

Projektová dokumentace pro provádění stavby

D.1.2 Stavebně konstrukční řešení

D.1.2 b) Podrobný statický výpočet – REVIZE 03 (aktualizace dle provedeného IGP, reklamace 17)

## Fakultní nemocnice Brno

### Výstavba gynekologicko-porodnické kliniky

Stavebník:	Fakultní nemocnice v Brně Jihlavská 20 625 00 Brno
Objednatel:	Sdružení Budoucnost gynekologicko-porodnické kliniky ve Fakultní nemocnici Brno DOMY ARCHITECTS; LT PROJEKT; JIKA CZ
Zpracovatel:	RECOC, spol. s r.o. Seydlerova 2451/8 Praha 13, 158 00
Projektant:	Ing. Miloslav Smutek, Ph.D.
Tým:	Ing. Petra Müllerová   Ing. Michaela Blahová; Ing. Milan Klášterka   Ing. Tomáš Chmelík Ing. Vojtěch Ježek   Ing. Lukáš Falta

## Obsah

1	Soubor použitých norem a literatury	3
1.1	Řada norem ČSN	3
1.2	Technická pravidla České betonářské společnosti ČBSI	5
1.3	Technická pravidla ETA – European Technical Approval	5
1.4	Řada Evropských norem a jejich teoretických zdrojů	5
1.5	Zákony a vyhlášky	5
2	Použité podklady a literatura	5
3	Použité programy	6
4	Uvažovaná zatížení	6
5	Použité materiály	8
5.1	Betony podle ČSN EN 1992-1-1 (ČSN EN 206)	8
5.2	Měkká výztuž podle ČSN EN 1992-1-1	8
5.3	Předpinací výztuž podle ČSN EN 1992-1-1	9
5.4	Konstrukční oceli podle ČSN EN 1993-1-1:2006 dle EN 10025-2; Třída oceli podle ČSN EN 10027	9
6	Charakteristika konstrukce	9
6.1	Základové poměry	9
6.2	Funkce a tvar budovy	9
6.3	Nosná konstrukce	9
6.4	Založení stavby	9
6.4.1	Pilotové založení	9
6.5	Spodní stavba	10
6.5.1	Základová deska	10
6.5.2	Obvodové suterénní stěny	10
6.5.3	Vnitřní suterénní stěny a sloupy	10
6.5.4	Stropní desky suterénů	10
6.5.5	Schodiště	10
6.6	Vrchní stavba	11
6.6.1	Obvodové stěny	11
6.6.2	Vnitřní stěny a sloupy	11
6.6.3	Stropní desky	11
6.6.4	Schodiště	11
6.6.5	Ocelová konstrukce	11
6.7	Rozdíly oproti předběžnému výpočtu	12
7	Výpočtový model	12
7.1	Výpočetní program – betonové konstrukce	12
7.2	Celkové modely	12
7.2.1	Výpočetní model s nadpažními modelovanými 2D prvky	13
7.2.2	Výpočetní model s nadpažními modelovanými 1D prvky	13
7.2.3	Výpočetní model montážního stadia	14
8	Založení	15
9	Výpočetní aparát	15
9.1	Program RENEX3D	15
9.1.1	Charakteristika programu	15
9.1.2	Použité prvky	16
9.1.3	Použití programu	16
9.1.4	Dělení na konečné prvky	16
9.1.5	Souřadnicové systémy	17
9.1.6	Interakce s podložím	19
9.1.7	Zatížení a jejich kombinace	19
9.2	Nelineární výpočty	19
9.2.1	Algoritmus dimenzování skořepinových prvků	20
9.2.2	Hromadné posudky tyčových prvků	21
9.2.3	Hromadné posudky plošných prvků	21

9.2.4	Hromadné posudky únosnosti ve smyku při protlačení	22
9.3	Program SCIA ENGINEER	22
10	Zatěžovací stavy a jejich kombinace	22
10.1	Kombinace podle metodiky EN 1990:2004	22
10.2	Zatížení příčkami	24
10.3	Zatížení při výpočtu tzv. bílých van	24
11	Komentář ke grafickým výstupům	24
11.1	Fyzikální vlastnosti	24
11.2	Zatížení	25
11.3	Výstupy – mezní stavy únosnosti (MSÚ)	25
11.4	Výstupy – mezní stavy použitelnosti	25
12	Závěr	26
	Seznam příloh	26

