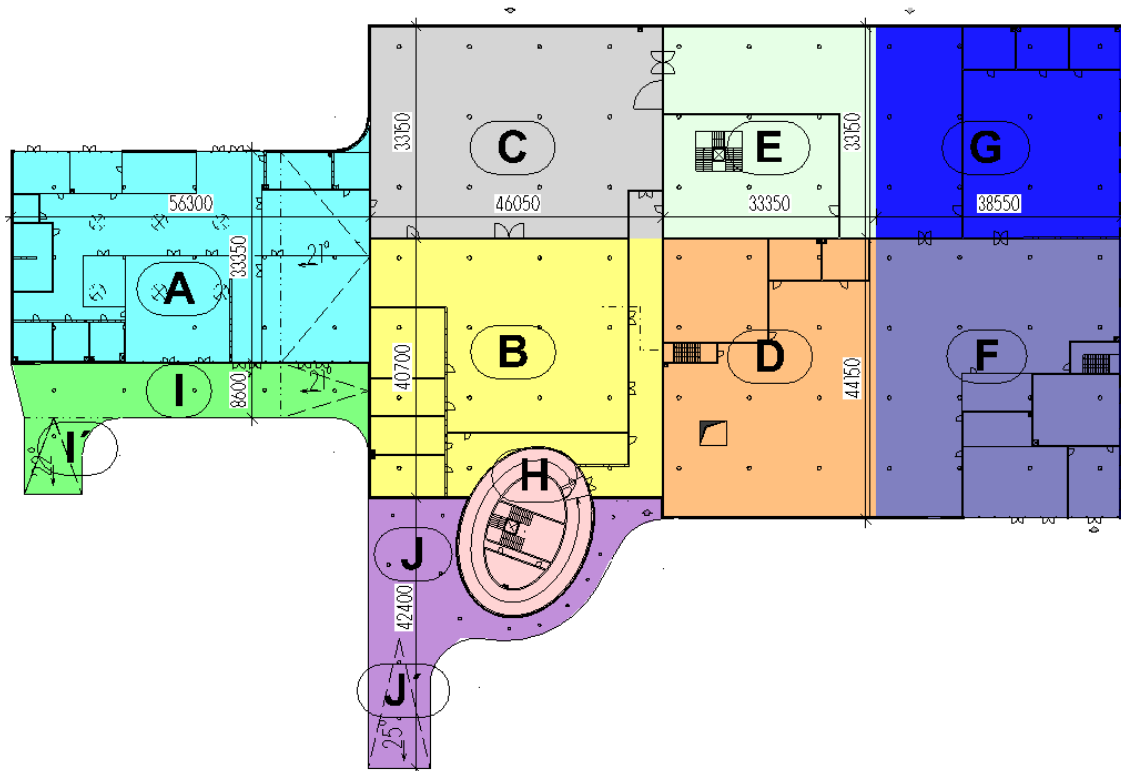
Obrázek 7

Schématiký podélný řez konstrukcí



Obrázek 8

Schématiký příčný řez konstrukcí



Obrázek 9

Rozdělení konstrukce na dilatační celky A-J

Vodorovné nosné konstrukce objektu jsou tvořeny železobetonovými monolitickými deskami s vylehčujícími tvarovkami. Ve vybraných místech, jako jsou prostory schodišť a točitá rampa výškové budovy, jsou užity plné desky.

Svislé nosné konstrukce jsou tvořeny převážně železobetonovými kruhovými sloupy o průměru 500 a 600 mm, které jsou umístěny ve čtvercovém rastru 11 × 11 m. Sloupy jsou zakončeny hlavicemi s náběhy o průměru 4 m, které slouží proti protlačení desky a zároveň zkracují rozpory polí desek. V některých místech objektu jsou tyto svislé konstrukce doplněny nosnými železobetonovými stěnami o tloušťce 200 mm, které zajišťují též prostorové ztužení budovy.

V některých místech, například v dilatačním celku A, jsou součástí svislých nosných konstrukcí ocelové sloupky, které tvoří podpory po obvodě stropní desky. Vzhledem k absenci stěn v některých místech obvodového pláště může být umístěna prosklená fasáda propojující vnitřní prostředí s přilehlými zahradami.

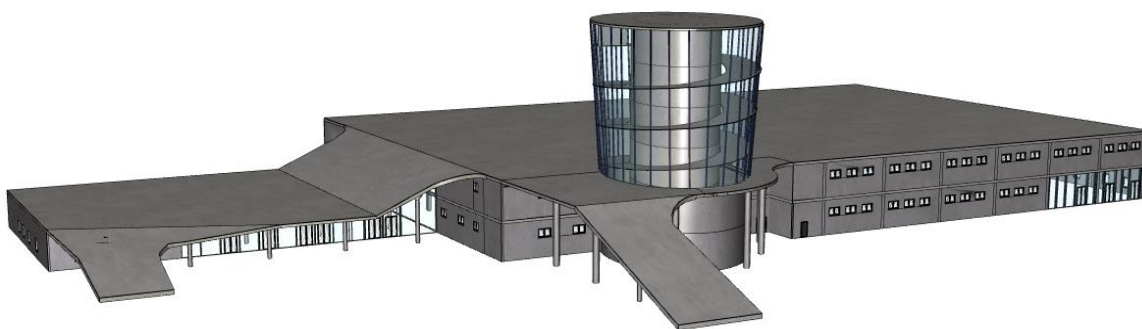
Jak již bylo výše zmíněno, součástí objektu je také tzv. výšková eliptická budova. Tato část je tvořena vnitřním ztužujícím železobetonovým jádrem ve tvaru elipsy, které prochází celou výškou budovy. Po obvodě jsou v prvních dvou nadzemních podlažích též železobetonové nosné stěny. Ve 3. až 6. patře tvoří po obvodě svislé nosné prvky ocelové sloupky. Součástí

výškové budovy je točitá rampa lemující celou výšku objektu. Na jedné straně je rampa vetknutá do železobetonového stěnového eliptického jádra, na vnější straně je lokálně podporována ocelovými sloupky ve vzdálenostech přibližně 1,9 m. Rampa je ve sklonu 8,27%.

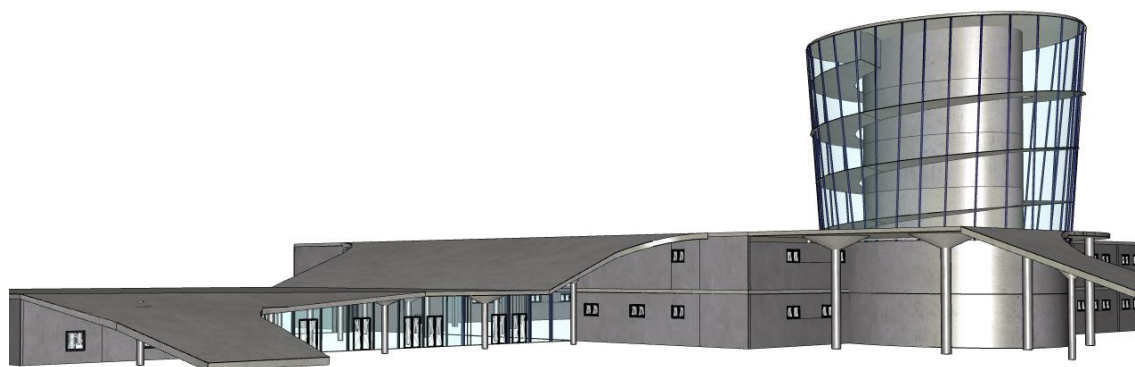
Desky jsou na rozhraní většiny dilatačních celků opatřeny kluznými dilatačními trny umožňující vodorovný posun konstrukce. Dilatační celky A až H jsou chráněny proti působení vlivů exteriéru, tedy větru, chladu, dešti, apod. Dilatační části I (I') a J (J') jsou celoročně vystaveny venkovnímu prostředí, nejsou tedy chráněny tepelnou izolací. Tvoří je opět vylehčené železobetonové desky lokálně podporované sloupy s hlavicemi s náběhy. Od okolních objektů jsou odděleny dilatačními profily s dilatačními trny. Některá místa nejsou však propojena vůbec, konstrukce zde pak působí pouze jako konzoly. Součástí venkovních celků jsou i části I' a J' - velké náběhové rampy ve sklonu 22° a 25°, které vedou na střechu objektu.

Návrh založení objektu byl řešen již v předmětu Projekt 4 a není součástí diplomové práce. Pro účely návrhu založení byl získán geologický profil podloží. Na pozemku vývojového centra jsou především navážky a jílovité zeminy. Vzhledem k nekvalitnímu podloží bylo založení objektu navrženo jako základová deska o tloušťce 500 mm lokálně podporovaná pilotami. Piloty byly umístěny pod sloupy a dále pod stěny výškové budovy dilatačního celku H. Cílem provedené analýzy bylo zajistit rovnoměrné sedání objektu tak, aby nemusela být vytvořena dilatační spára umožňující svislé pohyby mezi výškovou budovou a zbylou částí objektu.

Pro získání vnitřních sil byla základová deska modelována včetně pružných podpor reprezentujících piloty. Dle provedených výpočtů lze očekávat maximální sednutí konstrukce 5,7 mm pod sloupy a 4,4 mm v polích desky. Sednutí v oblasti výškové budovy je vzhledem k umístění pilot rovno maximálně 6 mm. Vypočtené sedání i rozdíl sedání mezi nižší částí konstrukce a výškovou budovou lze považovat za přijatelné a bez požadavku na dilataci umožňující svislý pohyb. Pro přibližnou představu konstrukce vývojového centra byl vytvořen 3D model budovy - obrázek 10 až 14.



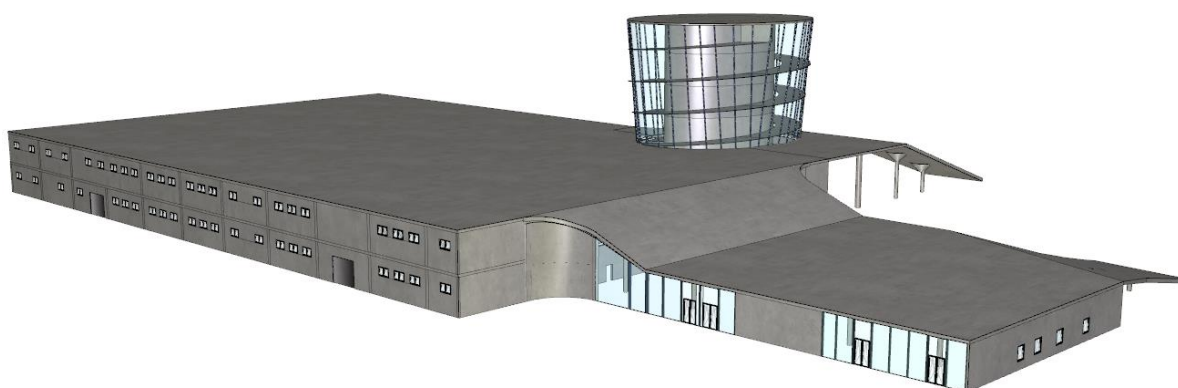
Obrázek 10
3D model řešeného objektu



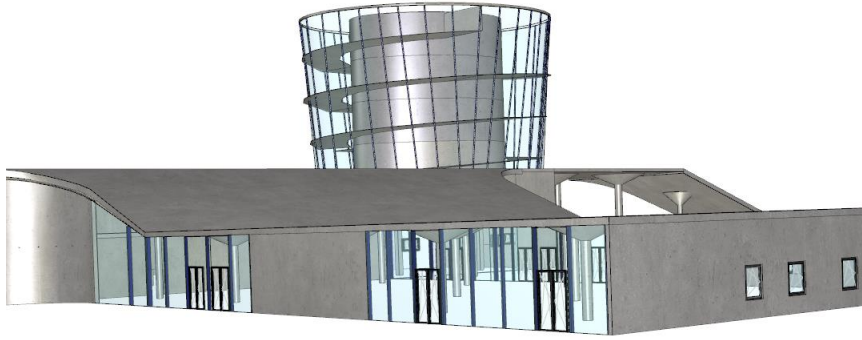
Obrázek 11
3D model řešeného objektu



Obrázek 12
3D model řešeného objektu



Obrázek 13
3D model řešeného objektu



Obrázek 14
3D model řešeného objektu

B.2. Volba materiálů a jejich charakteristiky

Diplomová práce je zaměřena na analýzu dilatačního celku A, který je celý chráněn proti vlivům vnějšího prostředí. Uvedeny jsou však materiály i pro ostatní dilatační celky včetně částí umístěných v exteriéru.

- **Ocel pro vyztužení železobetonových prvků: B500B**

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

- **Beton:**

- Pro desky v interiéru: C 40/50 (90 dní) – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 8 mm – S4

- Pro sloupy a stěny v interiéru: C 40/50 – XC1 (90 dní) – Cl 0,2 – D_{max} 16 mm – S4

- Pro desky v exteriéru: C 40/50 (90 dní) – XC3 – Cl 0,2 – D_{max} 8 mm – S4

- Pro sloupy v exteriéru: C 40/50 – XC3 (90 dní) – Cl 0,2 – D_{max} 16 mm – S4

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{40}{1,5} = 26,67 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk\,0,05} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd\,0,05} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_C} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 35 \text{ GPa}$$

- **Ocel pro sloupky: S235**

$$f_{o,k} = 235 \text{ MPa}$$

$$f_{o,d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{235}{1,0} = 235,00 \text{ MPa}$$

$$E_o = 210 \text{ GPa}$$

B.3. Krytí výztužez

- **Krytí výztuže pro stropní desky a stěny v interiéru**

$$c \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max(\emptyset_p, c_{min,dur}, 10) = \max(20, 10, 10) = 20 \text{ mm}$$

- $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$ (životnost 100 let, C40/50, XC1)

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

→ **Krytí výztuže $c = 30 \text{ mm}$**

- **Krytí výztuže pro sloupy v interiéru**

$$c \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max(\emptyset_p, c_{min,dur}, 10) = \max(20, 20, 10) = 20 \text{ mm}$$

- $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$ (životnost 100 let, C40/50, XC1)

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

→ **Krytí výztuže $c = 30 \text{ mm}$**

- **Krytí výztuže pro stropní desky v exteriéru**

$$c \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max(\emptyset_p, c_{min,dur}, 10) = \max(20, 20, 10) = 20 \text{ mm}$$

- $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$ (životnost 100 let, C40/50, XC3)

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

→ **Krytí výztuže $c = 30 \text{ mm}$**

- **Krytí výztuže pro sloupy v exteriéru**

$$c \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max(\emptyset_p, c_{min,dur}, 10) = \max(22, 25, 10) = 25 \text{ mm}$$

- $c_{\min, \text{dur}} = 25 \text{ mm}$ (životnost 100 let, C40/50, XC3)

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

→ **Krytí výztuže $c = 35 \text{ mm}$**

B.4. Návrh rozměrů stropní konstrukce

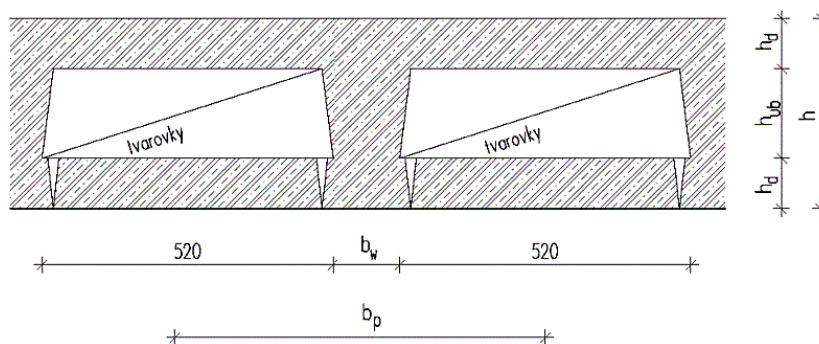
Vzhledem k větším rozpětím stropní konstrukce 11 m, jsou navrženy železobetonové vylehčené desky, které jsou převážně lokálně podepřené sloupy s kruhovými hlavicemi. Vylehčení desky je navrženo pomocí systémových plastových tvarovek U-boot [18]:

Dilatační celek A:

- Návrh vylehčení: Tvarovky 1× U-Boot 16
- Výška prvku bednění $h_{ub} = 160 \text{ mm}$
- Výška horní a spodní betonové desky: $h_d = 90 \text{ mm}$
- Výška celé ŽB vylehčené desky: $h_{vd} = 340 \text{ mm}$
- Tloušťka žebra = vzdálenost mezi tvarovkami bednění: $b_w = 120 \text{ mm}$
- Osová vzdálenost žeber: $b_p = 640 \text{ mm}$

Dilatační celek B - J:

- Návrh vylehčení: Tvarovky 1× U-Boot 20
- Výška prvku bednění $h_{ub} = 200 \text{ mm}$
- Výška horní a spodní betonové desky: $h_d = 90 \text{ mm}$
- Výška celé ŽB vylehčené desky: $h_{vd} = 380 \text{ mm}$
- Tloušťka žebra = vzdálenost mezi tvarovkami bednění: $b_w = 120 \text{ mm}$
- Osová vzdálenost žeber: $b_p = 640 \text{ mm}$

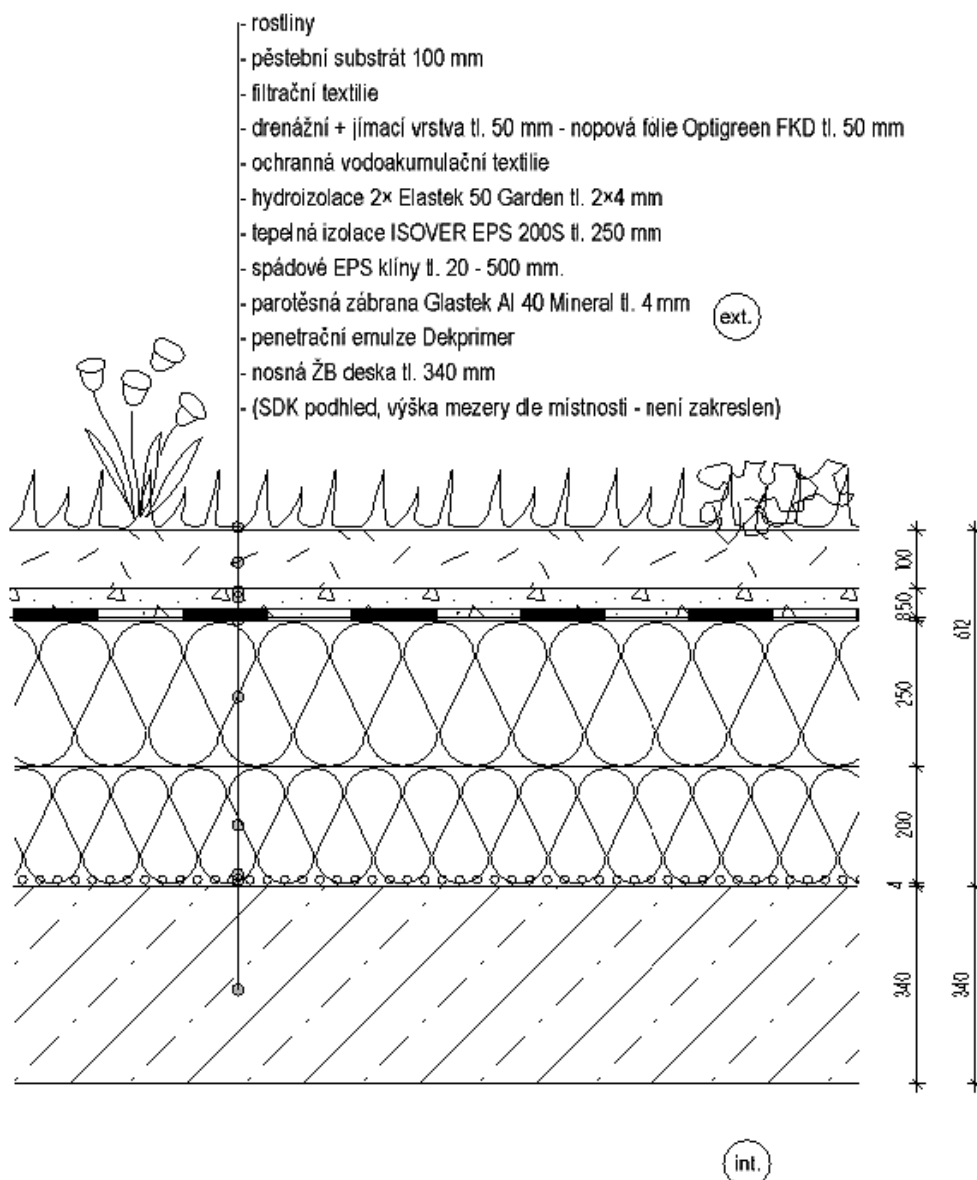


Obrázek 15

Řez vylehčenou stropní tabulí včetně vylehčujících tvarovek

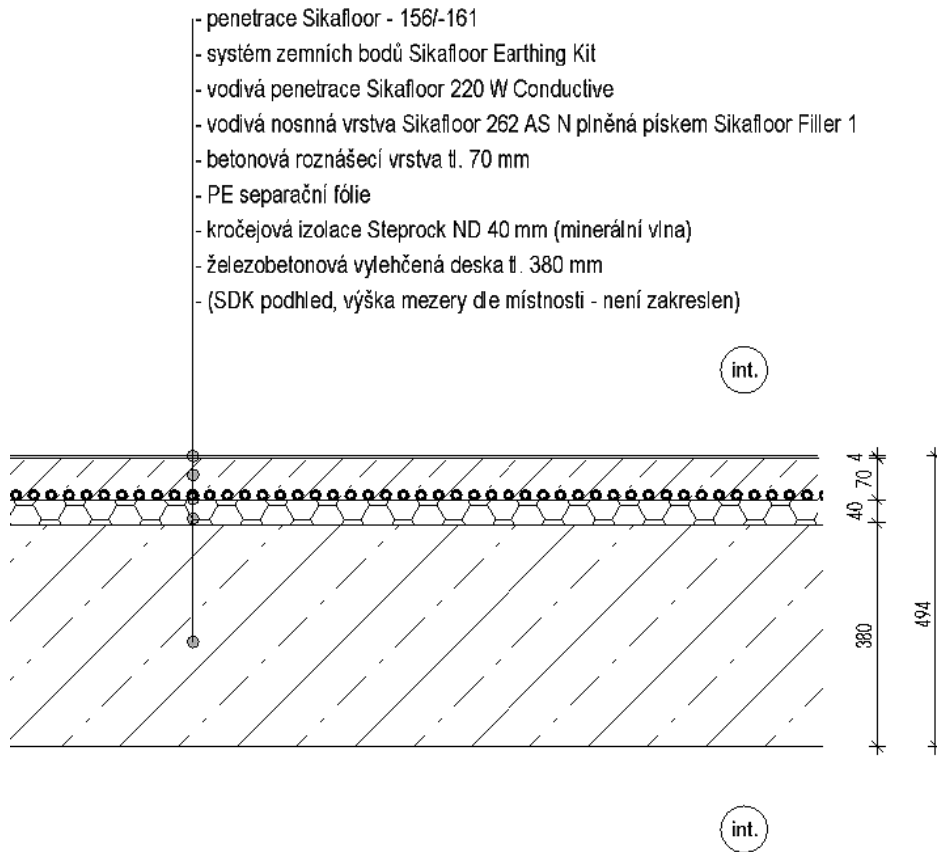
B.5. Skladby konstrukcí

Obrázky 16 až 18 znázorňují nejčastější skladby důležitých konstrukcí, které jsou dále uvažovány pro výpočet zatížení. Skladby na těchto obrázcích neobsahují SDK pohled, který je ve výpočtu zatížení uvažován v každé z místností.



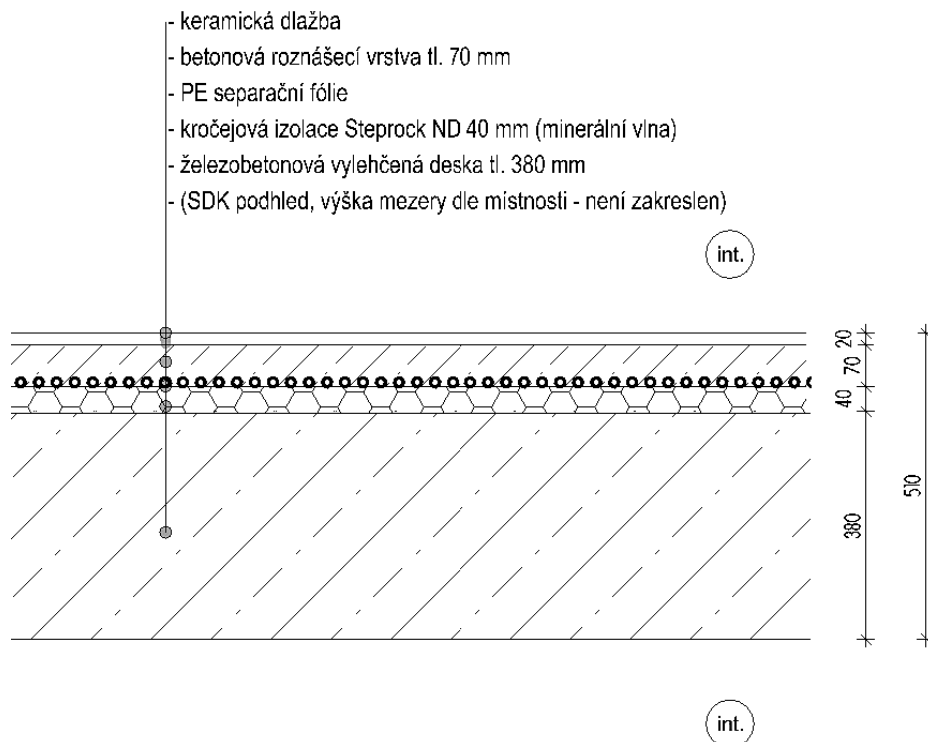
Obrázek 16

Skladba střešní desky s extenzivní vegetací



Obrázek 17

Skladba stropu 1.NP – místnosti výzkumu, zkoušek



Obrázek 18

Skladba stropu 1.NP v běžných místnostech – jídelna, atrium

B.6. Zatížení konstrukcí

B.6.1. Zatížení sněhem

Objekt je umístěn na okraji Mladé Boleslavi, která spadá do I. sněhové oblasti se zatížením $0,7 \text{ kN/m}^2$. Střecha je převážně plochá, některá místa ale dosahují sklonu 21 až 25° (náběhové rampy). Vzhledem k tomu, že celá plocha střechy je navržena jako extenzivní vegetační, nepředpokládá se sjiždění sněhu ani po nakloněných částech - vegetace sněh zadrží na místě. Zatížení je uvažováno pro celou plochu s hodnotou $0,56 \text{ kN/m}^2$ dle následujícího výpočtu:

$$s_k = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = \underline{\underline{0,56 \text{ kN/m}^2}}$$

- Zatížení sněhem: $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$
- Součinitel tepla: $C_t = 1,00$
- Součinitel expozice: $C_e = 1,00$
- Tvarový součinitel zatížení sněhem: $\mu_1 = 0,80$

B.6.2. Souhrn plošného zatížení

a) Stropní deska 1.NP – kanceláře, výzkum, obchod, jídelna, chodby

Stálé zatížení

Zatížení	výpočet	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba	19,5×0,02	0,39	1,35	0,53
Betonová mazanina	25×0,07	1,75	1,35	2,36
Kročejová izolace - minerální vlna	0,06	0,06	1,35	0,08
Podhled včetně instalací a osvětlení	0,40	0,40	1,35	0,54
Celkem ostatní stálé zatížení [kN/m ²]		$\Sigma g_{0,k} = \underline{\underline{2,60}}$		$\Sigma g_{0,d} = \underline{\underline{3,51}}$

Vlastní tíha vylehčené ŽB desky, tl. 380 mm	630 kN/m ²	6,30	1,35	8,51
Celkem veškeré stálé zatížení [kN/m ²]		$\Sigma g_k = \underline{\underline{8,90}}$		$\Sigma g_d = \underline{\underline{12,02}}$

Proměnné zatížení

zatížení	výpočet	q_k [kN/m ²]	$\gamma_Q \times \psi$	q_d [kN/m ²]
přemíst. příčky: $m \leq 3 \text{ kN/m}$ délky příčky	1,2 kN/m ²	1,20	1,50	1,80
užitné zatížení - kategorie C3	dle ČSN EN 1991-1-1	5,0	1,50	7,5
celkem proměnné zatížení [kN/m ²]		$\Sigma q_k = \underline{\underline{6,20}}$		$\Sigma q_d = \underline{\underline{9,30}}$

<i>Celkem veškeré návrhové zatížení</i>		$\Sigma g_d + \Sigma q_d =$	<u><u>21,42</u></u> kN/m ²
---	--	-----------------------------	--

b) Deska vegetační pochůzí střechy

Stálé zatížení - skladba střechy

Zatížení	výpočet	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Rostliny 10 kg/m ²	0,1	0,10	1,35	0,14
Pěstební substrát Liadrain 100 mm, 1200kg/m ² (<u>nasycený vodou</u>)	12×0,10	1,20	1,35	1,62
Filtrační textilie Optigreen Typ 105	-	-	1,35	-
Drenážní a jímací vrstva 50 mm	9×0,05	0,45	1,35	0,61
Nopová folie Optigreen FKD 50 BO 60 mm	8×0,0007	0,01	1,35	0,01
Ochranná vodoakumul. textilie Optigreen	-	-	1,35	-
Hydroizolace	0,09	0,09	1,35	0,12
Tepelná izolace+spádové klíny, prům. v ploše 370 mm	0,3×0,37	0,11	1,35	0,15
Parotěsná zábrana - Glastek Al 40 Mineral	0,045	0,05	1,35	0,06
Podhled včetně instalací a osvětlení	0,20	0,20	1,35	0,27
Celkem ostatní stálé zatížení [kN/m ²]		$\Sigma g_{0,k} = \underline{2,20}$		$\Sigma g_{0,d} = \underline{2,97}$
Vlastní tíha vylehčené ŽB desky, tl. 340 mm	594 kN/m ²	5,94	1,35	8,02
Celkem veškeré stálé zatížení [kN/m ²]		$\Sigma g_k = \underline{8,14}$		$\Sigma g_d = \underline{10,99}$

Proměnné zatížení

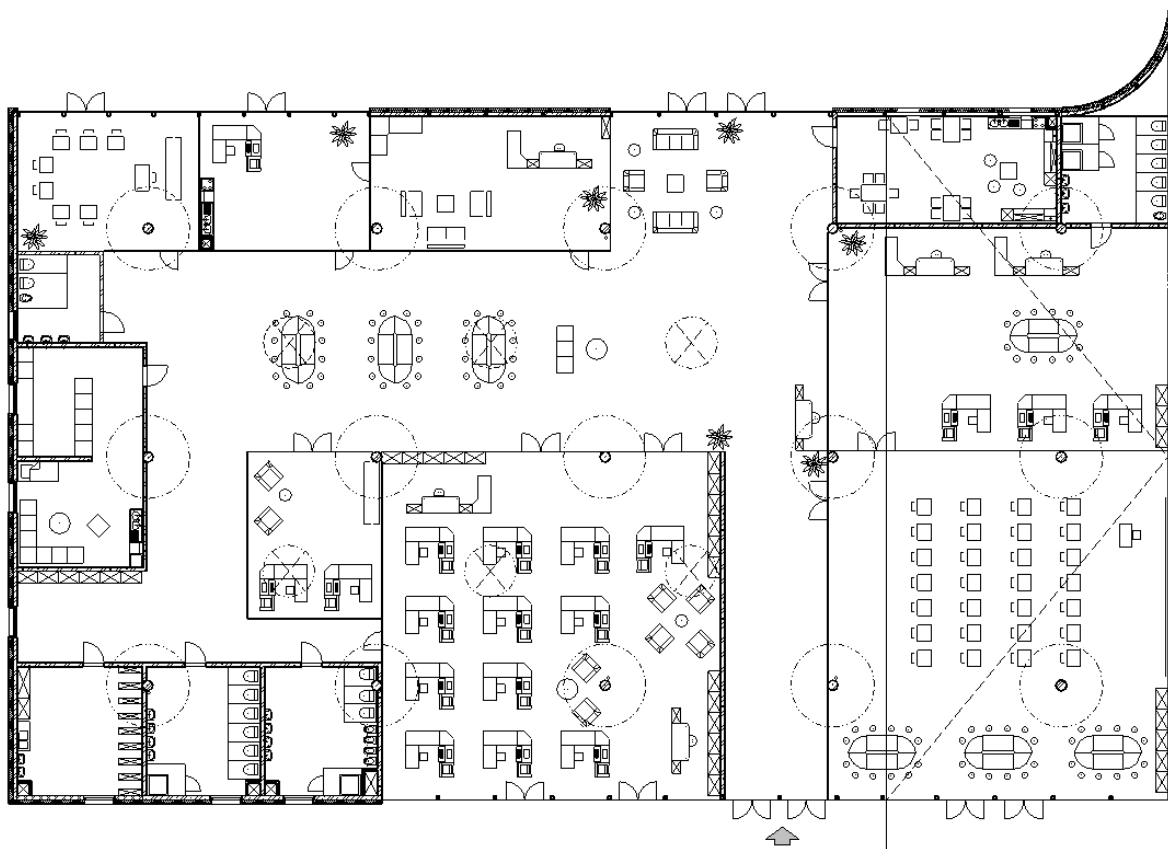
Zatížení	výpočet	q_k [kN/m ²]	$\gamma_Q \times \psi$	q_d [kN/m ²]
užitné zatížení kat. C3	dle ČSN EN 1991-1-1	5,0	1,50	7,5
sníh – Mladá Boleslav	0,56 kN/m ²	0,56	0,75	0,42
celkem proměnné zatížení [kN/m ²]		$\Sigma q_k = \underline{5,56}$		$\Sigma q_d = \underline{8,34}$
<i>Celkem veškeré návrhové zatížení</i>		$\Sigma g_d + \Sigma q_d =$		<u>18,91</u> kN/m²

Vzhledem k tomu, že jednotlivé plochy objektu spadají do jiné kategorie užitného zatížení, je vybrána nejméně příznivá z nich, a to kategorie zatížení C3 pro případ možnosti shromažďování lidí. Toto zatížení se předpokládá především na zelené střeše pro ojedinelé, avšak možné případy, například pro velké množství chodců na střeše během oslav příchodu nového roku, dnu otevřených dveří firmy, apod. Zatížení kategorie C3 dále může působit v prezentační místnosti, atriu, výstavních prostorách, apod.

C. ANALÝZA NOSNÉ KONSTRUKCE

DILATAČNÍHO CELKU A

Stejně jako ostatní dilatační celky, je i část A tvořena sloupovým systémem s lokálně podporovanou střešní deskou. Přibližně čtvrtina desky je navržena v podélném sklonu 21° . Tato nakloněná část propojuje střešní rovinu dilatačního celku A a B. Tyto dilatační celky jsou odděleny železobetonovou stěnou. Svislé podpory tvoří kruhové sloupy o průměru 500 mm , po obvodě je deska podepřena ocelovými sloupky $160/80/5$ a $2 \times \text{UPE } 140$ a místy železobetonovými stěnami tloušťky 200 mm . Železobetonové sloupy jsou zakončeny velkými náběhovými kruhovými hlavicemi o průměru 4 m a výšce $0,8\text{ m}$. Střešní deska je převážně vylehčena plastovými tvarovkami U-Boot. Deska plná (bez vylehčení) je navržena v okolí hlavic sloupů, na okrajích desky v blízkosti uložení na stěny a ocelové sloupky a také mezi vodorovnou a šikmou částí desky. Na obrázku 19 je zachycen půdorys s dispozicí řešeného dilatačního celku.



Obrázek 19

Půdorys dilatačního celku A - studie

C.1. Problematika objemových změn na staticky neurčité konstrukci

Dle revidované normy ČSN 73 1201 vydané v roce 2010 [7] je doporučeno bez výpočtu dělit monolitické skeletové konstrukce s okrajovými ztužujícími stěnami na dilatační celky o maximální délce přibližně 33 m. Podmínkou však zároveň je, že sloupy nesmějí svoji tuhostí příliš vzdorovat vodorovným účinkům. Dle normy ČSN EN 1992-1-1 je dokonce uváděn pouze obecně rozměr pro betonové konstrukce 30 m. Za výše popsáných podmínek není obecně nutné řešený objekt posuzovat na účinky objemových změn. Ne vždy je však vhodné konstrukce rozdělovat na menší celky, každá dilatační spára budovu prodražuje a bývá také častým místem poruch. Snahou projektanta by tedy mělo být návrh upravit tak, aby celků bylo co nejméně. U objektu vývojového centra podmínka velikosti dilatačních celků 33 m ani nižší ohybová tuhost sloupů dodrženy nebyly. Rozměr řešené části A je přibližně 33×56 m a navíc je jedna část desky nestandardně nakloněna. Z tohoto důvodu jsou pro návrh řešeného objektu zásadní právě objemové změny betonu. Jak je dále ukázáno, smršťování a teplotní změny vnášejí do nosných prvků v případě rozsáhlých konstrukcí se ztužujícími stěnami nezanedbatelná přídavná vnitřní pnutí.

V následujících kapitolách je vypočteno poměrné smršťování zvlášť pro vylehčené i plné části desek, pro sloupy a oblasti s hlavicemi a pro stěny o tloušťce 200 mm. Hodnoty jsou spočteny standardně dle normy ČSN EN 1992-1-1 a následně porovnány s hodnotami získanými na základě normy ČSN EN 1992-1-2 a dále dle pokročilejšího predikčního Modelu B3, Modelu B4 a B4s prof. Bažanta. U každé z metod je vždy uveden ukázkový výpočet pro vylehčenou desku (u normy ČSN EN 1992-1-1 i pro oblast hlavice) a výsledné hodnoty pro jednotlivé konstrukční prvky jsou vždy na konci kapitoly uvedeny v souhrnné tabulce.

C.2. Výpočet smršťování betonu dle ČSN EN 1992-1-1

Smršťování betonu je dle normy ČSN EN 1992-1-1 [1] vypočítáno pro všechny výše zmíněné prvky. Postup výpočtu je uveden pro desku vylehčenou a pro oblasti hlavic sloupů. Hodnoty poměrného smršťování pro ostatní prvky (plné desky, sloupy a stěny) jsou získány obdobně. Výpočet je již proveden v programu MS Excel, který byl vytvořen pro účely této práce.

