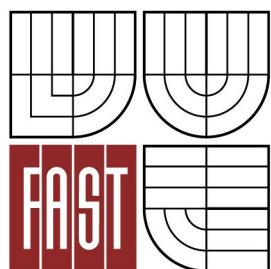




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ  
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ  
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

## SMÍŠENÁ KONSTRUKCE ADMINISTRATIVNÍ BUDOVOY MIXED CONSTRUCTION OF AN OFFICE BUILDING

DIPLOMOVÁ PRÁCE  
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE  
AUTHOR

BC. ADAM FIALA

VEDOUCÍ PRÁCE  
SUPERVISOR

Ing. JAN PERLA

BRNO 2016



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

<b>Studijní program</b>	N3607 Stavební inženýrství
<b>Typ studijního programu</b>	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
<b>Studijní obor</b>	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
<b>Pracoviště</b>	Ústav betonových a zděných konstrukcí

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

<b>Diplomant</b>	Bc. Adam Fiala
<b>Název</b>	Smíšená konstrukce administrativní budovy
<b>Vedoucí diplomové práce</b>	Ing. Jan Perla
<b>Datum zadání diplomové práce</b>	31. 3. 2015
<b>Datum odevzdání diplomové práce</b>	15. 1. 2016
V Brně dne 31. 3. 2015	

.....  
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.  
Vedoucí ústavu

.....  
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA  
Děkan Fakulty stavební VUT

## **Podklady a literatura**

Podklady:

Situace, řezy, půdorysy, IGP

Základní normy (včetně všech změn a doplňků):

ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991: Zatížení konstrukcí (část 1-1, 1-6 až 1-7)

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1996-1-1: Navrhování zděných konstrukcí. Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené konstrukce

ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

Literatura:

podle doporučení vedoucího diplomové práce

## **Zásady pro vypracování**

Návrh a posouzení administrativní budovy se smíšenou svislou nosnou konstrukcí obvodových zděných stěn s vnitřními betonovými sloupy.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje průvodní zprávu a ostatní náležitosti dle níže uvedených směrnic).

Výkresová část:

- výkresy tvaru všech podlaží;

- výkresy vyztuže vybraných stropních desek a některých svislých konstrukcí (dle pokynů vedoucího diplomové práce).

Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce).

## **Struktura bakalářské/diplomové práce**

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

.....  
Ing. Jan Perla  
Vedoucí diplomové práce

**Abstrakt**

Diplomová práce se zabývá analýzou konstrukce z betonu a zdiva. V programu postaveném na metodě konečných prvků byl sestaven model zahrnující nelineární chování zdiva. Na základě výsledků z tohoto modelu byly vyhodnoceny trhliny ve zdivu. Dále byl proveden návrh vodorovné konstrukce jednoho podlaží - betonové desky s průvlaky vynášejícími zdivo ve vyšším podlaží.

**Klíčová slova**

nelineární analýza, zdivo, trhliny, průhyb betonového průvlaku, návrh výztuže

**Abstract**

Diploma thesis deals with analysis of a construction made of concrete and masonry. A model respecting nonlinear material behaviour of masonry was assembled in a finite element based software. Calculated results were used to analyse cracks in masonry. Next, a design of a horizontal construction was carried out - concrete slab with beams to support masonry in an upper floor.

**Keywords**

nonlinear analysis, masonry, cracking, deflection of a concrete beam, design of reinforcement

...

## **Bibliografická citace VŠKP**

Bc. Adam Fiala *Smišená konstrukce administrativní budovy*. Brno, 2016. 48 s., 68 s. příl.  
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a  
zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Jan Perla

**Prohlášení:**

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 14.1.2016

.....  
podpis autora  
Bc. Adam Fiala

Děkuji ing. Perlovi za jeho cenné rady a vstřícnost při konzultacích. Dále děkuji své rodině a přítelkyni za podporu, kterou jsem v průběhu tvorby práce potřeboval. V neposlední řadě patří díky firmě RECOC, která mi umožnila využívat jejich software a rovněž poskytla rady při práci.

V Brně dne 14.1.2015

.....

Adam Fiala

# Obsah

1. Úvod .....	22
2. Cíl práce .....	22
3. Popis objektu .....	22
4. Konstrukční uspořádání .....	23
5. Výpočetní model .....	25
6. Zatěžovací stavy a kombinace .....	27
7. Interakce s podložím .....	28
8. Analýza vzniku trhlin ze zdivu .....	31
9. Tuhostní výpočet desky D2 .....	36
• Posuzovaný prvek .....	36
• Princip výpočtu .....	38
10. Dimenzování desky D2 na MSÚ .....	42
• Dimenzování na ohyb - Deska .....	42
• Dimenzování na smyk .....	44
• Protlačení desky .....	44
• Řetězové zřícení .....	44
• Dimenzování na ohyb – průvlaky a překlady .....	44
• Dimenzování na smyk – průvlaky a překlady .....	44
• Dimenzování na podélný smyk .....	45
• Kotevní a přesahové délky .....	45
11. Závěr .....	46
12. SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ .....	47
13. SEZNAM PŘÍLOH .....	48



## **1. Úvod**

V diplomové práci je řešen návrh administrativní budovy. V programu pro výpočet konstrukcí metodou konečných prvků RFEM byl vytvořen model, který v co největší míře zohledňuje chování smíšené konstrukce z betonu a zdiva. Byl využit nelineární materiálový model zdiva s vyloučeným tahem a také zahrnuta interakce konstrukce s podložím za pomoci nástavby SOILIN. Na základě analýzy vnitřních sil a deformací byla navržena a nadimenzována vodorovná konstrukce jednoho podlaží – betonová deska s průvlaky vynášejícími zdivo v horním patře.

Poznámka: Čísla stran vedle odstavců odkazují na příslušné strany ve statickém výpočtu

## **2. Cíl práce**

V diplomové práci jsem byl postaven před úkol komplexně analyzovat smíšenou konstrukci. V modelu jsem sledoval zejména chování zdiva a snažil se omezit vznik trhlin; buďto úpravou dimenzí podporujících prvků nebo vyztužením zdiva ve spárách. Dalším úkolem bylo podrobněji navrhnout betonovou desku s průvlaky ve třetím podlaží a to jak z hlediska Mezního stavu únosnosti, tak z hlediska Mezního stavu použitelnosti – přípustných přetvoření průvlaků pod zděnými stěnami.

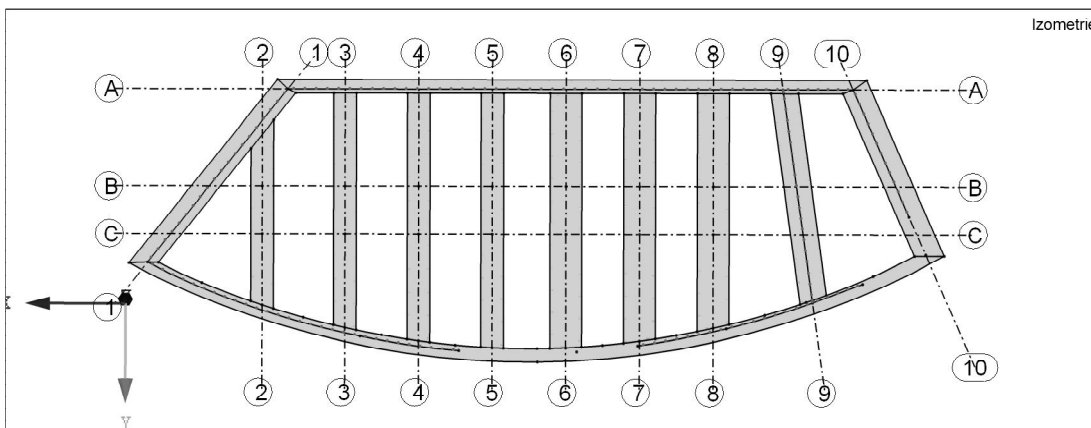
Výstupem práce je model v programu RFEM, analýza vzniku trhlin ve zdivu a doporučená opatření, posouzení sedání základu, posouzení betonové desky a průvlaků pod 3NP na MSÚ a tuhostní analýza průvlaků – posouzení na MSP z hlediska průhybu.

## **3. Popis objektu**

Půdorysné uspořádání objektu a osové označení je patrné z obrázku 1. Stěny v osách A, 1 a 10 jsou přímé, čtvrtá stěna (označována jako D) má tvar oblouku.

Budova má v budoucnu sloužit jako poliklinika. Celkem má tři podlaží; první z nich slouží jako vestibul pro pacienty. Druhé podlaží tvoří chodba a ordinace. Poslední podlaží má zhruba poloviční užitnou plochu a slouží jako soukromé obytné prostory. Podlaží je pochozí jen po osu pět, zbytek už tvoří střešní skladba.

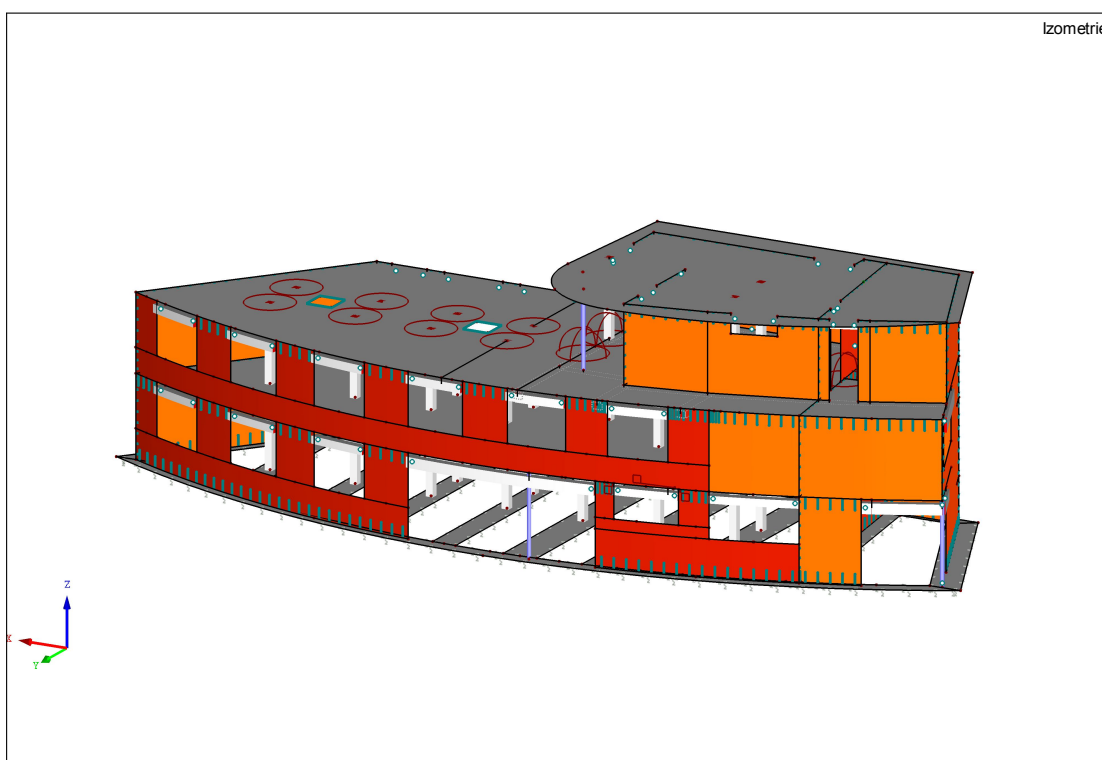
Konstrukční výšky jednotlivých podlaží jsou 3,52 m (1NP), 3,29 m (2NP), a 3,25 m (3NP).



