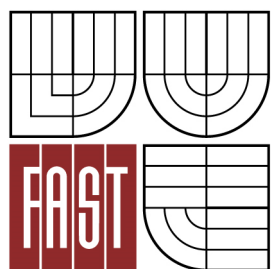




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

STATICKÁ ANALÝZA BYTOVÉHO DOMU

STATIC ANALYSIS OF RESIDENTIAL BUILDING

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

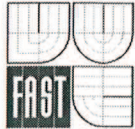
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

BC. PETR HANZLÍK

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. MILOŠ ZICH, Ph.D.

BRNO 2014



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

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

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant Bc. PETR HANZLÍK

Název Statická analýza bytového domu

Vedoucí diplomové práce doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

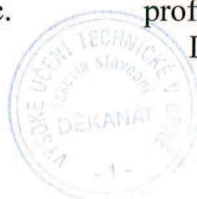
Datum zadání diplomové práce 31. 3. 2013

Datum odevzdání diplomové práce 17. 1. 2014

V Brně dne 31. 3. 2013

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

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



Podklady a literatura

1. Stavební podklady (půdorysy, řezy, pohledy).
2. Normy pro navrhování betonových konstrukcí ČSN a EN.
3. Zich M., Bažant Z., Plošné konstrukce nádrže a zásobníky, Akademické nakladatelství Cerm, 2010.
4. Zich M., kol., Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů, Nakl. Verlag Daschofer, Praha 2011.
5. L. Grenčík: Betonové konstrukce II. SNTL/ALFA 1986.
6. D. Majdúch: Zásady vystužovania betónových konštrukcií. ALFA 1984.

Zásady pro vypracování (zadání, cíle práce, požadované výstupy)

Vypracovat stavební a konstrukční návrh stavby dle předaných rozměrových, materiálových a zatěžovacích parametrů. Provést návrh nosných prvků. Řešení provést včetně nezbytné výkresové dokumentace (výkresy tvaru a výztuže).

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího diplomové práce.

Požadované výstupy:

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

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady a varianty řešení

P2. Výkresy - přehledné, podrobné a detaily (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce).

P3. Stavební postup a vizualizace

P4. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x).

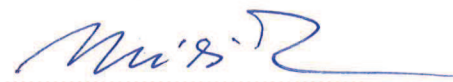
Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Diplomová práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě podle směrnic a 1x na CD.

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).



doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Tématem diplomové práce je statická analýza bytového domu. Práce se zabývá posouzením původního řešení a navrhnutím varianty nové. Zaměřuje se na statické řešení monolitické železobetonové žebrové desky a věnuje se posouzení této žebrové desky podle mezních stavů. Zahrnuje časovou analýzu konstrukce a předpětí žeber v nové variantě.

Klíčová slova

časově závislá analýza, přepjatý beton, monolitická železo-betonová budova, deska s žebry

Abstract

The discussion of the master's thesis is static analysis of residential building. The thesis details the original solution from assesment and a new design variant solution. The work is focused on static solution of monolithic concrete plate with ribs and is devoted to limit states assesment of the plate with ribs. The thesis includes a time analysis structure and prestressed ribs in the new variant.

Keywords

time-dependent analysis, prestressed concrete, monolithic reinforced concrete building, plate with ribs

...

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Petr Hanzlík *Statická analýza bytového domu*. Brno, 2014. 35 s., 122 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D..

Prohlášení:

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

V Brně dne 15.1.2014

Hanzlík Petr

.....
podpis autora
Bc. Petr Hanzlík

Poděkování:

Touto cestou bych chtěl poděkovat vedoucímu mé diplomové práce doc. Ing. Milošovi Zichovi, Ph.D. za ochotu a vstřícnost u konzultací, za objasnění problémů vzniklých při vypracovávání diplomové práce.

Diplomovou práci bych také nebyl schopný napsat bez všesměrné podpory ze strany mých rodičů, jim patří velký dík.

OBSAH

1	ÚVOD	- 11 -
	ČÁST A –TECHNICKÁ ZPRÁVA	- 12 -
2	VŠEOBECNÁ ČÁST	- 12 -
2.1	Základní údaje o bytovém domu	- 12 -
2.2	Situování bytového domu.....	- 12 -
3	STAVEBNĚ TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MODELOVANÉ ČÁSTI D	- 13 -
3.1	Vodorovné konstrukce	- 13 -
3.2	Svislé konstrukce.....	- 13 -
3.3	Materiál konstrukčních částí budovy	- 13 -
4	NOVÁ VARIANTA ŘEŠENÍ ČÁSTI KONSTRUKCE	- 14 -
4.1	Deska nad 2.NP	- 14 -
4.1.1	Tvar a materiál desky.....	- 14 -
4.1.2	Betonářská výztuž.....	- 14 -
4.2	Předepnutá žebra	- 14 -
4.2.1	Tvar a materiál žebra	- 14 -
4.2.2	Předpínací výztuž.....	- 15 -
4.2.3	Betonářská výztuž.....	- 15 -
	ČÁST B –PRŮVODNÍ ZPRÁVA STATICKÝM VÝPOČTEM	- 16 -
5	VÝPOČTOVÝ MODEL	- 16 -
5.1	Původní 3D deskostěnový model	- 16 -
5.2	3D deskostěnový model bez vzpěr.....	- 17 -
5.2.1	Fáze výstavby	- 18 -
6	ZATÍŽENÍ	- 19 -
6.1	Zatížení vlastní tíhou konstrukce	- 19 -