Obvod průřezů u je pro výpočet smršťování střešních desek uvažován jako součet délek spodní i horní části. Předpokládá se, že difuzně minimálně propustná hydroizolace střešní desky je na konstrukci aplikována až po proběhnutí velké části smršťování vysycháním a tudíž může konstrukce vysychat u obou těchto povrchů. Pro částečné omezení smršťování je uvažován beton

se silně redukováným smrštěním, tedy s obsahem cementu s pomalým nárůstem pevnosti typu S. Pro navržený beton je dále odhadnuta průměrná pevnost v čase 28 dní, která dle normy ČSN EN 1992-1-1 přímo souvisí s poměrným smršťováním betonu i se součinitelem dotvarování. Pro takovéto betony je obvykle po 28 dnech dosaženo přibližně 70% průměrné pevnosti v tlaku:

$$f_{cm} = 0,7 \cdot f_{cm,C40/50} = 0,7 \cdot 48,0 = 34 \text{ MPa}$$

C.2.1. Poměrné smršťování vylehčených desek v interiéru

Životnost konstrukce: 100 let

Doba ošetřování betonu: 7 dní

Relativní vlhkost prostředí: 50%

Třída vysokopecního cementu: S

$$A_{kazit.} = 0,09 \cdot 1 \cdot 2 + 0,16 \cdot 0,12 = 0,1992 \text{ m}^2$$

$$u = 1 + 1 = 2 \text{ m}$$

a) Poměrné smršťování vysycháním

$$\varepsilon_{cd(t)} = \beta_{ds(t,t_s)} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,997 \cdot 0,851 \cdot 4,08 \cdot 10^{-4} = \underline{\underline{3,46 \cdot 10^{-4}}}$$

- $\beta_{ds(t,t_s)} = \frac{t-t_s}{t-t_s + 0,04\sqrt{h_0^3}} = \frac{100 \cdot 365 - 7}{100 \cdot 365 - 7 + 0,04\sqrt{199^3}} = 0,997$
- $h_0 = \frac{2A_{kazit.}}{u} = \frac{2 \cdot 0,1992}{2000} = 199 \text{ mm}$
- $k_h = 0,851$ (dle ČSN EN 1992-1-1 pro dané h_0)
- $\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \left[1 - \left(\frac{50}{100} \right)^3 \right] = 1,356$
- $\varepsilon_{cd(0)} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds,1}) \exp \left(-\alpha_{ds,2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} =$
 $= 0,85 \left[(220 + 110 \cdot 3) \exp \left(-0,13 \cdot \frac{34}{10} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1,356 = 4,08 \cdot 10^{-4}$
- $\alpha_{ds,1} = 3$; $\alpha_{ds,2} = 0,13$ (pro cement S)

b) Poměrné autogenní smršťování

$$\varepsilon_{ca(t)} = \beta_{as(t)} \cdot \varepsilon_{ca(\infty)} = 1,0 \cdot 10^{-4} \cdot 1 = \underline{\underline{1,0 \cdot 10^{-4}}}$$

- $\beta_{as(t)} = 1 - \exp(-0,2\sqrt{t}) = 1 - \exp(-0,2\sqrt{100 \cdot 365}) = 1,00$
- $\varepsilon_{ca(\infty)} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (40 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,75 \cdot 10^{-4}$

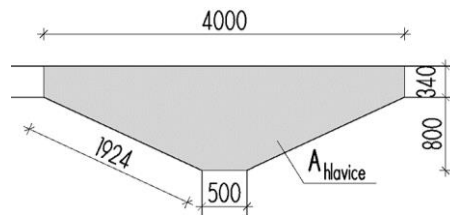
c) Celkové poměrné smršťování

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca(t)} + \varepsilon_{cd(t)} = 0,75 \cdot 10^{-4} + 3,46 \cdot 10^{-4} = \underline{\underline{4,21 \cdot 10^{-4}}}$$

C.2.2. Poměrné smršťování desky v oblasti hlavic sloupů v interiéru

$$A_{hlavice} = \frac{(4 + 0,5) \cdot 0,8}{2} + 4 \cdot 0,34 = 3,16 \text{ m}^2$$

$$u = 2 \cdot 1,924 + 4,0 = 7,848 \text{ m}$$



Obrázek 20

Uvažovaná plocha hlavice sloupu pro výpočet smršťování

d) Poměrné smršťování vysycháním

$$\varepsilon_{cd(t)} = \beta_{ds(t,t_s)} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,976 \cdot 0,700 \cdot 4,08 \cdot 10^{-4} = \underline{\underline{2,79 \cdot 10^{-4}}}$$

- $\beta_{ds(t,t_s)} = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04\sqrt{h_0^3}} = \frac{100 \cdot 365 - 7}{100 \cdot 365 - 7 + 0,04\sqrt{805^3}} = 0,976$
- $h_0 = \frac{2 \cdot A_{hlavice}}{u} = \frac{2 \cdot 3,16}{2 \cdot 7,85} = 805 \text{ mm}$
- $k_h = 0,700$ (dle ČSN EN 1992-1-1 pro dané h_0)

e) Celkové poměrné smršťování

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca(t)} + \varepsilon_{cd(t)} = 0,75 \cdot 10^{-4} + 2,79 \cdot 10^{-4} = \underline{\underline{3,54 \cdot 10^{-4}}}$$

Následující tabulka uvádí hodnoty poměrného smršťování dle normy ČSN EN 1992-1-1 pro všechny prvky dilatačního celku A.

Tabulka 1

Souhrn vypočtených hodnot poměrného smršťování pro jednotlivé prvky dle normy ČSN EN 1992-1-1

Typ prvku	Celkové poměrné smršťování ϵ_{cs} [-]
	ČSN EN 1992-1-1
Vylehčené desky	0,000421
Plné desky	0,000375
Oblasti hlavic sloupů	0,000354
Stěny tl. 200 mm	0,000420
Sloupy	0,000346

C.3. Výpočet smršťování dle normy ČSN EN 1992-1-2

Dále jsou pro porovnání vypočteny hodnoty dle normy pro mostní konstrukce ČSN EN 1992-1-2. Hodnoty jsou spočteny pomocí výpočetní pomůcky MS Excel, který autorce práce poskytl doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D (spolu s Ing. Janem Soškou jsou autory tohoto výpočetního programu). Tento program je v dalších kapitolách využit také pro výpočet dle Modelu B3, B4 a B4s. Hodnoty program počítá dle známých vztahů příslušící každé z metod.

čas - sledovaný okamžik:	t = 36500 [den]
stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení:	t ₀ = 58 [den]
doba ošetřování betonu:	t _s = 7 [den]
prům. válcová pevnost v tlaku ve 28 dnech:	f _{cm} = 34,0 [MPa]
plocha průřezu:	A _c = 1,99E+05 [mm ²]
obvod prvku vystavený okolnímu prostředí:	u = 2000 [mm]
relativní vlhkost okolního prostředí:	RH = 50,0 [%]
plnivo	křemenec ▼
třída cementu:	třída S ▼
DOTVAROVÁNÍ	$\varphi(t, t_0) = 3,492$ [-]
SMRŠŤOVÁNÍ	$\epsilon_{c,shr,tot}(t) = -840$ [$\cdot 10^{-6}$]

Obrázek 21

Zadávané hodnoty do programu a výsledná hodnota smršťování betonu dle ČSN EN 1992-1-2

Tabulka 2

Souhrn vypočtených hodnot poměrného smršťování pro jednotlivé prvky dle ČSN EN 1992-1-2

Typ prvku	Celkové poměrné smršťování ϵ_{cs} [-]
	ČSN EN 1992-1-2
Vylehčené desky	0,000840
Plné desky	0,000806
Oblasti hlavic sloupů	0,000630
Stěny tl. 200 mm	0,000840
Sloupy	0,000829

C.4. Výpočet smršťování dle predikčního Modelu B3

Jak již bylo v teoretické části uvedeno, Model B3 zahrnuje oproti Eurokódu více vstupních parametrů, především podstatný vliv vodního součinitele a množství cementu. Zásadní je tedy určit správně klíčové vstupní hodnoty, a to konkrétní recepturu betonu. Návrh receptury byl konzultován s panem Ing. Vladimírem Veselým a panem Ing. Stanislavem Smiřinským ze společnosti Betotech, s.r.o., kteří se vývoji technologie betonu věnují již řadu let a poskytli autorce práce velmi zajímavé a pro praxi cenné informace k této problematice.

S ohledem na snahu o minimalizaci smršťování betonu je receptura navržena s nízkým podílem cementu a s co nejnižším vodním součinitelem. Z dlouhodobých zkušeností je dnes známo, že i při použití silně vodoredukujících přísad není reálné pro velké plochy uvažovat menší množství záměsové vody než 160 l/m^3 . S tímto množstvím je zaručena efektivní zpracovatelnost čerstvého betonu i jeho zpracovatelnost po dobu nezbytně nutnou pro betonáž velkých dilatačních celků, jak je tomu u řešeného objektu vývojového centra. Pro betonáž méně rozsáhlých konstrukcí lze tuto hodnotu případně redukovat o 15%, tedy na 136 l/m^3 , to však není případ řešeného objektu.

Dále je v receptuře uvažováno s 80 až 120 kg popílku a s přísadami na bázi polykarboxalátu (super plastifikátory) v dávce 0,5 – 0,8% z hmotnosti cementu. Při dodržení takovéto receptury betonu lze očekávat hodnoty poměrného smršťování maximálně do $0,5 \text{ mm/m}$. Jak bylo již uvedeno, jedná se o beton se silně redukováným smrštěním (RRS).

Navržené základní složení betonu bylo získáno na základě rovnice absolutních objemů:

- Cement vysokopecní: CEM III/B-S 32,5 N⁸ – 335 kg/m^3
- Voda: 165 l/m^3 , tzn. vodní součinitel $w = 0,49$
- Kamenivo: 1720 kg/m^3
- Příměs popílku: 80 až 120 kg/m^3
- Superplastifikátory: 0,5 – 0,8 % z hmotnosti cementu

Ošetřování mladého betonu je předpokládáno standardní - skrápění jeho povrchu po dobu 7 dnů. Druh cementu je ve výpočtu dle Modelu B3 volen jako typ II, tedy cement s nízkým vývojem hydratačního tepla klasifikovaný dle ASTM⁹. Pro výpočet smršťování desky

⁸ Značení cementu – B = 21 až 35% příměsí, S = příměs vysokopecní strusky do cementu

⁹ ASTM - American Society for Testing and Materials – americká nezávislá organizace pro zkoušení materiálů a rozvoj norem

v oblasti náběhů hlavic sloupů je uvažována jako typ tvaru průřezu taktéž nekonečná deska. Důvodem je pozvolnost náběhů a tvar blížíci se nejvíce právě tvaru desky. Tvar průřezu sloupu je uvažován jako válec. Následující obrázky uvádějí zadávané parametry do výpočetního programu a výsledné hodnoty vylehčené desky. V závěru kapitoly je opět přehled s výslednými hodnotami poměrného smršťování pro jednotlivé prvky.

čas - sledovaný okamžik:	t =	36500 [den]
stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení:	t' =	58 [den]
doba ošetřování betonu:	t ₀ =	7 [den]
prům. válc. pevnost v tlaku ve 28 dnech (f _{cm}):	f _c =	34,0 [MPa]
plocha průřezu:	v =	1,99E+05 [mm ²]
obvod prvku vystavený okolnímu prostředí:	s =	2000 [mm]
relativní vlhkost okolního prostředí:	h =	50 [%]
druh cementu:		typ II
množství vody ve směsi:	w =	165 [kg/m ³]
množství cementu ve směsi:	c =	335 [kg/m ³]
množství kameniva ve směsi:	a =	1720 [kg/m ³]
způsob ošetřování:		normální
tvar průřezu:		deska
DOTVAROVÁNÍ	φ(t,t₀) =	3,283 [-]
SMRŠŤOVÁNÍ	ε_{e,shr,tot(t)} =	-527 [-10⁻⁶]

Obrázek 22

Zadávané hodnoty do programu a výsledná hodnota smršťování betonu dle Modelu B3

Tabulka 3

Souhrn vypočtených hodnot poměrného smršťování pro jednotlivé prvky dle Modelu B3

Typ prvku	Celkové poměrné smršťování ε _{cs} [-]
	Model B3
Vylehčené desky	0,000527
Plné desky	0,000524
Oblasti hlavic sloupů	0,000461
Stěny tl. 200 mm	0,000527
Sloupy	0,000526

C.5. Výpočet smršťování dle predikčního Modelu B4

Vzhledem k tomu, že Model B4 umožňuje zahrnout i vliv příměsí a přísad, ve výpočtu je uvažováno s příměsí popílku v množství 15-30% z hmotnosti cementu a s méně než 5% superplastifikátorů. Pro tato množství přídavných látek existují v Modelu B4 příslušní součinitelé, kterými se zohledňuje jejich účinek [17].

Výsledná hodnota poměrného smršťování vylehčené desky tloušťky 340 mm je dle Modelu B4 rovna 0,000373. Nízká hodnota byla dosažena zadáním konkrétní receptury RRS betonu. Během výpočtu bylo zjištěno, že při uvážení pouze základní receptury bez zohlednění příměsí a přísad bude výsledná hodnota smršťování 0,000371. V tomto případě má tedy podrobné zadání součinitelů příměsí a přísad minimální vliv na sledovanou objemovou změnu.

čas - sledovaný okamžik:	t =	36500 [den]	
stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení:	t'	58 [den]	
doba ošetřování betonu:	t ₀ =	7 [den]	
prům. válc. pevnost v tlaku ve 28 dnech (f _{cm}):	f _c =	34,0 [MPa]	
plocha průřezu:	V =	1,99E+05 [mm ²]	
obvod prvku vystavený okolnímu prostředí:	S =	2000 [mm]	
relativní vlhkost okolního prostředí:	h =	50 [%]	
teplota okolního prostředí:	T =	20 [°C]	
druh cementu:		typ II	
množství vody ve směsi:	w =	165 [kg/m ³]	
množství cementu ve směsi:	c =	335 [kg/m ³]	Součinitele pro přísady a příměsi:
množství kameniva ve směsi:	a =	1720 [kg/m ³]	Smršťování
teplota okolí v průběhu ošetřování:	T _{cur} =	20 [°C]	Dotvarování
tvář průřezu:		deska	x _{t_{cem}} 0,50 xp ₂ 0,72
tlakové napětí v betonu od zatížení:	s _c =	0,00 [MPa]	x _{e_{av, cem}} 0,90 xp ₃ 2,19
plnivo		křemenec	x _{r_{ew}} 0,82 xp ₄ 1,72
			x _{r_a} 1,25 xp ₅ 0,48

DOTVAROVÁNÍ	φ(t,t₀) = 3,724 [-]
SMRŠŤOVÁNÍ	ε_{c,shr,tot(t)} = -373 [-10⁻⁶]

Obrázek 23

Zadávané hodnoty do programu a výsledná hodnota smršťování betonu dle Modelu B4

Následující tabulka opět uvádí souhrn poměrného smršťování pro jednotlivé prvky. Hodnoty pro oblasti hlavic, sloupy a plné střešní desky jsou pouze orientační, jelikož tvůrci metody doporučují, aby byla použita pro prvky s poměrem plochy k obvodu menším než 120, což v případě uvedených prvků není dodrženo. Zajímavé tedy je, že metoda není určena například pro plné desky s tloušťkou větší než 240 mm.

Tabulka 4

Souhrn vypočtených hodnot poměrného smršťování pro jednotlivé prvky dle Modelu B4

Typ prvku	Celkové poměrné smršťování ε _{cs} [-]
	Model B4
Vylehčené desky	0,000373
Plné desky	0,000371
Oblasti hlavic sloupů	0,000368
Stěny tl. 200 mm	0,000373
Sloupy	0,000372

C.6. Výpočet smršťování dle predikčního Modelu B4s

Jako poslední predikční model byl pro porovnání zvolen zjednodušený Model B4s. Důvodem je možnost srovnání s komplexním modelem B4, především porovnání, do jaké míry může ovlivnit chování betonu úprava receptury oproti běžné směsi. Hodnoty pro sloupy, hlavice a střešní plné desky jsou opět pouze orientační.

čas - sledovaný okamžik:	t =	36500 [den]
stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení:	t' =	58 [den]
doba ošetřování betonu:	t ₀ =	7 [den]
prům. válc. pevnost v tlaku ve 28 dnech (f _{cm}):	f _c =	34,0 [MPa]
plocha průřezu:	V =	1,99E+05 [mm ²]
obvod prvku vystavený okolnímu prostředí:	S =	2000 [mm]
relativní vlhkost okolního prostředí:	h =	50 [%]
teplota okolního prostředí:	T =	20 [°C]
druh cementu:		typ II
teplota okolí v průběhu ošetřování:	T _{cur} =	20 [°C]
tvár průřezu:		deska
tlakové napětí v betonu od zatížení:	s _c =	0,00 [MPa]
plnivo		křemenec
DOTVAROVÁNÍ	φ(t,t₀) =	1,923 [-]
SMRŠŤOVÁNÍ	ε_{c,shr,tot}(t) =	-510 [·10⁻⁶]

Obrázek 24

Zadávané hodnoty do programu a výsledná hodnota smršťování betonu dle Modelu B4s

Tabulka 5

Souhrn vypočtených hodnot poměrného smršťování pro jednotlivé prvky dle Modelu B4

Typ prvku	Celkové poměrné smršťování ε _{cs} [-]
	Model B4s
Vylehčené desky	0,000510
Plné desky	0,000509
Oblasti hlavic sloupů	0,000466
Stěny tl. 200 mm	0,000551
Sloupy	0,000510

C.7. Porovnání predikčních metod

Z porovnání hodnot vypočtených na základě několika predikčních metod vyplývá, že pro prvky řešené konstrukce poskytuje norma ČSN EN 1992-1-2 nejvyšší hodnoty poměrného smršťování. Výsledky konkrétně dosahují 178 až 240% hodnot vypočtených dle normy

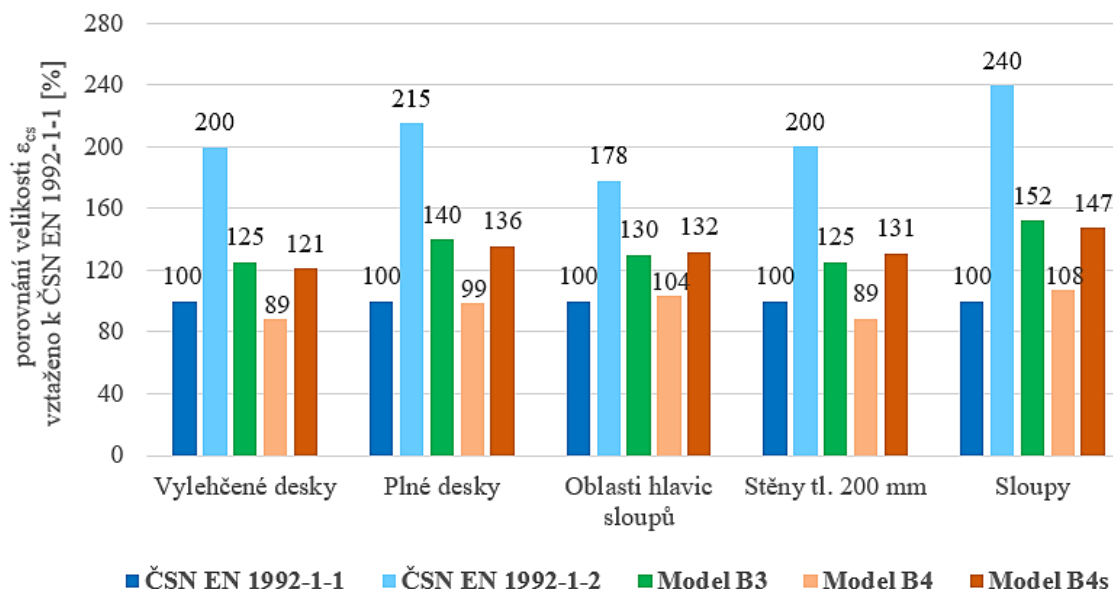
ČSN EN 1992-1-1. Na základě Modelu B4 lze naopak pro deskové prvky očekávat hodnoty přibližně o 10% nižší. Sloupy a oblasti hlavic by se však dle Modelu B4 deformovaly ve větší míře. Modely B3 a B4s poskytují velmi podobné hodnoty, které se rovnají 125 až 152% hodnot získaným na základě Eurokódu. Z porovnání Modelů B4 a zjednodušeného Modelu B4s je dále zřejmé, že zpřesněním receptury RRS betonu lze dle Modelu B4 snížit poměrné smršťování přibližně o třetinu. Model B4s tedy vždy uvažuje se standartní recepturou betonu, a proto je oproti podrobnějšímu Modelu B4 na straně bezpečnosti.

Následující souhrnná tabulka a graf porovnávají poměrné smršťování predikčních metod. Výsledky modelů jsou v grafu vztaženy k poměrnému smršťování dle normy ČSN EN 1992-1-1.

Tabulka 6
Porovnání hodnot poměrného smršťování důležitých predikčních metod

Typ prvku	Celkové poměrné smršťování ε_{cs} [-]				
	ČSN EN 1992-1-1	ČSN EN 1992-1-2	Model B3	Model B4	Model B4s
Vylehčené desky	0,000421	0,000840	0,000527	0,000373	0,000510
Plné desky	0,000375	0,000806	0,000524	0,000371	0,000509
Oblasti hlavic sloupů	0,000354	0,000630	0,000461	0,000368	0,000466
Stěny tl. 200 mm	0,000420	0,000840	0,000527	0,000373	0,000551
Sloupy	0,000346	0,000829	0,000526	0,000372	0,000510

Graf 1
Porovnání poměrného smršťování důležitých predikčních metod – vztaženo k ČSN EN 1992-1-1



Jak již bylo zmíněno, pro navrženou recepturu betonu s redukováním smršťováním lze obecně očekávat zkrácení prvků o maximálně 0,5 mm/m. Tyto hodnoty jsou splněny pouze na základě dvou predikčních metod, a to dle normy ČSN EN 1992-1-1 a dle Modelu B4. Přestože

je dnes Model B4 považován za jeden z nejpřesnějších postupů výpočtu poměrného smršťování, hodnoty přibližně $0,37 \text{ mm/m}$ jsou již velmi nízké i pro navržený RRS beton. Vzhledem k nejistotě kvality ošetřování betonu a proměnným klimatickým podmínkám nelze totiž zaručit, zda tato hodnota nebude překročena. Naopak ostatní metody poskytují mnohem vyšší, již nereálné hodnoty.

Fakt, že norma ČSN EN 1992-1-1 poskytuje velmi nízké hodnoty, přestože nezohledňuje propracovanou recepturu RRS betonu, potvrzuje závěr, že tato norma smršťování betonu obecně velmi podceňuje. Uvedená skutečnost byla již několikrát doložena řadou experimentálních měření v České republice i ve světě.

Z výše popsaných důvodů je pro další analýzu konstrukce určena míra smršťování betonu na $0,45 \text{ mm/m}$. Tato hodnota je stále menší než limitní smrštění pro navrženou recepturu betonu, ale zároveň připouští mírné odchylky v působení okolního prostředí (změny vlhkosti, teploty, povětrnostní podmínky, apod.). Výpočet tak bude na straně bezpečnosti. Hodnota je dále přepočtena na zatížení teplotou tak, aby mohl být vliv smršťování betonu zadán do výpočetního programu.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta T_{sh}$$

$$-0,000450 = 12 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta T_{sh} \quad \rightarrow \quad \Delta T_{sh} = \underline{\underline{-37,5^\circ\text{C}}}$$

Náhradní zatížení poklesem teploty $-37,5^\circ\text{C}$ reprezentující smršťování betonu je dále použito pro analýzu konstrukce vývojového centra.

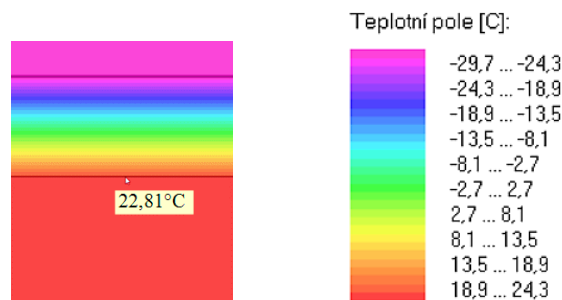
C.8. Zatížení změnou teploty

Práce je zaměřena zejména na účinky smršťování betonu, při návrhu výztuže nosné konstrukce nelze však opomenout ani objemové změny vznikající v důsledku teplotních rozdílů. Teplotní gradient je důležitým faktorem především u rozsáhlých objektů, jako je právě řešené vývojové centrum. Druhým z objemového zatížení působícího na železobetonové desky je tedy pokles teploty.

Maximální rozdíl teploty, který může během životnosti pro železobetonové desky $A - H$ nastat, je, pokud je uvažována minimální teplota interiéru 10°C v případě nárazového temperování prostor a maximální možná počáteční teplota 25°C pro betonáž v brzkých jarních měsících. Vlivem tepelné izolace objektu a standardnímu klimatizování prostor se zde nepředpokládají vyšší teploty. Pokud by vyšší teploty přesto nastaly, bude docházet k nabývání materiálu, které ve výpočtech není uvažováno. Společně se smršťováním

by se tato kladná a záporná objemová změna odečítala a naopak by působila pro konstrukci příznivě.

Maximální teplotní rozdíl působící na nosnou železobetonovou desku tedy činí přibližně -15°C . S touto hodnotou je uvažováno i dále při analýze objektu. Nerovnoměrnost teploty po tloušťce konstrukce není ve výpočtu dále zohledněna. Jak je patrné z obrázku 25, dle teplotního rozboru skladby střešního pláště v programu Area je při teplotě vnitřních prostor 25°C a venkovní extrémní teplotě -30°C maximální rozdíl teplot po tloušťce železobetonové desky pouze $1,49^{\circ}\text{C}$. Tato hodnota je v praxi pro návrh výztuže desky zanedbatelná.



Obrázek 25

Průběh teplot ve skladbě konstrukce při extrémní zimní teplotě -30°C .

C.9. Optimalizace výpočetního modelu dilatačního celku A

V následujících kapitolách je uveden postup optimalizace návrhu prostorového výpočetního modelu dilatačního celku A. Vzhledem k tomu, že na konstrukci působí svislé stálé a proměnné zatížení i zatížení objemovými změnami, je nezbytné model upravit tak, aby se vnitřní síly od jednotlivých zatěžovacích stavů po konstrukci přenášely co nejvěrněji realitě. Zpřesněna musí být především tuhost plné a vylehčené střešní desky a část modelu reprezentující sloupové hlavice, které podstatně zkracují rozpon stropních desek. Tyto prvky jsou podrobně řešeny v následujících kapitolách.

C.9.1. Výpočet náhradní tloušťky vylehčené desky

Vzhledem k tomu, že stropní, respektive střešní desky, jsou navrženy převážně jako vylehčené monolitické železobetonové desky, je nezbytné zadat do výpočetního programu správně jejich tuhost. Z tohoto důvodu je vypočtena náhradní tloušťka desky pro výpočet matice tuhosti a dále tloušťka pro výpočet zatížení vlastní tíhou, kterou program dopočítává samostatně. Pro vnitřní síly a deformace vylehčené desky je rozhodující její ohybová tuhost. Náhradní výška desky h_{tuhost} pro výpočet matice tuhosti je proto dopočtena z rovnosti momentu setrvačnosti kazetové desky a náhradní plné desky:

$$I_{y,kazet.bm} = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 90^3 + \frac{1}{12} \cdot 120 \cdot 160^3 + 2 \cdot 1000 \cdot 90 \cdot 120^2 = 0,002975 \text{ m}^4 / 1 \text{ bm}$$

$$I_{y,kazet.bm} = I_{y,p.ln \acute{a}}$$

$$I_{y,kazet.} = 0,002975 = \frac{1}{12} b \cdot h_{tuhost}^3 \quad \rightarrow \quad h_{tuhost} = \sqrt[3]{12 \cdot 0,002975} = 329,27 \text{ mm}$$

Náhradní tloušťka desky $h_{i\grave{t}ha}$ pro výpočet zatížení vlastní tíhou (cca 3 stojiny na 1 m² desky):

$$h_{i\grave{t}ha} = A_{kazet.} / b = (0,09 \cdot 2 \cdot 1 + 3 \cdot 0,12 \cdot 0,16) / 1 = 237,60 \text{ mm}$$

Výsledná matice tuhosti dopočtená programem Dlubal byla posléze překontrolována jednoduchými výpočty. Členy smykové a membránové tuhosti pro řešený případ nehrají významnou roli. Smyková tuhost by ovlivnila vnitřní síly a deformace především u vysokých nosníků, naopak membránová tuhost je významná u velmi tenkých desek. Klíčové jsou však již zmíněné členy ohybové tuhosti. Z následujících obrázků je zřejmé, že ručně vypočítané prvky ohybové tuhosti (žlutá pole matice na obrázku 26 a 28) jsou srovnatelné s maticí automaticky dopočtenou programem na základě zadané náhradní tloušťky desky h_{tuhost} obrázek 27. Vstupy charakterizující vylehčenou desku jsou tedy do programu zadány správně. Schéma míst dilatačního celku A s vylehčujícími tvarovkami je zachyceno na obrázku 29.

109 302	21 860	0	0	0	0	0	0
	109 302	0	0	0	0	0	0
		43 721	0	0	0	0	0
			1 960 000	0	0	0	0
				1 960 000	0	0	0
	sym.				12 395 833	2 479 167	0
					0	12 395 833	0
					0	0	2 625 000

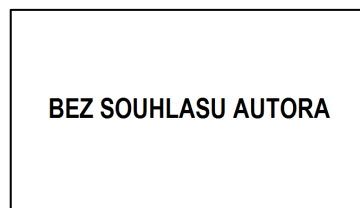
Obrázek 26

Matice tuhosti vylehčené desky dopočtená v programu MS Excel

D ₁₁ :	<input type="text" value="109184.000"/>	[kNm]	D ₁₂ :	<input type="text" value="21837.000"/>	[kNm]	D ₁₃ :	<input type="text" value="0.000"/>	[kNm]
			D ₂₂ :	<input type="text" value="109184.000"/>	[kNm]	D ₂₃ :	<input type="text" value="0.000"/>	[kNm]
						D ₃₃ :	<input type="text" value="43673.300"/>	[kNm]

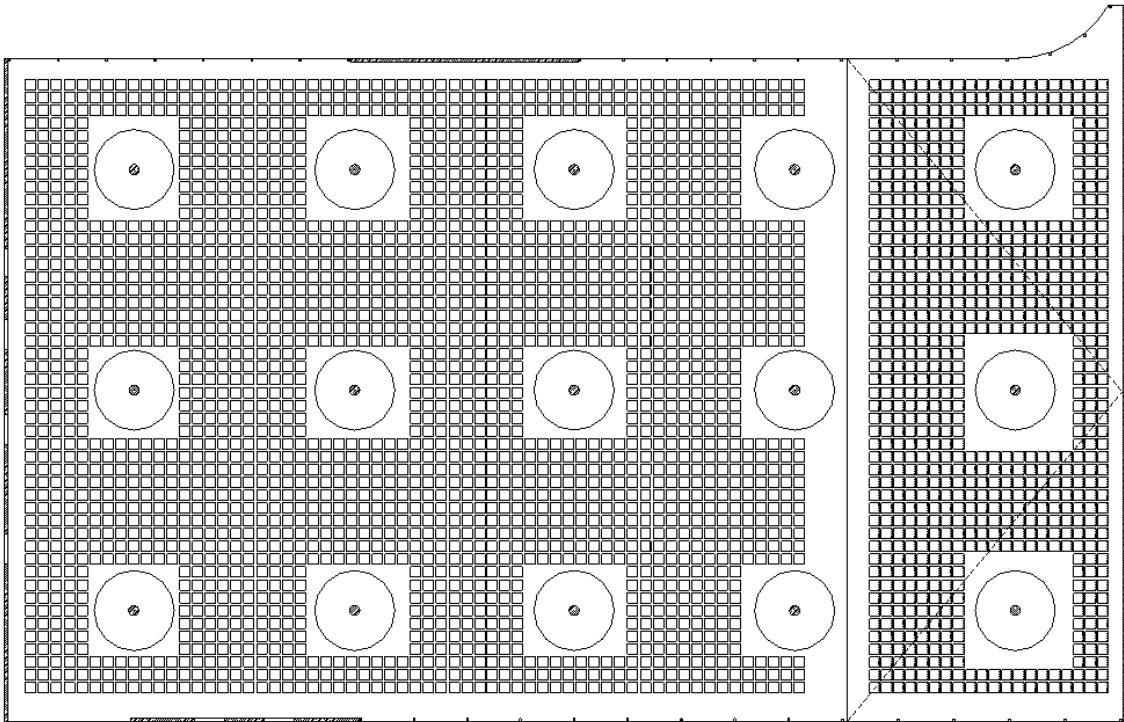
Obrázek 27

Členy ohybové tuhosti dopočtené programem Dlubal RFEM



Obrázek 28

Označení členů matice tuhosti programu Dlubal RFEM [30]

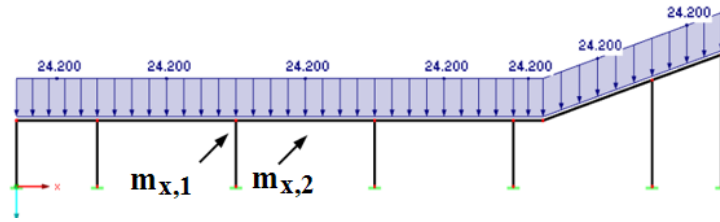


Obrázek 29

Vyznačení vylehčených částí desky, které jsou zadány i v prostorovém modelu

C.9.2. Odhad ohybových momentů na desce

Model dilatačního celku A je optimalizován na základě odhadnutí vnitřních sil na střešní desce, které jsou klíčové pro zpřesnění modelu. Vypočteny jsou přibližné hodnoty ohybových momentů ve střední části konstrukce ve směru x - momenty m_x . Momenty ve směru y jsou značně ovlivněny odlišností rozponu krajních a vnitřních polí v tomto směru a nejsou tudíž vhodné pro ověření ručním výpočtem. K získání ohybových momentů je využita zjednodušená metoda náhradních rámců dle ČSN EN 1992-1-1 a dle revidované ČSN 73 1201. Rámový výsek má šířku pole 11 m (tj. rozpon pole). Sloupový pruh je stejně jako střední pruh uvažován zjednodušeně o délce 1/2 rozpětí, tedy $l_s = 5,5$ m. Následující výpočet zohledňuje velké náběhové hlavice, které zkracují rozpon konstrukce. Účinná úložná plocha, na kterou se uvažuje přenos zatížení z desky, je vymezena komolým kuzelem s úhlem sklonu povrchových přímek 45° . Takto stanovená vzdálenost určuje účinný rozpon pole pro další výpočty ohybových momentů. Na konstrukci působí rovnoměrné zatížení skladbou střešní konstrukce $2,2 \text{ kN/m}^2$, tedy bez vlivu vlastní tíhy vylehčovaných a plných částí desky. Rámový výsek a místa ověřovaných ohybových momentů m_x , jsou zachycena na schématu níže.



Obrázek 30

Pomyslný rámový výsek se stálým zatížením [kN/m]

Liniové zatížení tíhou skladby střešní konstrukce: $g_k = 11 \cdot 2,2 = 24,20 \text{ kN/m}$

Přibližný rozpon pole s uvážením hlavic sloupů: $l_{eff} = 11 - 2 \cdot (0,25 + 0,8) = 8,90 \text{ m}$

Odhad nadpodporového momentu: $m_{x,1} = \frac{1}{12} \cdot g_k \cdot l_{eff}^2 = \frac{1}{12} \cdot 24,2 \cdot 8,90^2 = 159,74 \text{ kNm}$

Odhad momentu v poli: $m_{x,2} = \frac{1}{24} \cdot g_k \cdot l_{eff}^2 = \frac{1}{24} \cdot 24,2 \cdot 8,90^2 = 79,87 \text{ kNm}$

Rozdělení momentů v poli a nad podporou do sloupového pruhu: $m_{x,sl.} = m_x \cdot \omega$

Rozdělení momentů v poli a nad podporou do středního pruhu: $m_{x,stř.} = m_x \cdot (1 - \omega)$

- Pro kladný moment: $\omega = 0,6$
- Pro záporný moment: $\omega = 0,75$

Moment nad podporou:

$$m_{x,1,sl.}' = 159,74 \cdot 0,75 = 119,51 \text{ kNm/pruh}$$

$$m_{x,1,stř.}' = 159,74 \cdot (1 - 0,75) = 39,94 \text{ kNm/pruh}$$

Moment v poli:

$$m_{x,2,sl.}' = 79,87 \cdot 0,60 = 47,92 \text{ kNm/pruh}$$

$$m_{x,2,stř.}' = 79,87 \cdot (1 - 0,60) = 31,95 \text{ kNm/pruh}$$

Moment nad podporou na běžný metr:

$$m_{x,1,sl.} = \frac{m_{x,1,sl.}'}{l_s} = \frac{119,51}{5,5} = 21,73 \text{ kNm}$$

$$m_{x,1,stř.} = \frac{m_{x,1,stř.}'}{l_s} = \frac{39,94}{5,5} = 7,26 \text{ kNm}$$

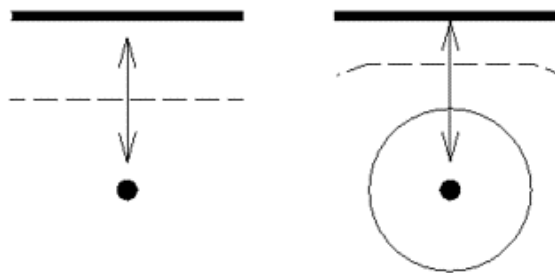
Moment v poli na běžný metr:

$$m_{x,2,sl.} = \frac{m_{x,2,sl.}'}{l_s} = \frac{47,92}{5,5} = 8,71 \text{ kNm}$$

$$m_{x,2,stř.} = \frac{m_{x,2,stř.}'}{l_s} = \frac{31,95}{5,5} = 5,81 \text{ kNm}$$

C.9.3. Optimalizace modelu hlavic sloupů

Jak již bylo dříve zmíněno, sloupy jsou opatřeny viditelnými kruhovými hlavicemi s náběhy. Jejich průměr je 4 m a výška ke spodní hraně desky 0,8 m. V prvním kroku byl vytvořen model dilatačního celku A s hlavicemi modelovanými jako prutové konstrukce. Vrchní části prutů byly uvažovány s rozšířením průřezu ve vrcholu (náběhem) dle obrázku 32. Takovýto model ovšem poskytuje nereálné vnitřní síly na střešních deskách. Z důvodu působení lokálních podpor prutovými prvky (středy hlavic) vznikají na desce větší průhyby a ohybové momenty neshodující se s předpokládanými momenty spočtenými na základě rámového výseku v předešlé kapitole. Vzhledem k přítomnosti hlavic by také sloupy měly přebírat z desek větší zatížení oproti prvotnímu modelu, což je způsobeno větší zatěžovací šířkou krajních sloupů, jak je naznačeno na obrázku 31.