Obr. 1 Osové označení a půdorys základů

#### 4. Konstrukční uspořádání

Svislé nosné konstrukce objektu tvoří obvodové zděné stěny a dvě řady vnitřních betonových sloupů. Vodorovné konstrukce jsou betonové desky, které jsou v případě desky pod 3NP doplněny o průvlaky.



Obr. 2 Výpočetní model konstrukce

Založení objektu tvoří základové pásy, které jsou situovány pod obvodovými stěnami a dále příčně vždy pod dvojicí sloupů (viz obrázek 1). Tyto základové pásy jsou dvoustupňové se šířkou 0,6 m respektive 0,4 m v osách A, D a 1, dále 1 m respektive

0,6 m v osách 1 až 5, 1,4 m respektive 0,6 m v osách 6 až 8 a 1,2 respektive 0,6 m v osách 9 a 10. Základy mají výšku 1,0 m.

Obvodové zdivo tvoří cihly značky Porotherm. U většiny stěn je použita Cihla kvality P8 zděná na maltu M10 P+D (pero a drážka) v tloušťkách 400 mm (zdivo nástavby 3NP), 440 mm (zdivo v osách A, 1 a 10) a tloušťky 500 mm (část zdiva v oblouku na straně nástavby). Zbytek zdiva v oblouku je sestaven z cihel Porotherm 30 Profi (tloušťka 300 mm – nižší tloušťka je volena z důvodu umístění pohledových prvků z polystyrenu). Vnitřní nosná stěna v ose 9 je ze zdiva Porotherm 30 P10, M10 tloušťky 300 mm.

Podporující vnitřní sloupy situovány v osách B a C jsou z betonu C25/30, mají rozměr 300 x 300 mm a jsou umístěny v rastru 2,1 x 3,24 m. Sloupy B6, B8 a C8 přecházejí do 3NP, kde podporují střešní desku. Konstrukce je doplněna o ocelové kruhové sloupky z oceli S235 tvořené trubkou průměru 160 mm a tloušťky 6 mm – v 1NP podporují dva sloupky překlady v ose D a ve 3NP tvoří další dvojice podporu v okrouhlém rohu desky.

Betonová deska nad 1NP (deska D1) je z betonu C25/30 tloušťky 220 mm. Deska přechází na okrajích v překlady, které nejsou spojitě (netvoří souvislý věnec obvodového zdiva). Překlady v ose A mají rozměr 260 x 530 mm, v ose D 320 x 530 mm s výjimkou překladu nad hlavním vchodem (320 x 650 mm) a rohového překladu v křížení os D a 10 (260 x 650 mm).

Deska nad 2NP (deska D2) je z betonu C30/37 tloušťky 200 mm v části pod nadstavbou respektive 160 mm pod terasou a střešní skladbou. Deska je doplněna o průvlaky rozměrů 400 x 450 mm. Tyto průvlaky podporují zdivo 3NP, které je uspořádáno atypicky vzhledem k nižším podlažím. Překlady jsou řešeny obdobně jako u D1: V ose A mají rozměry 260 x 540 mm, v ose D 380 x 540 mm a v ose 10 260 x 790 mm. Vodorovná konstrukce desky D2 byla předmětem podrobnější analýzy a její rozměry a materiál byly upraveny tak, aby vyhověla v obou mezních stavech.

Deska nad 3NP (D3) je z betonu C25/30 a má tloušťku 160 mm. Překlady mají shodné rozměry 280x410 mm.

Překlady nad okenními otvory v ose 1 tvoří překlady Porotherm.

## 5. Výpočetní model

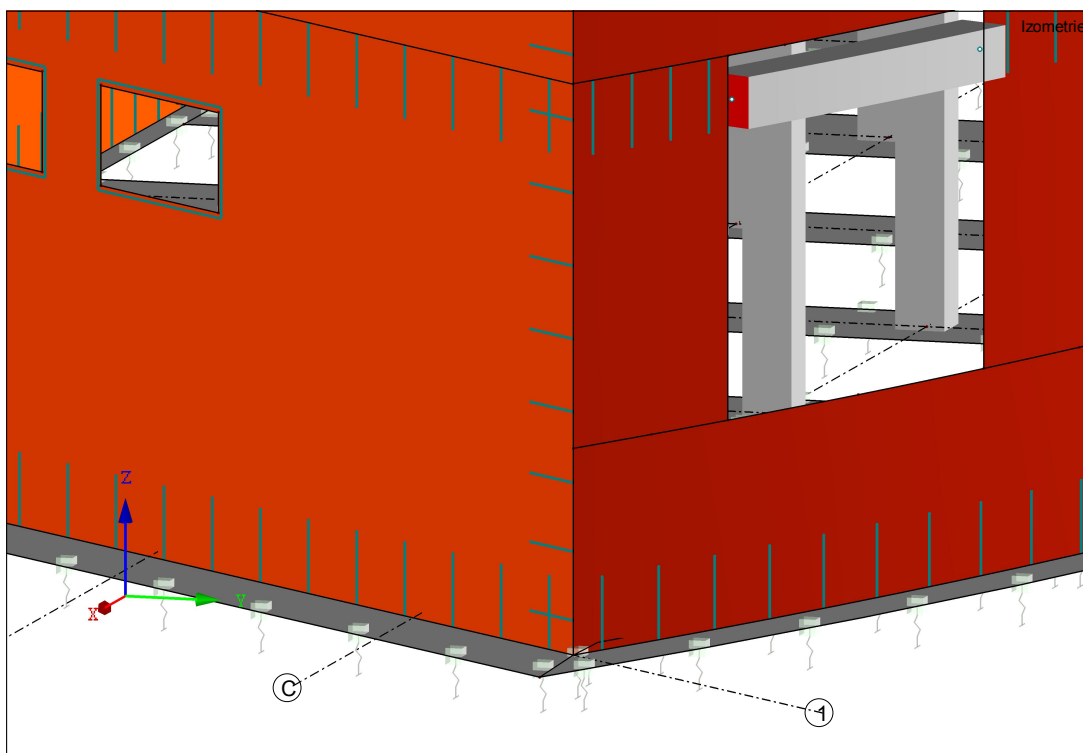
Model je sestaven z prutů a ploch a vnitřní síly na konstrukci jsou počítány dle teorie I. řádu (geometrická linearita). Zdrojem nelinearit je materiálový model zdiva s vyloučenou působností v tahu (princip a podrobnosti jsou popsány v kapitole 8). Pro iterační výpočet je použita Newton-Raphsonova metoda tečen s omezením maximálního počtu iterací na 80. Síť konečných prvků je generována programem RFEM. Maximální délka konečného prvku je 0,5 m. Síť byla zahuštěna lokálně v okolí sloupů v desce D2 pro účely přesnějšího vykreslení vnitřních sil pro dimenzování desky – požadovaná délka vnitřního konečného prvku byla nastavena na 0,1 m. Dále bylo zahuštění s maximální délkou prvku 0,3 m přiřazeno plochám reprezentujícím zdivo, u nichž bylo třeba přesně analyzovat přetvoření vyvozené tahovými silami.

Základové pasy byly zadány jako plochy o příslušné tloušťce (podrobnosti viz kapitola 7). U monolitických překladů a průvlaků byl využit prut typu Žebro – prut na excentricitě, který integruje vnitřní síly z desky.

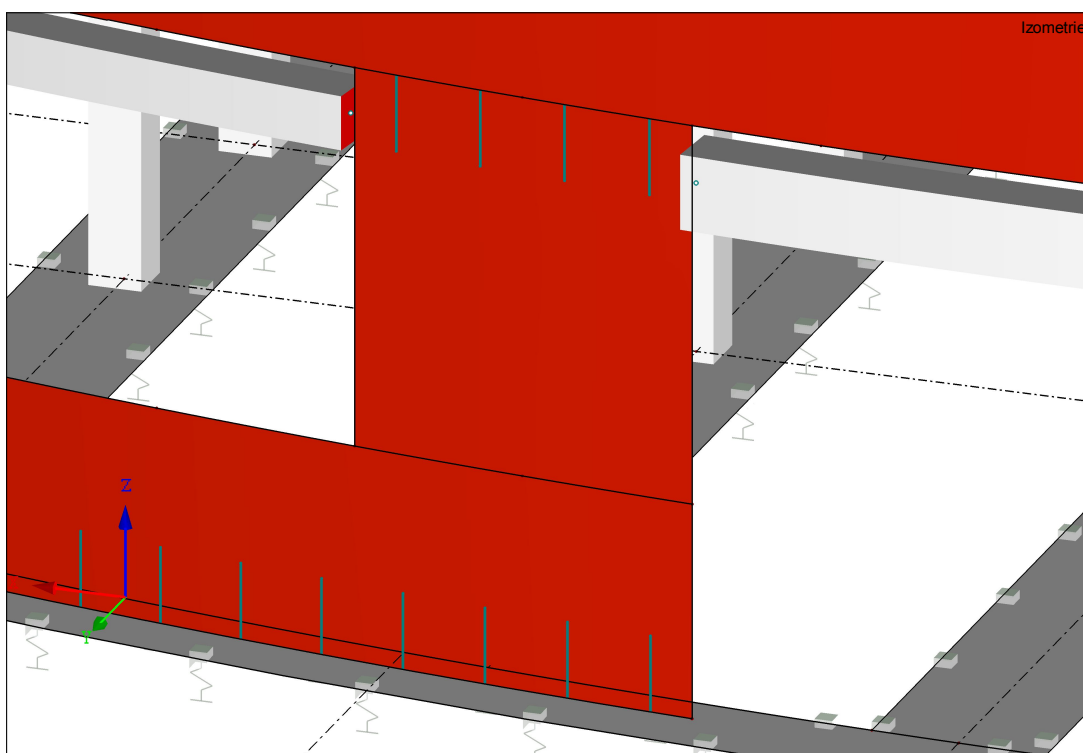
Str. 24 Pro výpočet spolupůsobících šířek byl použit program MS Excel a následně byla tabulková data importována do RFEMu.

Překlady Porotherm byly zadány jako pruty s číselným zadáním průřezových charakteristik.

Plochám reprezentujícím betonové desky a obvodové stěny byly přiřazeny liniové klouby (na linii s osou  $x$  je tuhost v pootočení kolem osy  $x$  nulová). Vodorovné klouby byly zadány na styku zděných stěn, základů a betonových desek. Toto spojení reprezentuje poddajné uložení na základy, respektive separaci betonové desky od zdiva asfaltovým pásem. Další liniové klouby byly přiřazeny rohovým vazbám zdiva tak, aby nedošlo k lokálním nárůstům ohybových momentů a tím i nárůstům tahových přetvoření.



Obr. 3 – Liniové klouby na stycích ploch



Obr. 4 Liniové klouby na stycích ploch

## 6. Zatěžovací stavy a kombinace

Celkem bylo vytvořeno čtyřicet zatěžovacích stavů. Tři zatížení stálé: ZS 1 – vlastní tíha materiálu, ZS 2 – skladba podlah, střechy a omítek, ZS 3 – Příčky.