6.2	Zatížení ostatní stálé	- 19 -
6.2.1	Zatížení podlahou	- 19 -
6.2.2	Zatížení příčkami	- 19 -
6.2.3	Zatížení střechou	- 19 -
6.2.4	Zatížení fasádou	- 20 -
6.3	Zatížení proměnná	- 20 -
6.3.1	Zatížení užitná	- 20 -
6.3.2	Zatížení sněhem	- 20 -
6.3.3	Zatížení větrem	- 20 -
7	STANOVENÍ KRYCÍ VRSTVY BETONU	- 21 -
8	MATERIÁL	- 22 -
8.1	Beton	- 22 -
8.2	Betonářská výztuž	- 22 -
8.3	Předpínací výztuž	- 22 -
9	VÝPOČET ZTRÁT V PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽI	- 23 -
9.1	Krátkodobé ztráty	- 23 -
9.2	Dlouhodobé ztráty	- 23 -
9.2.1	Ztráty smršťováním betonu	- 23 -
9.2.2	Ztráty dotvarováním	- 23 -
9.2.3	Ztráta relaxací výztuže	- 24 -
10	OMEZENÍ NAPĚTÍ A TRHLIN	- 25 -
10.1	Při předepínání konstrukce a po fázi 12 (ostatním stálém zat.)	- 25 -
10.2	Omezení napětí v betonu při charakteristické kombinaci	- 25 -
10.3	Omezení napětí v betonu při kvazistálé kombinaci	- 25 -
10.4	Omezení trhlin v betonu při kvazistálé kombinaci	- 26 -
10.5	Omezení napětí v předpínací výztuži při charakteristické kombinaci ..	- 26 -
11	VNITŘNÍ SÍLY NA 3D MODELU PRO POSOUZENÍ MSÚ	- 27 -

12	POSOUZENÍ PRŮŘEZU NA NAMÁHÁNÍ NORMÁLOVOU SILOU A OHYBOVÝM MOMENTEM V POLI	- 28 -
13	POSOUZENÍ PRŮŘEZU NA NAMÁHÁNÍ NORMÁLOVOU SILOU A OHYBOVÝM MOMENTEM NA KONCI ŽEBRA.....	- 28 -
14	POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ ŽEBER NA SMYK	- 29 -
15	POSOUZENÍ NAMÁHÁNÍ BETONU SOUSTŘEDNÝM TLAKEM	- 30 -
16	NÁVRH A POSOUZENÍ VÝZTUŽE ŽEBER B19, B20	- 30 -
17	NÁVRH A POSOUZENÍ VÝZTUŽE DESKY	- 30 -
18	NÁVRH PŘÍDAVNÉ VÝZTUŽE.....	- 30 -
19	ZÁVĚR.....	- 31 -
20	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	- 32 -
20.1	Seznam použité literatury	- 32 -
20.2	Seznam použitého softwaru	- 33 -
21	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	- 34 -
22	SEZNAM OBRÁZKŮ	- 34 -
23	SEZNAM PŘÍLOH.....	- 35 -

1 ÚVOD

Úkolem diplomové práce je nejdříve vypracovat model části konstrukce, která ovlivňuje chování nad ocelovými vzpěrami. Tento model byl tudíž zhotoven jen pro nadzemní podlaží a nebyla modelována celá budova, ale jen část sekce D. Tato část sekce D byla modelována od osy F po osu D (viz půdorys 3. nadzemního podlaží – příloha B.1). Z vypracovaného modelu byly zjištěny vnitřní síly v ocelových vzpěrách. Byla posouzena nejvíce namáhaná ocelová vzpěra (viz příloha B.5b). Po zjištění, že jeden z posuzovaných průřezů vzpěry nevyhověl, byla zjištěna jedna z příčin, které později po výstavbě budovy vedly k vybočení ocelových vzpěr v posuzovaném místě (obrázek viz příloha B.5b). Jedna z možných variant řešení je předepnutí žebrové desky nad 2.NP, která byla dříve podporována ocelovými vzpěrami. Původní ocelové vzpěry byly odstraněny. V nové variantě řešení je předpětí modelováno předpínajícími kabely se soudržností. Výpočet byl rozdělen do fází podle postupu výstavby, aby lépe charakterizoval skutečné chování konstrukce. Původní i nová varianta řešení byly modelovány v programu Scia Engineer.

ČÁST A – TECHNICKÁ ZPRÁVA

2 VŠEOBECNÁ ČÁST

2.1 Základní údaje o bytovém domu

Název bytového domu je Prague Marina. Tento bytový dům byl postaven na přelomu roku 2008/2009 ve fázi 1.A. Budova je jedna z fází projektu, které slouží na vytvoření bytového komplexu v dané lokalitě. Jedná se o budovu rozdělenou na 5 sekcí. Všechny sekce mají 3 podzemní podlaží. Sekce A, B, C mají 8 nadzemních podlaží, sekce D má částečně 5 nadzemních podlaží (spojující krček) a částečně 8 nadzemních podlaží a sekce E (věž) má 10 nadzemních podlaží. Mezi nejvyšší částí a částí s 8 nadzemní podlažími je spojující krček, který je podporován žebrovou deskou. Tato deska bude v nové variantě předepnuta. Rozměr budovy je zhruba 130 m na délku a 19 – 26 m na šířku. Budova není obdélníková, ale její tvar je lomený po částech tak, aby se zdálo, že je v půdorysném oblouku. Konstrukční výška 1.NP je 4,34 m, u ostatních nadzemních podlažích je 3,2 m. Výška budovy u části, která má 5 pater je 24,19 m s atikou, u částí s 8 patry je 27,39 m s atikou a u části s 8 patry je 33,79 m s atikou. Jedná se o deskostěnovou monolitickou konstrukci s lokálními podporami – sloupy. Zastřešení je provedeno plochou střechou.