Obrázek 31

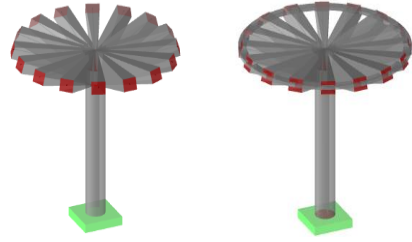
Změna zatěžovací šířky sloupu při uvážení hlavice

Z důvodu nepřesnosti prvotního modelu je nezbytné ustoupit od modelování hlavic jako přímých prutových konstrukcí a vytvořit jejich prostorový model, který zohlední zkrácení polí desek. Hlavice sloupů jsou tedy zkonstruovány jako 16 radiálně uspořádaných konzol s náběhem. Aby konzoly nezpůsobovaly extrémní lokální momentové špičky na desce, jsou propojeny lemujícím kruhovým žebrem, které reprezentuje souvislý okraj hlavice a rovnoměrněji tak podporuje střešní desku. Rozměry prutů hlavice byly voleny dle jejich reálných výškových rozměrů a tloušťky byly postupně optimalizovány tak, aby se ohybové momenty m_x co nejvíce blížily dříve vypočteným hodnotám na základě náhradního rámu. Současně byla v programu mírně zvýšena tíha betonu prvků hlavic tak, aby výslednice vnitřních sil prvotního modelu a nového zpřesněného modelu byly přibližně stejné. Důvodem původně nižší tíhy nově vytvořené konstrukce je modelování hlavic jako radiálně uspořádané konzoly, kde chybí hmota betonu mezi jednotlivými pruty, jak je tomu ve skutečnosti. Pokud by nebyla zvýšena hmotnost hlavic úpravou parametru materiálu, model by chybně poskytoval nižší normálové síly sloupů od vlastní tíhy. Model hlavice tvořený konzolami včetně ukázky

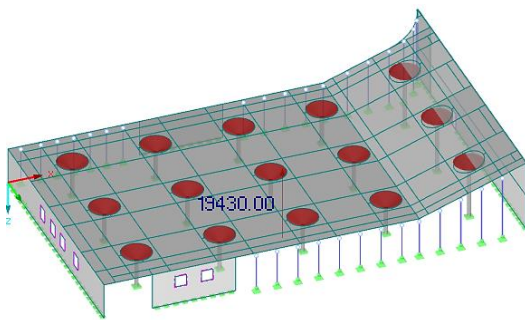
jejich propojení je zachycen na obrázku 33. Porovnání výslednice reakce prvotního a optimalizovaného modelu je zobrazeno na obrázku 34 a 35.



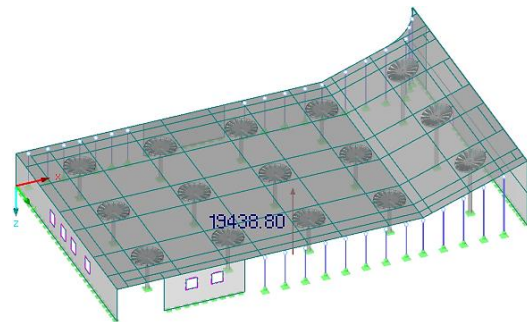
Obrázek 32
Prvotní model hlavice
prutový prvek s náběhem



Obrázek 33
Finální model hlavice - 16 radiálně uspořádaných konzol
(pouze konzoly a konzoly vyztužené okrajovým žebrem)



Obrázek 34
Celková tíha prvotního modelu [kN]



Obrázek 35
Celková tíha optimalizovaného modelu [kN]

Z následujících výstupů je zřejmé, že model byl zpřesněn tak, aby reálně zohlednil přítomnost kruhových hlavic. Dříve vypočtené ohybové momenty m_x z rámového výseku se přibližně shodují s vnitřními silami prostorového modelu. Jisté odlišnosti, především v mezipodporových momentech ve středním pruhu, jsou způsobeny velkým rozdílem rozponů přilehlých polí ve směru y .

Předpokládané hodnoty ohybových momentů ve sloupovém a středním pruhu vypočtené v kapitole C.6.2:

$$m_{x,1,sl.} = 21,73 \text{ kNm/m}$$

$$m_{x,2,sl.} = 8,71 \text{ kNm/m}$$

$$m_{x,1,stř.} = 7,26 \text{ kNm/m}$$

$$m_{x,2,stř.} = 5,81 \text{ kNm/m}$$

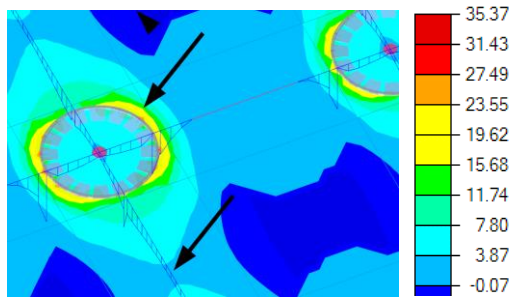
Přibližné průměrné hodnoty návrhových momentů vypočtených na 3D modelu metodou konečných prvků ve sloupovém a středním pruhu:

$$m_{x,1,sl.}^{3D} = 22,06 \text{ kNm/m}$$

$$m_{x,2,sl.}^{3D} = 7,89 \text{ kNm/m}$$

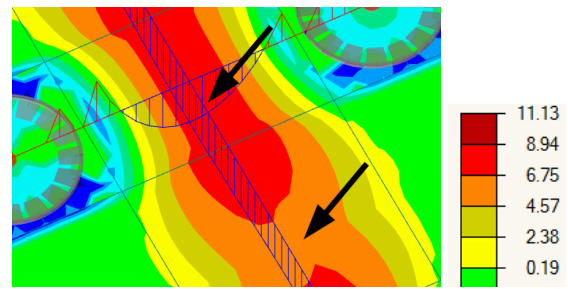
$$m_{x,1,stř.}^{3D} = 5,27 \text{ kNm/m}$$

$$m_{x,2,stř.}^{3D} = 7,16 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 36

Návrhové momenty m_x^- [kNm/m]

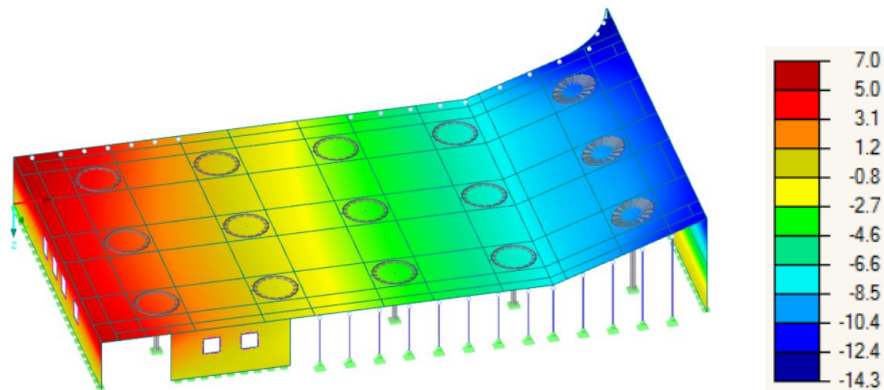


Obrázek 37

Návrhové momenty m_x^+ [kNm/m]

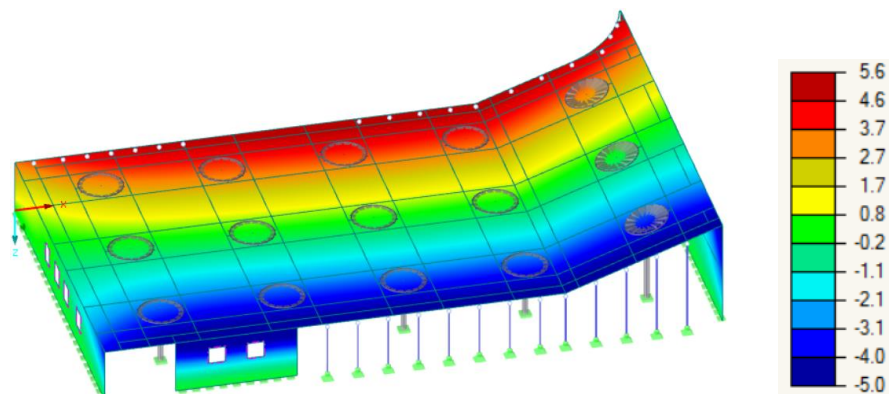
C.9.4. Ověření správnosti chování modelu při působení smršťování betonu

Vhodné je též zkontrolovat chování modelu při účincích objemových změn. Jak bylo možné očekávat, dle provedeného výpočtu metodou konečných prvků v programu Dlubal RFEM se nulové x -ové deformace desky nacházejí přímo na spojnici dvou protilehlých ztužujících stěn umístěných v podélném směru. Tento fakt je zapříčiněn těmito stěnami, které brání deformacím v rovině desky. Dále je patrné, že nulové y -ové deformace procházejí přibližně střední částí konstrukce. Umístění oblastí nulových deformací je jednou z kontrol správnosti proběhlého výpočtu při zatížení konstrukce smršťováním.



Obrázek 38

Deformace ve směru x od působení smršťování betonu [mm]



Obrázek 39

Deformace ve směru y od působení smršťování betonu [mm]

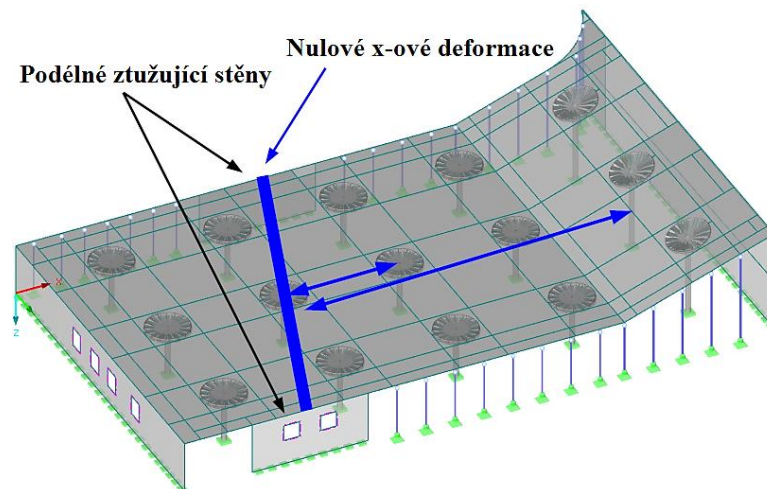
Dalším ověřením správnosti výpočtu metodou konečných prvků může být kontrola vnitřních sil, které vznikají na sloupech. Jak již bylo zmíněno, pokud vycházíme z předpokladu nulových *x-ových* deformací v pruhu propojujícím ztužující podélné stěny, v označených sloupech, např. S_1 a S_2 dle obrázku 40, jsou posouvající síly v jejich vrcholu rovné násobku jejich tuhosti k a příslušného posunu u_x . Posuny u_x pak závisejí na poměrné deformaci a vzdálenosti od tzv. nulového pruhu – pruh s nulovými *x-ovými* deformacemi. Tuhost sloupů je vypočtena pro model vetknutí – vetknutí. Délky řešených sloupů jsou uvažovány včetně 1/3 výšky hlavic (pomyslné místo vetknutí).

Sloup S_1 :

$$k_{S1} = \frac{12EI_{S1}}{l_{S1}^3} = \frac{12 \cdot 35,0 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,25^4\right)}{4,37^3} = 15475,7 \text{ kNm}$$

Sloup S_2 :

$$k_{S1} = \frac{12EI_{S1}}{l_{S1}^3} = \frac{12 \cdot 35,0 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,25^4\right)}{6,7^3} = 3821,8 \text{ kNm}$$



Obrázek 40

Vyznačení sloupů pro ověření správnosti výpočtu

Přibližné posuny hlavy sloupů od poměrného smršťování desky ve směru osy x a příslušné posouvající síly V_z :

Sloup S_1 : 3,3, 9,1

$$u_{x,S1} = \varepsilon_{cs} \cdot x_1 = 0,000450 \cdot 11000 = 4,95 \text{ mm}$$

$$V_{z,S1} = u_{x,S1} \cdot k_{S1} = 0,00495 \cdot 15475,7 = 76,60 \text{ kN}$$

Sloup S2:

$$u_{x,S2} = \varepsilon_{cs} \cdot x_2 = 0,000450 \cdot 33000 = 14,85 \text{ mm}$$

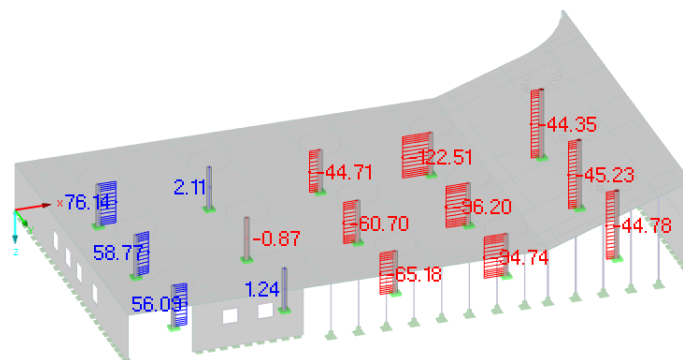
$$V_{z,S2} = u_{x,S2} \cdot k_{S2} = 0,01485 \cdot 3821,8 = 56,75 \text{ kN}$$

Porovnání přibližně vypočtených posouvajících sil s hodnotami získanými z výpočetního programu:

$$V_{z,S1} = 76,60 \text{ kN} \approx V_{z,S1}^{3D} = 60,70 \text{ kN}$$

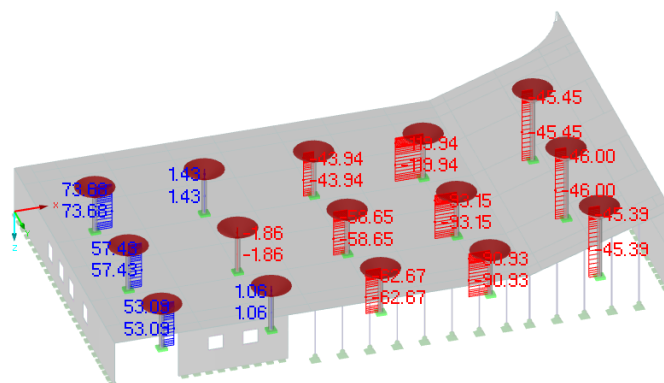
$$V_{z,S2} = 56,75 \text{ kN} \approx V_{z,S2}^{3D} = 45,23 \text{ kN}$$

Pokud porovnáme přibližně vypočtené hodnoty posouvajících sil a síly získané z výpočetního programu (obrázek 41), je zřejmé, že hodnoty jsou velmi podobné. Mírné odlišnosti vnitřních sil jsou způsobeny tím, že konstrukce brání volné deformaci (stěny, relativně ohybově tuhé sloupky) a zjednodušeně vypočtené posuny jsou tedy ve skutečnosti menší. Pro přibližné ověření však takovýto výpočet postačí. Pro porovnání jsou níže uvedeny i posouvající síly V_z prvotního modelu s prutovými hlavicemi. Pozitivní je, že hodnoty ve velké míře korespondují s optimalizovaným modelem. Ohybová tuhost sloupů ve vodorovném směru x a y původního modelu může být totiž vzhledem k přesnosti tvaru hlavic považována za správnou.



Obrázek 41

Posouvající síly V_z sloupů od působení smršťování betonu – optimalizovaný model dilat. celku A [kN]



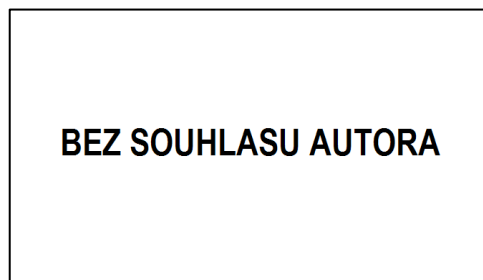
Obrázek 42

Posouvající síly V_z sloupů od působení smršťování betonu – prvotní model dilatačního celku A [kN]

Jednoduchými ověřeními bylo zjištěno, že postupně zpřesněný model zatížený svislým zatížením i objemovými změnami, poskytuje reálné hodnoty vnitřních sil. Model dilatačního celku A tedy můžeme považovat za vhodný k další analýze a návrhu výztuže jednotlivých prvků.

C.9.5. Vliv otvorů v deskách na velikost vnitřních sil od zatížení poměrným smršťováním

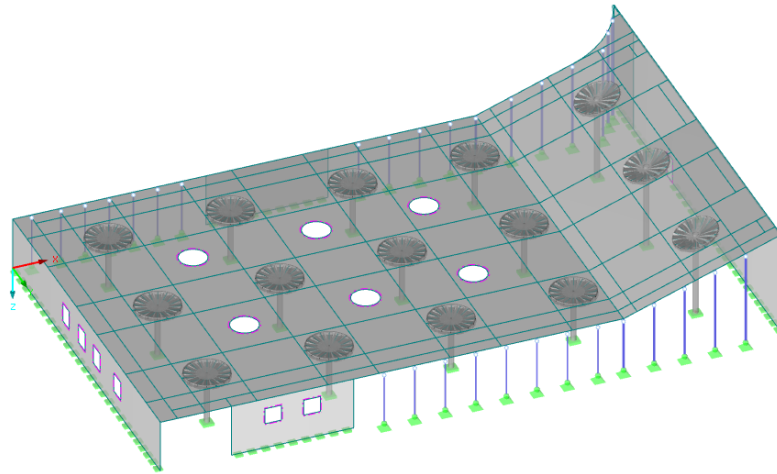
Pro tak rozsáhlý objekt je vhodné navrhnout do střešní roviny světlíky tak, aby co nejvíce přispěly k osvětlení interiéru a zároveň co nejméně narušovaly statické působení konstrukce. Podobně tomu bylo také u výše zmiňovaného objektu *Factory in the Earth*, jak je vidět na snímku vegetační střechy na obrázku 43.



Obrázek 43

Umístění světlíků v objektu Factory in the Earth – vždy přibližně v polovině rozpětí polí [29]

V desce dilatačního celku A vývojového centra bylo navrženo 6 kruhových světlíků o průměru 2,5 m. Umístěny byly do přibližně středních částí polí tak, aby odpovídaly dispozici interiéru. Jak je vidět na obrázku 44, tyto otvory byly posléze přidány i do výpočetního modelu. Z provedeného výpočtu se ukázalo, že přestože otvory mají poměrně velké rozměry, na vnitřní síly všech prvků konstrukce mají při zatížení objemovými změnami zanedbatelný význam. Mírně byly sníženy hodnoty ohybových momentů na sloupech, a to přibližně o 5%. Konstrukce se však i se světlíky stále smršťuje jako celek stejným způsobem a ve srovnatelném rozsahu jako bez nich. Vnitřní síly od objemových změn se tedy na konstrukci po uvážení otvorů znatelně nesníží. Vzhledem k příznivému umístění světlíků do středních částí polí však otvory konstrukci při svislém zatížení do jisté míry ulehčí. Umístěním světlíků do všech velkých polí příznivě ovlivní velikosti ohybových momentů desky a přispějí ke snížení jejich průhybů. Finální model konstrukce dilatačního celku A včetně střešních otvorů je zachycen na obrázku 44.



Obrázek 44

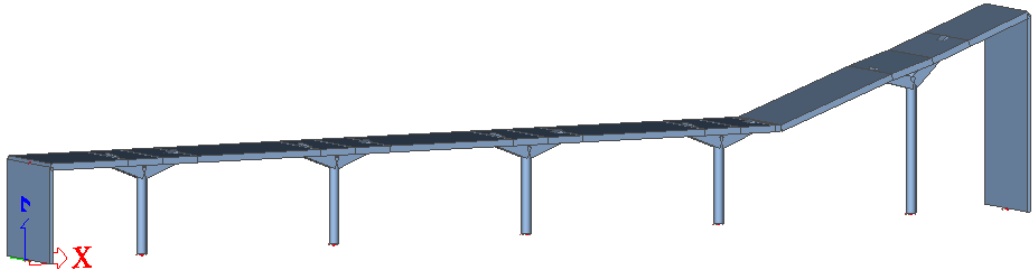
Konečný výpočetní model dilatačního celku A

C.9.6. Snížení výsledného poměrného smršťování působením dotvarování

Nyní, když je vytvořen finální model konstrukce, je vhodné zpřesnit hodnoty poměrného smršťování. Jelikož je smršťování betonu časově závislý jev, v průběhu životnosti konstrukce jeho hodnota sice narůstá, ovšem jeho účinky jsou ovlivněny dotvarováním betonu. Přibližnou velikost reálné hodnoty poměrného smršťování na konci životnosti objektu lze získat na základě časově závislého výpočtu (TDA¹⁰). Pro tento výpočet je použit program Scia Engineer, který umožňuje rozboru konstrukcí včetně vlivu časově proměnného smršťování a dotvarování betonu.

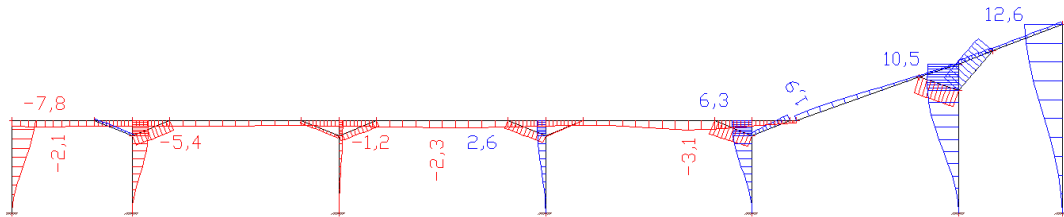
Konstrukce je v programu modelována jako rámový výsek vedený sloupovým pruhem střední částí dilatačního celku - obrázek 45. Hlavice sloupů jsou modelovány vždy jako dvě protilehlé vzpěry. Jejich rozměr byl iteračně upraven tak, aby okamžité deformace od působícího zatížení smršťováním byly na rámu srovnatelné s deformacemi prostorové konstrukce (pro porovnání bez střešních otvorů) – obrázek 46 a 47. Mírné odlišnosti deformací šikmé desky jsou způsobeny tím, že 2D rámový výsek nezohledňuje přítomnost ztužujících podélných stěn, které posouvají místo nulových deformací směrem do levé části konstrukce, tedy blíže k podélným ztužujícím stěnám. Vylehčené části desky jsou dále na rámu zohledněny úpravou jejich tloušťky dle kapitoly C.6.1.

¹⁰ TDA - Time Dependent Analysis - časově závislá analýza



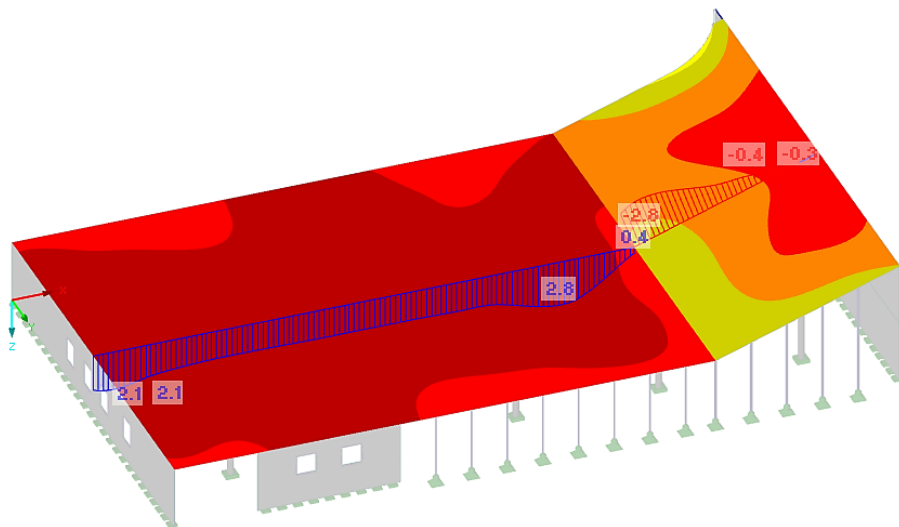
Obrázek 45

Model rámového výseku pro časově závislou analýzu



Obrázek 46

Svislé deformace od smršťování (-37,5°C) - lineární výpočet na rámovém výseku



Obrázek 47

Svislé deformace od smršťování (-37,5°C) - lineární výpočet prostorového modelu

V současné verzi programu lze na konstrukci aplikovat účinky smršťování betonu dle normy ČSN EN 1992-1-1 nebo dle normy pro mostní konstrukce ČSN EN 1992-1-2. Pro výpočet je vybrána norma pro mostní konstrukce, jelikož poskytuje přesnější průběh součinitele dotvarování. Aby bylo smršťování na konci životnosti rovno předpokládané hodnotě $0,45 \text{ mm/m}$, v zadání parametrů je navýšena vlhkost okolního prostředí na 71,4% a z důvodu zvýšení součinitele dotvarování je upraven výběr cementu na typ *R*. Jak je vidět z výpočtu na obrázku 48, dle normy ČSN EN 1992-1-2 se desky při vlhkosti 71,4% a s typem cementu *R* smršťují na konci životnosti správně a součinitel dotvarování dosahuje reálné hodnoty přibližně 2,5.

čas - sledovaný okamžik:	t =	36500 [den]
stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení:	t ₀ =	58 [den]
doba ošetřování betonu:	t _s =	7 [den]
prům. válcová pevnost v tlaku ve 28 dnech:	f _{cm} =	34,0 [MPa]
plocha průřezu:	A _c =	1,81E+06 [mm ²]
obvod prvku vystavený okolnímu prostředí:	u =	11658 [mm]
relativní vlhkost okolního prostředí:	RH =	71,4 [%]
plnivo		křemenec
třída cementu:		třída R
DOTVAROVÁNÍ	$\varphi(t, t_0) =$	2,476 [-]
SMRŠŤOVÁNÍ	$\varepsilon_{c,shr,tot}(t) =$	-450 [-·10⁻⁶]

Obrázek 48

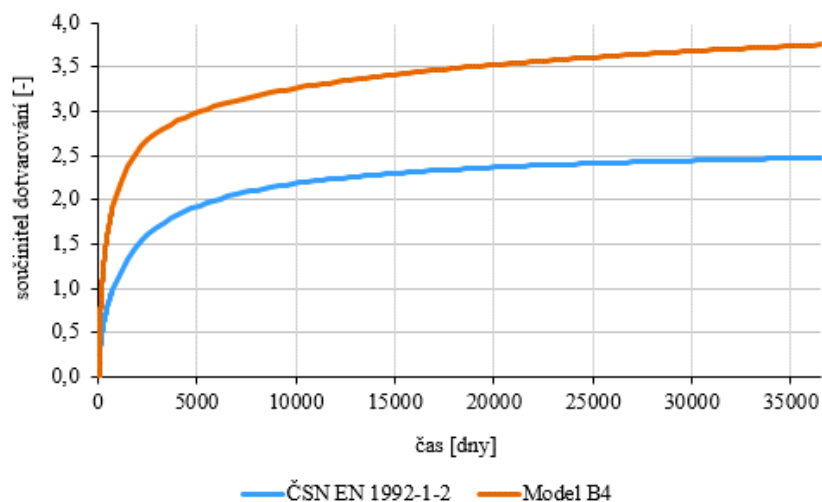
Výpočet poměrného smršťování dle ČSN EN 1992-1-2 se zvýšenou vlhkostí a změnou typu cementu

Pro porovnání zvolené normy ČSN EN 1992-1-2 a pokročilejšího Modelu B4 je dále uveden graf závislosti součinitele dotvarování na čase. Z porovnání je patrné, že norma pro mostní konstrukce nemá ani při výběru typu cementu R a upravené vlhkosti 71,4% tak rychlý počáteční nárůst součinitele dotvarování jako Model B4, který vychází z novějších experimentálních měření. Pokud by byl v parametrech ponechán skutečný typ cementu s pomalým nárůstem pevnosti S a vyšší součinitel dotvarování (dle ostatních predikčních metod přibližně rovný 3,3), smršťování by mělo dle této normy na sloupech nereálné dokonce několikanásobně menší účinky a vliv této objemové změny by tak mohl být hrubě podceněn.

Graf 2

Graf závislosti součinitele dotvarování na čase

Porovnání Modelu B4 a ČSN EN 1992-1-2 s úpravou parametrů pro TDA (cement R, RH = 71,4%)

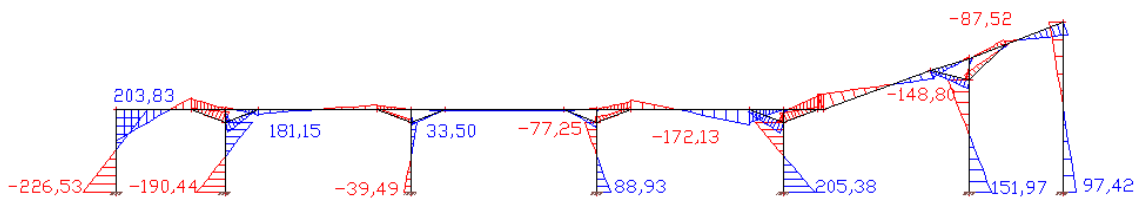


Jak již bylo uvedeno, rozhodujícím prvkem pro účinky smršťování jsou sloupy, pro které je výpočet s nižším součinitelem dotvarování na straně bezpečnosti. Nižší součinitel dotvarování

vede k vyššímu modulu pružnosti a tím i k vyšším hodnotám ohybových momentů na sloupech. Výběr normy ČSN EN 1992-1-2 je tedy i přes některé nepřesnosti výpočtu pro orientační odhad redukce výsledného smršťování dostačující a bezpečný.

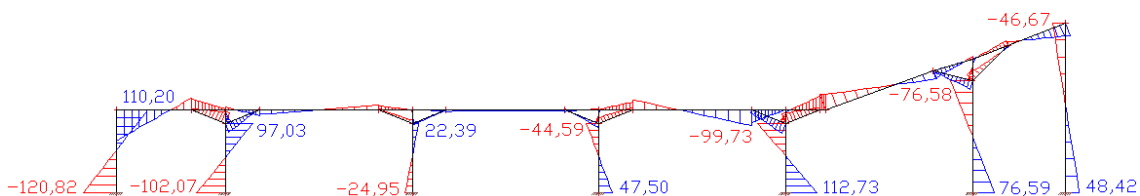
Podstatné pro TDA výpočet je stanovit jednotlivé fáze výstavby. Vodorovný posun je výpočetnímu modelu umožněn po 5 dnech od betonáže, tedy po odbednění konstrukce. Vzhledem k pomalému nárůstu pevnosti betonu jsou ponechány podpůrné stojky bránící svislé deformaci až do doby 58 dnů. Optimálně by se konstrukce měla ponechat podepřena až 84 dnů, ovšem po 2 měsících bude již garantována pevnostní třída betonu C30/37. S takovou pevností a při zatížení pouze vlastní tíhou již konstrukce vyhoví z hlediska MSÚ a především budou ušetřeny náklady na zapůjčení stropních podpěr. Po 84 dnech již bude garantována finální pevnostní třída betonu C40/50 a konstrukce by tak mohla být dále zatížena ostatním stálým a proměnným zatížením.

Na obrázcích 49 a 50 je možné porovnat rozdíly mezi časově závislým výpočtem a výsledky standardního výpočtu, kdy je celý model zatížen náhradní teplotou reprezentující smršťování betonu $-37,5^{\circ}\text{C}$. Jak již bylo zmíněno, rozhodujícími prvky pro účinky smršťování jsou sloupy, na kterých vznikají díky objemovým změnám velké vnitřní síly. Z porovnání hodnot sloupových ohybových momentů vyplývá, že časově závislý výpočet poskytuje výsledky o velikosti přibližně 53% hodnot vypočtených na základě standardního lineárního výpočtu. Prostorový model dilatačního celku A je tedy vhodné zatížit náhradním zatížením, které bude nižší než dříve spočítaná změna teploty $-37,5^{\circ}\text{C}$. Pokud by na konstrukci působila tato původní hodnota odpovídající smršťování $0,45\text{ mm/m}$, chování konstrukce by nebylo reálné a řada prvků by byla vyztužena neekonomicky.



Obrázek 49

Momenty M_y – lineární výpočet při zatížení poměrným smršťováním, resp. teplotou $-37,5^{\circ}\text{C}$



Obrázek 50

Momenty M_y – časově závislý výpočet s vlivem dotvarování betonu

Snížená hodnota poměrného smršťování je odvozena z poměru ohybových momentů vypočtených časově závislým výpočtem a lineárním výpočtem. Poměrné smršťování, respektive náhradní zatížení poklesem teploty, je redukováno na přibližnou hodnotu tohoto poměru, tedy na 55%. Výsledným poklesem teploty $-20,63^{\circ}\text{C}$ je následně zatížen prostorový model dilatačního celku A.

Snížená hodnota poměrného smršťování: $\varepsilon_s' = \varepsilon_s \cdot 0,55 = 0,00045 \cdot 0,55 = 0,000248$

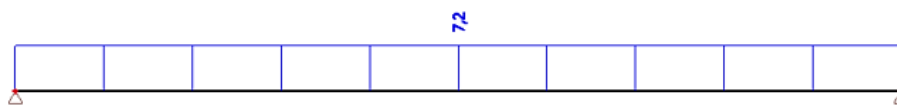
Náhradní snížená teplota pro smršťování: $\Delta T = -\frac{\varepsilon_s'}{\alpha} = -\frac{0,000248}{12 \cdot 10^{-6}} = \underline{\underline{-20,63^{\circ}\text{C}}}$

Obdobně je zjištěna teplota působící na ztužující stěny. Stěny jsou modelovány jako neposuvně uložené pruty o rozměrech odpovídajících jejich velikosti, tedy $0,2 \times 4,9 \text{ m}$. V modelu je zabráněno svislé deformaci po celou dobu životnosti konstrukce. Takto vytvořený 2D model tedy simuluje pevně vetknutou stěnu do základové desky. Na obrázku 51 je uvedeno napětí v nosníku (stěně) při lineárním výpočtu a zatížení konstrukce poklesem teploty reprezentující smršťování betonu $0,45 \text{ mm/m}$. Na obrázku 52 je zachyceno působící napětí v nosníku na konci životnosti vypočtené časově závislým výpočtem. Z porovnání je zřejmé, že lze očekávat srovnatelnou velikost výsledného smršťování jako u rámového výseku, tedy snížení vypočtené hodnoty $-37,5^{\circ}\text{C}$ na přibližně 55%. Stěny tedy budou zatíženy též hodnotou $-20,63^{\circ}\text{C}$.



Obrázek 51

Napětí v modelu ztužující stěny – lineární výpočet při zatížení smršťováním, resp. teplotou $-37,5^{\circ}\text{C}$



Obrázek 52

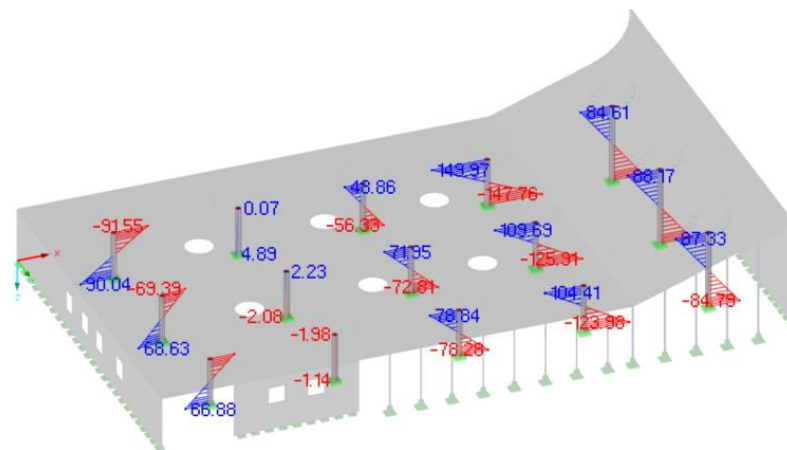
Napětí v modelu ztužující stěny – časově závislý výpočet s účinkem dotvarování betonu

C.9.7. Vliv smršťování betonu na dilatační celek A

Již v předešlých kapitolách byly zmíněny některé účinky smršťování betonu na řešeném dilatačním celku. Jak bylo uvedeno, u takto rozsáhlého objektu se vlivem objemových změn, a to především vlivem stále probíhajícího smršťování betonu, vnáší do konstrukce velké deformace a s nimi spojené vnitřní síly. Tyto síly mohou pro některé prvky konstrukce znamenat nutnost podstatně většího vyztužení. Jedná se především o **sloupy**. Jak je vidět z porovnání na obrázcích 53 a 54, v důsledku smršťování betonu vznikají v patě sloupů momenty

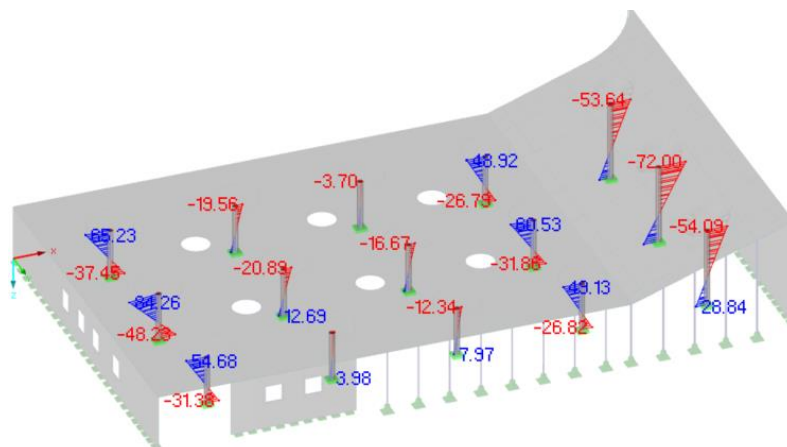
o velikosti až $147,76 \text{ kNm}$. Na stejném sloupu jsou pak hodnoty momentu při zatížení pouze stálým a proměnným zatížením bez vlivu objemových změn rovny pouze $26,79 \text{ kNm}$. Z provedených výpočtů vyplývá, že sloupové ohybové momenty od účinků smršťování mohou u skeletových konstrukcí dosahovat několikanásobku hodnot běžně zatížené konstrukce stálým a užitným zatížením. Zároveň platí, že čím jsou sloupy ohybově tužší, tím více vzdorují deformacím v rovině napojené desky, a tudíž v nich vznikají větší ohybové momenty. Sloupy řešeného dilatačního celku, které jsou nejvíce ovlivněné působením smršťování, je třeba **vyztužit přibližně 2,7 násobným množstvím výztuže** oproti případu, kdy by se smršťováním uvažováno nebylo.