Dvacet devět následujících zatěžovacích stavů zahrnuje užité zatížení na deskách D1 a D2 a varianty jeho rozložení pro vyvození maximálních účinků ve směrech x a y. Pro desku D1 bylo uvažováno zatížení  $4 \text{ kN/m}^2$  (podlaží s ordinacemi a čekárna), pro D2  $1,5 \text{ kN/m}^2$  (obytné prostory).

ZS 30 reprezentuje zatížení sněhem o intenzitě  $0,68 \text{ kN/m}^2$  (char. hodnota zatížení sněhem dle [snehovamapa.cz](http://snehovamapa.cz),  $S_k = 0,85$ ). ZS 32 až 38 je zatížení větrem. Pro podrobný výpočet a schémata zatěžovacích stavů viz příloha A – Statický výpočet str. 2-23.

Kombinace zatížení pro MSÚ byly sestavovány ručně. Vzhledem k nelineárnímu výpočtu konstrukce nebylo možné použít superpozici účinků. Vnitřní síly jsou závislé na tuhosti, a proto byla konstrukce zatěžována reálnou kombinací zatížení v charakteristických hodnotách.

Str. 26-28 Pro určení návrhových hodnot bylo třeba vypočítat součinitel pro přenásobení charakteristických kombinací. Tento globální součinitel byl zvlášť určen pro desky, průvlaky a sloupy a pro různé účinky zatížení (záporný a kladný moment u vodorovných prvků, maximální normálová síla nebo maximální moment u sloupů). Postup výpočtu globálního součinitele probíhal v krocích: Konstrukce byla přítěžována postupně stálým zatížením, užitným, případně sněhem nebo větrem. Přírůstky ve vnitřních silách byly brány jako účinky od jednotlivých zatěžovacích stavů a byly vynásobeny příslušným součinitelem zatížení. Globální součinitel byl v každém kroku určen jako podíl návrhové a charakteristické hodnoty.

Pro schema kombinací viz str. 7-9.

Str. 9 Pro dimenzování bylo využito Kombinace výsledků (KV). KV vytvořily obálku z jednotlivých kombinací a zahrnuly příslušný globální součinitel pro daný prvek.

Pro MSP byly sestaveny celkem tři kombinace: Charakteristická, Častá a Kvazistálá s uvažováním příslušných kombinačních součinitelů  $\psi$  dle ČSN EN 1990.

## 7. Interakce s podložím

Pro zahrnutí vlivu podloží byl využit přídatný modul SOILIN. Tento modul funguje na principu iterativního výpočtu tuhostí pružných podpor pod plošnými základy (parametru C). V prvním kroku jsou tuhosti pružných podpor určeny konstantním parametrem C. RFEM spočte vnitřní síly na konstrukci a stanoví kontaktní napětí  $\sigma_{z,0}^n$ . SOILIN stanoví sednutí  $s_{z,0}$ , podle něhož upraví parametr C. S novým parametrem jsou znovu určeny vnitřní síly na konstrukci a kontaktní napětí  $\sigma_{z,0}^{n+1}$ . Pokud je  $\sigma_{z,0}^n = \sigma_{z,0}^{n+1}$ , výpočet se ukončí, v opačném případě následuje další krok, dokud se nedosáhne požadované shody.

Pro výpočet pružinových tuhostí byla použita Kvazistálá kombinace KZ44.

Str. 25

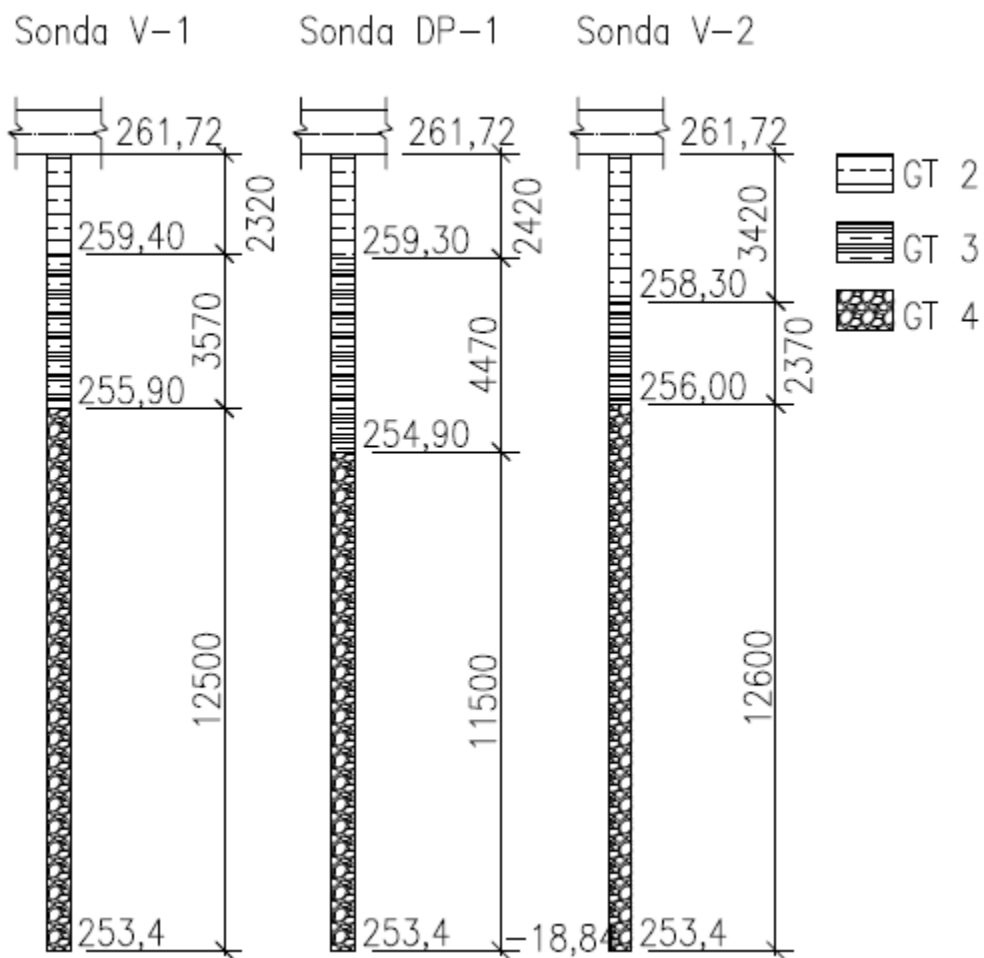
Rozměry a uspořádání základů jsou patrné z kapitoly 4 a obrázku 1. Vzhledem k tomu, že bylo nutné zadat základové pásy jako plochy, bylo třeba převést dvoustupňový průřez na obdélníkový. Byla vypočítána taková tloušťka plochy, aby měl obdélníkový základ stejný moment setrvačnosti  $I_y$  a stejnou šířku v základové spáře jako skutečný základ.

Na základě inženýrsko-geologického průzkumu byly do modulu SOILIN zadány parametry zemin nacházející v místě stavby.

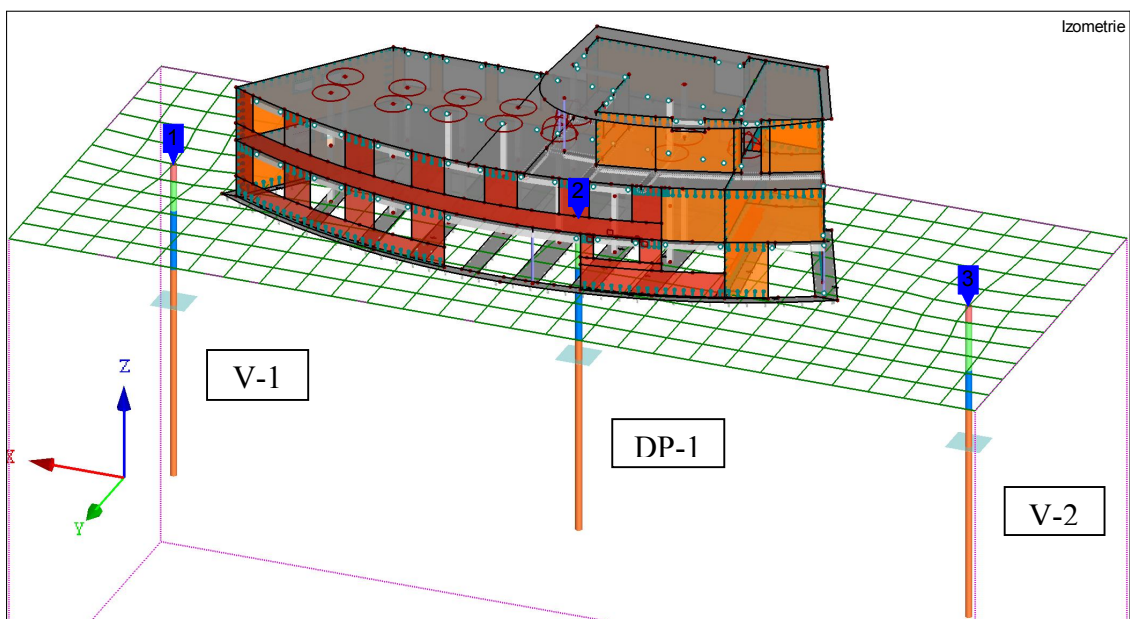
Vrstva	Objemová tíha		Modul přetvárnosti	Poissonův součinitel	Zatřídění a poznámky
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{def}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$\nu$ [-]	
Nahrazení šterkovým polštářem	19.00	19.00	45.00	0.30	Požadovaný poměr $E_{def2}/E_{def1} = 2,5$
Eolické jíly (GT2)	20.00	21.00	6.3	0.40	F6(CI), $I_c = 1,0$ , $E_{def} = 3,03$ MPa (hodnota přímo z průzkumu)
Glacigenní písčité jíly (GT3)	21.00	21.30	10.00	0.35	F4(CS), $I_c = 0,87$ (tuhá konz. dle ČSN), $E_{def} = 4-6$ MPa (hodnota z tabulek)
Písčité šterky (GT4)	19.00	19.00	189.00	0.25	G3(G-F), $I_d = 0,7$ , $E_{def} = 189$ MPa

Tabulka č. 1 Zatřídění půdních vrstev

Z tabulky je patrné, že bylo předepsáno nahrazení šterkovým polštářem s požadovaným  $E_{def} = 45$  MPa a to v tloušťce 0,5 m. V rámci IGP byly provedeny dvě vrtané sondy a jedna sonda prováděná technologií dynamické penetrace.



Obr. 5 Mocnosti geotypů určené jednotlivými sondami.