## 1 Soubor použitých norem a literatury

### 1.1 Řada norem ČSN

ČSN 73 0037	Zemní a horninový tlak na stavební konstrukce – <a href="#">oprava 1, změna 1</a>
ČSN 73 1201:2010	Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb
ČSN 73 2401	Provádění a kontrola konstrukcí z předpjatého betonu – <a href="#">změny a, Z2, Z3, Z4</a>
ČSN 73 2480	Provádění a kontrola montovaných betonových konstrukcí – <a href="#">změna Z1</a>
ČSN 73 2604	Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb
ČSN EN 206+A2:2021	Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 445	Injektážní malta pro předpinací kabely – Zkušební metody
ČSN EN 446	Injektážní malta pro předpinací kabely – Postup injektáže
ČSN EN 447	Injektážní malta pro předpinací kabely – Základní požadavky
ČSN EN 1090-1+A1	Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 1: Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců
ČSN EN 1090-2+A1	Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce
ČSN EN 1536+A1	Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty
ČSN EN 1537	Provádění speciálních geotechnických prací – Injektované horninové kotvy
ČSN EN 13670	Provádění betonových konstrukcí – oprava 1
ČSN EN 1990	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí – <a href="#">oprava 1, 2, 3, 4; změny A1, Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed. 2</a>
ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb – <a href="#">oprava 1; změny Z1, Z2; NA ed. A</a>
ČSN EN 1991-1-2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-2: Obecná zatížení – Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru – oprava <a href="#">1, 2, 3; NA ed. A</a>
ČSN EN 1991-1-3	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem – <a href="#">oprava 1; změny A1, Z1, Z2, Z3, Z4, Z5; NA ed. A; ed.2 - změna A1</a>
ČSN EN 1991-1-4	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem – <a href="#">oprava 1, 2, 3; změny Z1, Z2, Z3; NA ed. A, - změna A1; ed.2</a>
ČSN EN 1991-1-5	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou – <a href="#">oprava 1, 2; změny Z1, Z2; NA ed. A</a>
ČSN EN 1991-1-6	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění – <a href="#">oprava 1, 2; změny Z1, Z2, Z3, Z4; NA ed. A</a>
ČSN EN 1991-1-7	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení – <a href="#">oprava 1; změny A1, Z1; NA ed. A</a>

ČSN EN 1992-1-1	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – <a href="#">oprava 1, 2; změny A1, Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed.2 - změna A1, Z1</a>
ČSN EN 1992-1-2	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru – <a href="#">oprava 1; změna NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-1-1	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – <a href="#">oprava 1, 2; změna A1, Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed.2 - oprava 1, změna A1</a>
ČSN EN 1993-1-2	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-2: Obecná pravidla: Navrhování konstrukcí na účinky požáru – <a href="#">oprava 1; změna Z1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-1-3	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-3: Obecná pravidla: Doplnující pravidla pro tenkostěnné za studena tvarované prvky a plošné profily – <a href="#">oprava 1; změny Z1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-1-4	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-4: Obecná pravidla: Doplnující pravidla pro korozivzdorné oceli – <a href="#">změna A1, Z1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-1-5	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-5: Boulení stěn – <a href="#">oprava 1; změna Z1, Z2, A1; NA ed. A; ed.2</a>
ČSN EN 1993-1-6	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-6: Pevnost a stabilita skořepinových konstrukcí – <a href="#">oprava 1; změna Z1; změna NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-1-7	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-7: Deskostěnové konstrukce příčně zatížené – <a href="#">oprava 1; změna Z1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-1-8	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-8: Navrhování styčníků – <a href="#">oprava 1, 2 – změna Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed. 2</a>
ČSN EN 1993-1-9	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-9: Únava – <a href="#">oprava 1; změna Z1, Z2; NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-1-10	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou – <a href="#">oprava 1, 2; změna Z1, Z2; NA ed. A; ed.2</a>
ČSN EN 1993-1-11	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-11: Navrhování ocelových tažených prvků – <a href="#">oprava 1; změna Z1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-1-12	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-12: Doplnující pravidla pro oceli vysoké pevnosti do třídy S 700 – <a href="#">oprava 1; změna Z1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-3-1	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 3-1: Stožáry a komíny – Stožáry – <a href="#">oprava 1, 2; změna Z1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-3-2	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 3-2: Stožáry a komíny – Komíny – <a href="#">změna Z1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-4-3	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 4-3: Potrubí – <a href="#">oprava 1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-6	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 6: Jeřábové dráhy – <a href="#">oprava 1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1997-1	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla – <a href="#">oprava 1; změna NA ed. A</a>
ČSN EN 1997-2	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy – <a href="#">oprava 1, 2</a>
ČSN EN 1999-1-1	Eurokód 9: Navrhování hliníkových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro konstrukce – <a href="#">oprava 1, 2; změna A1, A2, Z1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1999-1-2	Eurokód 9: Navrhování hliníkových konstrukcí – Část 1-2: Navrhování konstrukcí na účinky požáru – <a href="#">oprava 1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1999-1-3	Eurokód 9: Navrhování hliníkových konstrukcí – Část 1-2: Konstrukce náchylné na únavu – <a href="#">změna A1; NA ed. A</a>
ČSN ISO 2394:2016	Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí.
ČSN EN ISO 12944-05	Nátěrové hmoty – Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy – Část 5 – Ochranné nátěrové systémy