Nutno je však podotknout, že pata sloupu není ve skutečnosti naprosto pevně vetknutá, jelikož základová deska se jistě bude též do určité míry smršťovat a směr jejího pohybu bude obdobný jako u zbytku konstrukce. Základová deska ale bude zhotovena s větším předstihem oproti nadzemní části konstrukce. Velká část smršťování tedy proběhne ještě před betonáží sloupů a model neposuvného vetknutí tak není daleko od reality a poskytuje bezpečnější hodnoty vnitřních sil.



Obrázek 53

M_y - zatíženo poklesem teploty reprezentující smršťování betonu $-20,63^\circ\text{C}$ [kNm]

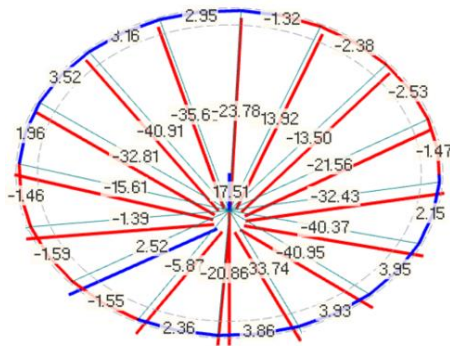


Obrázek 54

M_y – zatíženo kombinací KZ2 (viz kapitola C.9.8) – veškeré zatížení bez objemových změn [kNm]

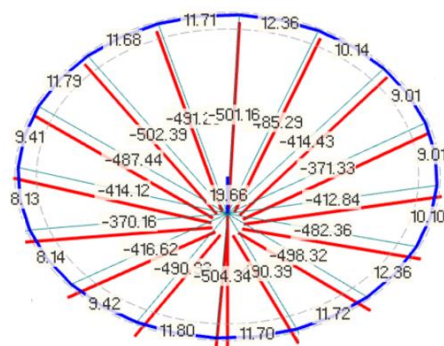
Dalším z účinků smršťování je **změna tvaru deformace sloupů** oproti běžným skeletovým konstrukcím a s tím spojené navýšení účinné výšky sloupů. Obvykle je pro skeletové konstrukce se svislým zatížením uvažováno se součinitelem pro stanovení účinné výšky sloupů $\beta = 0,7$. V důsledku smršťování betonu se však konstrukce vodorovně deformuje a postup výpočtu musí být rozdílný od běžného navrhování skeletových budov se ztužujícími stěnami. Určení součinitele účinné výšky sloupů řešeného dilatačního celku je blíže popsáno v kapitole C.9.12.

Jedním z důsledků smršťování betonu jsou dále přídavné síly v **hlavicích**, které místy dosahují 5 - 12% hodnot, které by vznikly na konstrukci zatížené běžným stálým a užitným zatížením. Síly jsou buď tahové, které působí spíše příznivě (snižují celkové tlaky v prvku) nebo tlakové, které negativně zvyšují celková tlaková napětí v hlavici. Zda je síla tlaková či tahová rozhoduje umístění sloupu a tvar jeho deformace od smršťování betonu. Ukázka negativního působení smršťování na hlavici je uvedena na obrázcích 55 a 56.



Obrázek 55

Normálové síly v prutech modelu hlavice
od účinků smršťování

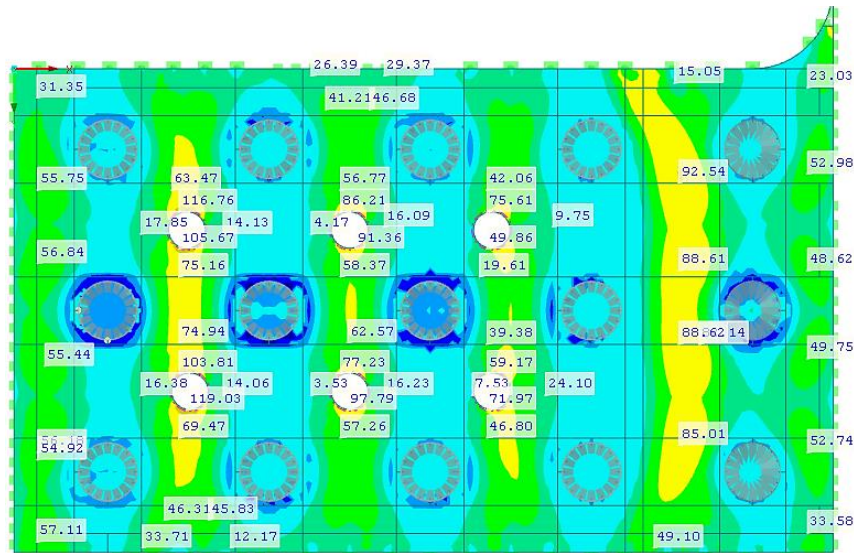


Obrázek 56

Normálové síly v prutech modelu hlavice
od běžného zatížení KZ2 (viz kapitola C.9.8)

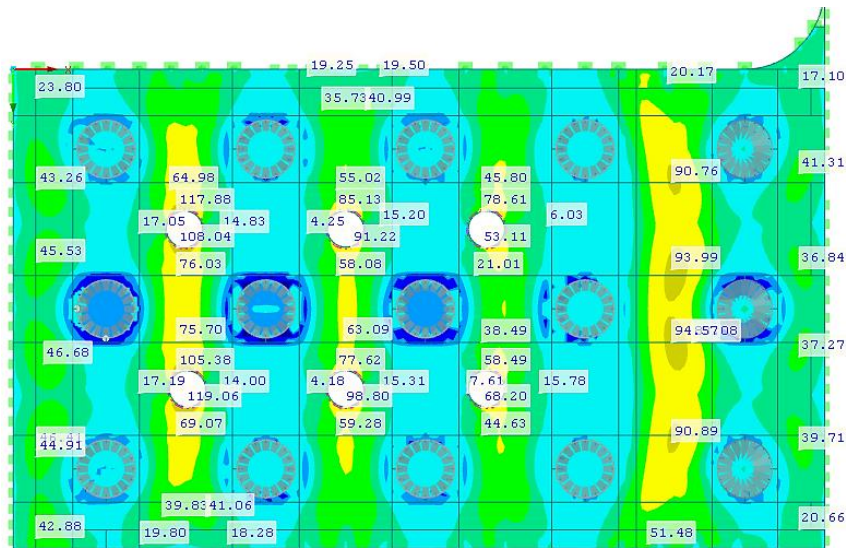
Dalšími místy, kde dochází k navýšení vnitřních sil v důsledku smršťování betonu, jsou obecně **krajní pole střešní desky**, především v oblastech napojení na tuhé stěny. Níže je porovnávána konstrukce zatížená pouze stálým a užitným zatížením a dále konstrukce, na kterou navíc působí smršťování betonu. Jak je vidět z obrázků 57 a 58, tato pole jsou znatelně ovlivněna smršťováním. Mezipodporové momenty ve směru x i ve směru y narůstají **místy až na trojnásobné hodnoty**. Na obrázcích jsou uvedeny názorně pouze návrhové ohybové momenty u spodního povrchu m_x^+ .

Naopak v některých částech konstrukce může smršťování betonu působit pro desky příznivě. Pro řešený objekt jsou to obecně oblasti mezipodporových momentů m_x^+ ve středních polích a některé nadpodporové momenty m_x^- u hlavic v oblasti šikmé části desky. Pokles ohybových momentů je zde však praktický zanedbatelný a návrh množství ohybové výztuže téměř neovlivní.



Obrázek 57

Návrhové momenty m_x^+ u spodního povrchu [kNm/m] - kombinace KZ1 (s účinky smršťování)



Obrázek 58

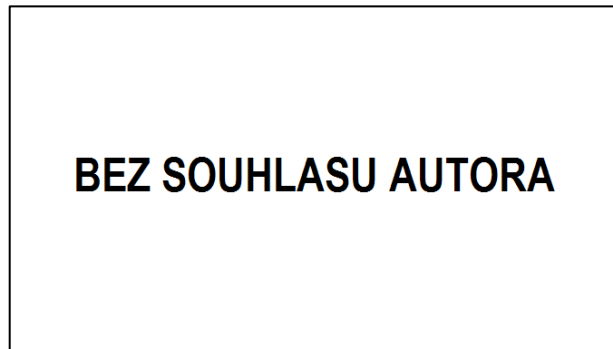
Návrhové momenty m_x^+ u spodního povrchu [kNm/m] - kombinace KZ2 (bez vlivu smršťování)

V deskách v blízkosti stěn dále vznikají poměrně velká tahová namáhání rovnoběžná s těmito podporami. V okolí krátkých podélných stěn a vysoké stěny vznikají v deskách maximální síly od smršťování 593 kN/m , které zachytí s ohledem na omezení napětí ve výztuži ($\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk}$) přídavné podélné pruty $\varnothing 12 \text{ mm}$ po maximálně 150 mm u obou povrchů desky. V blízkosti dlouhé nízké stěny však vznikají tahy až 1146 kN/m . Tato hodnota je již značně vysoká, zachytí ji pruty $\varnothing 16 \text{ mm}$ po 140 mm u obou povrchů.

Ve velké míře jsou dále smršťováním ovlivněny **dlouhé ztužující stěny**. Vzhledem k vetknutí jejich paty do základové desky v nich vznikají působením smršťování betonu vodorovná tahová napětí o velikosti až $7,2 \text{ MPa}$ ($\approx 1440 \text{ kN/m}$). Tato hodnota odpovídá vyztužení

pruty $\varnothing 16 \text{ mm}$ po 110 mm . V kombinaci s napětím, které zde může vzniknout v důsledku poklesu teploty je již téměř nereálné stěnu o tloušťce 200 mm na takovéto síly vyztužit.

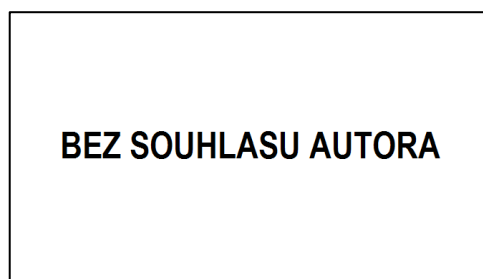
Nezbytné je také podotknout, že vypočtená napětí v patě stěny MKP nezávisí na její délce, pouze na působícím poměrném přetvoření a modulu pružnosti materiálu ($\sigma = \alpha \cdot \Delta T \cdot E$). Přestože tedy ve stěnách v oblasti napojení na základové konstrukce vždy vznikají velké síly, dlouhé betonové stěny se dnes běžně zhotovují. Příkladem takové stavby je objekt knihovny v Hradci Králové, který je bez jakékoli dilatační spáry. Při betonáži byly pouze aplikovány smršťovací pruhy přibližně po $30\text{--}35 \text{ m}$. Na obrázku 59 je zachycena část tohoto objektu se stěnami dlouhými přes 30 m z pohledového betonu v exteriéru i v interiéru.



Obrázek 59

Monolitická železobetonová stěna délky přes 30 m v objektu knihovny v Hradci Králové [32]

Jako opatření proti rozvoji velkých neřízených trhlin v deskových a stěnových konstrukcích obvykle bývá využito ocelových plechů. Ty jsou vkládány do bednění plošného prvku a tím je docíleno vzniku řízené trhliny v této spáře. Místa s vloženým plechem jsou posléze zakončena pohledovou krycí lištou. Velké využití mají též speciální prvky, tzv. křížové plechy nebo trhací lišty, jejichž součástí je střední plech s lepivou povrchovou úpravou. Tato část po vzniku trhliny zvětší svůj objem a zamezí průniku tlakové vody do konstrukce. Křížové plechy jsou tedy vhodné zejména pro konstrukce bílých. Příklad jejich tvaru je zachycen na obrázku 60.

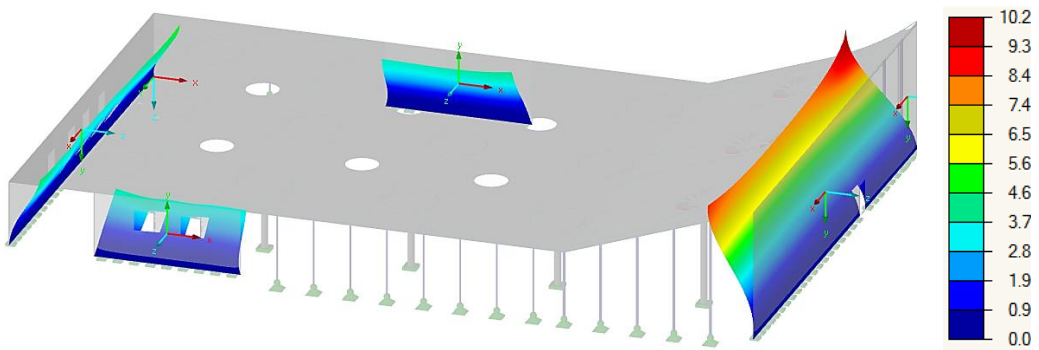


Obrázek 60

Křížový plech vkládaný do bednění stěn a desek pro vznik řízené trhliny [33]

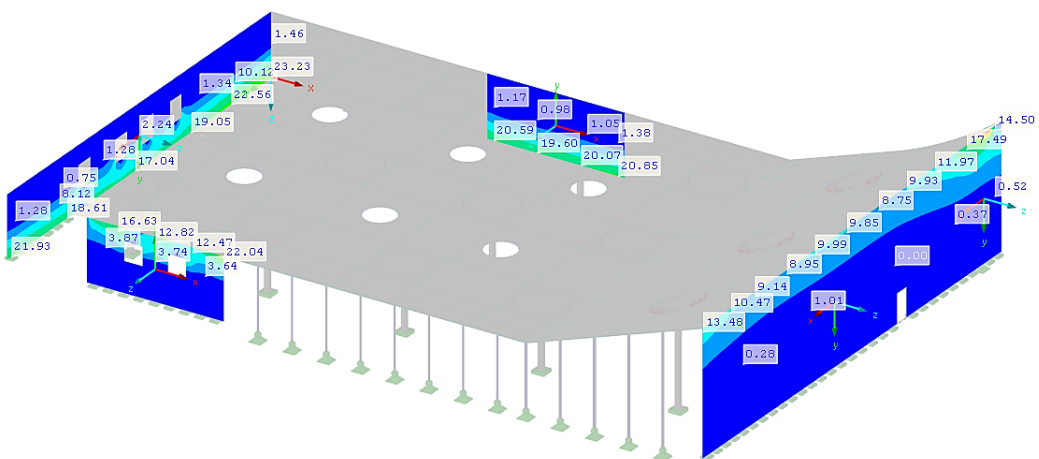
Vkládané ocelové plechy jsou navrženy i v případě řešeného objektu vývojového centra. Aplikovány jsou do bednění stěn i desky tak, aby bylo možné provést betonáž rozsáhlých prvků najednou. Takzvané trhací lišty jsou umístěny do bednění desky do oblasti nulových ohybových momentů. Tato místa jsou na stěnách zakryta pohledovou lištou. Nevylučuje se dále vznik menších trhlin na přechodu stěny a desky v oblasti navržených ocelových plechů. Na tato namáhání je v deskách ovšem navržena příslušná výztuž a případné trhlinky i trhliny vzniklé v oblasti trhací výztuže v desce skryje konstrukce podhledu.

Stěny jsou dále kromě tahů v oblasti paty namáhány ohybem od celkové deformace konstrukce. Z deformací na obrázku 61 je zřejmé, že se stěny působením smršťování ohýbají směrem do střední části konstrukce. Tímto v nich vznikají ohybové momenty s tlakovým namáháním u paty na jejich vnější straně a ve vrcholu na straně vnitřní. Tyto momenty dosahují až $27,49 \text{ kNm/m}$.



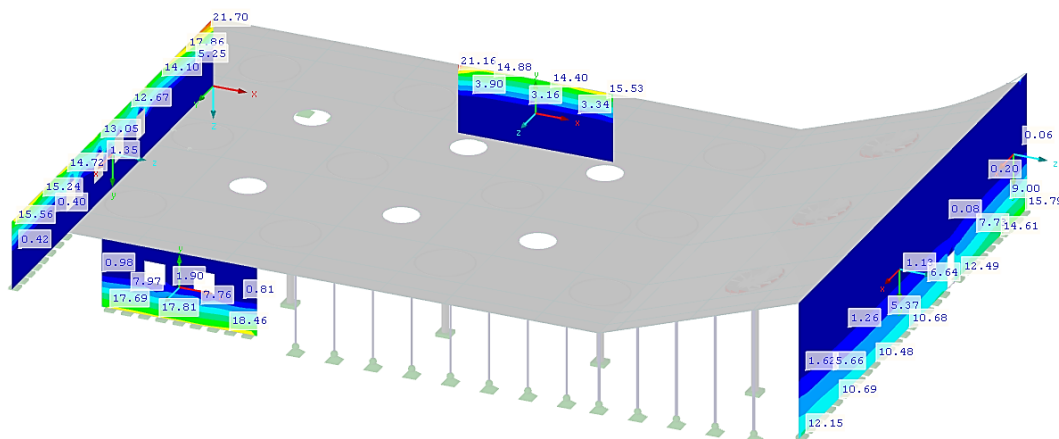
Obrázek 61

Celková deformace stěn od smršťování betonu [mm]



Obrázek 62

Návrhové momenty m_y od smršťování betonu [kNm/m]



Obrázek 63

Návrhové momenty m_{y^+} od smršťování betonu [kNm/m]

Z uvedeného vyplývá, že dilatační celek A je smršťováním betonu zásadně ovlivněn. V určitých prvcích vznikají účinkem smršťování velké vnitřní síly, na které je nutno konstrukci vyzužít. Jak bylo stručně popsáno, především se jedná o ohybově velmi tuhé sloupy, dlouhé stěny a dále o stropní (střešní) desku v blízkosti ztužujících stěn. Lze předpokládat, že tato místa budou u podobných typů konstrukcí obecně problémovými oblastmi při působení objemových změn a tudíž by jim vždy měla být věnována pozornost s ohledem nejen na smršťování betonu ale také na možný pokles teploty. Následující tabulka uvádí souhrnné porovnání chování výše popsaných prvků konstrukce s účinky smršťování a bez vlivu tohoto jevu.

Tabulka 7

Porovnání zásadních prvků konstrukce při běžném zatížení a při účincích smršťování

Vybraný konstrukční prvek	ohybový moment na prutu M_y nebo návrhový ohybový moment m_{y^+} a m_{y^-} na desce (stěně, sloupu) – porovnáváno vždy ve stejném bodě			
	účinek smršťování $\Delta T = -20,63^\circ\text{C}$	bez vlivu smršťování - pouze stálé a proměnné zatížení	Zatížení stálé, užité, včetně účinku smršťování	Účinek smršťování je x -krát větší oproti běžnému zatížení
sloup	147,76 kNm	26,79 kNm	171,17 kNm	5,5×
stěna v ohybu	27,49 kNm	0 kNm	27,49 kNm	-
pata stěny	7,20 MPa	0,50 MPa	7,70 MPa	14,4 ×
sloupová hlavice	40,95 kN	498,32 kN	539,27 kN	navýšení o 12%
krajní pole desky	36,84 kNm	5,96 kNm	42,80 kNm	6,2×

U některých prvků lze do jisté míry účinky objemových změn omezit. Například redukce ohybových momentů na sloupech lze docílit snížením jejich ohybové tuhosti, tedy pokud to lze, volbou co nejmenšího průřezu. Jak je všeobecně známo, vhodné je také umístit ztužující stěny do střední části objektu, kde jsou negativní účinky smršťování minimální. I přes optimalizaci

tvaru a umístění jednotlivých prvků se však přídavným vnitřním silám od objemových změn vyhnout nelze. Opomenutí těchto účinků ve výpočtu by mohlo vést k rozvoji velkých trhlin.

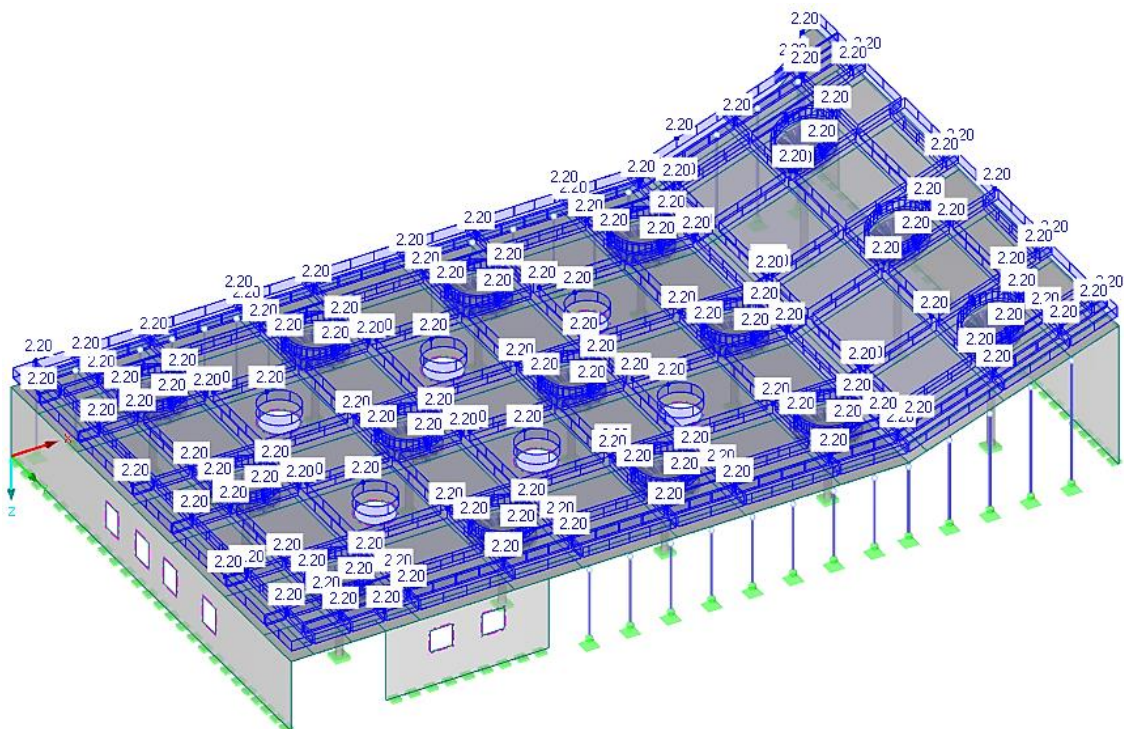
C.9.8. Souhrn zatížení finálního modelu dilatačního celku A

Pro návrh nutné výztuže prvků dilatačního celku A je finální model konstrukce zatížen veškerým zatížením vypočteným v kapitole B.6.2 a C.6.6. Zatížení smršťováním je uvažováno se součinitelem bezpečnosti $\gamma_{SH} = 1,0$ dle ČSN EN 1992-1-1, odst. 2.4.2.1. Kombinace zatížení jsou pro posouzení mezního stavu únosnosti vypočteny dle ČSN EN 1990-1-1, odstavce 6.10. Uvažovány jsou i kombinace bez působícího smršťování betonu. Jak již bylo stručně popsáno, v některých místech tento jev snižuje hodnoty vnitřních sil. Tyto redukce jsou sice minimální, ovšem kombinace bez vlivu smršťování betonu postihnou i konstrukci na počátcích její životnosti, kdy smršťování betonu ještě není plně rozvinuto.

Dominantním proměnným zatížením je užitné zatížení pochůzí střechy, proměnné zatížení sněhem je redukováno součinitelem $\psi_{0,s} = 0,5$, zatížení poklesem teploty součinitelem $\psi_{0,t} = 0,6$, náhradní zatížení poklesem teploty od smršťování je uvažováno jako stálé zatížení bez redukce. Redukční součinitelé pro výpočet kvazistálé kombinace zatížení jsou pro sníh a pokles teploty (běžné teploty) rovny $\psi_2 = 0$, pro užitné zatížení $\psi_2 = 0,6$. Na obrázcích 64 - 70 jsou zachyceny jednotlivé zatěžovací stavy.

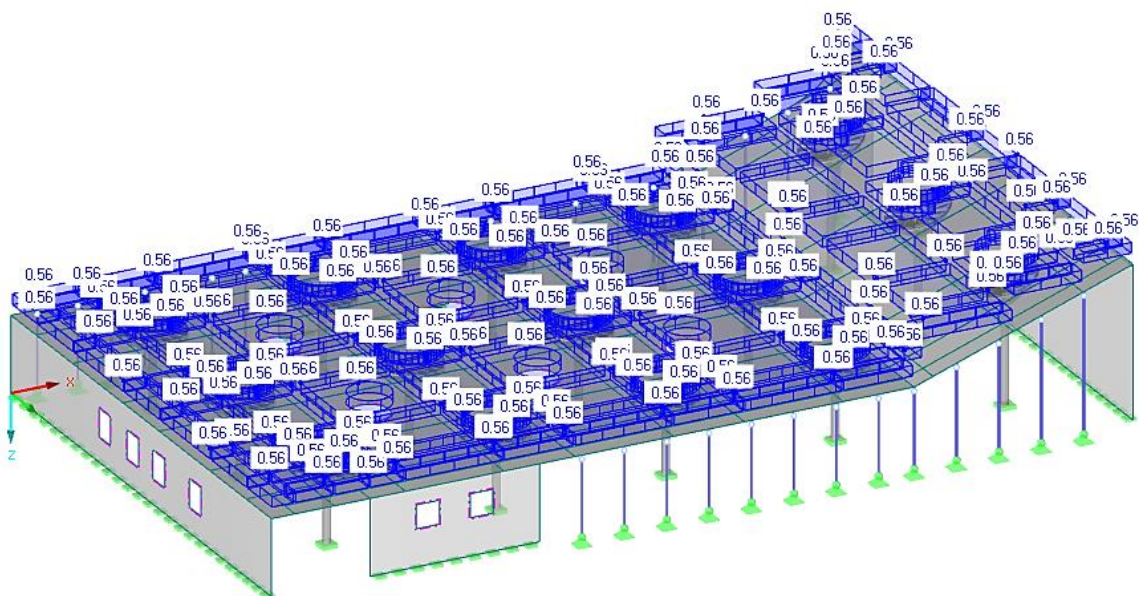
Rekapitulace zatěžovacích stavů působících na konstrukci:

- ZS1 - vlastní tíha
- ZS2 - ostatní stálé zatížení
- ZS3 - sníh
- ZS4 - užitné zatížení
- ZS5 - náhradní zatížení smršťováním
- ZS6 - zatížení změnou teploty
- ZS7 - užitné šachovnicové zatížení
- ZS8 - pásové užitné zatížení příčně
- ZS9 - pásové užitné zatížení podélně



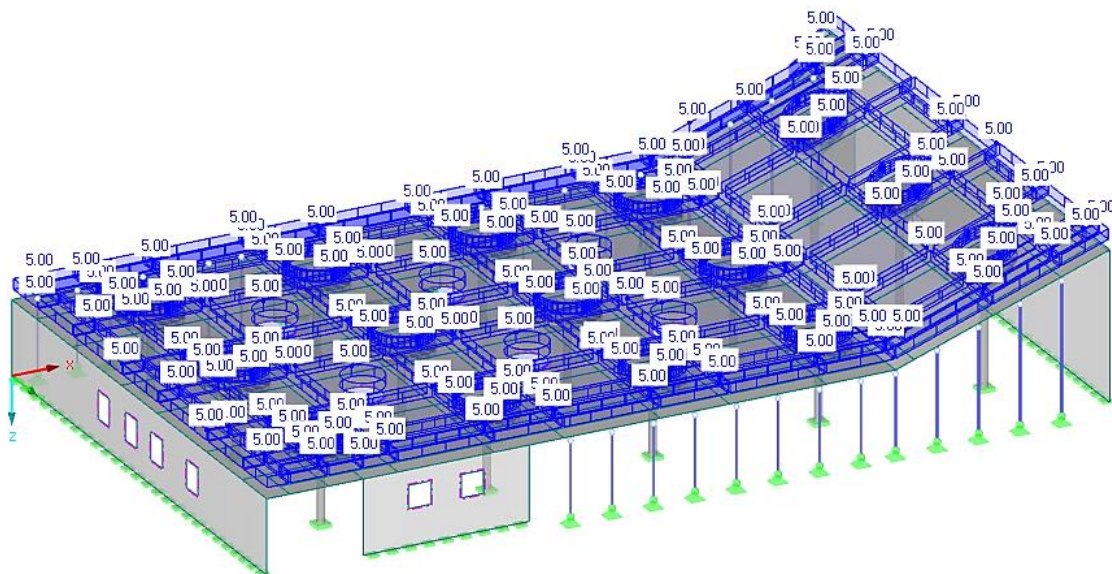
Obrázek 64

ZS2 - ostatní stálé zatížení $2,2 \text{ kN/m}^2$

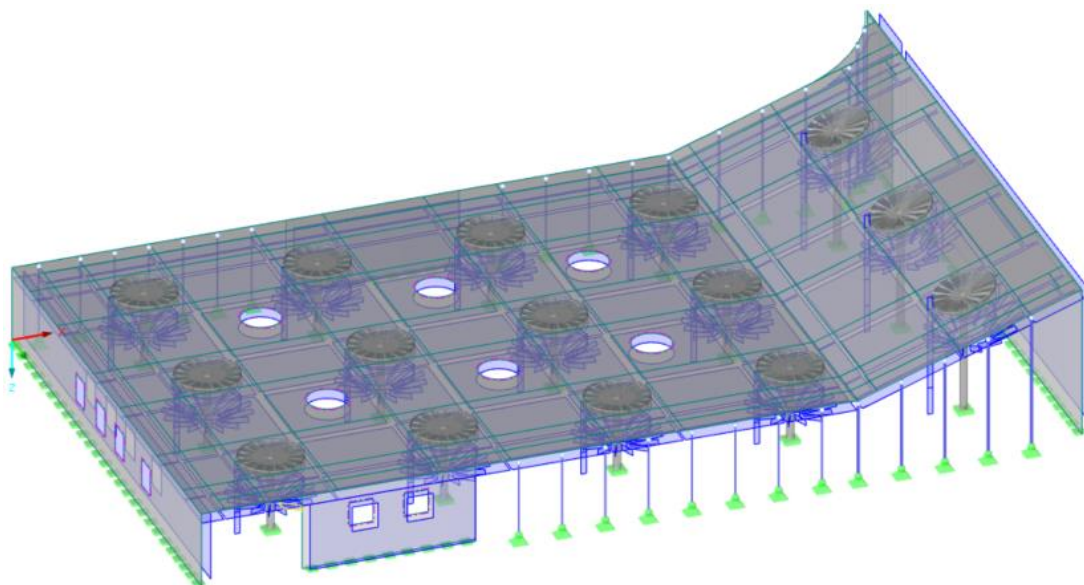


Obrázek 65

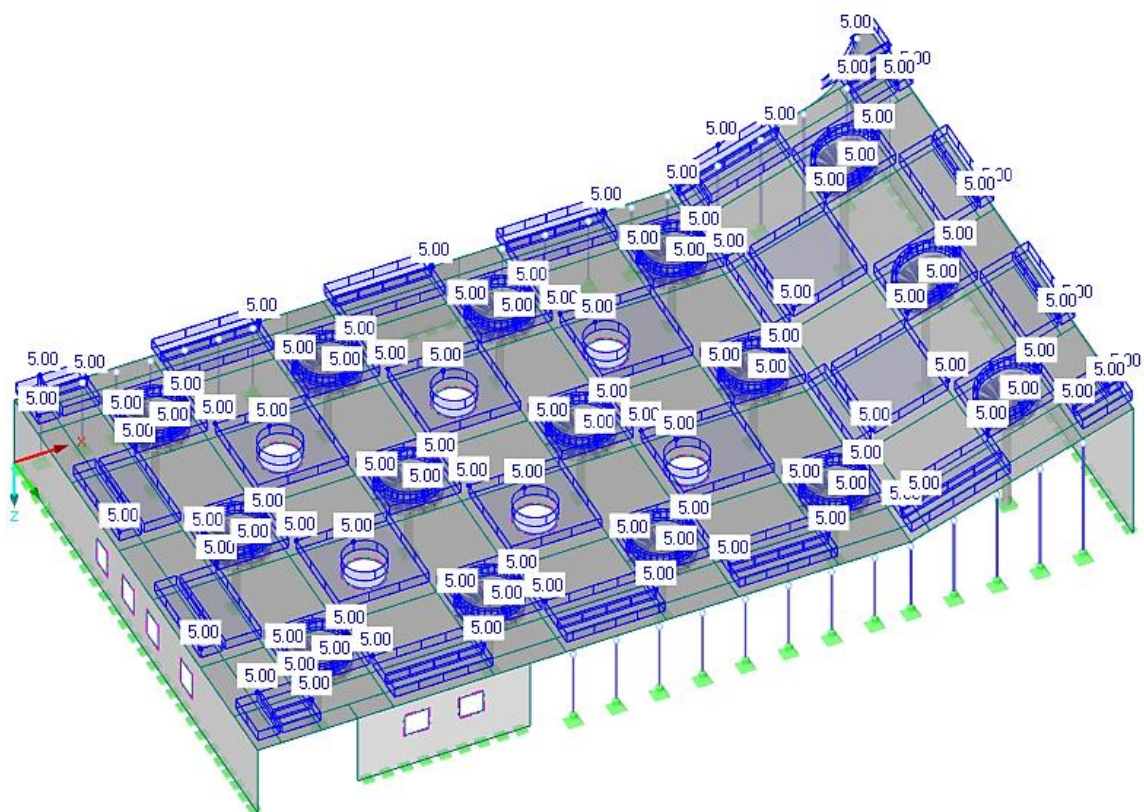
ZS3 - zatížené sněhem $0,56 \text{ kN/m}^2$



Obrázek 66
ZS4 - užité zátížení 5 kN/m²

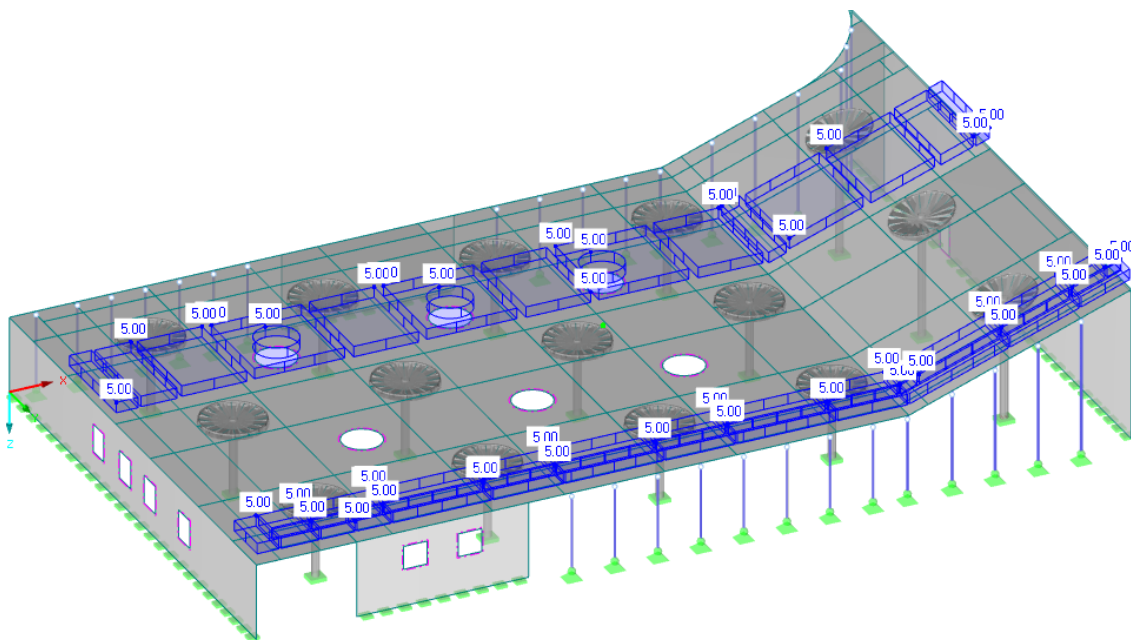


Obrázek 67
ZS5 – zátížení smršťováním (náhradní teplotou) - 20,63 °C - zátížení všech prvků kromě ocel.sloupek
Obdobně zatěžovací stav ZS6 - zátížení poklesem teploty všech prvků včetně ocel.sloupek -15 °C