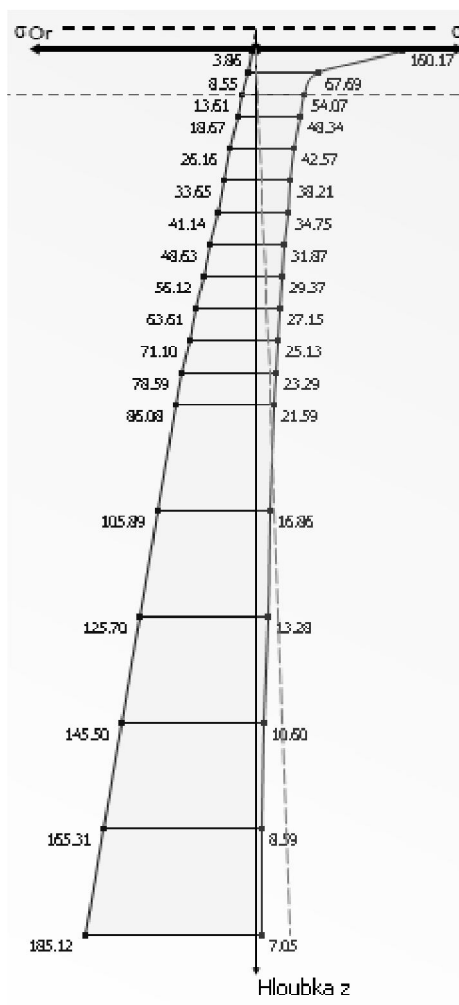
Obr. 6 Rozmístění sond



Jak je vidět z obrázku 7, hloubka deformační zóny kdy  $m \cdot \sigma_r = \sigma_z$  činí 8 m ( $\sigma_r$  ... napětí od vlastní tíhy zeminy,  $m$ ... součinitel pro výpočet strukturální pevnosti,  $m = 0,2$  pro zeminy třídy F1-F8,  $\sigma_z$ ... napětí od přitížení). Maximální hloubka deformační zóny v ostatních bodech činí maximálně 10 m.

Inženýrské poměry byly v IGP klasifikovány jako složité (z důvodu výskytu nepříznivých zemin). Konstrukci můžeme označit jako složitou, takže je lokalita zařazena do 3. geotechnické kategorie.

Maximální kontaktní napětí na styku zeminy a šterkového polštáře činí 54 kPa < 100 kPa (únosnost zeminy F6 při tuhé konzistenci).



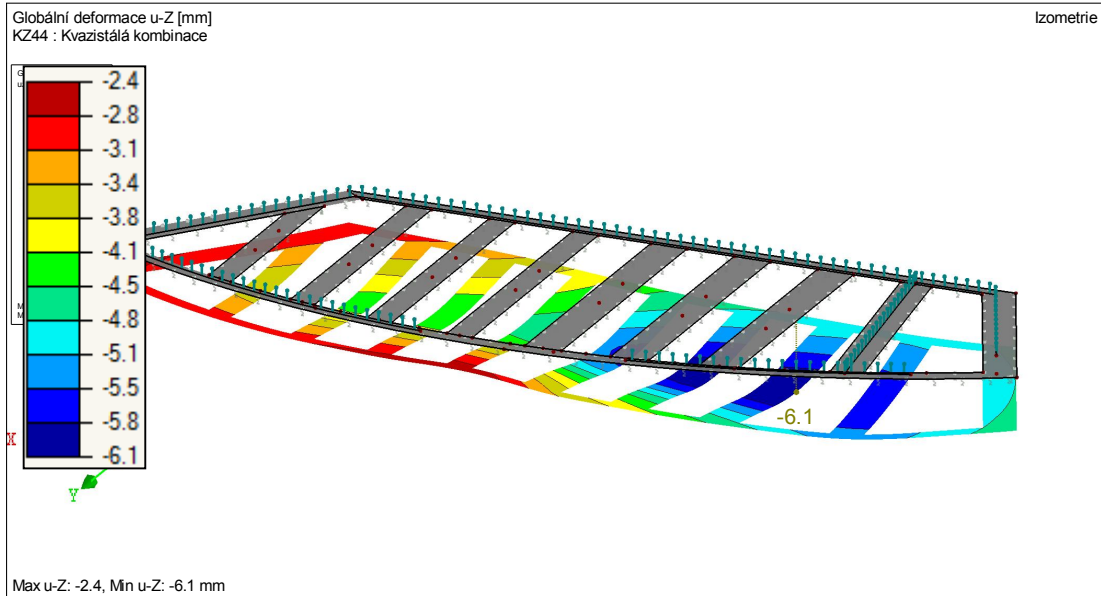
Obr. 7 – napětí pod šterkovým polštářem a hloubka deformační zóny

Z hlediska sedání založení rovněž vyhovělo –

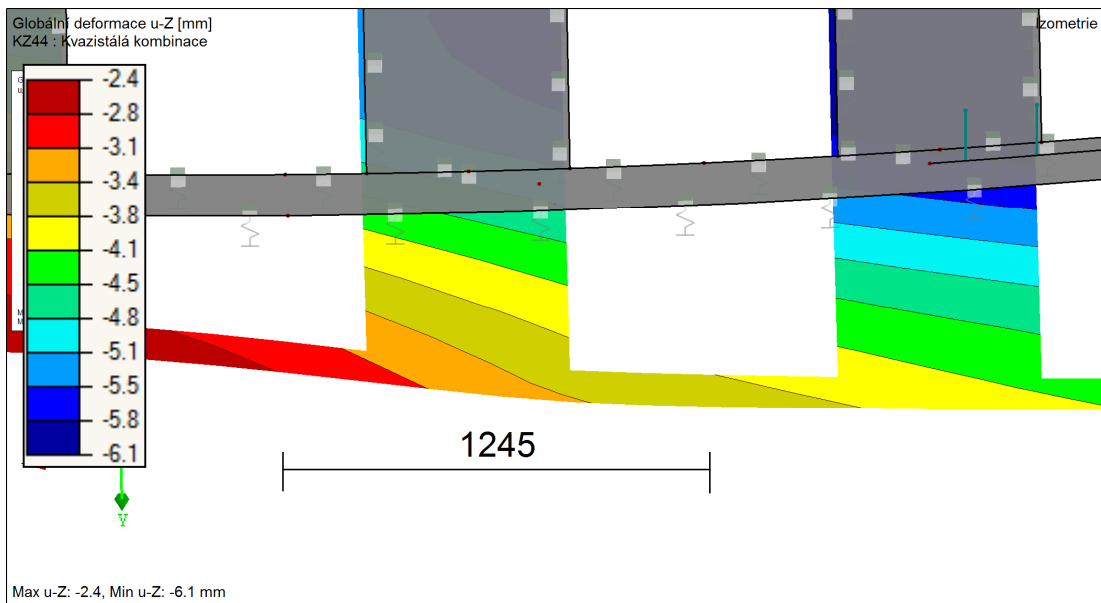
maximální hodnota sedání:  $s = 6,1 \text{ mm} < s_{m,lim} = 80 \text{ mm}$

maximální hodnota pootočení:  $\Delta s/L = 1,0/1245 = 0,001 < \Delta s/L, \text{lim} = 0,0015$

(maximální hodnoty jsou uvažovány dle ČSN EN 1997 NA.2.13 Článku 2.4.9(1)P - Vícepodlažní budovy se zděnými stěnami – zděnými z cihel a bloků, dle ČSN EN 1997).



Obr. 8 Sedání základů



Obr. 9 Pootočení základu

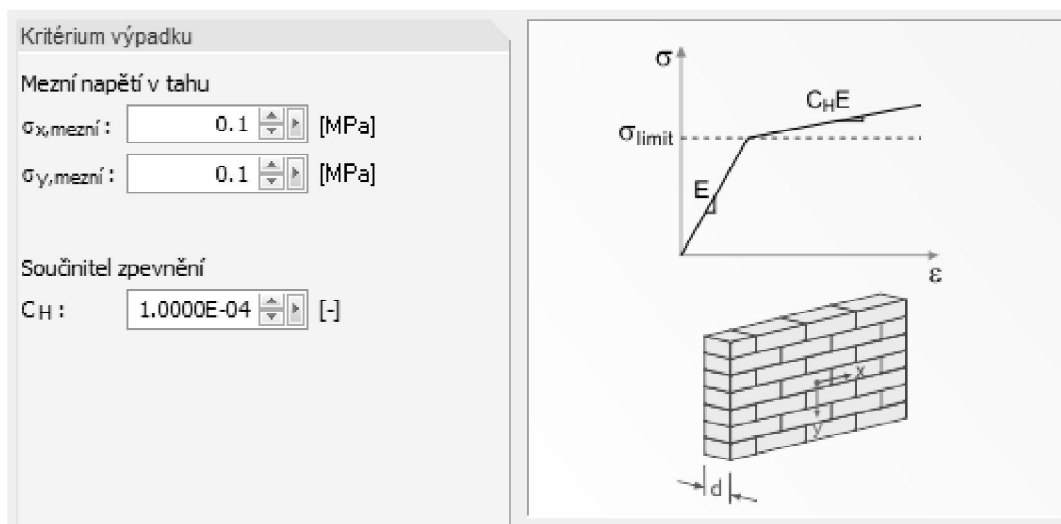
## 8. Analýza vzniku trhlin ze zdivu

Pro modelování zděných nosných stěn byl zvolen plošný prvek s materiálovou nelinearitou – neúčinností v tahu.

Princip výpočtu v programu RFEM je následující:

- Zdivo je v první iteraci uvažováno jako izotropní materiál s modulem pružnosti zdiva v tlaku
- Proběhne lineární výpočet a zjistí se napjatost v každém konečném prvku
- Napětí transformuje do směru hlavních napětí a ověří se, zda je některé z nich tahové
- Pokud tahové napětí překročí limitní hodnotu  $\sigma_{\text{mezni}}$ , proběhne redukce modulu pružnosti koeficientem C (implicitně je C nastaveno na hodnotu  $1,0 \cdot 10^{-4}$ )
- V každém směru hlavních napětí se upraví moduly pružnosti, z prvku se tak stává ortotropní prvek. S nově spočítanými parametry se spočítá další iterace
- Pokud v některé iteraci vznikne v taženém prvku tlak, program znovu zvýší tuhost

Výpočet je ukončen, pokud v dané iteraci neproběhne změna tuhosti, popř. pokud je dosaženo maximálního počtu iterací zadaného uživatelem. Tento případ může nastat, pokud se v prvku periodicky mění znaménka tlaku a tahu nebo pokud v každé iteraci narůstají deformace a přetvoření zdiva. Tento případ nastal u analyzované konstrukce a vedl na úpravu rozměrů krajních základů, které vykazovaly velké svislé posuny (sedání) oproti zbytku konstrukce a tuhosti byly neustále upravovány. Po úpravě byla shoda v tuhostech nalezena v osmé iteraci.