2.2 Situování bytového domu

Bytový dům se nachází v pravidelné zástavbě okolních budov, které nepřesahují stavební výškou hranici 30 m. Bytový dům najdeme na ulici Jankovcova, Praha 7. Leží na území Holešovického přístavu a podílí se na změně struktury samotných Holešovic.

3 STAVEBNĚ TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MODELOVANÉ ČÁSTI D

Nadzemní část je tvořena železobetonovou konstrukcí s příčnými stěnami, které jsou v přízemní části nahrazeny sloupy. Kromě těchto sloupů prochází částí D také komunikační jádro. Spojovací můstek probíhá přes 5 nadzemních podlaží a je tvořen příčným stěnovým systémem v kombinaci s monolitickou stropní deskou. Tyto stropní desky jsou po obvodu ztuženy. Nenosné příčky jsou zděnné. Úsek je modelován od osy F, kde je jedna z dilatačních spár budovy.

3.1 Vodorovné konstrukce

Stropní desky byly provedeny jako pnuté. Tloušťka vodorovných nosných konstrukcí tvořených monolitickými deskami je převážně 240 mm. Posuzovaná žebrová monolitická deska nad 2 nadzemní podlažím je zeslabena na 200 mm.

3.2 Svislé konstrukce

V 1.NP jde spíše o systém smíšený, kde sloupy a stěny v kombinaci s trámy ve stropní desce slouží jako opory pro vynesení překonzolovaných pater. Tloušťky stěn jsou v 1.NP 210, 260 a 300 mm. Stěny od 2.NP mají tloušťku 210 mm. Všechny stěny jsou navrženy z monolitického železobetonu.

3.3 Materiál konstrukčních částí budovy

Stěny obvodové a vnitřní C30/37 – XC1

Stropní desky C30/37 – XF2

Předepnutá stropní deska C40/50 – XF2

Sloupy C40/50 – XC2

Veškeré prvky vyztuženy betonářskou výztuží B500 B.

4 NOVÁ VARIANTA ŘEŠENÍ ČÁSTI KONSTRUKCE

Jako dílčí část diplomové práce bylo nahrazení původní žebrové desky na kruhových ocelových vzpěrách deskou předpjatou. Na ose F se nachází dilatační spára. Tato dilatační spára je řešena uložení žebrové desky na konzolu, vytvořenou na stěně na ose F. Mezi žebrovou deskou a ozubem bude asfaltová lepenka. Při provádění žebrové desky je nutno dodržet ČSN EN 206-1 *Beton* [7].

4.1 Deska nad 2.NP

4.1.1 Tvar a materiál desky

Tloušťka desky je 200 mm. Deska je lichoběžníkového tvaru. Přesnější rozměry desky viz B2 – výkresová dokumentace. Je řešena pouze část desky mezi dilatací na ose F k pracovní spáře. Tato deska je podporována předepnutými žebry. Jako materiál desky je použit beton C 40/50 pro prostředí XF2.

4.1.2 Betonářská výztuž

Deska bude vyztužena prutovou výztuží B500B \varnothing 8 a 10 mm. Dolní výztuž je stykována nad žebrem a horní výztuž mezi žebry. Výztuž je ukončena přesahem v pracovní spáře na kotevní délku tak, aby zde mohla být navázána výztuž další části desky. Na krajích desky je použita výztuž ve tvaru U. Krytí výztuže je 40 mm.

4.2 Předepnutá žebra

4.2.1 Tvar a materiál žebra

První krajní žebro má rozměr 800 x 550 mm. Ostatní žebra jsou také vysoká 800 mm, ale na šířku mají pouze 400 mm. Na krajích jsou tyto žebra rozšířeny náběhem, z důvodu vedení kabelů předpínací výztuže. V místě kotvení předpínací výztuže budou vyšalovány kotevní sklípky, sloužící pro osazení kotev, které budou po předpětí

zalitý betonovou směsí. Osová vzdálenost žeber není totožná. Žebra jsou navržena z betonu C 40/50 pro prostředí XF2.

4.2.2 Předpínací výztuž

Předpětí žeber je navrženo pomocí 203 lan. Předpětí je realizováno předpínacím systémem VSL Post-Tensioning System. V prvním žebře jsou lana ve třech kanálcích, v ostatních pouze ve dvou kanálcích. Tyto lana jsou typu Y1860-S-7-15,7-A, tzn. 7-mi pramencová lana s mezí pevnosti 1860 MPa a průřezovou plochou 160 mm². Tyto lana budou napnuty na kotevní napětí 1476 MPa. Kanálky pro vedení kabelů jsou navrženy z ocelové trubky VSL – Ø 77 mm pro 12-ti lanové kabely a VSL Ø 87 mm pro 15-ti lanové kabely. Vedení kabelů je zakresleno ve výkrese viz příloha B.2. Napínání bylo navrženo ze směru stěny, která leží na ose E. Pořadí napínání je popsáno ve výkrese viz příloha B.2. Doba podržení napětí je minimálně 5 min. Napínání bude uskutečněno v 10 a 22 dnu od vybetonování žeber. Krytí předpínací výztuže bylo navrženo 80 mm. Aby byla dodržena správná vedení předpínací výztuže, byly použity vodící mřížky ve vzdálenostech 285 – 1500 mm, které budou přichyceny k podélné betonářské výztuži žebra. Kotvení předpínací výztuže je uskutečněno pomocí dvou typů kotev, které jsou umístěny v krajních žebrech. Tyto krajní žebra jsou kolmá k těmto předeprnutým žebřům.