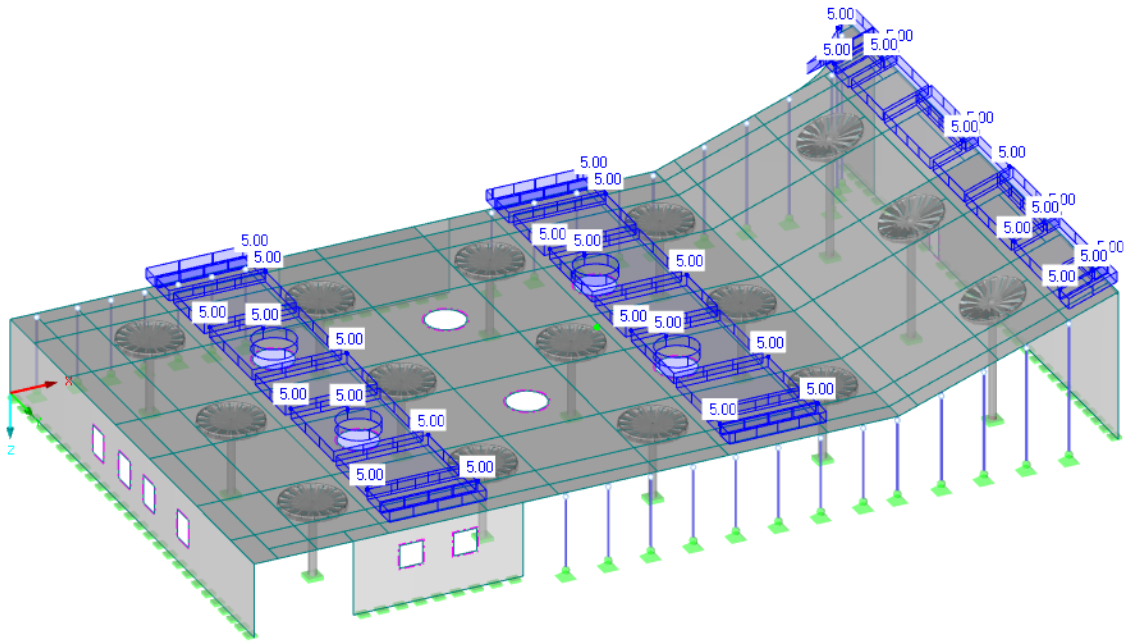
Obrázek 68

ZS7 – užitné šachovnicové zatížení 5 kN/m²



Obrázek 69

ZS8 - pásové užitné zatížení příčně 5 kN/m²



Obrázek 70

ZS9 - pásové užitné zatížení podélně 5 kN/m²

Kombinace zatížení pro posouzení MSÚ dle ČSN EN 1992-1-1, kombinace 6.10:

- KZ1: 1.MS_užitné + veškeré objemové změny:
 $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS4 + 0,75 \cdot ZS3 + ZS5 + 0,9 \cdot ZS6$
- KZ2: 1.MS_užitné:
 $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS4 + 0,75 \cdot ZS3$
- KZ3: 1.MS_užitné šachovnicově + veškeré objemové změny:
 $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS7 + 0,75 \cdot ZS3 + ZS5 + 0,9 \cdot ZS6$
- KZ4: 1.MS_užitné šachovnicově:
 $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS7 + 0,75 \cdot ZS3$
- KZ5: 1.MS_pásové užitné podélně + veškeré objemové změny:
 $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS8 + 0,75 \cdot ZS3 + ZS5 + 0,9 \cdot ZS6$
- KZ6: 1.MS_pásové užitné podélně:
 $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS8 + 0,75 \cdot ZS3$
- KZ7: 1.MS_pásové užitné příčně + veškeré objemové změny:
 $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS9 + 0,75 \cdot ZS3 + ZS5 + 0,9 \cdot ZS6$
- KZ8: 1.MS_pásové užitné příčně:
 $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS9 + 0,75 \cdot ZS3$

Kombinace zatížení pro posouzení MSP dle ČSN EN 1992-1-1, charakteristická kombinace dle 6.14.b:

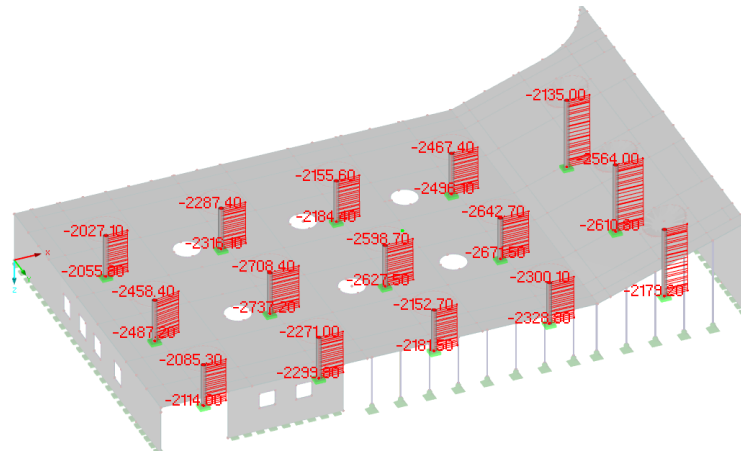
- KZ9: 2.MS_užitné + objemové změny:
 $ZS1+ZS2+ZS4+0,5 \cdot ZS3+ZS5+0,6 \cdot ZS6$
- KZ10: 2.MS_užitné:
 $ZS1+ZS2+ZS4+0,6 \cdot ZS3$
- KZ11: 2.MS_užitné šachovnicově + veškeré objemové změny:
 $ZS1+ZS2+ZS7+0,5 \cdot ZS3+ZS5+0,6 \cdot ZS6$
- KZ12: 2.MS_užitné šachovnicově:
 $ZS1+ZS2+ZS7+0,6 \cdot ZS3$
- KZ13: 2.MS_pásové užitné podélně + veškeré objemové změny:
 $ZS1+ZS2+ZS8+0,5 \cdot ZS3+ZS5+0,6 \cdot ZS6$
- KZ14: 2.MS_pásové užitné podélně:
 $ZS1+ZS2+ZS8+0,6 \cdot ZS3$
- KZ15: 2.MS_pásové užitné příčně + veškeré objemové změny:
 $ZS1+ZS2+ZS9+0,5 \cdot ZS3+ZS5+0,6 \cdot ZS6$
- KZ16: 2.MS_pásové užitné příčně:
 $ZS1+ZS2+ZS9+0,6 \cdot ZS3$

Kombinace zatížení pro posouzení MSP a některé výpočty MSÚ dle ČSN EN 1992-1-1, kvazistálá kombinace dle 6.16.b:

- KZ17: 2.MS_užitné
 $ZS1+ZS2+0,6 \cdot ZS4 + ZS5$
- KZ18: 2.MS_užitné šachovnicově
 $ZS1+ZS2+0,6 \cdot ZS7+ZS5$
- KZ19: 2.MS_pásové užitné podélně
 $ZS1+ZS2+0,6 \cdot ZS8+ZS5$
- KZ20: 2.MS_pásové užitné příčně
 $ZS1+ZS2+0,6 \cdot ZS9+ZS5$
- KZ21: 2.MS_užitné, bez smršťování betonu
 $ZS1+ZS2+0,6 \cdot ZS9$

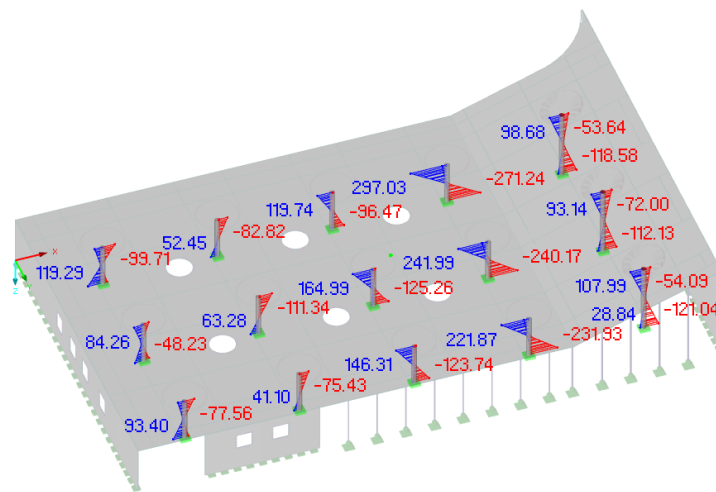
C.9.9. Výsledné hodnoty vybraných vnitřních sil a deformací konstrukce

Model konstrukce byl zatížen veškerými kombinacemi zatížení uvedenými v předešlé kapitole a následně byly vypočteny vnitřní síly a deformace. Na konci hlavic sloupů (konce prutů) v oblasti podepření desky vznikají lokálně extrémní hodnoty ohybových momentů, které dosahují až $319,64 \text{ kNm}$. Tyto hodnoty jsou nereálné, vyskytují se na desce ve velmi malém okolí podpěr. Příčinou nepřesnosti je singularita v konečných prvcích na rozhraní deskového a prutového prvku. Z tohoto důvodu jsou do modelu přidány oblasti průměrování, které ve velké míře vyřeší výše popsany problém. Oblast průměrování zasahuje 50 mm za místo podpěry, průměrovaný tedy bude jakýsi prstenec v oblasti hlavice o této šířce. Správnost volby velikosti pruhu průměrování byla ověřena na hodnotách nadpodporových momentů m_x , které se po průměrování přibližně shodují s předpokládanou hodnotou vypočtenou v kapitole C.9.2. Na obrázcích níže jsou zachyceny obálky vybraných vnitřních sil a průhybů, hodnoty jsou již ovlivněny oblastmi průměrování.



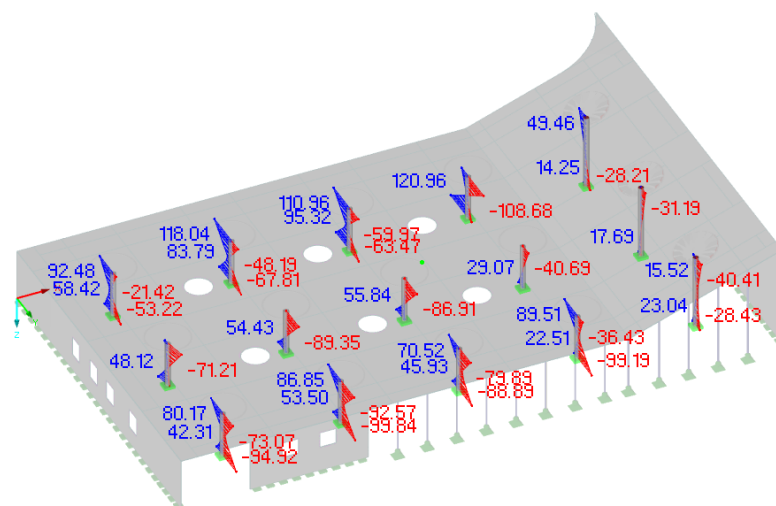
Obrázek 71

N – obálka vnitřních sil pro MSÚ [kN]



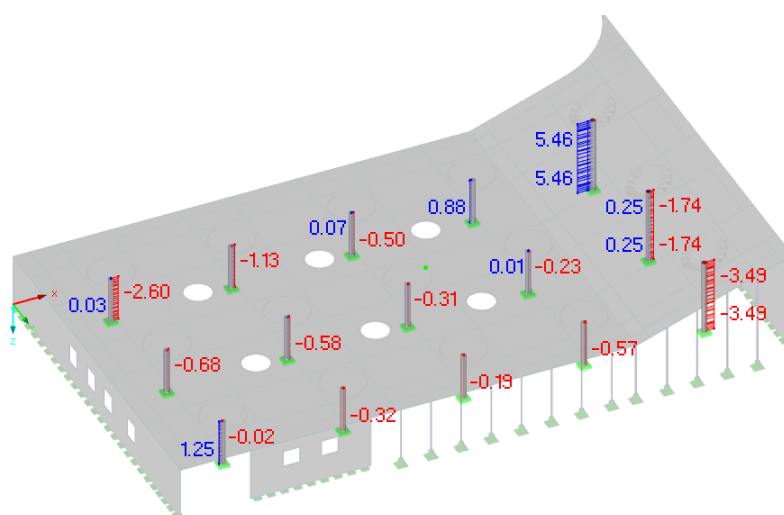
Obrázek 72

M_y – obálka vnitřních sil pro MSÚ [kNm]



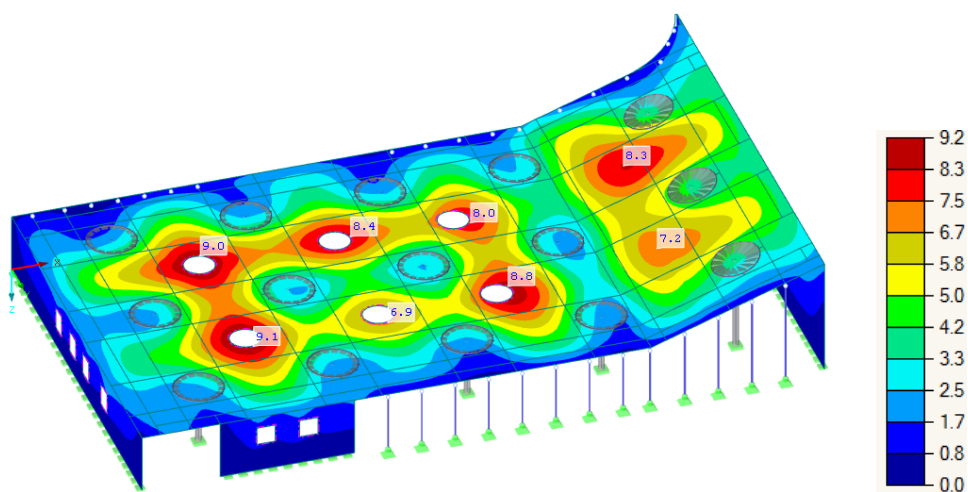
Obrázek 73

M_z – obálka vnitřních sil pro MSÚ [kNm]



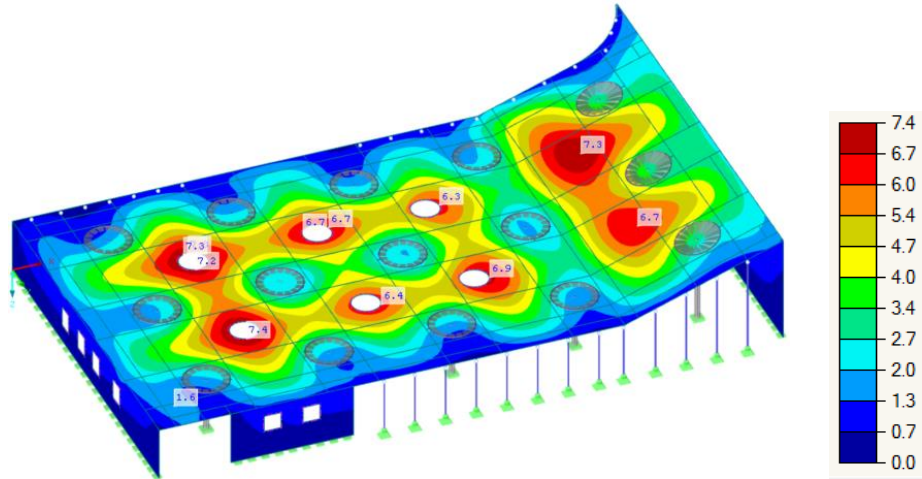
Obrázek 74

M_T – obálka vnitřních sil pro MSÚ [kNm]



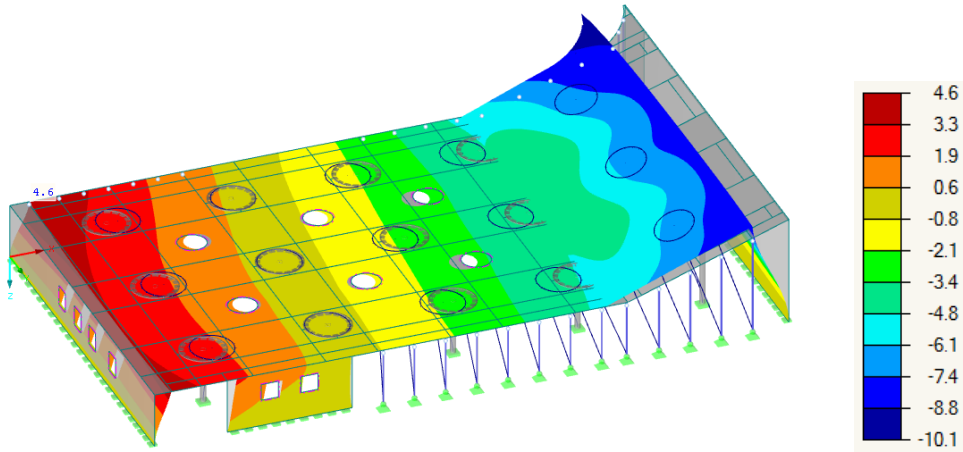
Obrázek 75

Svislé celkové průhyby konstrukce u_z – obálka průhybů pro charakteristické kombinace zatížení [mm]



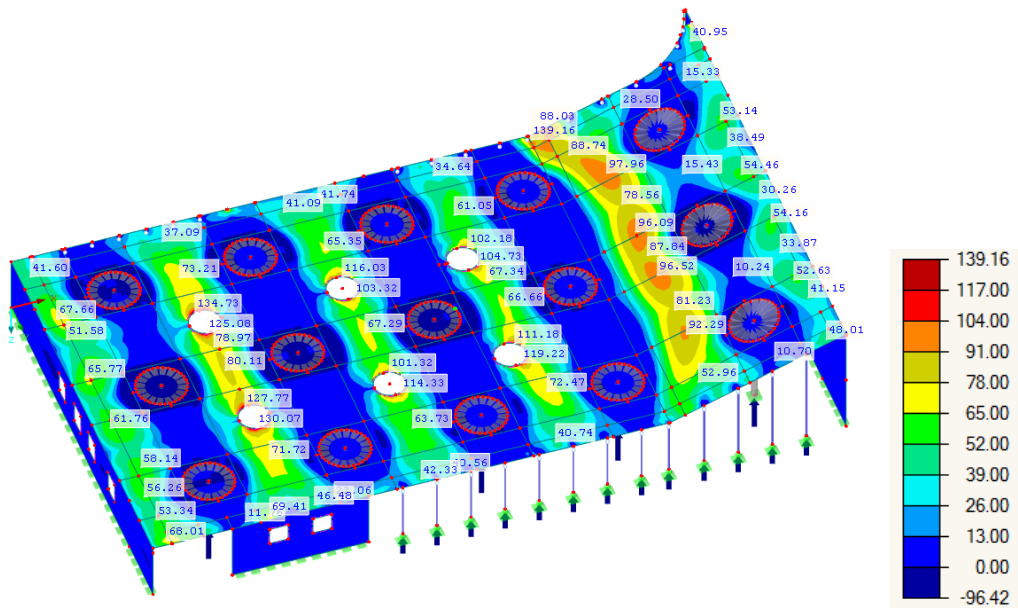
Obrázek 76

Svislé celkové průhyby konstrukce u_z – obálka průhybů pro kvazistálé kombinace zatížení [mm]



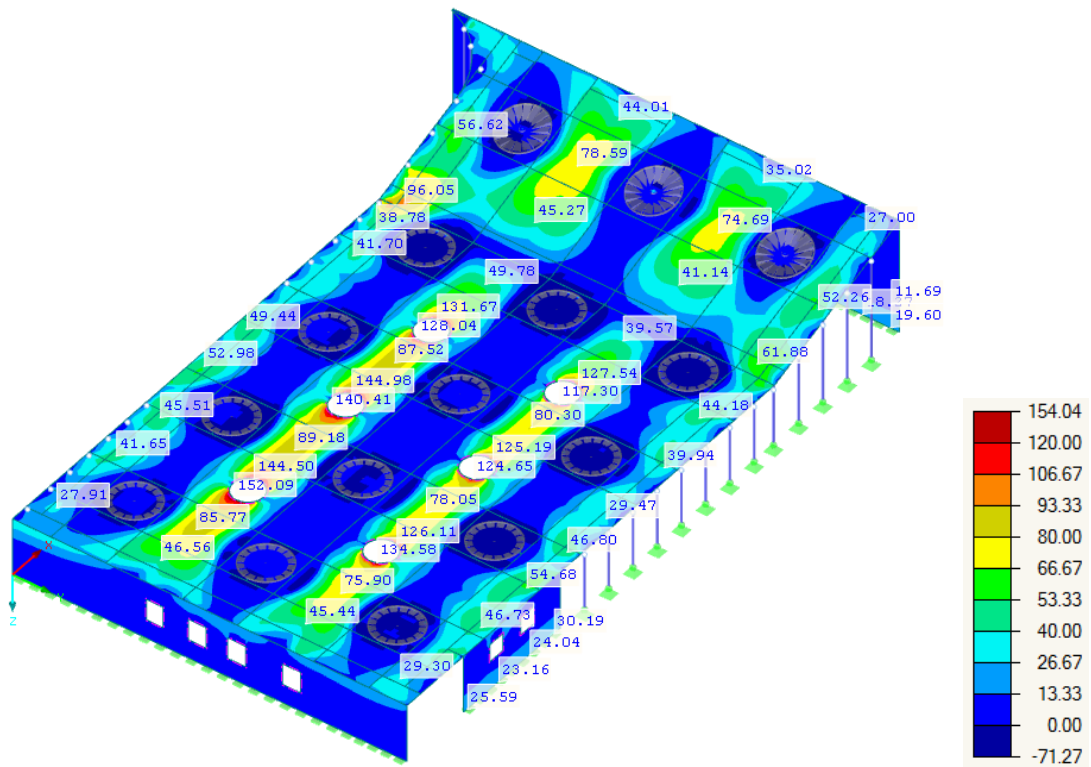
Obrázek 77

Vodorovné deformace konstrukce u_x – obálka deformací pro kvazistálou kombinaci zatížení KZ17 [mm]



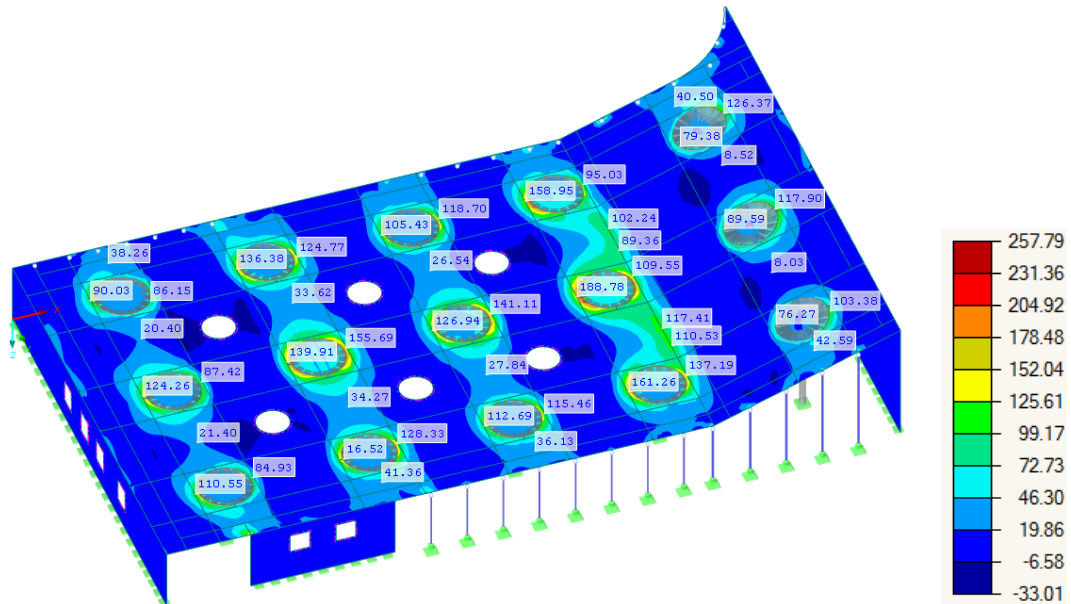
Obrázek 78

Návrhový moment m_x^+ u spodního povrchu – obálka vnitřních sil pro MSÚ [kNm/m]



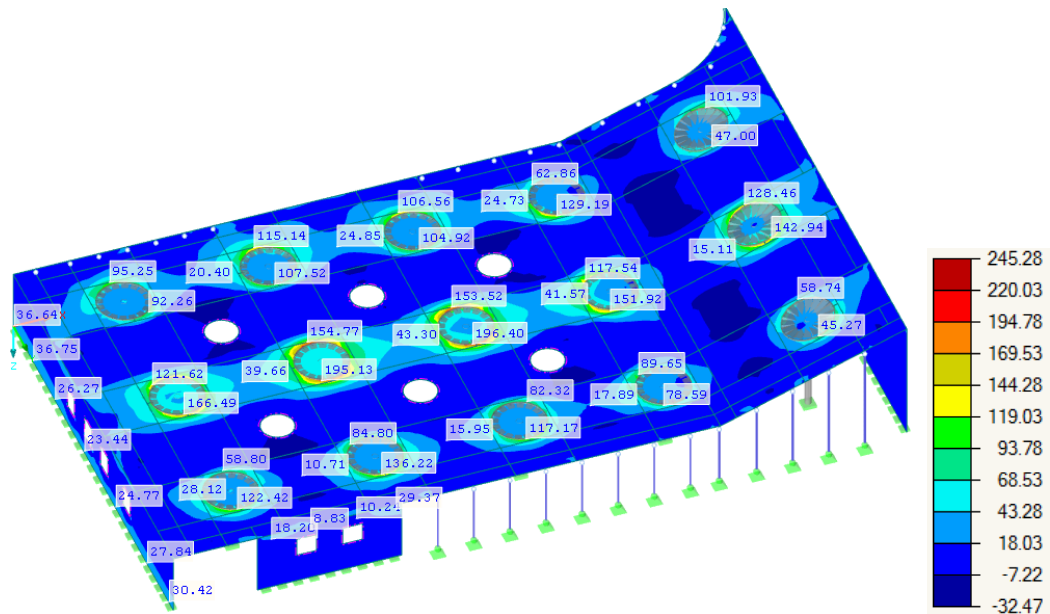
Obrázek 79

Návrhový moment m_y^+ u spodního povrchu – obálka vnitřních sil pro MSÚ [kNm/m]



Obrázek 80

Návrhový moment m_x^- u horního povrchu – obálka vnitřních sil pro MSÚ [kNm/m]



Obrázek 81

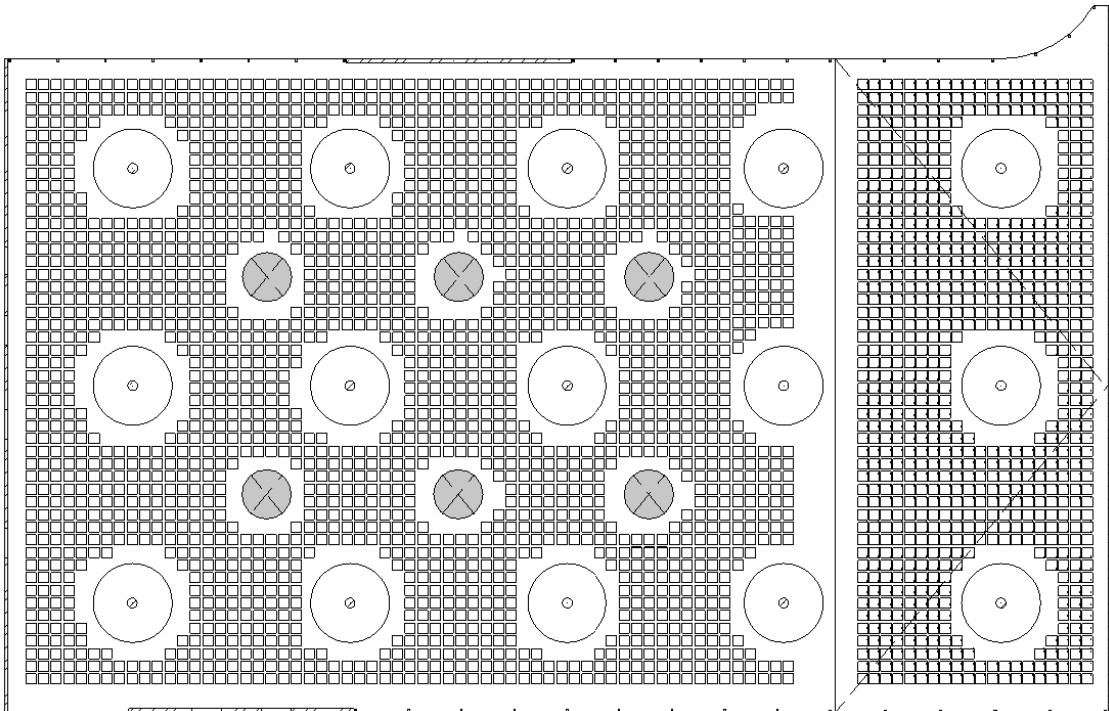
Návrhový moment m_y u horního povrchu – obálka vnitřních sil pro MSÚ [kNm/m]

C.9.10. Návrh výztuže střešní desky

Uveden je postup návrhu pro spodní výztuž vylehčené části desky ve směru x a pro smykovou výztuž žeber. Ostatní výztuž je navržena obdobně pomocí výpočetní pomůcky v programu MS Excel, která byla vytvořena pro účely této práce. Výsledné množství navržené výztuže je pro všechna místa shrnuto v závěrečné tabulce 8 a 9 na konci kapitoly. Tužší sloupové pruhy jsou pro návrh výztuže uvažovány o šířce vždy 1/4 délky kratšího přilehlého rozpětí na každou stranu od osy sloupů. S ohledem na provádění byla podélná ohybová výztuž navržena tak, aby vzdálenosti mezi pruhy byly v celé ploše desky co nejvíce sjednoceny. Smyková výztuž je dále navržena jednotně pro všechna místa žeber vylehčené desky.

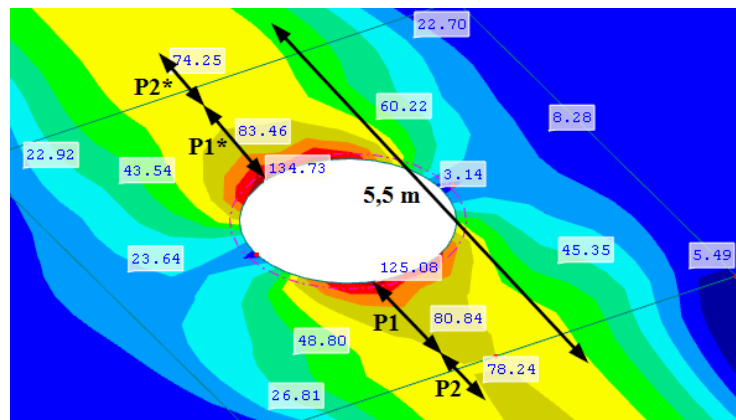
Na obrázku 83 jsou zachyceny vybrané návrhové ohybové momenty u spodního povrchu vylehčené části desky v nejvíce namáhané oblasti, kterou je okolí střešních otvorů. Rozhodující kombinací zatížení je pro tuto oblast kombinace zatížení KZ8. Vzhledem k tomu, že se otvory nacházejí vždy ve středním pruhu, nenarušují tak zásadně tuhost desky a trajektorie napětí se od nich přirozeně odklánějí. V okolí otvorů se tak hromadí vyšší napětí, resp. deska je zde namáhána vyššími ohybovými momenty, na které je nezbytné ji vyztužit. Z tohoto důvodu je návrh proveden zvlášť pro pásy $P1$ ($P1^*$), kde je výztuž zhuštěna a zachytí tak vyšší tahová namáhání u spodního povrchu desky. Tento pás je navrženo o šířce přibližně $2 \times h_{deska}$, tedy 0,7 m. Výztuž je dále vypočítána zvlášť pro pásy $P2$ ($P2^*$) a $P3$. V pruhu $P3$ se vyskytují nižší ohybové momenty z důvodu výše popisovaného přelivu napětí do vedlejších pásů $P1$ a $P1^*$. Návrh je proveden vždy na průměrnou hodnotu m_x^+ daného pásu. Tyto pásy jsou vyznačeny na obrázku 83. Vzhledem k podobnosti vnitřních sil jednotlivých středních polí, je výztuž navržena

pro tyto oblasti jednotně. Jako hlavní směr výztuže (první vrstva) je zvolen směr x . V okolí otvorů je deska navržena bez vylehčení dle nového návrhu pozice vylehčujících tvarovek, který je zachycen na obrázku 82.



Obrázek 82

Způsob vylehčení desky s uvažáním střešních otvorů pro světliky



Obrázek 83

Vybrané hodnoty rozhodujících návrhových momentů m_x^+ u spodního povrchu pro KZ8 [kNm/m]

a) Návrh spodní výztuže ve směru x - pás P1, resp. P1* (rozhoduje P1*):

Šířka pásu: $b_{P1} = 0,7 \text{ m}$, deska v blízkosti otvorů uvažována jako plná.

Účinná výška pro hlavní směr x:

$$d = h - c_{sw} - \phi_{sw} - \frac{\phi}{2} = 340 - 30 - 6 - \frac{12}{2} = 298 \text{ mm}$$

$$M_{Ed}' = 103,81 \text{ kNm/m} \rightarrow M_{Ed} = M_{Ed}' \cdot b_{P1} = 103,81 \cdot 0,7 = 72,67 \text{ kNm}$$

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0,95 \cdot d} = \frac{72,67}{434,783 \cdot 10^3 \cdot 0,95 \cdot 0,298} = 590 \text{ mm}^2$$

Návrh: $A_s = 792 \text{ mm}^2$ → Ø 12 mm à 100 mm

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot 0,8 \cdot b_{P1}} = \frac{792 \cdot 434,783}{26,66 \cdot 0,8 \cdot 0,7} = 23,0 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{23}{298} = 0,077 < \xi_{max} = 0,45$$

→ VYHOVUJE

$$z = d - \frac{0,8 \cdot x}{2} = 298 - \frac{0,8 \cdot 23}{2} = 288,8 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 792 \cdot 10^{-6} \cdot 434,783 \cdot 0,289 = \underline{\underline{99,40 \text{ kNm}}}$$

Posouzení: $M_{Ed} = 72,67 \text{ kNm} < M_{Rd} = 99,40 \text{ kNm}$

→ VYHOVUJE

Kontrola konstrukčních zásad:

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot b_{P1} \cdot d = 0,0018 \cdot 700 \cdot 298 = 375,48 \text{ mm}^2 < A_s$$

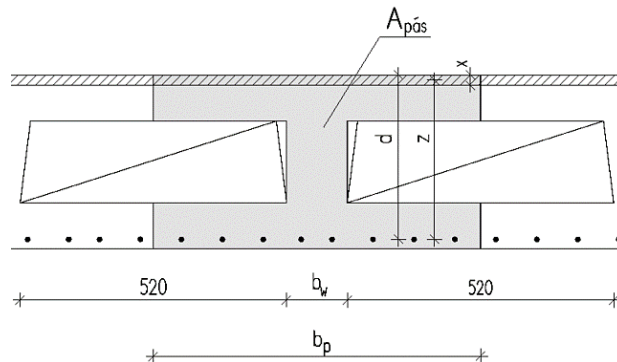
$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{P1} \cdot d = 0,26 \cdot \frac{3,5}{500} \cdot 700 \cdot 298 = 379,7 \text{ mm}^2 < A_s$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 340 \cdot 700 = 9520 \text{ mm}^2 > A_s$$

→ Konstrukční zásady jsou splněny

b) Návrh spodní výztuže ve směru x - pás P2, resp. P2* (rozhoduje P2):

Šířka pásu: $b_{P2} = 0,8 \text{ m}$, deska uvažována již jako vylehčená.



Obrázek 84

Schématický řez vylehčenou deskou

$$M_{Ed}' = 91,98 \text{ kNm/m} \rightarrow M_{Ed} = M_{Ed}' \cdot b_{P2} = 91,98 \cdot 0,8 = 73,58 \text{ kNm}$$

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0,95 \cdot d} = \frac{73,58}{434,783 \cdot 10^3 \cdot 0,95 \cdot 0,298} = 598 \text{ mm}^2$$

Návrh: $A_s = 603 \text{ mm}^2$ → Ø 12 mm à 150 mm

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot 0,8 \cdot b_{P2}} = \frac{603 \cdot 434,783}{26,66 \cdot 0,8 \cdot 0,8} = 15,4 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{15,4}{298} = 0,052 < \xi_{max} = 0,45$$

→ VYHOVUJE

$$z = d - \frac{0,8 \cdot x}{2} = 298 - \frac{0,8 \cdot 15,4}{2} = 291,9 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 603 \cdot 10^{-6} \cdot 434,783 \cdot 0,292 = \underline{\underline{76,54 \text{ kNm}}}$$

Posouzení: $M_{Ed} = 73,58 \text{ kNm} < M_{Rd} = 76,54 \text{ kNm}$

→ VYHOVUJE

Kontrola konstrukčních zásad:

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot b_{P2} \cdot d = 0,0018 \cdot 800 \cdot 298 = 429,1 \text{ mm}^2 < A_s$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{P2} \cdot d = 0,26 \cdot \frac{3,5}{500} \cdot 800 \cdot 298 = 433,9 \text{ mm}^2 < A_s$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot (0,8 \cdot 0,09 \cdot 2 + 0,12 \cdot 0,16) = 6528,0 \text{ mm}^2 > A_s$$

→ Konstrukční zásady jsou splněny

c) Návrh spodní výztuže ve směru x na běžný metr - pás P3:

$$M_{Ed}' = 53,14 \text{ kNm/m}$$

$$A_s' = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0,95 \cdot d} = \frac{53,14}{434,783 \cdot 10^3 \cdot 0,95 \cdot 0,298} = 432 \text{ mm}^2$$

Rozhodují požadavky na sjednocení rozteče výztuže vyztužení:

Návrh: $A_s = 754 \text{ mm}^2$ → $\emptyset 12 \text{ mm} \text{ à } 150 \text{ mm}$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot 0,8 \cdot b} = \frac{754 \cdot 434,783}{26,66 \cdot 0,8 \cdot 1,0} = 15,4 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{15,4}{298} = 0,052 < \xi_{\max} = 0,45$$

→ VYHOVUJE

$$z = d - \frac{0,8 \cdot x}{2} = 298 - \frac{0,8 \cdot 15,4}{2} = 291,9 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 754 \cdot 10^{-6} \cdot 434,783 \cdot 0,292 = \underline{\underline{95,67 \text{ kNm}}}$$

Posouzení: $M_{Ed} = 53,14 \text{ kNm} < M_{Rd} = 95,67 \text{ kNm}$

→ VYHOVUJE

Kontrola konstrukčních zásad:

$$A_{s,\min} = 0,0018 \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 298 = 536,4 \text{ mm}^2 < A_s$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{3,5}{500} \cdot 1000 \cdot 298 = 542,4 \text{ mm}^2 < A_s$$

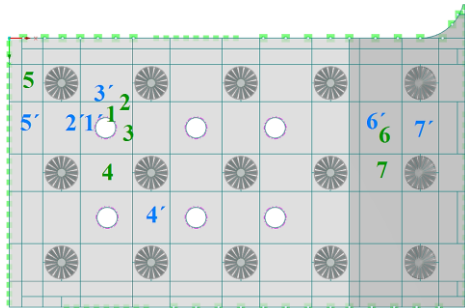
$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot (1,0 \cdot 0,09 \cdot 2 + 0,12 \cdot 0,16) = 7968,0 \text{ mm}^2 > A_s$$

→ Konstrukční zásady jsou splněny

d) Souhrn podélné výztuže

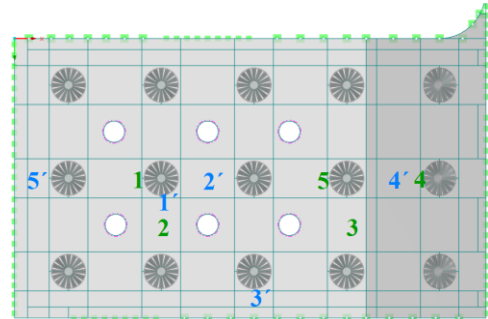
Vypočtená podélná výztuž je uvedena pro rozhodující místa v souhrnných tabulkách 8 a 9. Oblasti, pro které je navržena, jsou označena na schématech - obrázky 85 a 86. Pro výztuž jsou použity profily průměru 12 a 16 mm, jejich vzdálenosti jsou co nejvíce sjednoceny tak, aby na stavbě nedocházelo k jejich záměnám. Základní vzdálenosti 120, 150 a 200 mm jsou zvoleny z důvodu sjednocení výztuže. Výztuž je pro každé místo navržena pro příslušnou rozhodující kombinaci zatížení, obecně je jí navrženo více z důvodu zmíněného sjednocení roztečí a dále z důvodu přihlédnutí k možné redistribuci vnitřních sil (především spodní výztuž)

a omezení napětí v prutech. Dodržen je též požadavek dle ČSN 73 1201 na 100% stykování prutů výztuže ve sloupovém pruhu. Větší množství výztuže je dále navrženo v místech přilehlých ke stěnám, kde mohou vznikat vlivem objemových změn tahová namáhání. Navržená výztuž desky je znázorněna na výkresu výztuže v příloze V a VI.