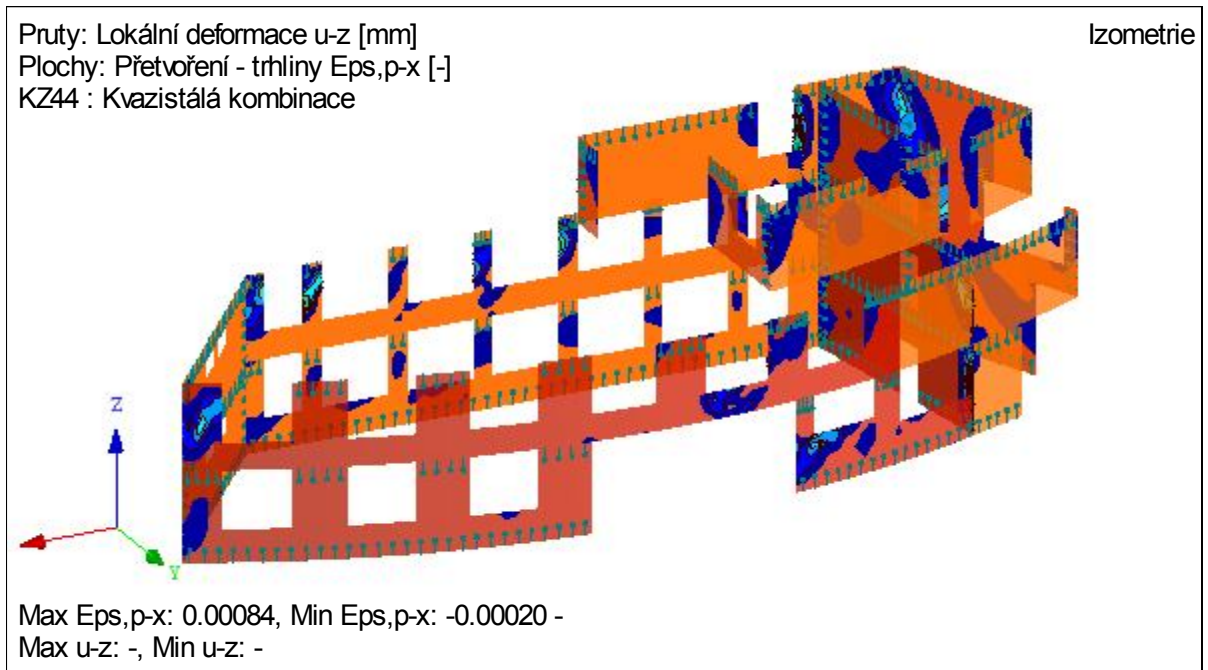


Obr. 10 Zadávací dialog materiálového modelu „Zdivo ve 2D“ v programu RFEM

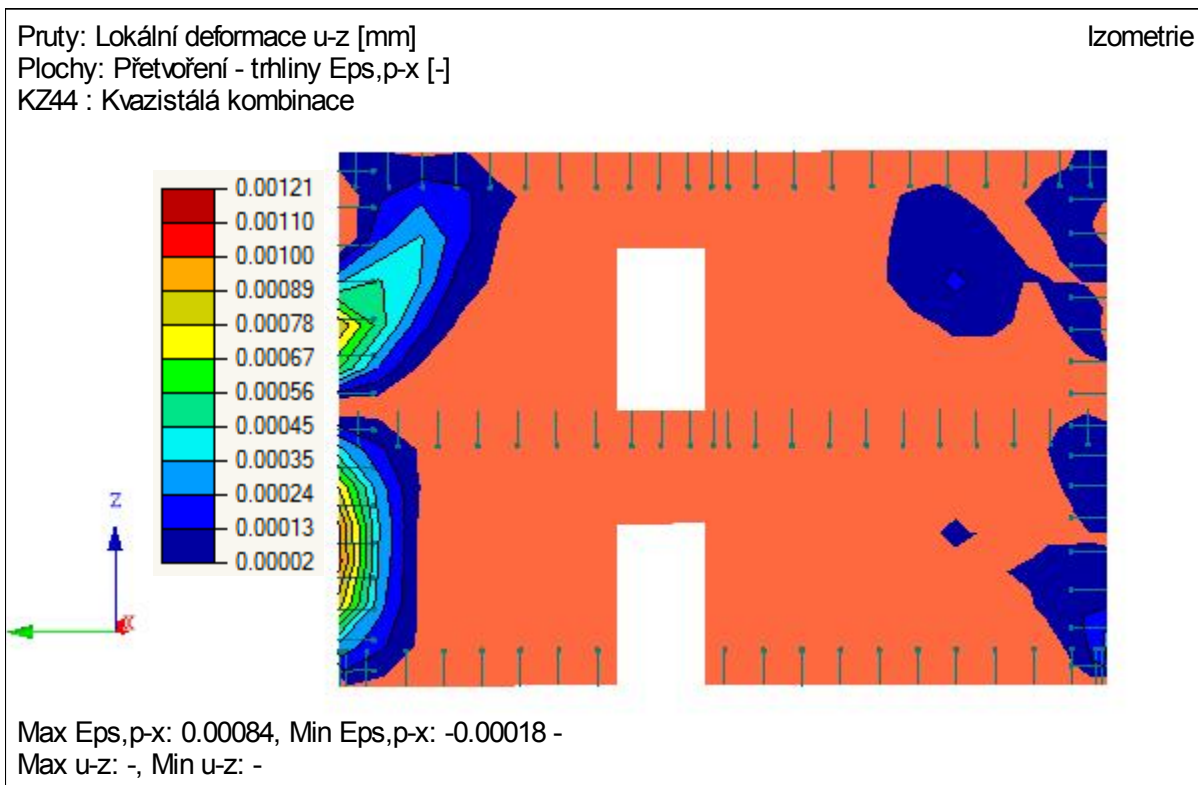
Jako mezní napětí bylo v programu zadáno  $\sigma_{x,mezni} = 0,05 \text{ MPa}$  a  $\sigma_{y,mezni} = 0,1 \text{ MPa}$  (únosnost zdiva v tahu souběžně s ložnou spárou respektive kolmo na ložnou spáru). Při překročení těchto hodnot se začne tuhost redukovat, z důvodu stability výpočtu však nemůže být rovna nule.

Díky tomuto modelu lze u zděných konstrukcí a smíšených konstrukcí lépe vystihnout vliv neúčinnosti zdiva na ostatní konstrukce – jak je popsáno v [1], u betonových desek uložených na zděné obvodové stěny klesají krouticí momenty v rozích a narůstají svislé posuny (zvedání rohů). Zároveň lze z pozorování přetvoření usuzovat na krizové oblasti vzniku trhlin.

Na obrázku 11 a 14 jsou vidět tahová přetvoření ve směrech x a y. Je vidět, že k nárůstu přetvoření dochází v rozích a v některých pilířích.

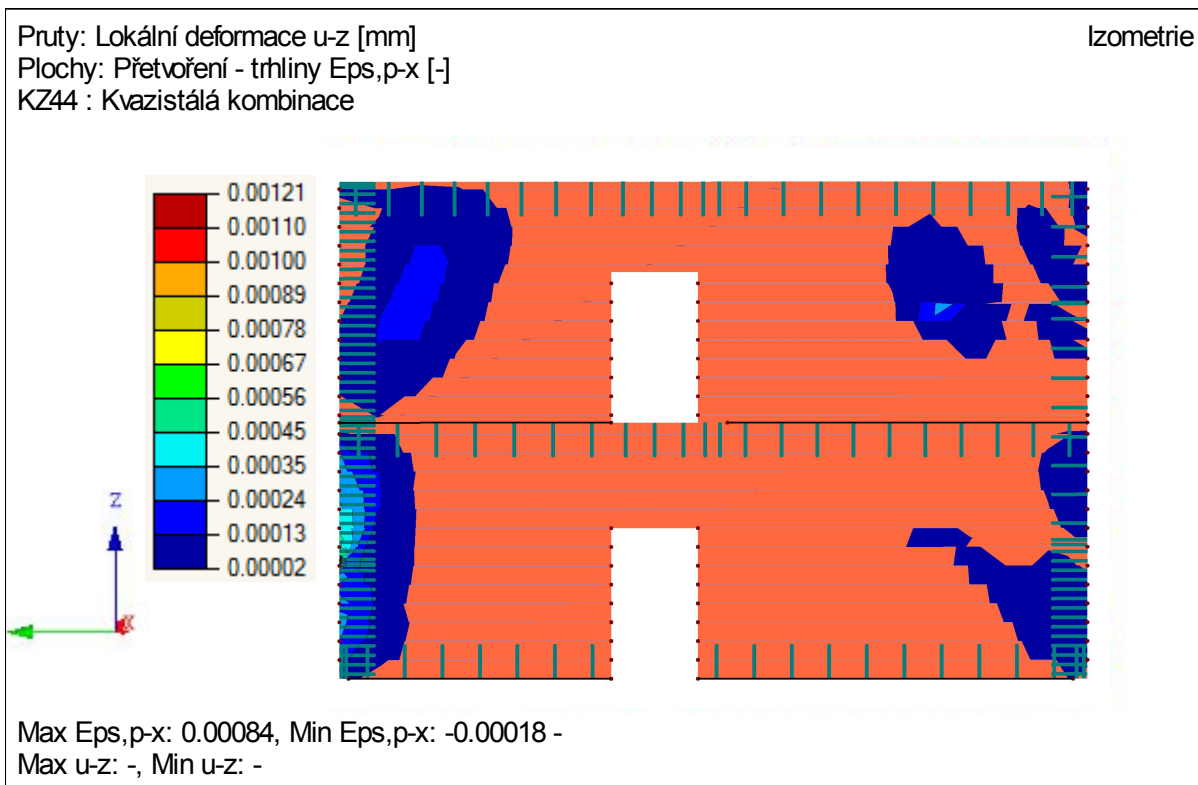


Obr. 11 Přetvoření ve směru X (vodorovná přetvoření)



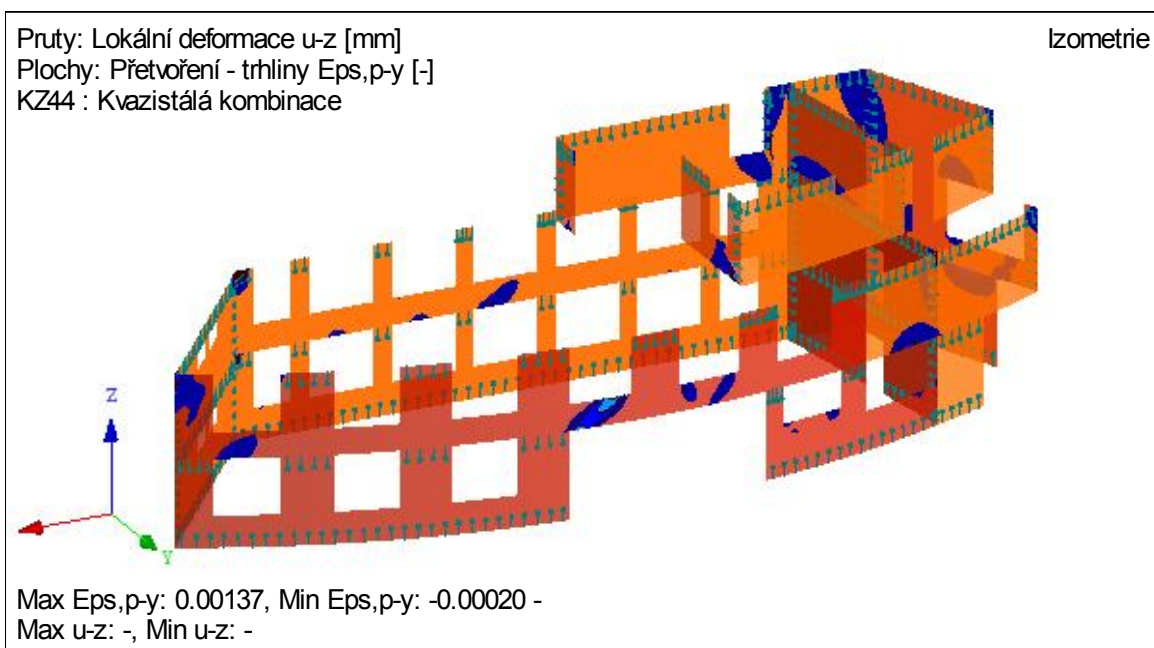
Obr. 12 Přetvoření  $\varepsilon_x$  na vnitřní nosné zdi

Hodnoty, které řádově přesahují mezní přetvoření na vzniku trhliny (při modulu pružnosti 4940 MPa stěny z mat. Porotherm 30 zhruba  $2,0 \cdot 10^{-5}$ ), jsou pozorovány zejména na styku vnitřní obvodové stěny v ose 9. Proto byla do stěny přidána výztuž MURFOR EFS pro tvárnice zděné na tenké spáry. Tato výztuž se skládá ze dvou prutů 8 x 1,5 mm, z oceli s mezí kluzu  $f_{yk} = 500$  MPa spojených tenkou příhradovinou z pásoviny. Do každé ložné spáry (zdivo Porotherm má výškový modul 250 mm) byla vložena dvojice těchto prutů s celkovou plochou  $A_{st} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$ . Výztuž byla modelována jako jeden prut ekvivalentní průřezové plochy z oceli S235. Pokles přetvoření je patrný z obrázku 13.