4.2.3 Betonářská výztuž

Jako smyková výztuž jsou použity třmínky Ø 12 mm, které jsou připevněny na podélnou výztuž také Ø 12 mm. Důležitý je také vyztužení kotevních oblastí výztuží Ø 12 mm. Žebra kolmá k těmto předpjatým žebřům budou vyztužena pouze betonářskou výztuží Ø 25 mm a třmínky Ø 12 mm. Krytí betonářské výztuže je navrženo 40 mm.

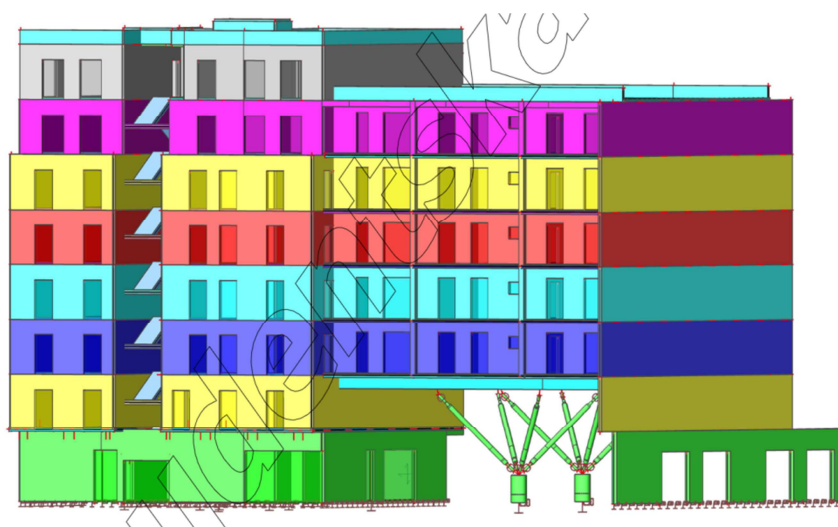
ČÁST B – PRŮVODNÍ ZPRÁVA STATICKÝM VÝPOČTEM

5 VÝPOČTOVÝ MODEL

Pro výpočet byly vytvořeny dva 3D deskostěnové modely části budovy Prague Marina. Tyto deskostěnové modely byly vytvořeny pouze pro nadzemní podlaží a to jen pro část sekce D. Od osy F (dilatace budovy) po osu D. byla modelována pouze tato část, neboť tato část ovlivňuje chování nad původními vzpěrami. Všechny modely byly vytvořeny v programu Scia Engineer.

5.1 Původní 3D deskostěnový model

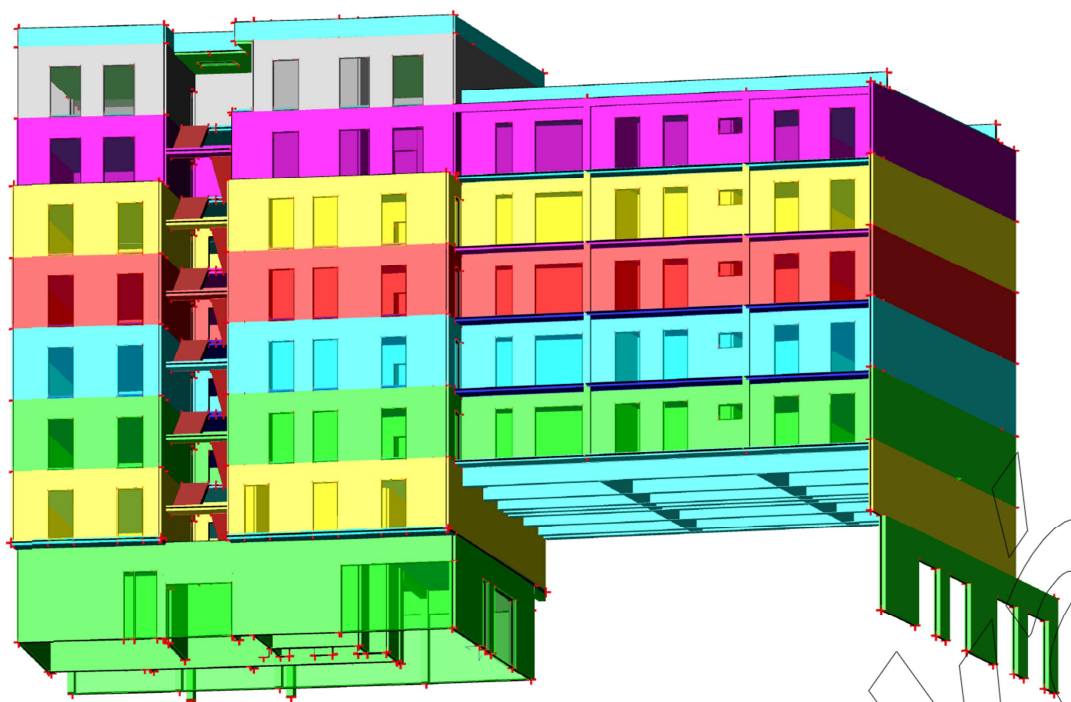
3D deskostěnový model byl vytvořen dle obrázku (obr. A1). Tento model má částečně 8 a částečně 5 nadzemních pater. Tyto nadzemní patra jsou vetknuty do spodních pater, které nejsou modelovány. V oblasti mezi osami F a E je nad druhým nadzemním podlažím žebrová deska, která je podporována dvěma sloupky se vzpěrami. Sloupky jsou také vetknuty do spodních pater. Z každého z těchto dvou sloupků vedou čtyři ocelové vzpěry, které podporují žebrovou desku. Tato deska je v ose F připojena posuvným kloubem, protože zde dochází k dilataci.