Obrázek 85

Místa návrhu podélné výztuže – spodní výztuž



Obrázek 86

Místa návrhu podélné výztuže – horní výztuž

Tabulka 8

Návrh spodní podélné výztuže

	č. místa na schématu	Místo výztuže	průměrný moment [kNm/pás, kNm/m]	\emptyset	odhad $A_{s,req}$ [mm ²]	rozteče prutů [mm]	plocha výztuže A_s [mm ²]	tlačená oblast x [mm]	$\xi < \xi_{lim}$	z	m_{RD} [kNm/pás, kNm/m]	Konstr. zásady splněny
směr x	1	střední pruh pás P1, b=0,7m	72,67	12	590,4	100	791,7	23,0	OK	288,8	99,40	OK
	2	střední pruh pás P2, b=0,8m	73,58	12	597,8	150	603,2	15,4	OK	291,9	76,54	OK
	3	střední pruh pás P3	53,14	12	431,7	150	754,0	15,4	OK	291,9	95,67	OK
	4	sloupový pruh	81,23	12	659,9	150	754,0	15,4	OK	291,9	95,67	OK
	5	krajní pole	68,70	12	558,1	150	754,0	15,4	OK	291,9	95,67	OK
	6	šikmá část střední pruh	82,12	12	667,2	150	754,0	15,4	OK	291,9	95,67	OK
	7	šikmá část sloupový pruh	87,33	12	709,5	150	754,0	15,4	OK	291,9	95,67	OK
směr y	1'	střední pruh pás P1	87,61	12	741,6	100	791,7	23,0	OK	276,8	95,27	OK
	2'	střední pruh pás P2	73,72	12	624,1	100	904,8	26,3	OK	275,5	108,36	OK
	3'	střední pruh pás P3	59,61	12	504,6	150	754,0	22,0	OK	277,2	90,88	OK
	4'	sloupový pruh	88,95	12	753,0	150	754,0	22,0	OK	277,2	90,88	OK
	5'	krajní pole	55,61	12	470,8	100	1131,0	32,9	OK	272,8	134,16	OK
	6'	šikmá část střední pruh	62,67	12	530,5	150	754,0	22,0	OK	277,2	90,88	OK
	7'	šikmá část sloupový pruh	72,30	12	612,0	150	754,0	22,0	OK	277,2	90,88	OK

Tabulka 9
 Návrh horní podélné výztuže

	č. místa na schématu	Místo výztuže	průměrný ohybový moment [kNm/m]	Ø	$A_{s,req}$ [mm ²]	rozteče prutů [mm]	plocha výztuže A_s [mm ²]	tlačená oblast x [mm]	$\xi < \xi_{lim}$	z	m_{ED} [kNm/pás, kNm/m]	Konstr. zásady splněny	
horní výztuž	směr x	1	moment u běžné hlavice	159,20	16	1302,1	120	1675,5	34,1	OK	282,3	205,68	OK
		2	sloupový pruh běžné pole	48,12	12	393,6	200	565,5	11,5	OK	291,4	71,64	OK
		3	sloupový pruh před šikminou	111,18	16	909,4	200	1005,3	20,5	OK	287,8	125,80	OK
		4	obslat hlavice v šikmé části	87,66	12	717,0	120	942,5	19,2	OK	288,3	118,14	OK
		5	hlavice před šikminou	198,89	16	1626,8	120	1675,5	34,1	OK	282,3	205,68	OK
	směr y	1'	moment u běžné hlavice	161,23	16	1394,1	120	1675,5	34,1	OK	266,3	194,03	OK
		2'	sloupový pruh běžné pole	61,84	12	534,7	200	565,5	11,5	OK	275,4	67,71	OK
		3'	moment u krajní hlavice	103,12	12	891,6	120	942,5	19,2	OK	272,3	111,59	OK
		4'	sloupový pruh šikmá část	30,80	12	266,3	200	565,5	11,5	OK	275,4	67,71	OK
		5'	krajní pole	36,51	12	315,7	200	565,5	11,5	OK	275,4	67,71	OK

Dále je uveden postup návrhu výztuže do desky v blízkosti ztužujících dlouhých stěn. Dle výpočtu působí u dlouhé nízké stěny vlivem objemových změn podélné síly až 1922,25 kN/m, v blízkosti dlouhé vysoké stěny 902,56 kN/m, u krátkých stěn pouze 361,27 kN/m. Na tyto síly je navržena podélná výztuž. V případě oblasti u krátkých stěn by postačily pouze 4 pruty Ø12 mm po 250 mm u obou povrchů. V blízkosti vysoké stěny je navrženo 10 prutů Ø12 mm po 100 mm a v místě přilehlém k nízké dlouhé stěně 7 prutů Ø16 mm po 140 mm ve 3 vrstvách. Pokud by nebyly navrženy ocelové prvky stěn pro vznik řízených trhlin, nutno by bylo vyztužit na působící síly i navazující stěny (i tak by zde bylo navrženo mírné zhuštění výztuže). Navržená výztuž desky je zachycena na výkresech výztuže v příloze V a VI.

$$\text{Deska v blízkosti dlouhé nízké stěny: } n = \frac{n_{Ed}}{0,8 \cdot f_{yk} \cdot \pi \cdot r^2} = \frac{1922,25}{0,8 \cdot 500 \cdot \pi \cdot 0,008^2} = 24 \text{ prutů}$$

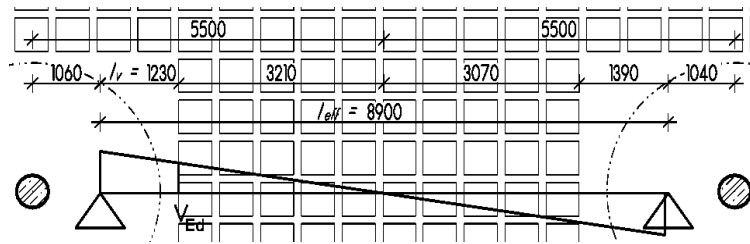
$$\text{Deska v blízkosti dlouhé vysoké stěny: } n = \frac{n_{Ed}}{0,8 \cdot f_{yk} \cdot \pi \cdot r^2} = \frac{902,56}{0,8 \cdot 500 \cdot \pi \cdot 0,006^2} = 20 \text{ prutů}$$

$$\text{Deska v blízkosti krátkých stěn: } n = \frac{n_{Ed}}{0,8 \cdot f_{yk} \cdot \pi \cdot r^2} = \frac{361,27}{0,8 \cdot 500 \cdot \pi \cdot 0,006^2} = 8 \text{ prutů}$$

e) Návrh smykové výztuže žeber kazetové desky

Minimální smykovou výztuž lze dle ČSN EN 1992-1-1 pro stropní desky vylehčené otvory vynechat, ovšem pouze za podmínky, že vyhoví z hlediska návrhové hodnoty ve smyku. Na základě ověřujících výpočtů bylo zjištěno, že některá místa takto nevyhoví. Bez nutnosti smykové výztuže lze navrhnout pouze střední část pole desky o rozměrech přibližně $4,8 \times 4,8 \text{ m}$. V ostatních místech, tedy v oblasti sloupových pruhů, je stanovena potřebná smyková výztuž.

Hodnota posouvající síly je vypočtena zjednodušeně z modelu náhradního nosníku dle obrázku 87, který je zatížen rovnoměrným zatížením (viz kapitola B.6.2). Jeho rozpon je roven účinnému rozponu l_{eff} , který byl vypočten v kapitole C.9.2. Hodnota posouvající síly je určena pro začátek vylehčené části desky dle vytvořeného schématu skladby vylehčujících tvarovek. Hodnota byla posléze překontrolována porovnáním se součtem dvou posouvajících sil prutů hlavice V_z (hodnoty ve 2 prutech = cca hodnota v průřezu vylehčené desky), které se přibližně shodují s vypočtenou hodnotou.



Obrázek 87

Zjednodušené schéma pro výpočet posouvající síly

$$V_{Ed}' = b_{sw} \cdot (g+q)_{Ed} \cdot (l_{eff}/2 - l_v) = 0,64 \cdot 18,91 \cdot (8,9/2 - 1,23) = 38,97 \text{ kN/m}$$

Dle ČSN 73 1201 je hodnota vypočtené posouvající síly působící na žebro vylehčené desky zvětšena o 10%. Tedy $V_{Ed} = 42,87 \text{ kN}$.

Ověření návrhové hodnoty únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k^3 \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \right] \cdot b_w \cdot d = \left[0,12 \cdot 1,836^3 \sqrt{100 \cdot 0,014 \cdot 40} \right] \cdot 0,12 \cdot 0,286 = \underline{\underline{28,93 \text{ kN}}}$$

- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_C} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{286}} = 1,836 < 2$
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{482,5}{120 \cdot 286} = 0,014 < 0,02$ (výztuž v průřezu vylehčené desky o šířce b_p – viz obrázek 84)

Posouzení: $V_{Ed} = 42,87 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 28,93 \text{ kN}$

→ **NUTNO NAVRHOVAT SMYKOVOU VÝZTUŽ**

Místo, kde již konstrukce vyhoví bez smykové výztuže (od osy sloupu):

$$l' = l/2 - \frac{V_{Rd,c}}{(g+q)_{Ed} \cdot b_{sw}} = 5,5 - \frac{28,93}{18,91 \cdot 0,64} = 3,11 \text{ m}$$

Ověření únosnosti tlačené diagonály:

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot g\Theta}{a + \cot g^2\Theta} = 0,504 \cdot 26,66 \cdot 0,12 \cdot 0,2772 \cdot \frac{1,5}{1,5^2 + 1} = 206,34 \text{ kN}$$

- $v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 0,504$
- $\cot g\Theta = 1,5$ (zvoleno)

Posouzení: $V_{Ed} = 42,87 \text{ kN} < V_{Ed,2d} = 206,34 \text{ kN}$

→ **VYHOVUJE**

Návrh vzdálenosti dvoustřížných třmíneků $\varnothing 6 \text{ mm}$:

$$s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot \cot g\Theta = \frac{\pi \cdot 0,003^2 \cdot 2 \cdot 434783}{42,87} \cdot 0,2772 \cdot 1,5 = 228 \text{ mm}$$

$$s_{max} = \min(0,75 \cdot d; 400) = \min(0,75 \cdot 298; 400) = 224 \text{ mm}$$

Návrh: třmíneků $\varnothing 6 \text{ mm}$ à 220 mm do vzdálenosti cca $3,11 \text{ m}$ od osy sloupů. Zde již konstrukce vyhoví bez smykové výztuže.

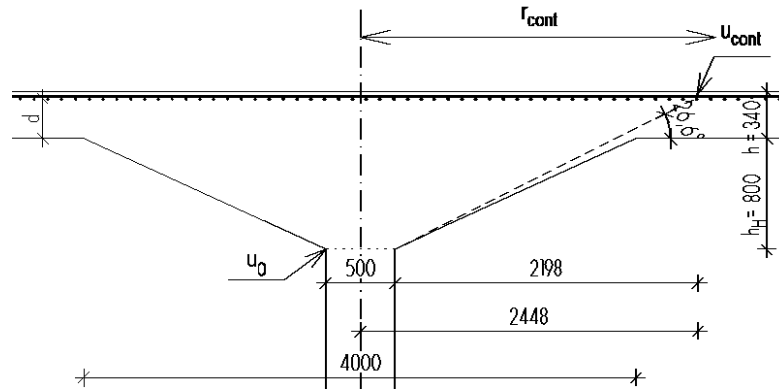
$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s} \cdot z \cdot \cot g\Theta = \frac{\pi \cdot 0,003^2 \cdot 2 \cdot 434783}{0,22} \cdot 0,2772 \cdot 1,5 = 46,47 \text{ kN}$$

Posouzení: $V_{Ed} = 42,87 \text{ kN} < V_{Rd} = 46,47 \text{ kN}$

→ **VYHOVUJE**

f) Posouzení desky na protlačení

Přestože jsou sloupy doplněny hlavicemi, je ověřeno, zda není v desce zapotřebí smyková výztuž. Vzhledem ke geometrii hlavice a desky je dle ČSN EN 1992-1-1 požadováno ověřit smykové napětí při protlačení pouze v kontrolovaném průřezu vně hlavice sloupu. Vzdálenost kontrolovaného obvodu od osy sloupu r_{cont} je vyznačena na obrázku 88.



Obrázek 88

Vyznačení kontrolovaného obvodu sloupu s hlavicí

$$\text{Průměrná účinná výška desky: } d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{296 + 280}{2} = 288 \text{ mm}$$

$$\text{Kontrolovaný obvod: } u = 2 \cdot \pi \cdot r_{cont} = 2 \cdot \pi \cdot 2,448 = 15,38 \text{ m}$$

$$\text{Maximální síla: } N_{Ed,max} = N_{Ed} - G_{hlavice} = 2708,40 - 273,04 = 2435,36 \text{ kN}$$

- Objem hlavice (komolého kužele):

$$\begin{aligned} V &= \frac{\pi \cdot v}{3} (r_1^2 + r_1 \cdot r_2 + r_2^2) + \pi \cdot r_1^2 \cdot h = \\ &= \frac{\pi \cdot 0,8}{3} (2^2 + 2 \cdot 0,25 + 0,25^2) + \pi \cdot 2^2 \cdot 0,34 = 8,09 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- Tíha hlavice: $G_{hlavice} = V \cdot g_k \cdot \gamma_G = 8,09 \cdot 25 \cdot 1,35 = 273,04 \text{ kN}$

$$\text{Napětí v kontrolovaném obvodě } u_1: v_{cont,Ed} = \beta \cdot \frac{N_{max}}{u \cdot d} = 1,15 \cdot \frac{2435,36}{15,38 \cdot 0,288} = 632,28 \text{ kPa}$$

- $\beta = 1 + 0,6 \cdot \pi \frac{e}{D + 4d} = 1 + 0,6 \cdot \pi \frac{17,20 / 2708,4}{0,5 + 4 \cdot 0,288} = 1,01$

→ S ohledem na bezpečnost je zvolen standardní součinitel $\beta = 1,15$

Pozn.: pro krajní sloupy namáhané velkými ohybovými momenty je dle výpočtu hodnota $\beta = 1,14$.

Únosnost ve smyku bez smykové výztuže v kontrolovaném obvodě u :

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} = 0,12 \cdot 1,833 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,006 \cdot 40} = 634,45 \text{ kPa}$$

- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{288}} = 1,833$

$$\bullet \quad \rho_1 = \sqrt{\rho_y \cdot \rho_x} = \sqrt{0,0059 \cdot 0,0059} = 0,0059 < 0,02$$

Posouzení: $v_{cont,Ed} = 632,28 \text{ kPa} < v_{Rd,c} = 634,45 \text{ kPa}$ **→ VYHOVUJE**

Únosnost tlačené diagonály: $v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,504 \cdot 26,67 = 6720,00 \text{ kPa}$

$$\bullet \quad v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{40}{250} \right) = 0,504$$

Napětí v kontrolovaném obvodu u_0 :

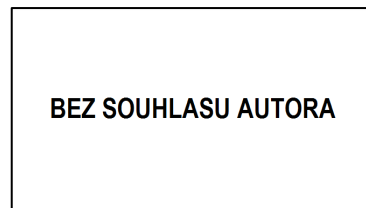
$$v_{0,Ed} = \beta \cdot \frac{N_{Ed}}{u \cdot (d + h_H)} = 1,15 \cdot \frac{2708,40}{15,38 \cdot (0,288 + 0,8)} = 1861,33 \text{ kPa}$$

Posouzení: $v_{0,Ed} = 1813,90 \text{ kPa} < v_{Rd,max} = 6720,00 \text{ kPa}$ **→ VYHOVUJE**

Dle výpočtu není vzhledem k navrženým kruhovým hlavicím třeba vyztužovat desku smykovou výztuží proti protlačení. Obdobně byla překontrolována únosnost desky v protlačení v oblasti ocelových sloupků. Tato místa dle výpočtů též vyhovují, podrobný postup již není znovu uváděn.

g) Návrh výztuže na progresivní kolaps

Výztuž na progresivní kolaps je dle české normy ČSN 73 1201 nezbytné navrhnout pro všechny lokálně podporované desky. Důvodem je zabránit celkovému kolapsu desky při výbuchu plynu, teroristickém útoku během shromažďování lidí, apod. Návrh je proveden na sílu, kterou bylo ověřeno protlačení desky, tedy $N_{Ed,max} = 2435,36 \text{ kN}$. Deformace výztuže během kolapsu musí být omezena, nesmí dojít k jejímu přetržení. Z tohoto důvodu se navrhuje na napětí o mnoho nižší, než je mez kluzu, tedy na napětí $\sigma_s = 300 \text{ MPa}$. Po usmýknutí by měla deska zůstat viset na navržených prutech, které se zohýbají – obrázek 89. Do těch se síla rozdělí pod úhlem porušení desky, který se předpokládá 30° . Norma ČSN 73 1201 uvádí, že tato výztuž má být navržena v oblasti sloupu a šířce $0,5$ tloušťky desky od místa účinné úložné plochy (viz str. 43). Zatažena je až za místo pomyslného porušení desky (viz ověření protlačení), a zároveň do oblasti nulových ohybových momentů. Kotevní délka je uvažována jako $2 \cdot l_{bd}$.



Obrázek 89

Výztuž na progresivní kolaps lokálně podporované desky [34]

$$\text{Celková plocha výztuže na progresivní kolaps: } A_s = \frac{N_{Ed,max}}{\sigma_s \cdot \sin 30^\circ} = \frac{2435,36}{300 \cdot 10^3 \cdot \sin 30^\circ} = 16236 \text{ mm}^2$$

$$\text{Délka, na které jsou uloženy pruty na progres. kolaps: } l_p = 0,5 + 0,8 \cdot 2 + 0,5 \cdot 2 \cdot 0,34 = 2,44 \text{ m}$$

$$\text{Počet prutů v jednom směru (pruty po 150 mm): } n = l_p / 0,15 = 2,44 / 0,15 = 16,3 \approx 17 \text{ prutů}$$

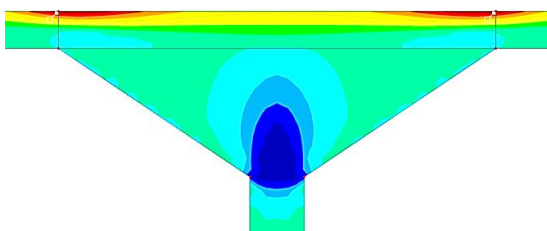
$$\text{Potřebný průměr jednoho prutu: } A_{s1} = \frac{A_s}{n \cdot 4} = \frac{16236}{17 \cdot 4} = 239 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{17 \text{ prutů } \varnothing 20 \text{ mm}}$$

Navržené profily $\varnothing 20 \text{ mm}$ na progresivní kolaps jsou umístěny při dolním okraji všech sloupů v obou směrech.

C.9.11. Návrh výztuže hlavic sloupů

Kruhové hlavice jsou namáhány především tlakovými silami, které zde vznikají od přenosu zatížení ze stropní desky do sloupů. Přibližně 5 - 12% těchto sil způsobují ve většině hlavicích objemové změny betonu (smršťování a pokles teploty). K trajektoriím hlavních tlakových napětí vznikají příčné tahy, na které je nezbytné tyto prvky vyztužit. Velká tahová namáhání na horní straně desky jsou již zachycena výztuží navrženou v kapitole C.9.10.

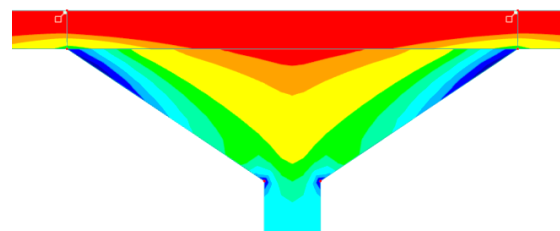
Správnost předpokladu toku trajektorií hlavních napětí byla ověřena na pomocném plošném modelu. Průběhy napětí σ_1 , σ_2 a trajektorie hlavních napětí jsou uvedeny na obrázcích 90 - 92. Na obrázcích 94 a 95 jsou dále uvedeny příklady skutečného vyztužení kruhových hlavic. Fotografie byly pořízeny během výstavby Národní technické knihovny v Praze [31]. Z fotografií je patrné, že zde byla navržena třmínková výztuž (svislá) a dále kruhová výztuž (vodorovná), tedy výztuž odpovídající příčným tahům v hlavicích.



Obrázek 90

Hlavní napětí σ_1

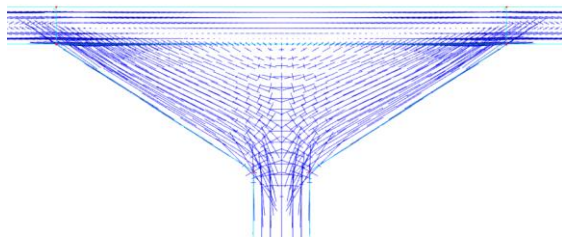
modře znázorněny největší tlaky, červeně a zeleně tahy



Obrázek 91

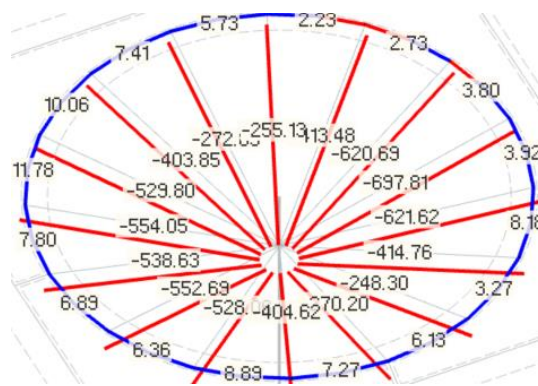
Hlavní napětí σ_2

modře a zeleně největší tlaky, červeně tahy



Obrázek 92

Schéma trajektorií hlavních napětí v hlavici



Obrázek 93

Maximální normálové síly prutů modelu hlavice [kN]

BEZ SOUHLASU AUTORA

Obrázek 94

Vyztužování kruhové hlavice v Národní technické knihovně [31]

BEZ SOUHLASU AUTORA

Obrázek 95

Finální vyztužení kruhové hlavice v Národní technické knihovně [31]

Všechny hlavice jsou vyztuženy stejným způsobem z důvodu velmi podobných vnitřních sil a dále s cílem sjednotit návrh tak, aby na stavbě nedocházelo k záměně prvků. Pro návrh byla vybrána rozhodující hlavice, její model s maximálními tlakovými normálovými silami je zachycen na obrázku 93.

Pro výpočet příčných tahových sil je použit vztah $T = 0,25 \cdot N$ [19]. Maximální tlaková síla je dle provedeného výpočtu rovna 697,81 kN. Od této hodnoty jsou odvozeny příčné tahy, na které je navržena svislá výztuž ve formě dvou protilehlých prutů ve tvaru U a dále kruhová vodorovná výztuž.

$$T_{Ed} = 0,25 \cdot N_{Ed} = 0,25 \cdot 697,81 = 174,45 \text{ kN}$$

$$A_{s,req.} = \frac{T_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{174,45}{434783} = 401 \text{ mm}^2$$

a) Návrh 2×U (třmínky) - svislá výztuž

Návrh: 3×dvoustřížné třmínky (resp. 2×protilehlá U) Ø10 mm

$$A_s = 2 \cdot 3 \cdot \pi \cdot 5^2 = 471 \text{ mm}^2$$

$$T_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} = 471 \cdot 434,785 \cdot 10^{-3} = 204,89 \text{ kN}$$

Posouzení: $T_{ed} = 174,45 \text{ kN} < T_{Rd} = 204,89 \text{ kN}$

→ VYHOVUJE

b) Návrh kruhové výztuže - vodorovná výztuž

Návrh: 6× Ø10 mm - vždy 2 pruty do navržené výztuže tvaru U

$$A_{s,req.} = 401 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 6 \cdot \pi \cdot 5^2 = 471 \text{ mm}^2$$

$$T_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} = 471 \cdot 434,785 \cdot 10^{-3} = 204,89 \text{ kN}$$

Posouzení: $T_{ed} = 174,45 \text{ kN} < T_{Rd} = 204,89 \text{ kN}$

→ VYHOVUJE

c) Ověření tlačené oblasti v napojení hlavice na svislou část sloupu

Hlavice jsou v místě přechodu na svislou část sloupu velmi namáhány tlakovým napětím. Hodnota normálové síly v tomto místě dosahuje velikosti 2737,20 kN (viz kapitola 6.9.9.). Jelikož je tento styčnický namáhán tlakovými silami, jedná se o typ CCC¹¹, jeho únosnost je tedy dána vztahem [19]:

¹¹ Styčnický typu CCC – značení pro styčnický s tlakovými silami

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot v' \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 0,84 \cdot 26,66 = 19,04 \text{ MPa}$$

$$\bullet \quad v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

Maximální napětí na ploše na rozhraní hlavice a svislé části sloupu je rovna poměru normálové síly a plochy průřezu sloupu:

$$\sigma_{Ed,max} = \frac{N}{\pi \cdot r^2} = \frac{2737,20}{\pi \cdot 0,25^2} = 13,94 \text{ MPa}$$

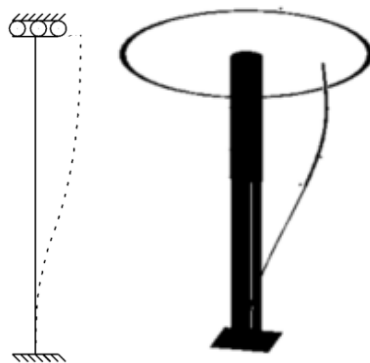
Posouzení: $\sigma_{Ed,max} = 13,94 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max} = 19,04 \text{ MPa}$

➔ **VYHOVUJE**

C.9.12. Návrh a posouzení sloupů

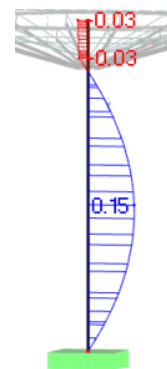
a) Návrh podélné výztuže

Návrh podélné výztuže sloupů je proveden pomocí programu Dlubal RFEM – Concrete Columns. Tímto přídatným modulem lze navrhnout a posoudit výztuž pro prutové prvky již vytvořeného prostorového modelu. Výpočet je založen na metodě jmenovité křivosti dle ČSN EN 1992-1-1. Důležitým krokem ve výpočtu je správně stanovit součinitel vzpěrné délky. Jelikož na konstrukci působí smršťování betonu, sloupy se deformují odlišně od běžných skeletových budov. Jak je vidět z porovnání na obrázku 96, deformace sloupů jsou velmi podobné tvaru vybočení pro model *vetknutí - posuvné vetknutí* (např. sloup rámu, apod). Pro tento model je součinitel účinné délky roven 1. Z deformace sloupu je patrné, že k téměř nulovému natočení dochází již na rozhraní svislé části a tuhé hlavice. Nasvědčuje tomu i vypočtené natočení $0,03^\circ$ v místě přechodu hlavice a sloupu na obrázku 97.



Obrázek 96

Porovnání běžného tvaru vybočení a deformace sloupu



Obrázek 97

Natočení sloupu φ_y [°]

Pro popsaný případ deformace (resp. tvar případného vybočení) je tedy součinitel účinné délky rovný 1. Tato hodnota je potvrzena i vztahy, které jsou založené na poměrné poddajnosti

místa napojení sloupu na hlavici dle normy ČSN EN 1992-1-1. Jako délka sloupu je určena jeho výška včetně přibližně 1/3 výšky hlavice. Zde je uvažováno místo vetknutí.

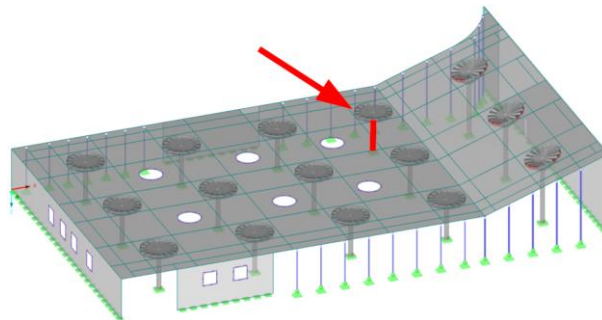
Pomyslná délka sloupu: $l = l_0 = 4,1 + 0,8 \cdot 0,3 = 4,34 \text{ m}$

Poměrná poddajnost: $k = \frac{\theta}{M} \cdot \frac{EI}{l} = \frac{0,03}{297,03} \cdot \frac{35 \cdot 3,068}{4,34} = 0,0025$

Součinitel účinné délky: $\beta = 1 + \frac{1}{1+k} = 1 + \frac{1}{1+0,0025} = 1,002 \rightarrow \beta \approx 1$

Dále je v programu pozměněn součinitel A pro výpočet limitní štíhlosti. Důvodem ručního zadání je to, že tento parametr závisí na součiniteli dotvarování, který program stanovuje na základě normy ČSN EN 1992-1-1. Jak již bylo dříve vysvětleno, tato norma neposkytuje reálné hodnoty (velmi nízké), proto je součinitel A v parametrech výpočtu přepsán.

Nejvíce namáhaný sloup je označen na obrázku 98. Rozhodující kombinací zatížení je pro tento prvek kombinace KZ1. Veškeré vnitřní síly byly převzaty z výpočetního programu (viz vybrané hodnoty rozhodujících vnitřních sil v kapitole C.9.9).



Obrázek 98

Vyznačení nejvíce namáhaného sloupu

- Excentricita pro návrhové vnitřní síly:

Směr y:

Excentricita od zatížení (od momentu I.řádu): $e_{y,f} = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} = \frac{297,03}{2467,40} = 120,38 \text{ mm}$

Excentricita od imperfekcí pro osamělý sloup ve ztuženém systému:

$e_i = \theta_i \cdot l_0 / 2 = 0,0048 \cdot 4,34 / 2 = 10,42 \text{ mm}$

- $\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 1/200 \cdot 0,96 \cdot 1 = 0,0048$
- $\alpha_h = 2 / \sqrt{l} = 2 / \sqrt{4,34} = 0,96003$

$$\bullet \quad \alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)} = \sqrt{0,5(1+1/1)} = 1$$

Celková velikost excentricity: $e_y = e_i + e_{y,f} = 120,38 + 10,42 = 130,80 \text{ mm}$

Ohybový moment I.řádu s vlivem imperfekcí: $M_{0y,Ed} = N_{Ed} \cdot e_y = 2467,40 \cdot 0,1308 = \underline{\underline{322,74 \text{ kNm}}}$

Směr z:

Excentricita od zatížení (od momentu I.řádu): $e_{z,f} = \frac{M_{z,Ed}}{N_{Ed}} = \frac{101,69}{2467,40} = 41,21 \text{ mm}$

Celková velikost excentricity: $e_{y,Ed} = e_i + e_{z,f} = 41,21 + 10,42 = 51,64 \text{ mm}$

Ohyb. moment I.řádu s vlivem imperfekce: $M_{0z,Ed} = N_{Ed} \cdot e_{y,Ed} = 2467,40 \cdot 0,05164 = \underline{\underline{127,40 \text{ kNm}}}$

- Excentricita pro kvazistálou kombinaci zatížení:

Směr y:

Excentricita od zatížení (moment I.řádu): $e_{y,f,qp} = \frac{M_{qp}}{N_{qp}} = \frac{176,63}{1479,30} = 119,40 \text{ mm}$

Celková velikost excentricity: $e_{y,qp} = e_i + e_{y,f,qp} = 119,40 + 10,42 = 129,82 \text{ mm}$

Ohyb. moment I.řádu s vlivem imperfekce: $M_{0y,qp} = N_{qp} \cdot e_{y,qp} = 1479,30 \cdot 0,1298 = \underline{\underline{192,04 \text{ kNm}}}$

Směr z:

Excentricita od zatížení (moment I.řádu): $e_{z,f,qp} = \frac{M_{z,qp}}{N_{qp}} = \frac{61,69}{1503,10} = 41,04 \text{ mm}$

Celková velikost excentricity: $e_{z,qp} = e_i + e_{z,f,qp} = 41,04 + 10,42 = 51,46 \text{ mm}$

Ohyb. moment I.řádu s vlivem imperfekce: $M_{0z,qp} = N_{qp} \cdot e_{z,qp} = 1503,10 \cdot 0,05146 = \underline{\underline{77,35 \text{ kNm}}}$

- Součinitelé pro výpočet limitní štíhlosti:

Směr y:

$$A_y = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{eff,y}} = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot 1,473} = \underline{\underline{0,772}}$$

- $\varphi_{(\infty,t0)} = 2,476$ (viz výpočet dle kapitoly C.9.6)

$$\bullet \quad \varphi_{eff,y} = \varphi_{(\infty,t0)} \frac{M_{0y,qp}}{M_{0y,Ed}} = 2,476 \frac{192,04}{322,74} = 1,473$$

Směr z:

$$A_z = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{eff,z}} = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot 1,503} = \underline{\underline{0,769}}$$

$$\bullet \quad \varphi_{eff,z} = \varphi_{(\infty,t0)} \frac{M_{0z,qp}}{M_{0z,Ed}} = 2,476 \frac{77,35}{127,40} = 1,503$$

Detaily - prut č. 6 - x: 0.000 m - KZ1			
☐ Rozhodující zatížení			
☐ Normálová síla	N	-2467.400	kN
☐ Moment okolo osy y	M _y	297.030	kNm
☐ Moment okolo osy z	M _z	-101.690	kNm
☐ Působící vnitřní síly			
☐ Normálová síla	N _{Ed}	-2467.400	kN
☐ Moment okolo osy y	M _{Ed,y}	322.731	kNm
☐ Moment okolo osy z	M _{Ed,z}	-127.391	kNm
☐ Vnitřní síly na mezi pevnosti			
☐ Normál. síla na mezi pevnosti	N _u	-2785.530	kN
☐ Moment na mezi pevnosti okolo osy y	M _{y,u}	364.183	kNm
☐ Moment na mezi pevnosti okolo osy z	M _{z,u}	-143.754	kNm
☐ Kritérium posouzení (pož. γ / navr. γ)	Kritérium	0.8862	

Obrázek 99

Část výpočtu programu – rozhodující vnitřní síly a únosnost sloupu dopočtená programem pro 9 Ø20 mm

Dle provedeného výpočtu v programu Dlubal RFEM - Collumns je nezbytné vyztužit řešený sloup minimálně 9 pruty Ø16 mm. Jelikož však vnitřní síly závisejí z velké části na objemových změnách betonu a skutečná hodnota výsledného smršťování a dotvarování je nejistá, profily 16 mm jsou nahrazeny pruty Ø20 mm. Zvýší se tak únosnost sloupu a pokryjí se nejistoty velikosti zmíněných hodnot. Jak je vidět z výpočtu (obrázek 99), využití takto vyztuženého sloupu je 88.62%. Pro ověření reálnosti nového návrhu je výsledné množství výztuže porovnáno s hodnotami vypočtenými zjednodušeně na základě nomogramu. Do nomogramu na obrázku 100 jsou vyneseny příslušné hodnoty. Z porovnání je zřejmé, že skutečná hodnota mechanického stupně vyztužení 0,184 je vyšší než odhadnutá hodnota přibližně 0,05. Takto navržená výztuž je tedy vyhovující.

$$d' = 500 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 8 - 16 = 408 \text{ mm} \rightarrow d'/h = 408/500 = 0,816 \approx 0,80$$

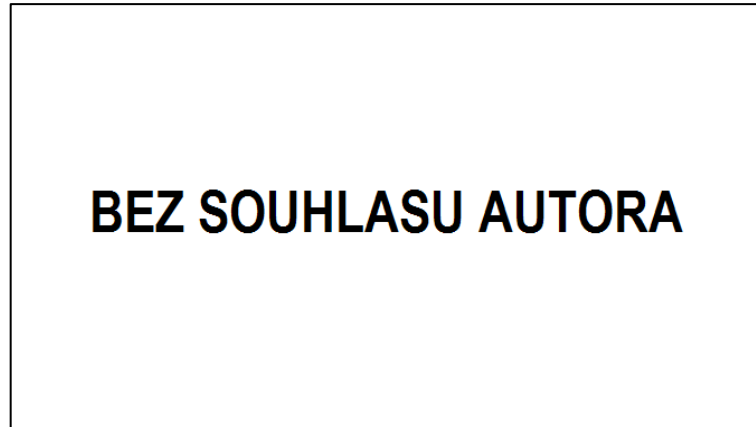
$$\frac{M_{y,Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{297,03}{0,5 \cdot 0,5^2 \cdot 26,67} = 0,089$$

$$\frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{2467,40}{0,5 \cdot 0,5 \cdot 26,67} = 0,370$$

$$\omega_s = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{2827,43 \cdot 434,78}{0,5 \cdot 0,5 \cdot 26,67} = 0,184$$

Porovnání: $\omega_s = 0,184 > \omega = 0,05$

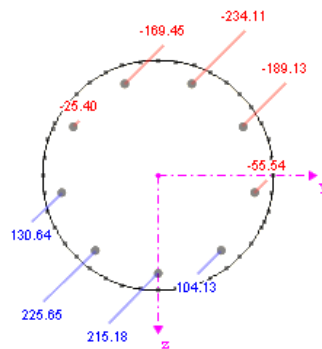
→ VYZTUŽENÍ ODPOVÍDÁ ODHADU



Obrázek 100

Vyznačení odhadu mechanického stupně vyztužení sloupu v nomogramu [20]

Na obrázku 101 je dále uvedeno napětí v jednotlivých prutech výztuže při charakteristické kombinaci zatížení KZ9, které dosahuje maximálního tahového napětí 225,65 MPa. Napětí je tedy menší než maximální přípustná hodnota $0,8 \cdot f_{yk}$.