Obr. 13 Přetvoření  $\varepsilon_x$  vyztužené stěny

Stejná výztuž byla vložena do pásu zdiva nad překlady 1NP a to z důvodu velkých přetvoření ve směru y. Ty sice výztuž ve spárách není schopna zachytit, avšak přispívá k omezení vodorovné složky trhliny (která vzniká v obecné poloze dle směru hlavních napětí).



Obr 14 Přetvoření ve směru Y

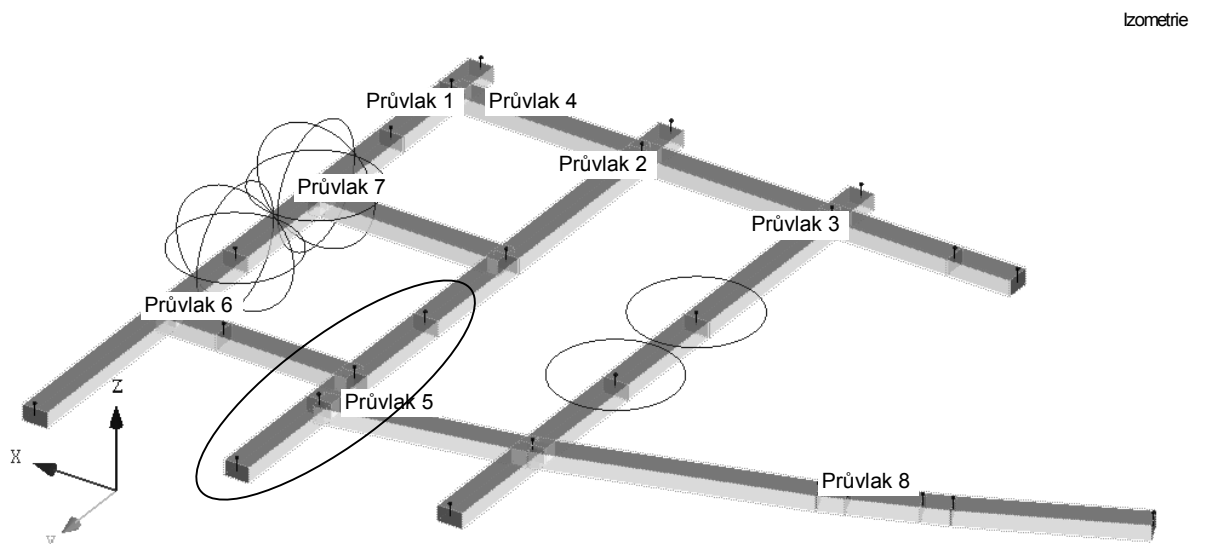
## 9. Tuhostní výpočet desky D2

Deska D2 byla z hlediska Mezního stavu použitelnosti posuzována na mezní přetvoření ve svislém směru – průhyby. V desce se nachází průvlaky, které vynášejí zdivo v následujícím podlaží. Maximální dovolený průhyb byl omezen hodnotou  $L/650$ , aby byla zajištěna celistvost vynášených zděných konstrukcí.

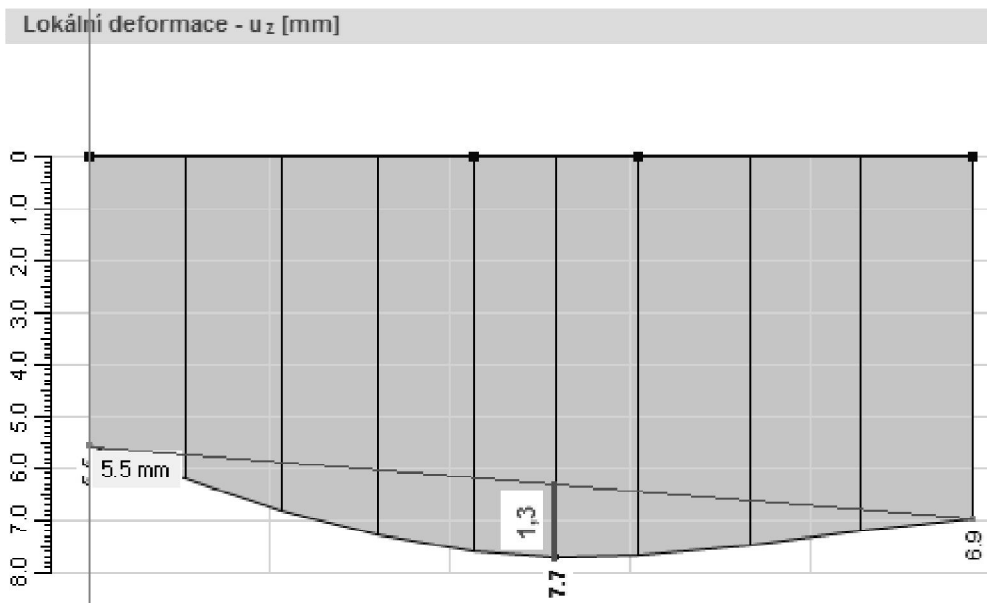
S ohledem na průhyb byly optimalizovány rozměry průvlaků, tloušťka desky, třída betonu i použitá výztuž, tak aby byl splněn požadavek na maximální průhyb.

- Posuzovaný prvek

Pro posouzení byl vybrán průvlak č. 2. Ten vykazoval v kvazistálé kombinaci největší relativní deformace – 1,3 mm v poli mezi osami C a D. Při rozpětí 4900 mm byl jeho maximální dovolený svislý průhyb 7,54 mm.

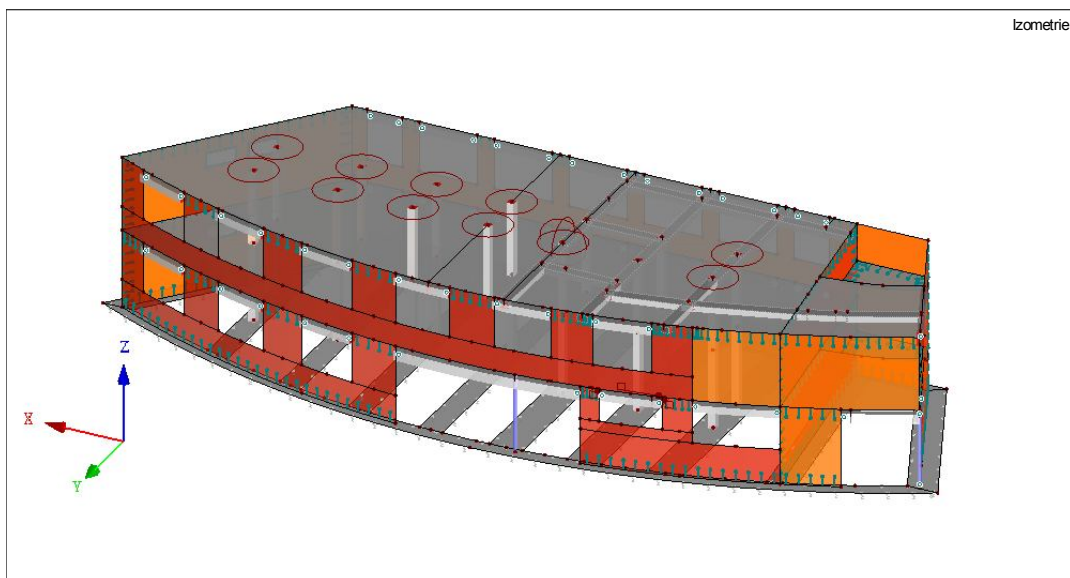


Obr. 15 Vyznačení části řešeného průvlaku s největšími deformacemi



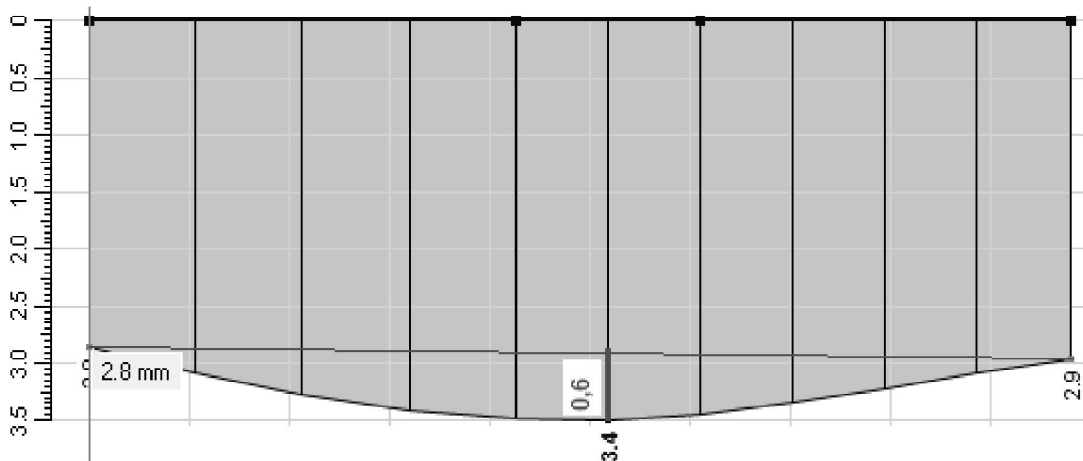
Obr. 16 Průběh deformací na Průvlaku č. 2 mezi osami C-D od kvazistálé kombinace

Dále byl stanoven průhyb od vlastní tíhy průvlaku před zbudováním vyššího podlaží (Obr. 17). Tento průhyb nesprávně zohledňuje kromě deformace od vlastní tíhy také deformaci od vnitřních sil, generovaných nerovnoměrným sednutím konstrukce. Avšak, jak je vidět z obrázku 18, nerovnoměrné poklesy podpor jsou minimální (oproti poklesům na kompletní konstrukci) – činí pouze 0,1 mm.