(obr. A.1) – Původní 3D deskostěnový model

5.2 3D deskostěnový model bez vzpěr

3D deskostěnový model byl vytvořen dle obrázku (obr. A2). Tento model má částečně 8 a částečně 5 nadzemních pater. Tyto nadzemní patra jsou vetknuty do spodních pater, které ale nejsou modelovány. V oblasti mezi osami F a E je nad druhým nadzemním podlažím žebrová deska. Tato deska je v ose F připojena kloubově, protože zde dochází k dilataci. Na rozdíl od původní varianty není již tato deska podporována vzpěrami. Vzpěry byly nahrazeny předpětím. Z důvodu umístění kabelu byl změněn i původní tvar desky. Místo původních 3 žeber má deska 8 žeber, které mají oproti původním žebrům i jinou šířku a výšku. Předpětí bylo modelováno předpínajícími kabely se soudržností. Kabely byly výškově i směrově modelovány dle skutečné polohy. Parametry kabelových kanálků pro výpočet ztrát třením byly převzaty od výrobce VSL Post-Tensioning System. Nezamyšlená změna směru kabelu je 8×10^{-3} rad/m a součinitel tření v oblouku je $0,20 \text{ rad}^{-1}$. Kabely jsou vedeny tak, aby splňovaly hodnoty minimální krycí vrstvy kanálků. Jsou napínány z jedné strany a změna křivosti je umožněna pomocí kružnicových oblouků. Jak původní model, tak i model s předpětím je zatížen vlastní tíhou konstrukce, ostatním stálým zatížením, užitným zatížením, sněhem a větrem.



(obr. A.2) – 3D deskostěnový model bez vzpěr

5.2.1 Fáze výstavby

Výpočet byl rozdělen do fází podle postupu výstavby, aby lépe charakterizoval skutečné chování konstrukce.

Fáze výstavby pro výpočet časové analýzy:

Fáze 1 – betonáž 1NP.	čas fáze [den] – 0
Fáze 2 – betonáž 2NP.	čas fáze [den] – 30
Fáze 3 – předepnutí žebrové desky I (kabely 1, 3-17)	čas fáze [den] – 40
Fáze 4 – předepnutí žebrové desky II (kabel 2)	čas fáze [den] – 52
Fáze 5 – betonáž 3NP.	čas fáze [den] – 61
Fáze 6 – betonáž 4NP.	čas fáze [den] – 91
Fáze 7 – betonáž 5NP.	čas fáze [den] – 122
Fáze 8 – betonáž 6NP.	čas fáze [den] – 152
Fáze 9 – betonáž 7NP.	čas fáze [den] – 183
Fáze 10 – betonáž 8NP.	čas fáze [den] – 213
Fáze 11 – stavba příček	čas fáze [den] – 244
Fáze 12 – ostatní stálé zatížení	čas fáze [den] – 250
Fáze 13 – nahodilé zatížení	čas fáze [den] – 300

6 ZATÍŽENÍ

Při výpočtu bylo uvažováno se zatížením stálým i proměnným zatížením. Stálé zatížení obsahuje zatížení od vlastní tíhy konstrukce, zatížení podlahou, zděnými příčkami, střechou a fasádou. Zatížení proměnné obsahuje užité zatížení, zatížení sněhem a zatížení větrem.

6.1 Zatížení vlastní tíhou konstrukce

Zatížení od vlastní tíhy bylo spočteno pomocí výpočtového softwaru SCIA Engineer.

6.2 Zatížení ostatní stálé

Ostatní stálé zatížení je tvořeno podlahou, zděnými příčkami, střechou a fasádou. Tíhy všech materiálů byly určovány dle ČSN EN 1991-1-1 [2].

6.2.1 Zatížení podlahou

Ve vyšetřované části bytového domu se nachází hlavně čtyři druhy podlah. Jedná se o keramickou dlažbu, dřevěné parkety, epoxidovou sěrku a keramický obklad. Jednotlivé skladby, tloušťky a umístění podlah se řídí dle tabulek skladeb.

6.2.2 Zatížení příčkami

Příčky jsou zděny z Thermoporu 115 AKU a cihly voštinové CV14. Zatížení příčkami je charakterizováno liniovým zatížením umístěným dle půdorysů jednotlivých podlaží.

6.2.3 Zatížení střechou

Střecha na bytovém domu má jak klasickou, tak i inverzní skladbu. Na balkónech jsou použity pláště s dřevěnými palubami, na určitých místech je také použita ozeleněná střecha a také dlažba v zelené střeše. Jednotlivé skladby, tloušťky a umístění střeš se řídí dle tabulek skladeb.