Obrázek 101

Napětí ve výztuži pro charakteristickou kombinaci zatížení [MPa]

Dále je ověřeno tlakové napětí betonu při kvazistálém zatížení. Maximální tlakové napětí v nejvíce namáhaném sloupu je rovno 21,00 MPa. Tato hodnota je vyšší než hraničních $0,45 \cdot f_{ck}$. Bylo by tedy nezbytné ve výpočtu uvažovat s nelineárním dotvarováním tohoto sloupu, ovšem pouze v malé oblasti jeho horní a spodní části, kde působí od ohybu velké napětí. Snížení tlakového napětí v betonu lze však docílit návrhem většího množství výztuže. Jak je vidět na obrázku 103, v nejvíce namáhaném sloupu by to znamenalo zvýšit množství výztuže na 11 prutů $\varnothing 25 \text{ mm}$. Z obrázku 104 lze dále odvodit, že další možností je též ovinout sloup spirálovou výztuží a tím tak zvýšit jeho pevnost v tlaku. Vzhledem k velkému počtu sloupů v objektu se také bude spirálová výztuž lépe provádět nežli vyvazování jednotlivých třmínků. Řešení se spirálovou výztuží je tedy navrženo i v řešeném objektu vývojového centra. Vyztužení sloupu je součástí výkresu v příloze VII.

$$f_{y,max} = 225,65 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400,00 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$f_{c,min} = 21,00 \text{ MPa} > 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 40 = 18,00 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{NEVYHOVUJE}$$

Řešením je ovinutí sloupů spirálovou výztuží Ø10 mm s výškou závitu šroubovice 80 mm.

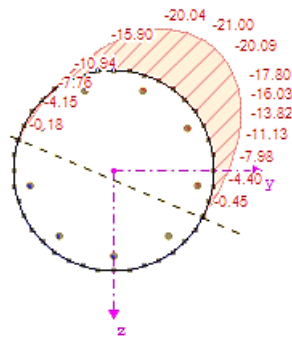
Zvýšená pevnost betonu v důsledku ovinutí sloupu je dle normy ČSN EN 1992-1-1 [1]:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1 + 5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) = 40 \cdot \left(1 + 5 \cdot \frac{1,985}{40} \right) = 49,93 \text{ MPa}$$

$$\bullet \quad \sigma_2 = \frac{2 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{s \cdot D} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0,005^2 \cdot 434,78}{0,08 \cdot 0,43} = 1,985 \text{ MPa}$$

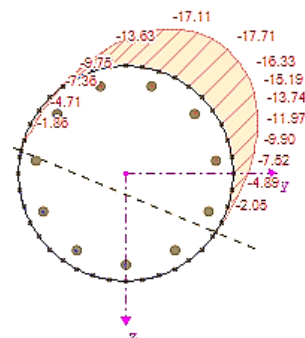
- s – výška závitu šroubovice
- D – průměr střednice třmínků

$$f_{c,min} = 21,00 \text{ MPa} > 0,45 \cdot f_{ck,c} = 0,45 \cdot 49,93 = 22,47 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



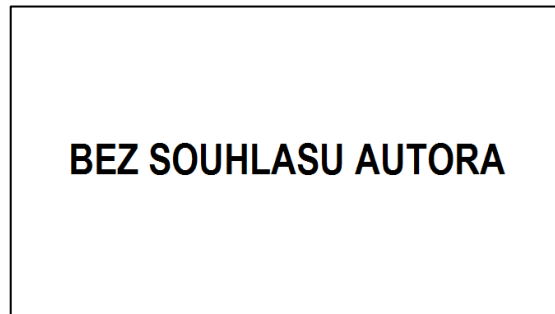
Obrázek 102

Napětí v tlačeném betonu [MPa]
9 prutů Ø20 mm



Obrázek 103

Napětí v tlačeném betonu [MPa]
11 prutů Ø25 mm



Obrázek 104

Porovnání tlakové pevnosti betonu ovinutého a neovinutého sloupu
úprava obrázku z normy ČSN EN 1992-1-1 [1]

b) Návrh smykové výztuže

Návrh smykové výztuže je proveden též pomocí programu. Nezbytně nutné jsou kruhové třmínky $\varnothing 10 \text{ mm}$ po 300 mm . Takto navržená smyková výztuž tedy vyhoví. Část výpočtu v programu Dlubal RFEM – Columns je uveden na obrázku 105. Sloup s takto navrženou smykovou výztuží je využit na 42,66%. Jak bylo však uvedeno, použita bude spirálová výztuž (ovinutí) s výškou závitů pouze 80 mm . Některé sloupy jsou také vlivem objemových změn namáhány kroucením, ovšem maximální velikost krouticího momentu je $5,46 \text{ kNm}$. Hodnota je velmi nízká a průřez tedy vyhoví i s uvažováním společného působení posouvajících sil a kroucení.

4.2 Navržená třmínková výztuž							
Položka č.	A	B	C		D	E	F
	Počet třmínků	d_s [mm]	Místo x [m] od	do	Vzdál. s_{sw} [mm]	Počet stěhů	
Prut č. 6 - Kruh 500							
1	15	10.0	0.036	4.236	300.0	2	

Minimální smyková únosnost	$V_{Rd,c,min}$	189.828	kN
Smyková únosnost bez smykové výztuže	$V_{Rd,c}$	195.166	kN
Posouzení			
Působící posouv. síla	V_{Ed}	83.264	kN
Smyková únosnost	$V_{Rd,c}$	195.166	kN
Kritérium posouzení ($V_{Ed}/V_{Rd,c}$)	Kritérium	0.4266	

Obrázek 105

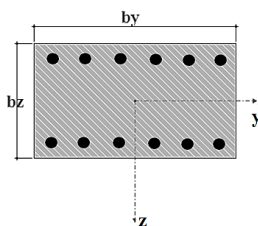
Rozhodující zatížení (KZ1) a únosnost sloupu dopočtená programem pro třmínky $\varnothing 10$ po 300 mm

C.9.13. Návrh výztuže stěn

Návrh výztuže stěny je proveden pro nejvíce namáhanou vysokou stěnu, která podporuje šikmou část desky. Rozhoduje kombinace zatížení KZ3. Ověřeno je štíhlostní kritérium stěny a posléze vypočten ohybový moment včetně vlivu imperfekcí. Tento moment v interakci s normálovou silou je ověřen pomocí interakčního diagramu. Deformace stěny ve směru x je opět podobná modelu *vetknutí - posuvné vetknutí*. Vzhledem však k její velké výšce je mírně přihlédnuto ke konzolovému působení a hodnota součinitele účinné délky je zvolena na straně bezpečnosti o velikosti 1,5. Jako výztuž jsou dále použity pruty $\varnothing 12 \text{ mm}$ po 200 mm . Důvodem těchto roztečí je sjednocení s navazující deskou a omezení trhlin od smršťování. Pruty $\varnothing 12 \text{ mm}$ jsou dále zvoleny z důvodu velké výšky stěny, menší profily by se mohly obtížněji navazovat do bednění.

Přibližná reakce stěny 885 kN/m = maximální normálová síla $N_{Ed} = 885 \text{ kN/m}$

<u>Materiál</u>		<u>Vnitřní síly (návrhové hodnoty MSÚ)</u>	
Beton	= C40/50 -	N_{Ed}	= 885,00 kN
výztuž	= B500B -	$M_{y,Ed,01}$	= 16,35 kNm/m'
Ø výztuž podélná	= 12 mm	$M_{y,Ed,02}$	= -6,74 kNm/m'
počet prutů u 1 strany b_y	= 5 ks	$M_{z,Ed,01}$	= 3,21 kNm/m'
Ø třmínky nebo podélná výztuž	= 8 mm	$M_{z,Ed,02}$	= -1,48 kNm/m'
cotg Θ	= 1,5 -		
<u>Geometrie</u>		<u>Momenty od kvazistálého zatížení</u>	
Výška sloupu	= 8,68 m	$M_{y,0Ed,qp}$	= 9,45
součinitel účinné délky	= 1,50 -	$M_{z,0Ed,qp}$	= 1,78
b_y	= 1000 mm		
b_z	= 200 mm		
$\varphi_{e(=,0)}$	= 2,35 -		
<u>Krytí výztuže</u>			
c	= 25 mm		



<u>Štíhlost sloupu:</u>	
štíhlost λ_y	= 33,95 -
excentricita od zatížení	= 0,018 m
excentricita od imperfekcí	= 0,0157 m
moment I řádu včetně imperfekcí	= 30,06 kNm
účinný souč. dotvar. φ_{ef}	= 0,73 -
A	= 0,8719 -
B	= 1,1700 -
C	= 2,0936 -
limitní štíhlost $\lambda_{lim,y}$	= 104,86 -

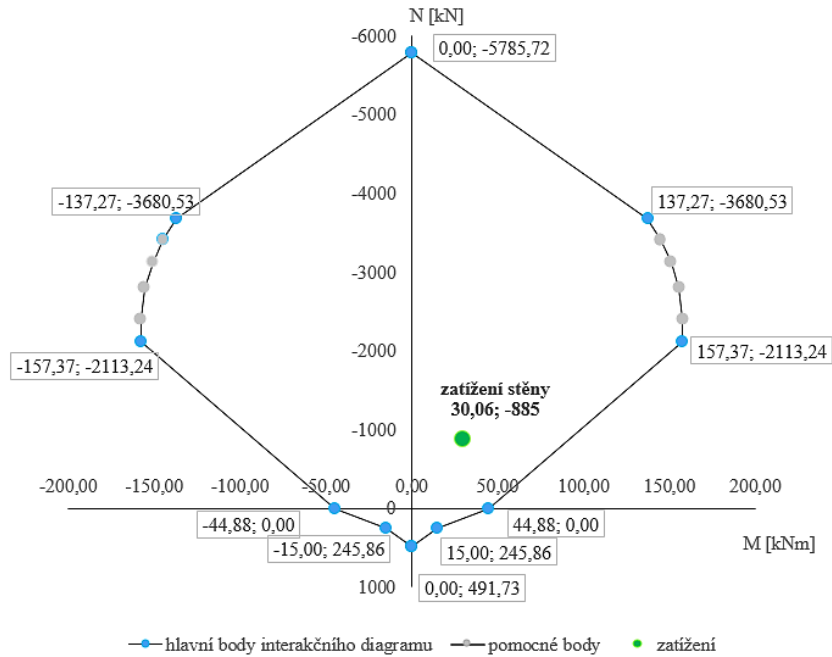
prvek není štíhlý, lze zanedbat účinky II.

$$M_{y,ed} = 30,06 \text{ kNm}$$

Obrázek 106

Vlastní výpočet v programu MS Excel pro určení limitní štíhlosti a výsledného ohybového momentu

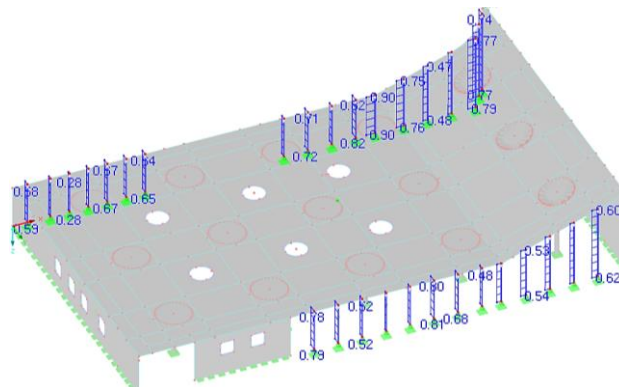
Jak bylo dříve uvedeno, v oblasti vetknutí stěny do základové konstrukce vždy vznikají působením objemových změn velká napětí a s nimi spojené trhliny. Z tohoto důvodu by byla mírně zhuštěna spodní výztuž i výztuž v oblasti napojení na střešní desku. Dále jsou navrženy vkládané ocelové plechy do bednění. Vzdálenosti mezi těmito prvky jsou navrženy maximálně po 13 m. V důsledku vložených plechů do stěn bude docíleno řízeného vzniku trhlin v místech, která budou tímto určena. Výztuž v těchto místech není přerušena. Umístění ocelových prvků je vyznačeno na výkrese tvaru v příloze IV.



Obrázek 107
Interakční diagram stěny

C.9.14. Ocelové sloupky

Navržené ocelové sloupky dilatačního celku A jsou posouzeny na veškeré kombinace zatížení pro oba mezní stavy pomocí přídavného modulu Dlubal RFEM - Steel EC3. Navrženy jsou 2 typy průřezů, a to uzavřený obdélníkový profil $160 \times 80 \times 5$, který podepírá vodorovnou část desky a dále svařovaný profil $2 \times \text{UPE140}$ podepírající její šikmou část. Správnost výpočtu v programu Dlubal je pro nejvíce zatížený sloup ověřena vlastním výpočtem v MS Excel. Rozhodujícím namáháním je vzpěr kolem měkčí osy z . Sloupky nejsou namáhány ohybovými ani krouticími momenty z důvodu kloubového přípoje k základové i střešní desce. Z posouzení na obrázku 108 je zřejmé, že maximální využití konstrukce je přibližně 90%, stejná hodnota vychází i na základě vlastního kontrolního výpočtu. Takto navržená konstrukce tedy vyhovuje z hlediska MSÚ i MSP (rozhoduje MSÚ).



Obrázek 108
Využití ocelových sloupků [-]

<u>Průřezové charakteristiky</u>			<u>Vnitřní síly:</u>		
průřez:	160×80×5	-	N_{Ed}	=	422,40 kN
A	=	3 684,0 mm ²	L_y	=	4,90 m
I_z	=	8 473 600,0 mm ⁴	L_z	=	4,90 m
W_z	=	130 360,0 mm ³	<u>Materiál:</u>		
$W_{pl,z}$	=	159 670,0 mm ³	ocel:	S235	-
i_z	=	48,0 mm	E	=	210 000 MPa
<u>Součinitelé:</u>			G	=	80 700 MPa
γ_{M1}	=	1,00 -	f_y	=	235 MPa
<u>Posouzení:</u>					
λ_z	=	102,083 -			
λ_1	=	93,913 -			
$\bar{\lambda}_z$	=	1,087 -			
krivka α	=	b -			
α_z	=	0,340 -			
ϕ_z	=	1,242 -			
χ_z	=	0,543 -			
N_{Ed}	=	422,40 kN			
$N_{pl,Rd,z}$	=	470,12 kN			
Využití	=	0,90 -			
$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$			>>>	<u>VYHOVUJE</u>	

Obrázek 109

Ověřující vlastní výpočet únosnosti sloupu v programu MS Excel

C.9.15. Posouzení průhybů střešní desky

Posouzeny jsou svislé průhyby střešní desky. Vzhledem k možnosti modelování konstrukce v časově závislém výpočtu, je ověření provedeno opět s využitím již vytvořeného rámového výseku v programu Scia Engineer. Pomocí TDA je vypočtena dlouhodobá deformace desky bez trhlin, pouze s vlivem dotvarování a smršťování betonu. Na základě porovnání průhybů rámu (TDA) a prostorového modelu (lineární výpočet) je stanovena přibližná hodnota násobitele, kterým jsou převedeny lineárně vypočtené průhyby desky na dlouhodobé. Zohledněno tak bude dotvarování betonu. Jelikož dále TDA výpočet nezohledňuje vznik trhlin, výsledná hodnota je posléze převedena na finální dlouhodobý průhyb desky narušené trhlinami.

Působení a zatížení konstrukce je postupně v časově závislém výpočtu v několika krocích zaměřováno tak, aby se její chování co nejvíce přiblížilo realitě. Pro určení dlouhodobých účinků dotvarování je konstrukce zatížena kvazistálou kombinací zatížení KZ19. Vzhledem k modelování hlavic jako vzpěr je konstrukce zatížena náhradním spojitým zatížením reprezentující tíhu celých hlavic ve tvaru komolého kužele. Náhradní zatížení je vypočteno i pro vylehčené a plné části desek. Na svislé konstrukce působí vlastní tíha stanovená programem (sloupy, stěny). Zatížení konstrukce je zachyceno na obrázcích 109 až 111.

Jednotlivé fáze výstavby a provozu:

čas změny	provedená změna v působení nebo zatížení konstrukce
0	betonáž, působení bednění - zabránění posunu ve vodorovném a svislém směru
0	působení vlastní tíhy sloupů a stěn – svislé konstrukce
2 dny	působení vlastní tíhy hlavic a desky - viz obrázek 107
7 dní	odbednění konstrukce, podstojkování střešní desky - zabránění svislé deformace
58 dní	odstranění podpůrných stojek - uvolnění deformace ve svislém směru
90 dní	působení ostatního stálého zatížení (skladba střechy) – viz obrázek 48
180 dní	působení užitečného zatížení
5 let	kontrolní čas působení konstrukce
10 let	kontrolní čas působení konstrukce
20 let	kontrolní čas působení konstrukce
50 let	kontrolní čas působení konstrukce
100 let	kontrolní čas působení konstrukce

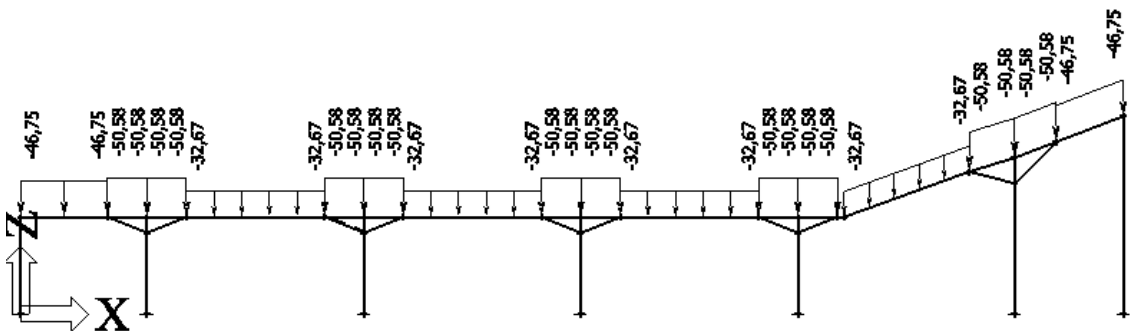
Objem hlavice (komolého kužele):

$$V = \frac{\pi \cdot v}{3} (r_1^2 + r_1 \cdot r_2 + r_2^2) + \pi \cdot r_1^2 \cdot h = \frac{\pi \cdot 0,8}{3} (2^2 + 2 \cdot 0,25 + 0,25^2) + \pi \cdot 2^2 \cdot 0,34 = 8,09 \text{ m}^3$$

$$\text{Náhradní liniové zatížení hlavice: } g_h = \frac{\gamma_c \cdot V}{l} = \frac{25 \cdot 8,09}{4} = 50,58 \text{ kN/m}$$

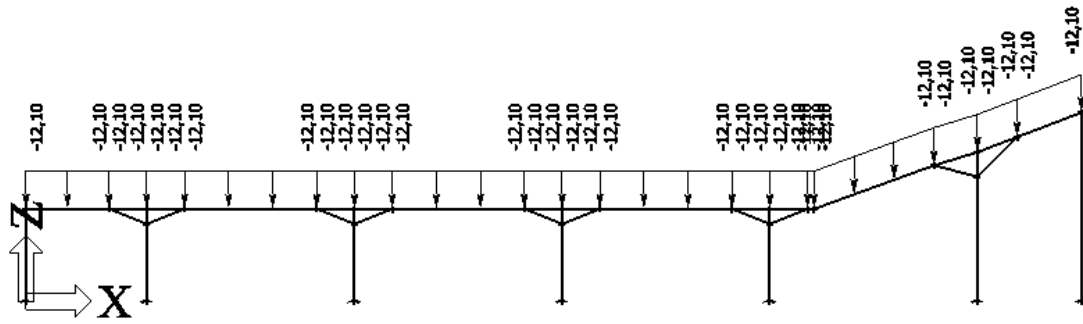
$$\text{Náhradní lin. zatížení vylehčených desek: } g_d = \gamma_c \cdot h_{\text{tíha}} \cdot l_{\text{sloup}} = 25 \cdot 0,2376 \cdot 5,5 = 32,67 \text{ kN/m}$$

$$\text{Náhradní lin. zatížení plných desek: } g_d = \gamma_c \cdot h_{\text{tíha}} \cdot l_{\text{sloup}} = 25 \cdot 0,34 \cdot 5,5 = 46,75 \text{ kN/m}$$



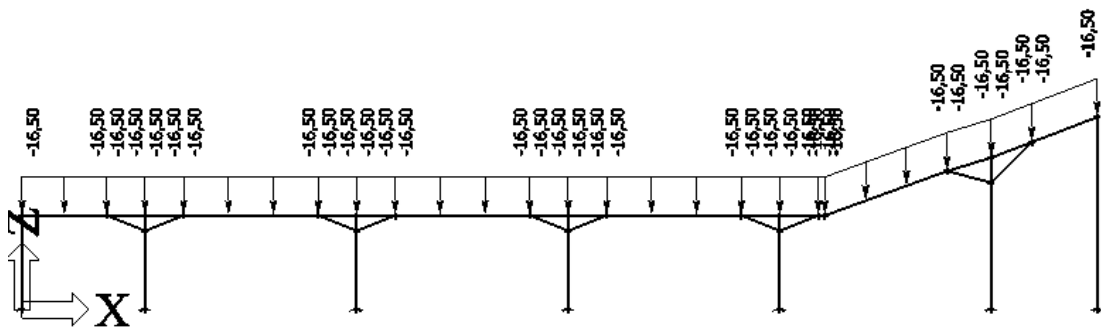
Obrázek 110

Náhradní zatížení za vlastní tíhu hlavic a desky [kN/m]
(ostatní části dopočte program ve fázi betonáže sloupů a stěn)



Obrázek 111

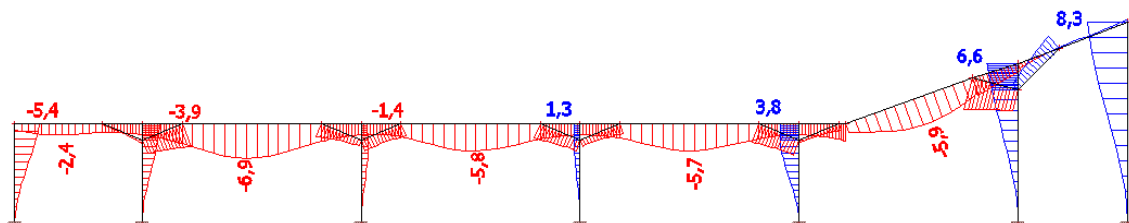
Ostatní stálé zatížení [kN/m]



Obrázek 112

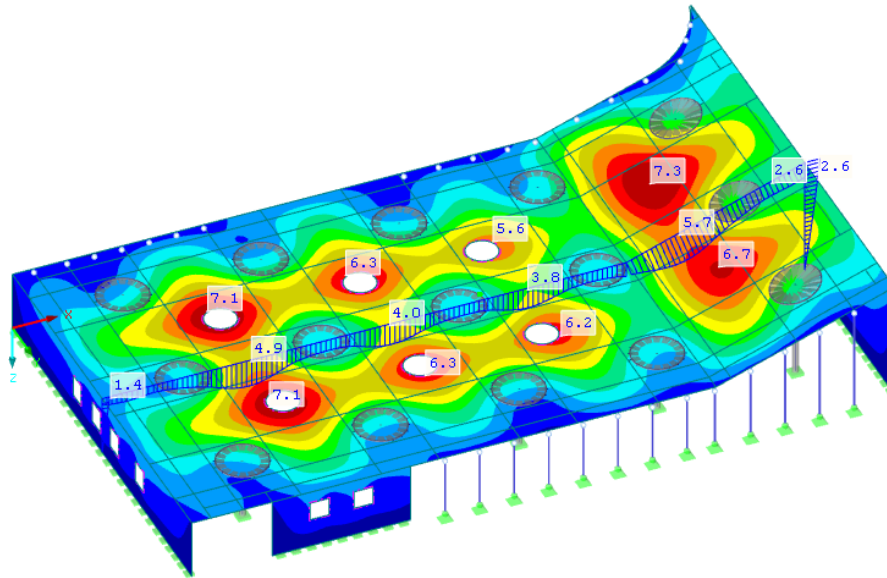
Užitné zatížení [kN/m]

Na základě časově závislého výpočtu bylo zjištěno, že na konci životnosti konstrukce při zatížení kvazistálou kombinací KZ17 dochází na rámovém výseku (resp. ve sloupovém pruhu) k maximálnímu průhybu střešní desky $6,9 \text{ mm}$. Stejně zatížený prostorový model vykazuje ve sloupovém pruhu okamžité průhyby $4,9 \text{ mm}$. Lze tedy očekávat, že dlouhodobé deformace střešní desky budou vlivem dotvarování betonu přibližně **1,5× větší**. Pokud porovnáme průhyby TDA výpočtu a prostorového modelu zatíženého pouze stálým a užitným zatížením bez smršťování, dlouhodobé průhyby dosahují účinkem současného působení smršťování a dotvarování přibližně **dvojnásobku** okamžité deformace. Tento poměr mezi krátkodobým a dlouhodobým chováním konstrukce je standardní, výpočet lze tedy považovat za reálný.



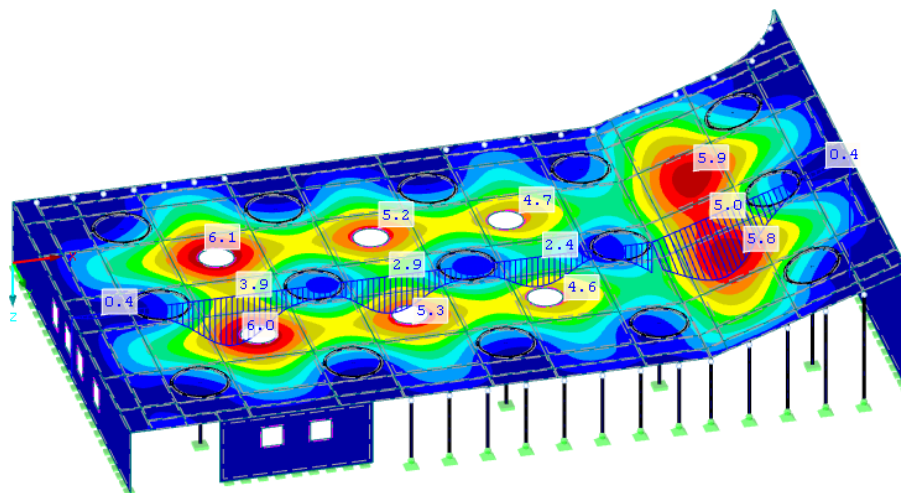
Obrázek 113

Dlouhodobé deformace na konci životnosti konstrukce [mm]



Obrázek 114

Svislé celkové deformace od kvazistálé kombinace zatížení KZ17 [mm]



Obrázek 115

Svislé celkové deformace od kvazistálé kombinace zatížení KZ21 - bez uvážení vlivu smršťování [mm]

Limitní průhyb desky je spočten z rozponu konstrukce. Rozhodujícím místem pro určení maximálního průhybu je oblast kolem otvorů ve střední části desky. Výsledná hodnota tohoto průhybu je spočtena na základě rozhodující charakteristické kombinace zatížení KZ15, ovšem složka stálého a užitečného zatížení je přenásobena **součinitelem dlouhodobého chování konstrukce** $\varphi_{g+sh} = 1,5$, který byl určen na základě časově závislého výpočtu. Zjištěny tak jsou průhyby konstrukce na konci její životnosti včetně účinků dotvarování, kdy na ni v zimním období může krátkodobě působit zatížení sněhem, poklesem teploty z důvodu temperování vnitřních prostor a dále užiténé zatížení (oslavy příchodu Nového roku na pochůzích střeše, apod.).

- $(ZS1+ZS2+ZS5) \cdot 1,5$ - pouze stálé zatížení s účinky smršťování $\cdot \varphi_{g+sh}$
- $ZS3 \cdot 0,5$ – zatížení sněhem $\cdot \psi_{0,s}$

- ZS8 – zatížení užité - pásy příčné
- ZS6 · 0,6 – zatížení poklesem teploty · $\psi_{0,t}$

Maximální průhyb na konci životnosti je vypočten dle výše popsaného postupu:

$$u_{max}' = 5,7 \cdot 1,5 + 0,3 \cdot 0,5 + 3,0 + 0,6 \cdot 0,8 = \underline{\underline{12,10 \text{ mm}}}$$

$$u_{lim} = \frac{1}{250} \cdot l = \frac{1}{250} \cdot 11000 = \underline{\underline{44,0 \text{ mm}}}$$

Jak bylo dříve vysvětleno, tato hodnota je určena pouze pro průřez bez trhlin. Po vzniku trhlin lze obvykle očekávat průhyby ještě přibližně 2 - 4× vyšší. Pro určení tohoto násobitele zohledňující vliv potrhání průřezu byl vytvořen program v MS Excel. Výpočet je proveden zjednodušeně pro průřez plné desky s náhradní tloušťkou vypočtenou v kapitole C.9.1 na základě rovnosti jejich ohybových tuhostí. Uvažováno je opět se součinitelem dotvarování vypočteným dle normy ČSN EN 1992-1-2 dle kapitoly C.9.6. S tímto součinitelem dotvarování je násobitel zohledňující vliv trhlin na straně bezpečnosti. Vypočten je moment na vzniku trhlin a posléze určen hledaný součinitel, který je roven poměru momentů setrvačnosti betonového průřezu (s ním počítá výpočetní program) a vyztuženého průřezu s trhlinou. Vypočtenou hodnotou je posléze přenásoben průhyb konstrukce, který zatím zohledňuje pouze smršťování a dotvarování betonu.

Důležité vztahy výpočtu:

$$\text{Rozdělovací součinitel: } \zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_g} \right)^2$$

$$\text{Výsledný moment setrvačnosti včetně vlivu trhlin [20]: } I_{II,LT,výsledná} = \frac{I_{II,LT} \cdot I_{LT}}{\zeta \cdot I_{II,LT} + (1 - \zeta) \cdot I_{LT}}$$

$$\text{Násobitel pro vliv trhlin: } n_{trhliny} = \frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}{I_{II,LT,výsledná}}$$

Momenty pro charakteristickou a kvazistálou kombinaci zatížení:

$$\begin{aligned} M_{x,char.} &= 81,20 \text{ kNm} \\ M_{x,kvaz.} &= 66,54 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Linerárně vypočtený průhyb:

$$u_z = 12,10 \text{ mm}$$

Geometrie:

$$\begin{aligned} h_{tuhost} &= 329,27 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Součinitel dotvarování:

$$\varphi = 2,476 -$$

Efektivní hodnoty

$E_{c,eff}$	=	10,07	GPa
$\alpha_{e,ST}$	=	5,71	-
$\alpha_{e,LT}$	=	19,86	-

Charakteristiky průřezu pro směr x

$a_{s,prov}$	=	754	mm ²
d_x	=	298	mm
x_{ST}	=	166,06	mm
I_{ST}	=	3037505032	mm ⁴
x_{LT}	=	170,16	mm
I_{LT}	=	3217443826	mm ⁴
$m_{cr,ST}$	=	65,14	kNm/m
$m_{cr,LT}$	=	70,77	kNm/m

Vznik trhlin:

vznik při charakter.kombinaci

x_{ILLT}	=	80,68	mm
I_{ILLT}	=	882353432	mm ⁴
ζ	=	0,678	-
$I_{ILLT,výsledná}$	=	1151172382	mm ⁴

Násobitel pro vliv trhlin $n_{trhliny}$	=	2,58	-
---	---	------	---

Dlouhodobý průhyb:

s vlivem trhlin $u_z \cdot n_{trhliny}$	=	31,27	mm
---	---	-------	----

Posouzení: $u_{max} = 31,27 \text{ mm} < 44,0 \text{ mm}$

→ VYHOVUJE

Vypočtený průhyb střešní konstrukce na konci životnosti 31,27 mm je menší než limitní hodnota 44 mm. Konstrukce z hlediska svislých deformací vyhovuje.

D. OVĚŘENÍ PROVEDITELNOSTI OSTATNÍCH DILATAČNÍCH CELKŮ

Součástí diplomové práce je též předběžné ověření reálnosti návrhu ostatních dilatačních celků. Ověření je provedeno na úrovni předběžného výpočtu pro dilatační celek *B*, jelikož je jednou z největších částí objektu vývojového centra (ve směru *x* i *y*) a zároveň zde sloupy přenášejí zatížení ze dvou podlaží. Ostatní dilatační celky chráněné před vlivy venkovního prostředí jsou podobného charakteru. Dále je předběžně posouzen celek *I* umístěný v exteriéru.

Ověřeny jsou pouze zásadní otázky, a to, zda jsou sloupy schopny přenést veškeré působící zatížení a k jakým bude přibližně docházet průhybům stropních a střešních desek.

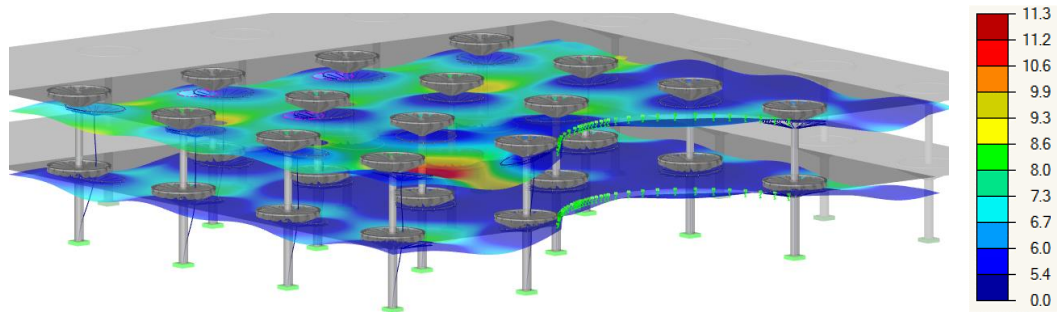
D.1. Vliv smršťování na dilatační celek *B*

Svislé nosné konstrukce řešeného dilatačního celku *B* jsou tvořeny kruhovými sloupy s hlavicemi. Betonové sloupy mají ve 2.NP průměr 500 mm, v 1.NP z důvodu vyššího zatížení 600 mm. Tloušťky vylehčených stropních desek jsou nyní zvoleny 380 mm. Při návrhu dilatačních celků bylo původně cílem propojit objekt *B* s výškovou budovou. Ovšem jak se později ukázalo, v konstrukci tak rozsáhlého celku vznikají vlivem objemových změn velká napětí, která již nelze zachytit výztuží. Stropní desky jsou tedy s výškovou budovou propojeny pomocí kluzných trnů.

Pro účely předběžného posouzení konstrukce je uvažováno se srovnatelnou velikostí působícího poměrného smršťování jako u dilatačního celku *A*. Konstrukce je též zatížena obdobnými kombinacemi zatížení. Jsou pouze upraveny velikosti zatížení působícího v 1.NP dle kapitoly B.6.2. Konstrukce je modelována jako prostorový výsek včetně části přilehlých objektů *C* a *D*. Všechny dilatační celky *B – H* do jisté míry spolupůsobí vzhledem k jejich propojení přes kluzné trny. Na jejich rozhraní jsou modelovány liniové klouby umožňující vodorovný pohyb konstrukce.

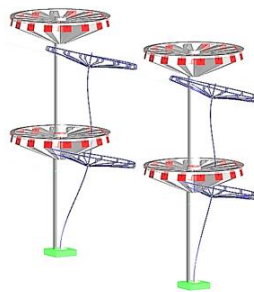
Objekt *B* disponuje na rozdíl od celku *A* dvěma nadzemními podlažími. Z tohoto důvodu autorku práce zajímalo, jak se bude při účincích smršťování chovat takováto konstrukce a zda dvě podlaží zásadním způsobem neovlivní její deformace. Na základě předběžné analýzy prostorového modelu metodou konečných prvků bylo zjištěno, že první nadzemní podlaží se chová obdobně jako dilatační celek *A*. Sloupy se při zatížení smršťováním opět deformují podobně modelu *vetknutí - posuvné vetknutí*. Podobný charakter deformace mají i stropní desky. Stejně chování však nelze očekávat u konstrukce druhého podlaží. Jak je vidět na obrázcích 116 a 117, deformace v patách sloupů ve 2.NP závisejí na vodorovných posunech hlavic v 1.NP.

Jelikož nejsou jako v prvním podlaží pevně vetknuty do základové desky, vznikají v nich mnohem nižší ohybové momenty. Naopak natočení jejich konců (hlavic) je mírně větší.