Obr. 17 Model pro určení průhybu od vlastní tíhy





Obr. 18 Průběh deformací na Průvlaku č. 2 mezi osami C-D od vlastní tíhy

- Princip výpočtu

Celkový pružný průhyb tedy činí

$$1,25 - 0,6 = \mathbf{0,65 \text{ mm}}$$

Tato hodnota je stanovena za předpokladu pružného působení betonu bez vzniku trhlin.

Pro výpočet konečného průhybu byly uvažovány tyto vlivy:

- Vznik trhlin při překročení tahové pevnosti betonu
- Vliv dotvarování
- Vliv smršťování ze zjednodušeného modelu

Průhyb je přímo úměrný tuhosti prvku, která je v případě ohybového namáhání dána rovnicí

$$B = E * I$$

Za předpokladu, že byl pružný průhyb určený na konstrukci s parametrem  $E$  rovnajícím se modulu pružnosti betonu  $E_{cm}$ , lze jeho redukcí vlivem dotvarování současně určit nárůst průhybu. Obdobně lze postupovat zavedením redukovaného momentu setrvačnosti vlivem trhlin  $I$ .

Redukovaný modul pružnosti je stanoven následujícím vztahem:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$$

Pro použitou třídu betonu a součinitel dotvarování  $\varphi$  stanovený výpočtem dle ČSN EN (s ověřením podmínky lineárního dotvarování  $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$ ):

$$E_{c,eff} = \frac{32}{1 + 1,8} = 11,44 \text{ MPa}$$

Poměr modulů pružnosti:

$$\frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} = \frac{32}{10,16} = 3,15$$

Redukovaný moment setrvačnosti byl stanoven interpolací dle vztahu využívaného EC 1992:

$$\alpha = \zeta \alpha_{cr} + (1 - \zeta) \alpha_{un}$$

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2$$

Tento vztah zohledňuje tahové zpevnění prvku, kdy beton přenáší tahová napětí mezi trhlinami. Pro účely tohoto výpočtu je za  $\alpha$  dosazen hledaný moment setrvačnosti  $I$ , za  $\alpha_{cr}$  moment ideálního průřezu zcela porušeného trhlinami  $I_{cr}$  a za  $\alpha_{un}$  ideální moment neporušeného průřezu  $I_{un}$ . Při určení součinitele  $\zeta$  je hodnota  $\beta$  rovna 0,5 (pro dlouhodobé zatížení),  $\sigma_{sr}$  je rovno momentu na mezi vzniku trhlin  $M_{cr}$  a  $\sigma_s$  je rovno momentu z charakteristické kombinace zatížení  $M_{kv}$ . Moment na mezi vzniku trhlin byl vypočten dle následujícího vztahu:

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_{un}}{(h - x_{un})}$$

kde  $f_{ctm}$  je pevnost betonu v tahu,  $x_{un}$  je poloha neutrálné osy a  $h$  je výška prvku.

Ve výpočtu byl stanoven moment setrvačnosti  $I$ :

$$I = 0,85 * 1,17 * 10^{-3} + (1 - 0,85) * 6,71 * 10^{-3} = 1,87 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

Poměr momentů setrvačnosti:

$$\frac{I_{un}}{I} = \frac{6,71 * 10^{-3}}{1,87 * 10^{-3}} = 3,58$$

Vliv smršťování byl pozorován na zvláštním modelu průvlaku, který byl zatížen vypočtenými spočtenými křivostmi od smršťování.

Křivost od smršťování byla vypočítána dle následujícího vztahu:

Str. 67

$$\frac{1}{r_{cs,un}} = \frac{\epsilon_{cs} E_s A_s y}{E_{c,eff} I_{un}}$$

Pokud dosadíme za  $A_s * y = S_{un}$  a  $\alpha_c = E_s/E_{c,eff}$ , dostaneme:

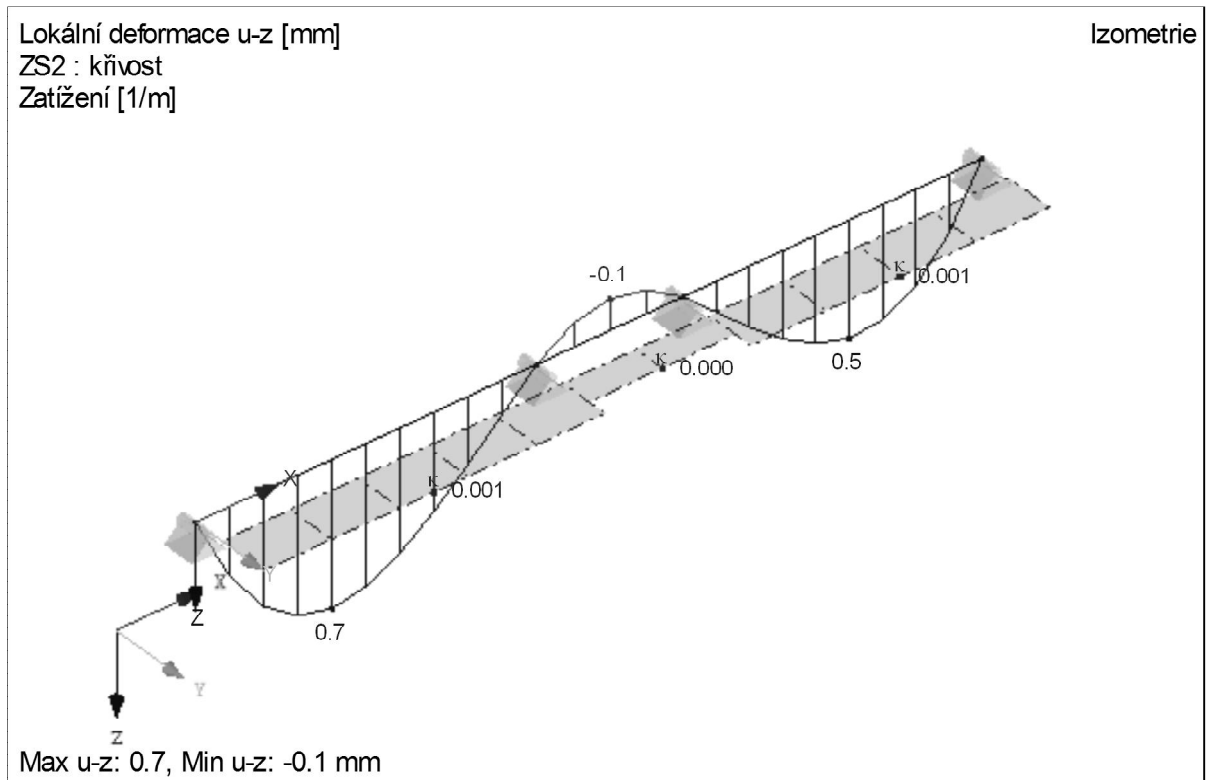
$$\frac{1}{r_{cs,un}} = \epsilon_{cs} \alpha_{c,eff} \frac{S_{un}}{I_{un}}$$

Hodnota  $\epsilon_{cs}$  byla pro beton C30/37 a vlhkost 60 – 70 % uvažována hodnotou 0,00035.

Celková křivost:

$$\frac{1}{r_{cs,un}} = 0,00035 * 17,48 * 7,47 * 10^{-2} = 4,57 * 10^{-4}$$

Celková svislá deformace prutu zatíženého touto křivostí činí 0,7 mm (obr. 19).



Obr. 19 Deformace prutu od smršťování

Výsledný průhyb v čase životnosti konstrukce pro kvazistálou kombinaci je tedy roven

$$w_{oo} = w_{pružný} * \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} * \frac{I_{un}}{I_c} + w_{smršt.} = 0,65 * 2,8 * 3,58 + 0,7 = 7,2 \text{ mm}$$

Finální posudek průhybu

$$w_{oo} = 7,2 \text{ mm} \leq \frac{4900}{650} = 7,54 \text{ mm}$$

Dále byla limitní hodnota porovnána s průhybem z **charakteristické kombinace** – tento průhyb byl spočítán **bez vlivu dotvarování** (průhyb v průběhu životnosti k-ce).

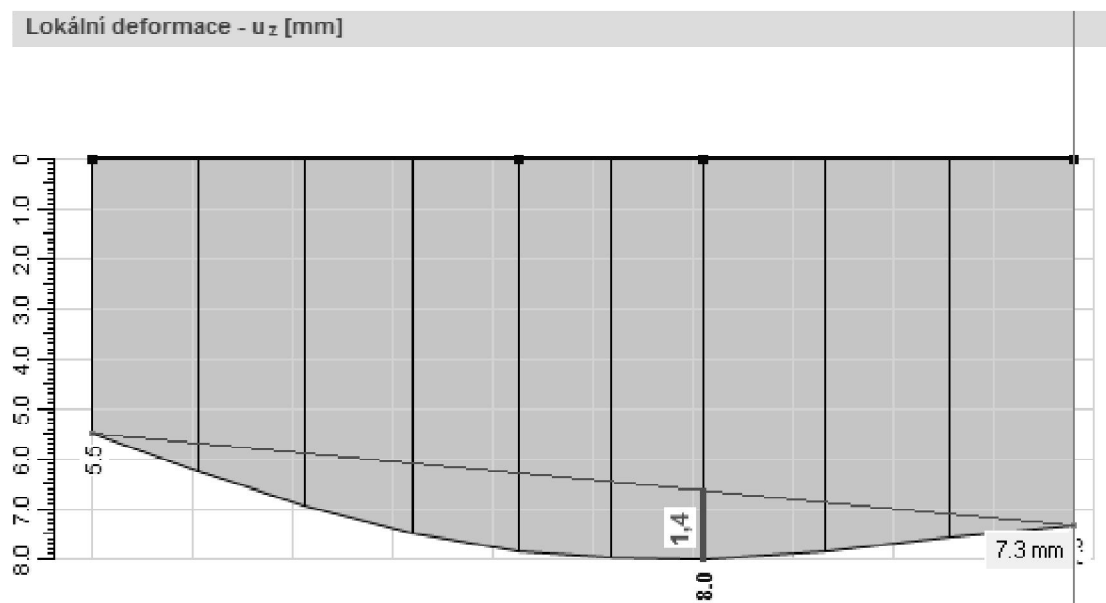
Celkový pružný průhyb po odečtení průhybu od vlastní tíhy tedy činí

$$1,4 - 0,6 = \mathbf{0,8 \text{ mm}}$$

$$w = w_{pružný} * \frac{I_{un}}{I_c} = 0,8 * 3,58 = 2,9 \text{ mm}$$

Finální posudek průhybu

$$w = 2,7 \text{ mm} \leq \frac{4900}{650} = 7,54 \text{ mm}$$



Obr. 20 – Průběh deformací na Průvlaku č. 2 mezi osami C-D v charakteristické kombinaci

## 10. Dimenzování desky D2 na MSÚ

- Dimenzování na ohyb - Deska

Pro dimenzování desky D2 bylo využito modulu RF Concrete Surfaces. Tento modul navrhuje výztuž na vybranou Kombinaci zatížení na základě Baumannovy metody transformace [10].

Do programu byly vloženy následující vstupní údaje: beton C30/37, výztuž B500B, krytí 20 mm (pro oba povrchy) a hlavní směr výztuže: Y.