6.2.4 Zatížení fasádou

Jsou použity dvě základní fasády dle jejich orientace na světovou stranu. V určitých místech je použit kamenný obklad. Jednotlivé skladby, tloušťky a umístění střech se řídí dle tabulek skladeb.

6.3 Zatížení proměnná

6.3.1 Zatížení užitná

Stanovené použití je pro domácí a obytné plochy – kategorie A. Dále je použita kategorie H, I pro přístupné a nepřístupné střechy. Kategorie zatížených ploch pozemních staveb a hodnoty užitného zatížení dle ČSN EN 1991-1-1 [2].

6.3.2 Zatížení sněhem

Z důvodu vyšších pater budovy, které však nejsou modelovány, je počítáno s nenavátým i s navátým sněhem. Budova se nachází ve sněhové oblasti I. Zatížení sněhem bylo vypočítáno dle ČSN EN 1991-1-3 [3].

6.3.3 Zatížení větrem

Budova se nachází ve větrné oblasti II a kategorie terénu je III. Budova je vyšší než 20 m, proto je zatížení na svislé stěny rozděleno na část do 20 m a na část nad 20 m. Je také vypočítáno zatížení na plochou střechu s atikou a zatížení větrem působící na atiku. Zatížení větrem bylo vypočítáno dle ČSN EN 1991-1-4 [4].

7 STANOVENÍ KRYCÍ VRSTVY BETONU

Krycí vrstva je stanovena jen pro žebrovou desku nad druhým nadzemním podlažím a je navržena na 40 mm. Krycí vrstva pro předpínací výztuž je 80 mm. Krycí vrstva betonu jak pro předpínací výztuž, tak pro betonářskou výztuž, byla stanovena dle EN 1992-1-1 [1]. Stupeň vlivu prostředí byl zvolen dle podkladů na XF2.

8 MATERIÁL

8.1 Beton

Pro obvodové stěny, vnitřní stěny a stropní desky (kromě desky nad 2NP.) byl navržen beton C30/37. Pro sloupy a desku nad 2NP. (předeprnutá stropní deska) byl zvolen beton C40/50. Beton u předeprnuté desky byl navržen tak, aby byla splněna podmínka lineárního dotvarování betonu při předeprnutí konstrukce. Z důvodů postupné výstavby bylo nutné stanovit pevnostní charakteristiky betonu ve stáří 10 dnů a 22 dnů dle ČSN EN 1992-1-1 [1]. V betonu byl použit cement třídy N. Návrhové hodnoty materiálových charakteristik betonu byly stanovovány dle ČSN EN 1992-1-1 [1].

8.2 Betonářská výztuž

Pro všechny části nosné konstrukce budovy byla použita betonářská výztuž B500 B. Návrhové hodnoty materiálových charakteristik betonářské oceli byly stanovovány dle ČSN EN 1992-1-1 [1].

8.3 Předpínací výztuž

Pro předeprnutí žeber desky nad 2NP. byla navržena předpínací výztuž Y1860-S-7-15,7-A.

Návrhové hodnoty materiálových charakteristik předpínací oceli byly stanovovány dle ČSN EN 1992-1-1 [1].

U předpínací výztuže bylo také stanoveno maximální napětí při zakotvení.

9 VÝPOČET ZTRÁT V PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽI

Ztráty v předpínací výztuži byly počítány na dvou charakteristických průřezech. Na žebro B11, které má rozměry 800 mm x 550 mm a pak společně pro žebra B12 – B18, které mají rozměry 800 mm x 400 mm.

9.1 Krátkodobé ztráty

Ztráty třením a pokluzem v kotvě (hodnota pokluzuje 6 mm) počítá software SCIA Engineer. Ztráty postupným napínáním jsou pro charakteristické průřezy dopočteny dle vzorců z *Předpjaté betonové konstrukce* [5]. Krátkodobé ztráty jsou stanoveny na 8 -12 % hodnoty z napětí při zakotvení.

9.2 Dlouhodobé ztráty

Všechny dlouhodobé ztráty jsou počítány na životnost konstrukce 50 let. Výsledná interakce mezi těmito ztrátami je vypočtena v celkovou dlouhodobou ztrátu. Vyjádření dlouhodobé ztráty v procentech je po krátkodobých ztrátách 7-8 %. Výpočty jsou provedeny dle *Předpjaté betonové konstrukce* [5].

9.2.1 Ztráty smršťováním betonu

Doba ošetřování betonu byla stanovena na 6 dní. Okolní vlhkost prostředí použitá do výpočtu je 75 %. Je uvažováno jak se smršťováním vysycháním, tak autogenním smršťováním.

9.2.2 Ztráty dotvarováním

Dotvarování betonu je počítáno v úrovni předpínací výztuže v nejvíce namáhaném místě charakteristických žeber. Čas 0 je zde přiřazen jako vybetonování desky 2NP. Výsledné dotvarování je součtem dotvarování v jednotlivých časových intervalech. Z postupné výstavby jsou zjištěny hodnoty napětí v daném místě a daném času. Pomocí těchto napětí a součinitelů dotvarování je vypočtena ztráta v předpínací výztuži.

9.2.3 Ztráta relaxací výztuže

Doba podržení předpínací výztuže byla stanovena na 5 minut. Obrázek předepínání viz Statický výpočet.