Obrázek 116

Obálka celkových deformací od všech kombinací kvazistálého zatížení [mm]

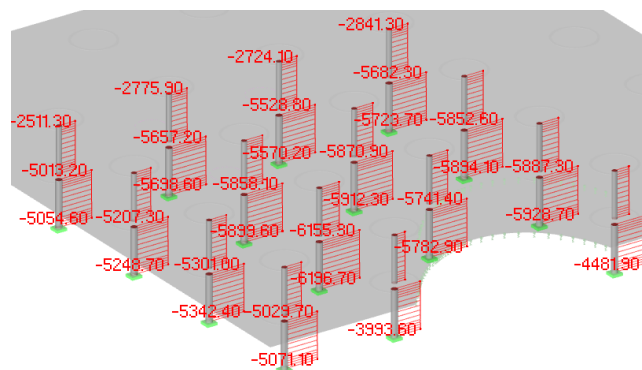


Obrázek 117

Celková deformace krajních sloupů od kvazistálé kombinace – obdobně jako KZ17 v kapitole C.9.8

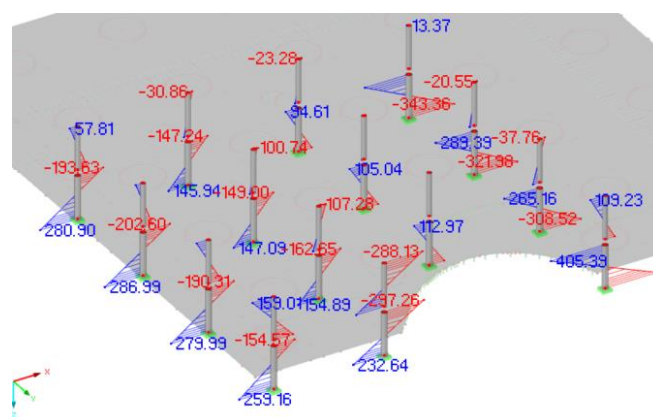
D.1.1. Posouzení nejvíce zatíženého sloupu

Jedním z rozhodujících prvků jsou obecně pro rozsáhlé objekty ohybově tuhé sloupy. Jak již bylo uvedeno, ve 2.NP jsou sloupy ovlivněny objemovými změnami minimálně, a to z důvodu téměř volného posunu jejich spodní části (není zde pevné vetknutí do základové desky). Jak je vidět na obrázcích 118 – 120, sloupy v 1.NP jsou naopak namáhány velikými silami. Rozhodující kombinací pro nejvíce namáhaný sloup je kombinace obdobná jako KZ1 z kapitoly C.9.8, tedy konstrukce zatížená rovnoměrným užitným zatížením ve všech polích.



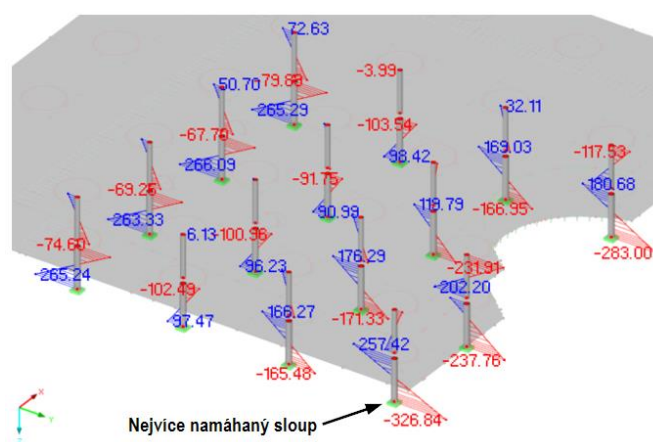
Obrázek 118

Normálové síly N – kombinace zatížení obdobně jako KZ1 [kN]



Obrázek 119

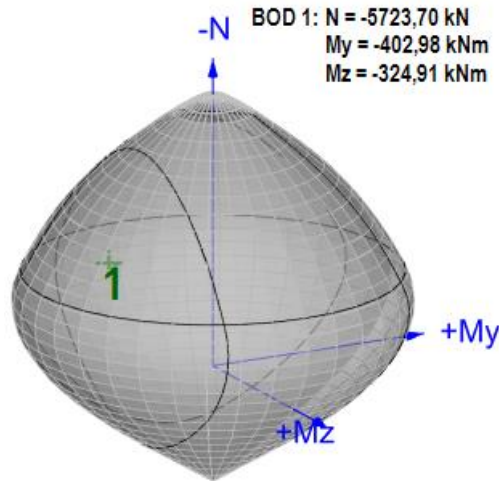
Momenty M_y – kombinace zatížení obdobně jako KZ1 [kNm]



Obrázek 120

Momenty M_z a vyznačení nejvíce namáhaného sloupu – kombinace zatížení obdobně jako KZ1 [kNm]

Cílem ověření je zjistit předběžně možnost vyztužení sloupů v 1.NP, ve kterých vznikají zároveň velmi vysoké ohybové momenty i normálové síly. Z výpočtů vyplývá, že nejvíce namáhaný sloup (vyznačený na obrázku 120) je třeba vyztužit minimálně 13 pruty $\varnothing 16 \text{ mm}$. Ověřena byla dále dostatečná ohybová rezerva navrženého rozměru sloupu. Na obrázku 121 je zachycen prostorový interakční diagram vypočtený pomocí programu FIN-Beton pro sloup s 21 pruty $\varnothing 25 \text{ mm}$, tedy s maximálně možným množstvím výztuže ($\rho_s \approx 0,04 \cdot A_c$). Z obrázku je zřejmé, že řešený sloup je takto využit na přibližně 57% a pro působící normálovou tlakovou sílu 5723,70 kNm má ve směru x ještě ohybovou rezervu 306,6 kNm a ve směru y rezervu 247,21 kNm. Pokud by byl dilatační celek prodloužen na všechny strany o jedno pole (tzn. 6×6 sloupů), navržené sloupy by již byly při daném zatížení objemovými změnami na hranici vyztužitelnosti. Dělení objektu na menší počet dilatačních celků by již tedy nebylo vhodné.

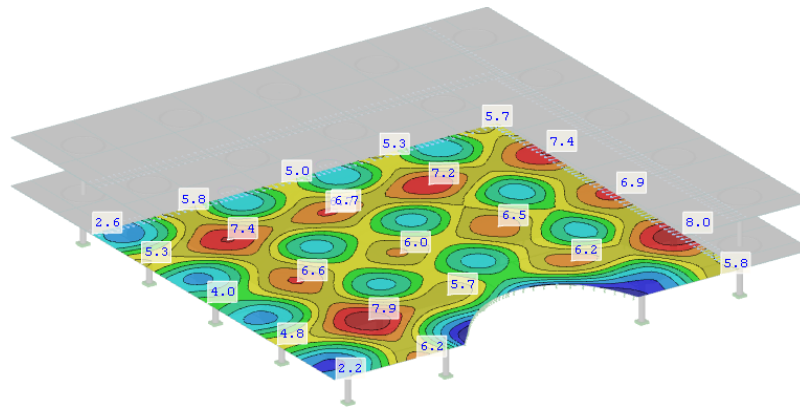


Obrázek 121

Prostorový interakční diagram kruhového sloupu průměru 600 mm s 21 pruty Ø25 mm

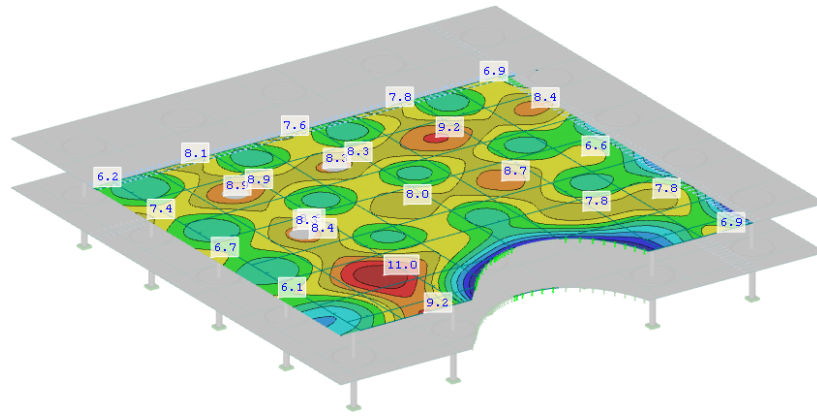
D.1.2. Průhyby desek

S výše zmíněným charakterem deformace sloupů ve 2.NP souvisejí průhyby desky. Vzhledem k většímu natočení hlavíc dochází ke zvýšení svislých deformací střešní desky. Její průhyby pro kvazistálou kombinaci zatížení jsou zachyceny na obrázcích 122 a 123. Rozhodujícím místem je oblast krajního pole střešní desky, zde dosahuje průhyb 11,0 mm. Jak již bylo zmíněno, detailní výpočty již znovu nejsou pro dilatační celek *B* prováděny. Pro předběžný odhad průhybu na konci životnosti konstrukce jsou užity dříve uvedené vztahy.



Obrázek 122

Obálka průhybů desky v 1.NP od kvazistálých kombinací zatížení – lineární výpočet [mm]



Obrázek 123

Obálka průhybů desky v 2.NP od kvazistálých kombinací zatížení – lineární výpočet [mm]

Maximální průhyb na konci životnosti je vypočten zjednodušeně přenásobením vypočtených průhybů konstrukce zatížené kvazistálým zatížením dříve vypočtenými součiniteli, které zohlední dotvarování betonu a vznik trhlin.

$$u_{max} \approx u_{kvz} \cdot \varphi_{g+sh} \cdot n_{trhliny} \approx 11 \cdot 1,5 \cdot 2,58 \approx 42,57 \text{ mm}$$

Posouzení: $u_{max} \approx 42,57 \text{ mm} < u_{lim} = 44,00 \text{ mm}$

→ VYHOVUJE

Na základě předběžného hrubého odhadu bylo ověřeno, že svislé průhyby desky nedosahují limitní hodnoty.

D.2. Dilatační celky v exteriéru

Vzhledem k tomu, že dilatační celky *I* a *J* jsou umístěny v exteriéru, působí na ně oproti krytým konstrukcím dilatačních celků *A – H* rozdílné objemové změny. Předběžně je ověřena realizovatelnost dilatačního celku *I*, jelikož má kratší a tudíž ohybově tužší sloupy. Konstrukce je zatížena opět náhradní teplotou reprezentující smršťování betonu $-20,63^{\circ}\text{C}$. Ve skutečnosti se předpokládá nižší hodnota smršťování z důvodu celoročně vyšší vlhkosti v exteriéru (pro oblast Mladé Boleslavi přibližně 75%), ale zároveň lze očekávat snížení dotvarování konstrukce. Konstrukce je dále zatížena možným poklesem teploty o 50°C (pro případ extrémní zimní teploty -30°C) a dále stálým a užitným zatížením a zatížením sněhem dle kapitoly C.9.8.

Na obrázku 124 jsou zachyceny svislé průhyby desky při působení veškerého stálého a proměnného zatížení včetně poklesu teploty a smršťování betonu. Maximální okamžitý průhyb je v poli roven $8,1 \text{ mm}$ a na konci konzol $4,6 \text{ mm}$. Pro hrubý odhad průhybů na konci životnosti včetně vlivu dotvarování a vzniku trhlin jsou opět hodnoty přenásobeny součiniteli φ_{g+sh} a $n_{trhliny}$. Pokud by se během podrobného výpočtu ukázalo, že průhyby jsou (především u konzol) příliš

velké, lze provést bednění, resp. desku s potřebným nadvýšením. Tímto způsobem by mohl být vyrovnán průhyb od vlastní tíhy konstrukce.

$$u_{max,pole} \approx u_{kvz,pole} \cdot \varphi_{g+sh} \cdot n_{trhliny} = 8,1 \cdot 1,5 \cdot 2,58 = 31,35 \text{ mm}$$

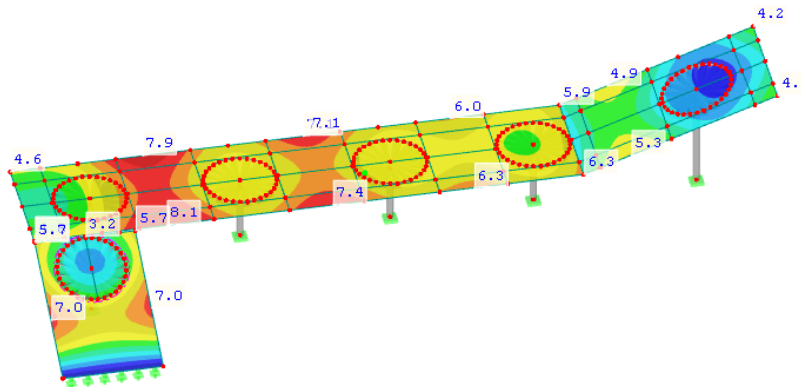
Posouzení: $u_{max,pole} = 31,35 \text{ mm}$ $u_{lim,pole} = 44,00 \text{ mm}$

→ VYHOVUJE

$$u_{max,konzola} \approx u_{kvz,konzola} \cdot \varphi_{g+sh} \cdot n_{trhliny} = 4,6 \cdot 1,5 \cdot 2,58 = 17,80 \text{ mm}$$

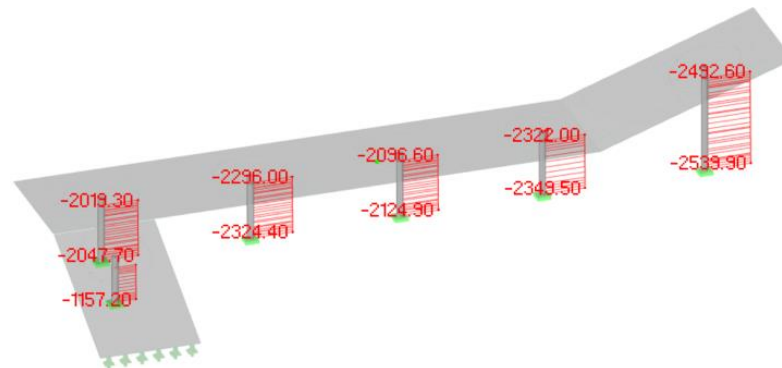
Posouzení: $u_{max,konzola} = 17,80 \text{ mm}$ $u_{lim} = 5000/250 = 20,00 \text{ mm}$

→ VYHOVUJE



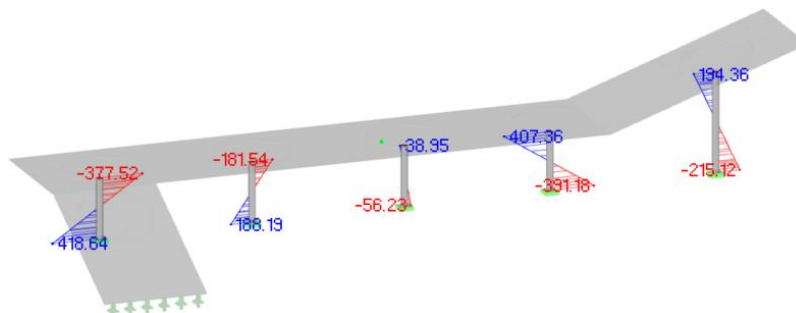
Obrázek 124

Obálka svislých deformací pro kvazistálé kombinace zatížení [mm]



Obrázek 125

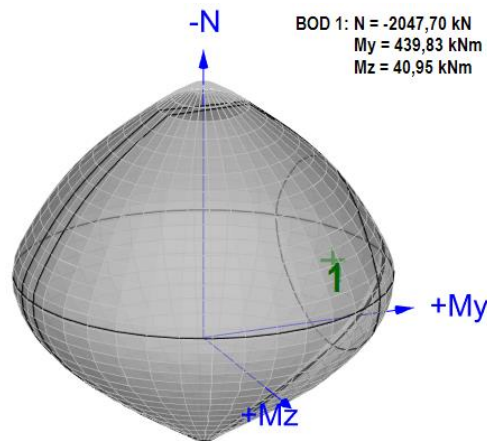
Normálové síly pro kombinaci KZI [kN]



Obrázek 126

Ohybové momenty M_y pro kombinaci KZI [kNm]

Dále jsou předběžně posouzeny sloupy. Opět se jedná o prvky s kruhovým průřezem o průměru 500 mm. Při působení veškerého zatížení včetně objemových změn vzniká v nejméně zatíženém sloupu ohybový moment rovný 418,64 kNm. Jak je vidět na interakčním diagramu na obrázku 127, sloup vyztužený 15 pruty Ø25 mm (maximální vyztužení průřezu) je využit na 71%. Rozhodující prvek má však ještě rezervu pro ohybový moment přibližně 180 kNm. Takto navržená konstrukce tedy dle předběžných výpočtů vyhovuje.

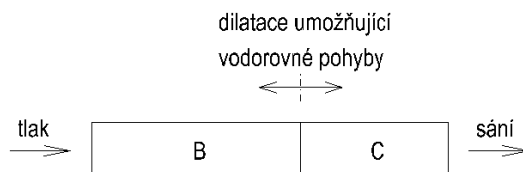


Obrázek 127

Prostorový interakční diagram kruhového sloupu průměru 500 mm s 15 pruty Ø25 mm

D.3. Působení větru na objekt

Dilatační celky B – G jsou navrženy bez ztužujících stěn. Navržené ohybově tuhé sloupy tedy přenášejí kromě svislého zatížení a zároveň zatížení objemovými změnami též zatížení větrem. Nejméně příznivé pro sloupy je, pokud bude působit příčný vítr na přední stranu objektu. Nejvíce namáhané sloupy od účinků objemových změn a svislého zatížení poté budou přenášet ještě vodorovné zatížení tlaku větru. Vypočteny jsou opět účinky tohoto zatížení na dilatační celek B. Vzhledem k tomu, že je mezi dilatačními celky umožněn vodorovný pohyb, předpokládá se, že každý z celků bude přenášet tlak větru (resp. sání) samostatně. Tato úvaha je zachycena na obrázku 128. První z dilatačního celku (B) na obrázku přenese tlak větru a druhý (C) sání. Účinky jsou při této úvaze méně příznivé, než uvážení společného působení tlaku a sání při spolupůsobení obou objektů (roznos zatížení do více sloupů).



Obrázek 128

Schématické působení příčného větru na dilatační celek B-C, resp. D-E a F-G

Objekt je umístěn na okraji Mladé Boleslavi. Tato oblast spadá dle ČSN EN 1991-1-4 do II. kategorie terénu a do II. větrné oblasti, kde je uvažováno se základní rychlostí větru 25 m/s . Výška budovy je $10,65 \text{ m}$.

$$\text{Základní dynamický tlak větru: } q_{ref} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{ref}^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = \underline{\underline{390,63 \text{ N/m}^2}}$$

$$\text{Součinitel expozice: } C_{e(z)} = 2,35 \text{ (odečteno z grafu z normy ČSN EN 1991-1-4)}$$

$$\text{Součinitel vnějšího tlaku větru: } c_{pe,10,D} = 0,7 \text{ (pro } h/d < 0,25)$$

$$\text{Tlak větru: } w_{ek} = q_{ref} \cdot C_{e(z)} \cdot c_{pe,10,D} = 390,63 \cdot 2,35 \cdot 0,7 = 0,643 \text{ kN/m}^2$$

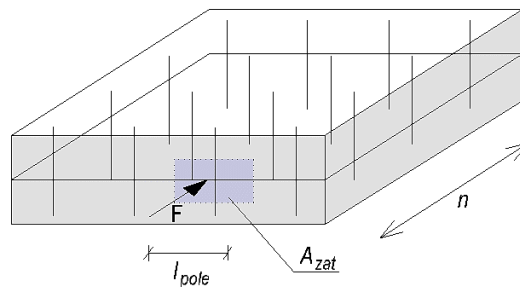
$$\text{Návrhová hodnota tlaku větru: } w_{ed} = w_{ek} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{0w} = 0,643 \cdot 1,5 \cdot 0,6 = 0,579 \text{ kN/m}^2$$

Vypočtena je síla působící ve styčnicku zhlaví sloupů v 1.NP dle obrázku 129 a dále patrový moment působící na jednu řadu sloupů. Jelikož je ohybová tuhost všech sloupů v 1.NP dilatačních celků B-G stejná, ohybový moment působící na jeden sloup je rozdělen rovnoměrně mezi sloupy v jedné řadě. V dilatačním celku B jsou takto namáhány 4 sloupy, každý z nich tedy přenese čtvrtinu patrového momentu.

$$\text{Síla působící na jedno pole a podlaží: } F_{w,Ed} = l_{pole} \cdot h/2 \cdot w_{ed} = 11 \cdot 10,65/2 \cdot 0,579 = 33,95 \text{ kN}$$

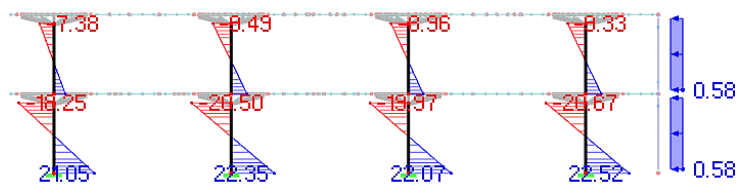
$$\text{Patrový moment: } M_{w,Ed} = F_{w,Ed} \cdot h_{sloup} = 33,95 \cdot 4,90 = 166,36 \text{ kNm}$$

$$\text{Moment v patě (zhlaví) jednoho sloupu: } M_{w1,Ed} = 0,5 \cdot M_{w,Ed}/n = 0,5 \cdot 166,36/4 = 20,80 \text{ kNm}$$



Obrázek 129

Schéma zatěžovací plochy fasády při zatížení větrem



Obrázek 130

Ohybové momenty ve sloupech od působení příčného větru – 1 řada sloupů [kNm]

Ručně vypočítaná hodnota výsledného ohybového momentu v patě, resp. zhlaví sloupu, je rovna 20,80 *kNm*. Hodnota přibližně odpovídá momentům získaným na základě výpočetního programu na obrázku 130. K dříve vypočteným ohybovým momentům by tedy na základě principu superpozice měly být přičteny síly vznikající při působení větru. Jak již bylo uvedeno, nejvíce zatížený ze sloupů dilatačního celku *B* má ještě rezervu pro ohyb přibližně 250 *kNm*. Lze tedy předpokládat, že i po provedení podrobného posouzení vývojového centra nebude problém s realizací takto velkých dilatačních celků.

E. REALIZACE VELKÝCH DILATAČNÍCH CELKŮ V ČESKÉ REPUBLICCE

V současné době nejsou výjimkou realizace nestandardních rozsáhlých konstrukcí s novými požadavky na velké prostory, nejrůznější geometrické tvary, dispozice, apod. Jelikož má dnes statik k dispozici řadu výpočetních programů, stává se dostupnějším, aby byla tato přání architektů a investorů splněna. Dělení rozsáhlých objektů na více dilatačních celků konstrukci prodražuje a nemusí být především vzhledem k požadované dispozici ideálním řešením. Z tohoto důvodu musí být brány v úvahu účinky objemových změn materiálu, především pak smršťování betonu. Jak bylo v diplomové práci vysvětleno, tato objemová změna může zapříčinit řadu negativních důsledků. Velký dopad má především na ohybově tuhé sloupy skeletových konstrukcí nebo dlouhé monolitické stěny. Dle evropské normy ČSN EN 1992-1-1 lze bez uvážení objemových změn navrhovat objekty do maximální velikosti přibližně 30 *m*. Jak bylo však v diplomové práci na příkladu skeletové konstrukce dokázáno, i objekty s ohybově velmi tuhými sloupy a o dvou podlažích lze bez dilatační spáry navrhnout až do rozměrů přibližně 60×60 *m*. U takto rozsáhlých konstrukcí je však nezbytné zahrnout do výpočtu účinky objemových změn, které do prvků vnášejí nezanedbatelné přídavné vnitřní síly. Při opomenutí objemových změn by v takovém případě mohlo dojít k nadměrnému rozvoji trhlin, které by narušily vzhled nebo životnost konstrukce. V extrémních případech nelze vyloučit též porušení nosných prvků.

Jak již bylo zmíněno, budova vývojového centra řešená v diplomové práci byla ve velké míře inspirována budovou *Factory in the Earth* v malajském městě *Jahor* v blízkosti *Singapuru*. Vzhledem k tomu, že po celou dobu roku se vlhkost vzduchu v této oblasti pohybuje kolem 83%, lze očekávat, že hodnota smršťování betonu zde bude nižší než v České republice s průměrnou roční vlhkostí přibližně 75%. Uvedené malajské podmínky vedou téměř k poloviční hodnotě poměrného smršťování betonu. Nezbytné je však podotknout, že v okamžiku opláštění konstrukce a zahájení klimatizování vnitřních prostor se betonové prvky nacházejí v teplotních i vlhkostních podmínkách srovnatelných s objekty situovanými v České republice. Po zbytek životnosti konstrukce je tedy okolní prostředí konstrukce obecně v obou zemích podobné.

Závěr

V první části diplomové práce byl čtenář seznámen s problematikou smršťování betonu. Zmíněny byly negativní důsledky tohoto jevu a dále možnosti, kterými lze tuto objemovou změnu minimalizovat. Uvedeny a stručně popsány byly též nejčastěji používané predikční metody pro určení hodnoty poměrného smršťování.

Druhá část práce byla věnována analýze vybraného dilatačního celku objektu vývojového centra v Mladé Boleslavi se zaměřením na účinky smršťování betonu. Objekt byl vytvořen pro účely diplomové práce na základě inspirace stávající budovou Factory in the Earth v malajském městě Jahor. Jedná se o rozsáhlou konstrukci, kterou bylo nezbytné rozdělit na velké množství dilatačních celků. I přesto je každý z celků půdorysně nadstandardně veliký a nejsou tedy splněny požadavky na návrh bez uvážení vlivu objemových změn.

V první řadě byl vytvořen výpočetní model vybraného dilatačního celku, který byl postupně optimalizován tak, aby jeho chování bylo reálné pro veškeré svislé i teplotní zatížení, resp. zatížení smršťováním betonu. Především byly zpřesněny části modelu reprezentující vylehčené části desky a kruhové hlavice sloupů. Určena byla dále hodnota poměrného smršťování jednotlivých konstrukčních prvků, a to dle pěti vybraných predikčních modelů. Následně bylo provedeno porovnání těchto modelů a určena nejvíce pravděpodobná hodnota poměrného smršťování. Součástí práce je též časově závislá analýza, která pomohla určit reálné hodnoty poměrného smršťování s ohledem na dlouhodobé účinky dotvarování konstrukce. Po zatížení výpočetního modelu včetně zatížení objemovými změnami (poklesem teploty, smršťováním) byly zjištěny vnitřní síly jednotlivých prvků konstrukce a navržena příslušná výztuž. Též byly určeny dlouhodobé průhyby desky získané na základě dalšího časově závislého výpočtu, který zohlednil dotvarování betonu a jednotlivé fáze výstavby a životnosti konstrukce. V závěru práce je uvedeno předběžné posouzení ostatních dilatačních celků. Cílem bylo především stanovit, jak přibližně velké dilatační celky by bylo možné v případě objektu vývojového centra realizovat, a to v podmínkách interiéru i exteriéru.

Analýza účinku smršťování mi poskytla nový pohled na navrhování rozsáhlých konstrukcí. Jelikož jsem se setkala s vlivem smršťování na podobném typu konstrukce prvně, jistým údivem pro mne bylo, do jak velké míry může mít tato objemová změna betonu negativní důsledky pro nosné konstrukce. Především pak pro dlouhé stěny umístěné na okrajích objektu nebo ohybově velmi tuhé sloupy. Pozitivní však je, že na základě provedené analýzy bylo zjištěno, že lze realizovat i velmi rozsáhlé skeletové konstrukce. Pro řešený případ je reálné zhotovit dvoupatrovou budovu o maximálních rozměrech přibližně 60×60 m, což je dvojnásobná velikost oproti limitnímu údaji v normě ČSN EN 1992-1-1 jako limitní bez uvážení účinku objemových

změn. Samozřejmě závisí na řadě faktorů, které musí vždy statik zvážit a případně optimalizovat. Efektivní je například navrhovat ohybově co nejměkčí sloupy, které budou minimálně vzdorovat vynuceným deformacím od smršťování betonu a pokud to lze, vyhnout se dlouhým ztužujícím stěnám na okrajích dilatačních celků. Vhodné je také již během předběžného navrhování konstrukce porovnat finanční náročnost případné varianty s dilatacemi a cenu přídatné výztuže, která zachytí účinky objemových změn v případě objektu bez dilatačních spár.

Velkou zkušeností pro mne dále bylo navrhování sloupových hlavic, především pak jejich modelování ve výpočetním programu a navržení výztuže. Nmalým přínosem pro mne též byla práce s novým programem umožňující časově závislé výpočty a simulace jednotlivých fází výstavby a životnosti konstrukce, se kterým mne seznámil pan doc. Ing. Lukáš Vráblik, PhD. V případě, že jsou uváženy účinky smršťování betonu na půdorysně rozsáhlých konstrukcích, je vhodné hodnotu poměrného smršťování zpřesnit s ohledem na zmíněné dotvarování konstrukce. Výsledná hodnota pro zatěžování výpočetního modelu je díky dlouhodobým účinkům ve skutečnosti nižší. Ve výpočetním prostorovém modelu konstrukce tak nebude aplikováno zbytečně velké zatížení a zároveň může být ve velké míře ušetřeno na množství navržené výztuže.

V počátcích samotného návrhu konstrukce je samozřejmě nezbytné správně odhadnout hodnotu poměrného smršťování betonu. Jak bylo při porovnání řady predikčních modelů zjištěno, v současnosti dostupné metody poskytují velmi rozdílné výsledky. Některé z modelů smršťování betonu podceňují, dle jiných je naopak nereálně vysoké. Pokud má tedy smršťování zásadní vliv na chování řešené konstrukce, doporučuji předpokládané výpočetní hodnoty konzultovat s technologem, který navrhuje danou recepturu betonu. Zkušenosti získané na základě chování reálných konstrukcí jsou důležitou informací během statického návrhu půdorysně rozsáhlé konstrukce. Především pak dnes, kdy jsou receptury a chování betonů s nejrůznějšími přísadami a příměsemi ve velké míře rozdílné.

Seznam příloh

- Příloha I – schématický výkres 1.NP - studie
- Příloha II – schématický výkres 2. - 6.NP – studie
- Příloha III – schématické řezy objektu – studie
- Příloha IV – výkres tvaru dilatačního celku A
- Příloha V – výkres spodní výztuže stropní desky dilatačního celku A
- Příloha VI – výkres horní výztuže stropní desky dilatačního celku A
- Příloha VII – výkres výztuže sloupu E6

Zdroje

Normy:

- [1] ČSN EN 1992-1-1. *Navrhování betonových konstrukcí: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006. Dostupné z: <https://csnonline.unmz.cz/Vysledky.aspx>
- [2] ČSN EN 1991-1-1. *Zatížení konstrukcí: Obecná zatížení - objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004. Dostupné z: <https://csnonline.unmz.cz/Vysledky.aspx>
- [3] ČSN EN 1991-1-3. *Zatížení konstrukcí: Obecná zatížení - zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2005. Dostupné z: <https://csnonline.unmz.cz/Vysledky.aspx>
- [4] ČSN EN 1991-1-4 *Zatížení konstrukcí - zatížení větrem*. Ed 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [5] ČSN EN 1991-1-4 *Zatížení konstrukcí - zatížení teplotou*. 1. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [6] ČSN EN 1990. *Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2004. Dostupné z: <https://csnonline.unmz.cz/Vysledky.aspx>
- [7] ČSN 73 1201. *Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, meteorologii a státní zkušebnictví, 2010.

Literatura a internetové zdroje:

- [8] LAVICKÝ, Miloš. a Jan PĚNČÍK. VLIV REOLOGICKÝCH VLASTNOSTÍ BETONU NA VZNIK PORUCH STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ. *Soudní inženýrství* [online]. 2005, 16, 3 [cit. 2016-09-11]. Dostupné z: <http://www.sinz.cz/archiv/docs/si-2005-03-169-171.pdf>
- [9] TEJL, Petr, Jiří KOLDÍSKO a Petr POKORNÝ. POROVNÁNÍ VYBRANÝCH MODELŮ PRO STANOVENÍ SOUČiniteLE DOTVAROVÁNÍ A POMĚRNÉHO SMRŠŤOVÁNÍ BETONU. *BETON: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: BETON TKS, s.r.o., 2016, 16(2), 3.
- [10] MÁRTONOVÁ, Veronika, Pavel VESELÝ a Jitka VAŠKOVÁ. EXPERIMENTÁLNÍ METODY PRO MĚŘENÍ SMRŠŤOVÁNÍ BETONU. *BETON: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: BETON TKS, s.r.o., 2016, 16(2), 8.
- [11] VINKLER, Marek a Jan L. VÍTEK. VYSYCHÁNÍ A SMRŠŤOVÁNÍ BETONU. *BETON: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: BETON TKS, s.r.o., 2016, 16(2), 6.
- [12] EBETON [online]. [cit. 2016-09-11]. Dostupné z: <http://www.ebeton.cz/pojmy/latentne-hydraulicke-primesi>
- [13] HASSOUN, M. Nadim. *Structural concrete: theory and design*. 2nd ed. Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall, 2002. ISBN 0-13-042171-5.
- [14] VINKLER, Marek a Jan L. VÍTEK. VYSYCHÁNÍ A SMRŠŤOVÁNÍ BETONU. *Beton: technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Beton TKS s.r.o., 2016, 16(2), 6.
- [15] Fib: CEB-FIP. *History* [online]. Switzerland [cit. 2016-09-18]. Dostupné z: <http://www.fib-international.org/history>
- [16] HUBLER, Mija H., Roman WENDNER a Zdeněk P. BAŽANT. Statistical justification of Model B4 for drying and autogenous shrinkage of concrete and comparisons to other models. *Materials and Structures*. 2015, 48(4), 797-814. DOI: 10.1617/s11527-014-0516-z. ISSN 1359-5997. Dostupné také z: <http://link.springer.com/10.1617/s11527-014-0516-z>
- [17] RILEM draft recommendation: TC-242-MDC multi-decade creep and shrinkage of concrete. *Materials and Structures* [online]. 2015, 48(4), 753-770 [cit. 2016-11-12]. DOI: 10.1617/s11527-014-0485-2. ISSN 1359-5997. Dostupné z: <http://link.springer.com/10.1617/s11527-014-0485-2>
- [18] *Katalog ZETR: Železobetonové vylehčené desky*. 2011, 2.
- [19] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jiří ŠMEJKAL. *Modelování a vyztužování betonových prvků: lokální modely železobetonových konstrukcí*. V Praze: České vysoké učení technické, 2013. ISBN 978-80-01-05329-4.

- [20] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jitka VAŠKOVÁ. Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2014, 254 s. ISBN 978-80-01-05587-8

Zdroje obrázků:

- [21] *ATESKO: ATELIER STATIKY STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ* [online]. [cit. 2016-09-11]. Dostupné z: <http://www.atesko.cz/index.php/fotogalerie/category/2-resene-havarie>
- [22] ŠIMŮNEK, Petr. *ASB.SK: Problémy hurdiskových stropov* [online]. [cit. 2016-09-11]. Dostupné z: <http://www.asb.sk/fotogalerie/stavebnictvo/problemy-hurdiskovych-stropov-fotoalbum/problemy-hurdiskovych-stropov-9>
- [23] FEJFAR, Vítězslav. Základní charakteristika stavby DELTA II. *Konstrukce: Odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství* [online]. 2015, 2015 [cit. 2016-09-18]. Dostupné z: <http://www.konstrukce.cz/clanek/zakladni-charakteristika-stavby-delta-ii/>
- [24] EBETON: interaktivní průvodce. *Smršťování betonu* [online]. [cit. 2016-10-11]. Dostupné z: <http://www.ebeton.cz/pojmy/smrstovani-betonu>
- [25] FEJFAR, Vítězslav. Základní charakteristika stavby DELTA II. *Konstrukce: Odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství* [online]. 2015 [cit. 2016-10-11]. Dostupné z: <http://www.konstrukce.cz/clanek/zakladni-charakteristika-stavby-delta-ii/>
- [26] *ATESKO: Ateliér statiky stavebních konstrukcí* [online]. [cit. 2016-10-11]. Dostupné z: <http://www.atesko.cz/index.php/fotogalerie/category/2-resene-havarie>
- [27] ŠIMŮNEK, Petr, Petr ŠTĚPÁNEK, Ivana LANÍKOVÁ, PROBLÉMY HURDISKOVÝCH STROPOV. *AB: Odborný stavební portál*[online]. 2013 [cit. 2016-11-22]. Dostupné z: <http://www.asb.sk/stavebnictvo/konstrukcie-a-prvky/stropy/problemy-hurdiskovych-stropov>
- [28] DOBRUSKÝ, Svatopluk. Beton: Technologie, konstrukce, sanace. *BETON: Technologie, konstrukce, sanace*. 2012, 2012(4), 5. ISSN 12133116.
- [29] Factory in the Earth / Ryuichi Ashizawa Architect & Associates. *Arch daily* [online]. 2015 [cit. 2016-11-22]. Dostupné z: <http://www.archdaily.com/586653/factory-on-the-earth-ryuichi-ashizawa-architect-and-associates>
- [30] Manuál. KOLÁŘ, Vladimír, *FYZIKÁLNĚ A TVAROVĚ ORTOTROPNÍ DESKY: Pokyny k sestavování vstupních fyzikálních dat u mostních, stropních a základových desek s různými průřezy ve dvou vzájemně kolmých směrech* [online]. 1993, s. 35 [cit. 2016-11-22]. Dostupné z: https://www.dlupal.com/de/download/manual/cz/ortotropni_desky.pdf
- [31] Autoři fotografií: Ing. Hana Hanzlová, CSc., Ing. Helena Včelová
- [32] *EARCH: Od Hučáku k high-tech lávce* [online]. 2014 [cit. 2016-12-14]. Dostupné z: <http://www.earch.cz/cs/revue/od-hucaku-k-high-tech-lavce>

- [33] Želex: speciální prvky pro stavebnictví. *Želex* [online]. 2016 [cit. 2016-12-14]. Dostupné z: http://www.kotaca.cz/fotogalerie.php?clanek_id=9&foto_id=135&podrubrika_id=18
- [34] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. PROTLAČENÍ Z POHLEDU ČSN EN 1992-1-1 A PŘEDPISŮ PRO PATENTOVANOU SMYKOVOU VÝZTUŽ. *BETON: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha, 2014, (5), 8.

Použité výpočetní programy

- Allplan 2012
- Dlubal RFEM
- Scia Engineer
- MS Excel
- MS Word
- Teplo – Area
- FIN - Beton

Seznam tabulek

Tabulka 1.....	34
Tabulka 2.....	34
Tabulka 3.....	36
Tabulka 4.....	37
Tabulka 5.....	38
Tabulka 6.....	39
Tabulka 7.....	61
Tabulka 8.....	77
Tabulka 9.....	78

Seznam grafů

Graf 1	39
Graf 2	53