Jako rozhodující kombinace byla stanovena Kombinace výsledků 3 (KV3) – Obálka charakteristických kombinací obsahující všechny varianty rozložení užitého zatížení přenásobená globálním součinitelem pro desky 1,35 (pro účely dimenzování byl vybrán největší globální součinitel).

Pro ověření správnosti návrhu výztuže programem RFEM byl vypracován výpočet v tabulkovém procesoru MS Excel. V návrhu bylo nutné dimenzovat desku jak na ohybové momenty, tak na normálové síly, které v prostorovém modelu vznikly.

Na základě plochy výztuže  $A_{st}$  navržené programem pro prvek šířky 1,0 m byl spočítán ohybový moment na mezi únosnosti  $m_{rd}$  a bylo prokázáno, že  $m_{rd} > m_{yD}$  (dimenzační ohybový moment).

Princip výpočtu spočívá v iteraci tlačené oblasti  $x$ , tak aby  $n_{ed} = n_{rd}$ .  $n_{rd}$  je suma sil ve výztuži a v betonu. Na základě výšky tlačené oblasti  $x$  a účinné výšky  $d$  je spočítáno přetvoření a následně síly ve výztuži a v betonu.

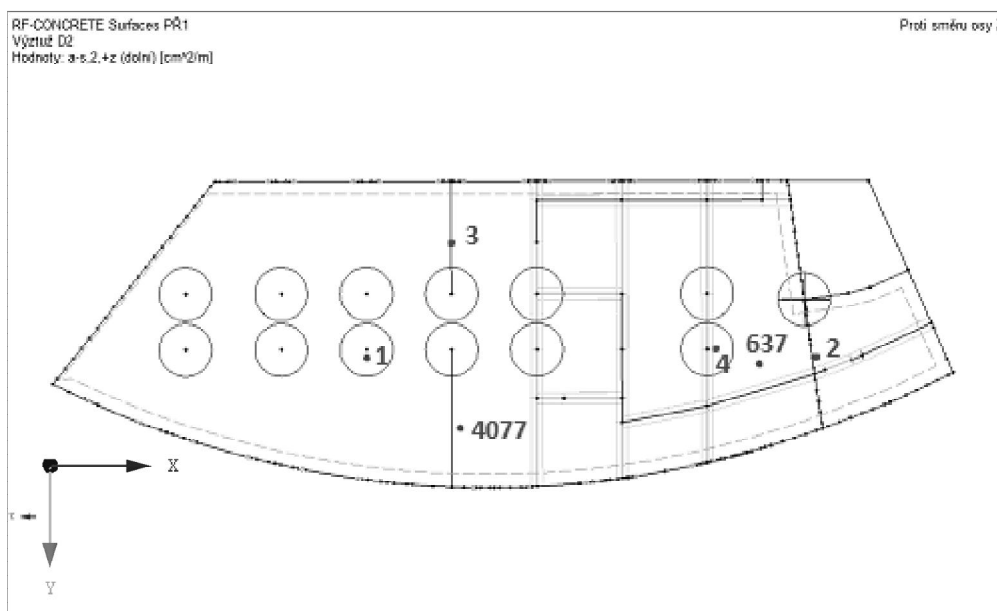
Pro výpočet přetvoření byl použit návrhový digram výztuže s vodorovnou větví a návrhový bilineární diagram pro beton.

Pro ověření návrhu výztuže modulem RF Concrete Surfaces bylo vybráno 6 bodů. V tabulce č. 2 je přehled ověřovaných bodů.

č. bodu	<b>4077</b>	as,dolní,y	ny,D	myD+	
	RFEM	<b>3,10E-04</b>	5,26	<b>15,24</b>	<b>88%</b>
	Únosnost dle výpočtu ( $m_{rd,x/y}$ v absolutní hodnotě)				<b>17,41</b>
č. bodu	<b>637</b>	as,dolní,x	nx,D	mxD+	

	RFEM	<b>2,24E-04</b>	28,55	<b>6,24</b>	<b>64%</b>
	Únosnost dle výpočtu ( $m_{rd,x/y}$ v absolutní hodnotě)			<b>9,74</b>	
č. bodu	<b>1</b>	as,horní,x	nx,D	mxD-	
	RFEM	<b>3,57E-04</b>	19,31	<b>16,78</b>	<b>97%</b>
	Únosnost dle výpočtu ( $m_{rd,x/y}$ v absolutní hodnotě)			<b>17,28</b>	
č. bodu	<b>2</b>	as,horní,x	nx,D	mxD-	
	RFEM	<b>7,65E-04</b>	155,39	<b>24,70</b>	<b>88%</b>
	Únosnost dle výpočtu ( $m_{rd,x/y}$ v absolutní hodnotě)			<b>28,17</b>	
č. bodu	<b>3</b>	as,dolní,x	nx,D	mxD+	
	RFEM	<b>5,75E-05</b>	27,15	<b>1,30</b>	<b>92%</b>
	Únosnost dle výpočtu ( $m_{rd,x/y}$ v absolutní hodnotě)			<b>1,19</b>	
č. bodu	<b>4</b>	as,horní,x	nx,D	mxD-	
	RFEM	<b>4,39E-04</b>	104,52	<b>17,84</b>	<b>99%</b>
	Únosnost dle výpočtu ( $m_{rd,x/y}$ v absolutní hodnotě)			<b>18,11</b>	

Tab. č. 2 – přehled ověřovacího výpočtu návrhu výztuže modulem RF-Concrete Surfaces



Obr. 21 Rozmístění ověřovaných bodů

Jak je vidět, výztuž ve všech šesti případech vyhověla a shoda byla u všech výsledků kromě jednoho do 12 %.

Jako základní rastr byla zvolena výztuž  $\phi 8$  á 150 mm v obou směrech při obou površích s vnější výztuží ve směru Y. V místech, kde nestačila únosnost základní výztuže, se doplnily příložky  $\phi 8$  - u dolní výztuže Y v poli a u horní výztuže nad sloupy v obou směrech.

Podrobný výpočet jednotlivých bodů – příloha A, Statický výpočet str. 29-34.

- Dimenzování na smyk

Str. 41 Únosnost betonu ve smyku byla stanovena na 95 kN/m . Jak je patrné ze statického výpočtu, této hodnoty není v desce mimo průvlaky dosaženo. Smyková výztuž desky tedy není nutná.

- Protlačení desky

Str. 43 Z výpočtu únosnosti nevyztuženého betonu v protlačení vyplývá, že betonová deska vyhoví na protlačení bez výztuže.

- Řetězové zřícení

Str. 45 Plocha výztuže na řetězové zřícení byla stanovena na 4  $\phi 14$ . Do desky budou vloženy 2x2 $\phi 14$  ve směrech X a Y. Tato výztuž bude probíhat nad rastrem spodní výztuže a bude zakotvena nad obvodovými stěnami.

- Dimenzování na ohyb – průvlaky a překlady

Str. 46-63 Princip dimenzování překladů a průvlaků na interakci sil N+M je obdobný jako u desky. Pro průvlaky byla navržena základní výztuž 4 $\phi 10$  u obou povrchů, tak aby byly splněny konstrukční zásady. K nim byly přidány v případě potřeby příložky profilu  $\phi 14$  v poli respektive  $\phi 12$  nad podporou.

- Dimenzování na smyk – průvlaky a překlady

Str. 38-40 Z konstrukčních zásad vyplynulo smykové vyztužení, a to čtyřstržný třmínek  $\phi 8$  á 200 mm. Toto vyztužení má v případě průvlaků únosnost  $V_{Rd,s} = 219 \text{ kN} > V_{ed} = 134 \text{ kN}$ . Užší překlady byly vyztuženy dvoustřžnými třmínky  $\phi 8$  á 200 mm.

- Dimenzování na podélný smyk

Str. 42

Pro dimenzování na podélný smyk mezi deskou a průvlakem byl vybrán průvlak č. 2, u kterého je největší ohybový moment, potažmo největší rozdíl mezi kladným a záporným momentem, který smykové síly mezi deskou a trámem generuje. Ve výpočtu bylo prokázáno, že tento styk vyhoví bez výztuže (deskou procházející výztuž nebyla započítána).

- Kotevní a přesahové délky

Následuje výpočet základní kotevní délky pro prut  $\phi 8$ . Výpočet kotevních délek pro ostatní použité profily je obdobný.

$$l_{brqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{8}{4} * \frac{434,78}{6,52} = 291 \text{ mm}$$

$$f_{bd} = 2,25 * \mu_1 * \mu_2 * f_{ctd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,33 = 2,99$$

$$\mu_1 = 1 \text{ pro dobré podmínky soudržnosti}$$

$$\mu_2 = 1 \text{ pro pruty } \phi < 32 \text{ mm}$$

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{brqd}$$

$$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5 = 1$$

Návrhová kotevní (přesahová) délka

$$l_0 = 290 \text{ mm}$$

pro přesahy je navíc základní kotevní délka násobena součinitel  $\alpha_6$ , který závisí na procentu stykované výztuže. Pro  $> 50\%$  stykované výztuže je  $\alpha_6 = 1,5$

OCEL B500B BETON C30/37 (B35)	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 14$
ZÁKLADNÍ KOTEVNÍ(PŘESAHOVÁ) DÉLKA	290	360	430	500
PŘESAH. DÉLKA; $>50\%$ ; koef.=1,5	430	540	650	760

Tab. č. 3 Kotevní a přesahová délka použitých profilů



## 11. Závěr

Na základě modelu sestaveného v programu RFEM byla lokalizována místa náchylná ke vzniku trhlin a byla navržena taková opatření, aby bylo jejich vzniku zabráněno. Dále byl proveden kompletní návrh a posouzení desky D2 a průvlaků vynášejících zděnou konstrukci ve 3NP. Deska D2 vyhoví jak na Mezní stav únosnosti, tak na Mezní stav použitelnosti – omezení průhybu.

## 12. SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

Literatura a normy

[1] Perla, Jan: Modelování zděných a smíšených konstrukcí metodou konečných prvků. In: Zděné a smíšené konstrukce 2008: 5. Konference 30. září 2008: Sborník příspěvků. Brno: Česká betonářská společnost, 2008. s. 165 – 170

[2] Perla, Jan: Přístavba lázeňského domu Alexandria. In: 17. Betonářské dny 2010: 17. Konference 23. - 24. listopadu 2010: Sborník příspěvků. Hradec Králové: Česká betonářská společnost, 2010. s. 245 – 250. ISBN 978-80-87158-28-9

[3] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, ČNI, Listopad 2006

[4] ČSN EN 1990 (ČSN 73 0002). Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Praha: ČNI, 2004.

[5] ČSN EN 1991-1-1 (73 0035). Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: ČNI, 2004.

[6] ČSN EN 1991-1-3 (73 0035). Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Praha: ČNI, 2005,Z1 10/2006.

[7] ČSN EN 1991-1-4 (73 0035). Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: ČNI, 2007, Oprava 1 9/2008.

[8] ČSN EN 1996-2. Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 2: Volba materiálů, konstruování a provádění zdiva

[9] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla

[10] Manuál RFEM 5

Podklady:

[8] Inženýrsko-geologický průzkum

**13. SEZNAM PŘÍLOH**

A – STATICKÝ VÝPOČET

B – VÝKRESY VÝZTUŽE

C – VÝKRESY TVARU

D – VÝKRES VYZTUŽENÍ ZDIVA