10 OMEZENÍ NAPĚTÍ A TRHLIN

Posudky ve zvolených fázích výstavby a na konci životnosti stavby vyhověly.

10.1 Při předepínání konstrukce a po fázi 12 (ostatním stálém zat.)

Napětí na konstrukci bylo získáno z 3D modelu

Posouzení tahového napětí bylo prováděno pro kvazistálou kombinaci

dle ČSN EN 1992-1-1 [1] viz vztah (5.1).

$$\max \sigma_{ct} \leq f_{ctm(t)} \quad (5.1)$$

Omezení trhlin bylo posuzováno pro kvazistálou kombinaci dle ČSN EN 1992-1-1 [1] viz vztah (5.2).

$$\min \sigma_{cc} \leq 0,45f_{ck(t)} \quad (5.2)$$

Posudky ve zvolených fázích výstavby vyhověly.

10.2 Omezení napětí v betonu při charakteristické kombinaci

Toto napětí bylo posuzováno po všech ztrátách na konci životnosti stavby.

Napětí v betonu bylo posuzováno dle ČSN EN 1992-1-1 [1] viz vztah (6.1.1).

$$\min \sigma_{cc} \leq 0,6f_{ck} \quad (6.1.1)$$

10.3 Omezení napětí v betonu při kvazistálé kombinaci

Toto napětí bylo posuzováno po všech ztrátách na konci životnosti stavby.

Napětí v betonu bylo posuzováno dle ČSN EN 1992-1-1 [1] viz vztah (6.2.1).

$$\min \sigma_{cc} \leq 0,45f_{ck} \quad (6.2.1)$$

10.4 Omezení trhlin v betonu při kvazistálé kombinaci

Toto napětí bylo posuzováno po všech ztrátách na konci životnosti stavby.

Napětí v betonu bylo posuzováno dle ČSN EN 1992-1-1 [1] viz vztah (6.3.1).

$$\max \sigma_{ct} \leq 0 \quad (6.3.1)$$

Maximální napětí v betonu při kvazistálé kombinaci je -0,08 MPa. Napětí posuzováno 25 mm pod kanálkem.

10.5 Omezení napětí v předpínací výztuži při charakteristické kombinaci

Posudek byl proveden po zakotvení nejvíce namáhaného kabelu. (Kabel číslo 2)

Napětí v předpínací výztuži bylo posuzováno dle ČSN EN 1992-1-1 [1]

viz vztah (6.4.1).

$$\max \sigma_{pt} \leq 0,75 f_{pk} \quad (6.4.1)$$

Maximální napětí v předpínací výztuži při charakteristické kombinaci je 1393,10MPa.

11 VNITŘNÍ SÍLY NA 3D MODELU PRO POSOUZENÍ MSÚ

Maximální vnitřní síly na konstrukci byly určovány pomocí kombinací 6.10 a, 6.10 b.

KOMBINACE 6.10a

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j,sup} \cdot G_{k,j,sup} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

KOMBINACE 6.10b

$$\sum_{j \geq 1} \xi \cdot \gamma_{G,j,sup} \cdot G_{k,j,sup} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Byl určován maximální ohybový moment v poli, maximální ohybový moment na konci žebra, maximální posouvající a k ní odpovídající kroutící moment a posouvající síla vzdálená 0,6 m od začátku či konce žebra (0,2 m od konce krajních žebor v opačném směru) a k ní odpovídající kroutící síla.

12 POSOUZENÍ PRŮŘEZU NA NAMÁHÁNÍ NORMÁLOVOU SILOU A OHYBOVÝM MOMENTEM V POLI

Posouzení bylo provedeno dle ČSN EN 1992-1-1 [1] viz vztah (8.1.1).

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (8.1.1)$$

Nejprve bylo zjištěno napětí v kabelech po všech ztrátách pro posuzované místo. Poté bylo pro kabely stanoveno základní napětí. Kabely v poli jsou v žeburu taženy, a proto nemusela být pro výpočet užitá metoda mezních přetvoření. Při výpočtu bylo zkontrolováno, zda předpínací výztuž v žeburu je využita na mezi kluzu a stanoven moment na mezi únosnosti M_{Rd} . Průřezy v poli vyhověly bez dodatečného návrhu betonářské výztuže.

13 POSOUZENÍ PRŮŘEZU NA NAMÁHÁNÍ NORMÁLOVOU SILOU A OHYBOVÝM MOMENTEM NA KONCI ŽEBRA

Posouzení bylo provedeno dle ČSN EN 1992-1-1 [1] viz vztah (8.1.1).

Nejprve bylo zjištěno napětí v kabelech po všech ztrátách pro posuzované místo. Poté bylo pro kabely stanoveno základní napětí. Moment na mezi únosnosti M_{Rd} byl stanovován pomocí metody mezních přetvoření. Hledalo se přetvoření kabelů takové, při kterém bude platit rovnováha vnějších a vnitřních sil viz vztah (8.1.2).

$$N_{Ed} = N_{Rd} \quad (8.1.2)$$

Při výpočtu bylo zkontrolováno, zda betonářská výztuž v žeburu a v desce je využita na mezi kluzu a stanoven moment na mezi únosnosti M_{Rd} . Průřez na konci žebra vyhověl s použitím betonářské výztuže, která je v rozích třmínku.

14 POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ ŽEBER NA SMYK

Byl posuzován nejvíce namáhaný průřez vzdálen 0,2 m od krajního žebra. Posouzení bylo provedeno dle ČSN EN 1992-1-1 [1]. Průřez byl posuzován na kombinaci posouvající síly s kroutícím momentem. Nejprve bylo zjištěno, zda v posuzovaném průřezu vzniknou trhliny. Při určování normálového napětí byl použit největší ohybový moment, který v místě může nastat. Bylo zjištěno, že trhliny nevzniknou. Beton kombinaci smykové síly s kroutícím momentem nepřenesl, proto je nutné navrhnout smykovou výztuž. Průřez se smykovou výztuží na posouzení smyku vyhověl.

15 POSOUZENÍ NAMÁHÁNÍ BETONU SOUSTŘEDNÝM TLAKEM

Posouzení spolehlivého přenesení síly do betonu. Napětí zde není rozděleno po průřezu lineárně. Posouzení je provedeno jak pro větší kotvu typu E (6-15), tak pro vybranou kotvu typu E (6-12) s nejmenší roznášející plochou. Dále je navržena betonářská výztuž pro štěpné síly pod jednotlivými kotvami, příčné tahy v líci a štěpné síly pod skupinou kotev. Pro štěpné síly pod jednotlivými kotvami je dostačující spirála okolo kotvy, tudíž se na tento případ betonářská výztuž nenavrhuje. Posudky a návrhy betonářské výztuže dle *Předpjaté betonové konstrukce* [5].

16 NÁVRH A POSOUZENÍ VÝZTUŽE ŽEBER B19, B20

Žebra B19 a B20 nejsou předenuty, proto je zde navržena a posouzena betonářská výztuž. Návrh dle *Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódu* [6].

17 NÁVRH A POSOUZENÍ VÝZTUŽE DESKY

Posudek byl proveden u horního a dolního povrchu v obou směrech na dimenzační momenty. Vzdálenost výztuže byla navrhnutá tak, aby nedocházelo k nadměrnému smršťování desky. Návrh dle *Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódu* [6].

18 NÁVRH PŘÍDAVNÉ VÝZTUŽE

Z důvodu minimální vzdálenosti použitých kotev v kotevní oblasti musely být kabely půdorysně trasovány. V těchto místech v kružnicových obloucích vznikají radiální síly, na které je potřeba navrhnout výztuž tak, aby radiální síla neroztrhla betonovou krycí vrstvu.

19 ZÁVĚR

Posouzení původní varianty, kdy byly žebrové desky uloženy na kruhové vzpěry, bylo posouzeno jako nevyhovující, a proto byla navržena varianta nová. Nově navržená předpjatá žebrová deska je navržena a posouzena dle platných norem a zásad. Posudky vyhověly na mezní stav použitelnosti i na mezní stav únosnosti.

20 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

20.1 Seznam použité literatury

- [1] ČSN EN 1992-1-1 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [2] ČSN EN 1991-1-1 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [3] ČSN EN 1991-1-3 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [4] ČSN EN 1991-1-4 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [5] NAVRÁTIL, J. *Předpjaté betonové konstrukce*. 2. vyd. Brno: akademické nakladatelství cerm, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7
- [6] ZICH, M. a kolektiv *Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódu*. Praha: nakladatelství Verlag Daschofer, 2011. ISBN 978-80-86897-38-7
- [7] ČSN EN 206-1 *Beton – Část 1: specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Český normalizační institut, 2001.

20.2 Seznam použitého softwaru

Autodesk AutoCAD 2009, verze C.56.0

Scia Engineer 2013, verze 13.0.2030

Rhinoceros, verze 4.0 RS8

V-Ray pro Rhinoceros verze 1.05.29

MS Office

21 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

G_k	charakteristická hodnota stálého zatížení
M_{Ed}	návrhová hodnota působícího ohybového momentu
M_{Rd}	návrhová hodnota ohybového momentu na mezi únosnosti
N_{Ed}	návrhová hodnota působící normálové síly
N_{Rd}	návrhová hodnota normálové síly na mezi únosnosti
P	předpínací síla
Q_k	charakteristická hodnota proměnného zatížení
$V_{Rd,c}$	návrhová hodnota posouvající síly na mezi únosnosti, kterou přenesou beton
f_{ck}	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní
$f_{ck(t)}$	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří (t) dní
$f_{ctm(t)}$	průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu ve stáří (t) dní
f_{pk}	charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu
γ_P	dílčí součinitel zatížení od předpětí
γ_G	dílčí součinitel od stálého zatížení
γ_Q	dílčí součinitel od proměnného zatížení
ξ	kombinační součinitel pro stálé zatížení
σ_{cc}	tlakové napětí v betonu
σ_{ct}	tahové napětí v betonu
σ_{pt}	tahové napětí v předpínací výztuži
σ_{sd}	návrhové tahové napětí v betonářské výztuži
Ψ	součinitel, kterým se definují hodnoty proměnného zatížení

22 SEZNAM OBRÁZKŮ

A.1	Původní 3D deskostěnový model
A.2	3D deskostěnový model bez vzpěr

23 SEZNAM PŘÍLOH

B.1 POUŽITÉ PODKLADY

B.2 VÝKRESY

B.3 STAVEBNÍ POSTUP A VIZUALIZACE

B.4 STATICKÝ VÝPOČET

B.5 PŘÍLOHY KE STATICKÉMU VÝPOČTU