- ČSN EN ISO 14713-1 Zinkové povlaky – Směrnice a doporučení pro ochranu ocelových a litinových konstrukcí proti korozi – Část 1: Obecné zásady pro navrhování a odolnost proti korozi
- ČSN EN ISO 14713-2 Zinkové povlaky – Směrnice a doporučení pro ochranu ocelových a litinových konstrukcí proti korozi – Část 2: Žárové zinkování ponorem
- ČSN 73 0031 Spolehlivost stavebních konstrukcí a základových púd. Základní ustanovení pro výpočet – **neplatná** (nahrazena ČSN ISO 2394, ČSN EN 1990).
- Firemní materiály VSL

## 1.2 Technická pravidla České betonářské společnosti ČSSI

- TP 01 Statické výpočty | 1. vydání 2006
- TP 02 Bílé vany (vodonepropustné betonové konstrukce) | 2. vydání 2007
- TP 03 Pohledový beton | 1. vydání 2009
- TP 04 Vodonepropustné betonové konstrukce (překlad německé směrnice a komentáře) 1. vydání 2015
- TP 07 Ultra vysokohodnotný beton (UHPC) | 1. vydání 2022

## 1.3 Technická pravidla ETA – European Technical Approval

- TR 023 Assessment of post-installed rebar connections | November 2006
- ETA-12/1454 HALFEN HDB Dubelleiste | 18. 12. 2012
- ETA-13/0136 JORDAHL Durchstanzbewehrung JDA | 27. 03. 2013
- ETA-13/0151 PEIKKO PSB Durchstanzbewehrung | 17.11.2019
- ETA-13/0521 Filigran Durchstanzbewehrung FDB II | 13. 06. 2013
- ETA-06/0006 Direction technique infrastructures de transport et matériaux | 20. 06. 2019

## 1.4 Řada Evropských norem a jejich teoretických zdrojů

- CEB-FIP Model Code 1990
- CEB-FIB Model Code 2010 – First Complete Draft

## 1.5 Zákony a vyhlášky

Zákon č. 183/2006 Sb. o územním plánování a stavebním řádu v platném znění –

Vyhláška č. 499/2006 Sb., Vyhláška o dokumentaci staveb, v platném znění (Vyhláška č. 405/2017 Sb., částka 144 ze 7. 12. 2017 o dokumentaci staveb ve znění Vyhlášky č. 62/2013 Sb. a vyhláška č. 169/2016 Sb.)

## 2 Použité podklady a literatura

- [ 01 ] Architektonicko-stavební řešení | Sdružení Budoucnost gynekologicko-porodnické kliniky ve FN Brno, DOMY ARCHITECTS, LT Projekt, JIKA CZ; 06.2023
- [ 02 ] Zpráva IG a HG průzkumu; BALUN geo s.r.o., Gromešova 3, 621 00 Brno; 10.2021
- [ 03 ] Zpráva IG a HG průzkumu CKTCH; BALUN geo s.r.o., Gromešova 3, 621 00 Brno; 2.2022
- [ 04 ] Geologický a hydrogeologický průzkum – psychiatrie; AQUA ENVIRO s.r.o., Ječná 1321/29a, 6201 00 Brno; 3.2016
- [ 05 ] Závěrečná zpráva inženýrskogeologického průzkumu, GEOTest, a.s., Šmahova 1244/112, 627 00 BrnoB- FN; 2.2024
- [ 06 ] FEM, principy a praxe metody konečných prvků | Kolář V., Němec I., Kanický V. | a navazující manuály k programům NEXX.
- [ 07 ] ČSN P ENV 1992-1-1, část 1.1, čl. A 2.9, str. 334-338
- [ 08 ] Programy FINE – uživatelské manuály
- [ 09 ] Manuál k programu RENEX3D | RECOC, spol. s r.o., 2013
- [ 10 ] Manuál k programu SCIA ENGINEER | Nemetschek Scia s.r.o., 2013

- [ 11 ] Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures | Reported by ACI Committee 209 | Bažant Z. P., Baweja S.
- [ 12 ] Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu | Vráblík L.
- [ 13 ] Předpjaté betonové konstrukce, CERM 2008 | Navrátil J.
- [ 14 ] Betonové konstrukce (pro cvičení v 7. semestru P) | Vovec Bohumír, Jendele Milan, Filipová Jitka | Ediční středisko ČVUT, Praha 6, Žitná 4, 1990
- [ 15 ] Výpočet konstrukcí z předpjátého betonu | Žůda Karel | SNTL Praha | 1958
- [ 16 ] Předpjaté betonové konstrukce | Navrátil Jaroslav | Akademické nakladatelství CERM, 2008
- [ 17 ] Vodonepropustné betony - PERMACRETE® | Coufal | TBG Metrostav | 2012
- [ 18 ] Uživatelský a teoretický manuál programu RENEX3D, verze 7.01 | RECOC, spol. s r.o., 02.2019
- [ 19 ] Modelování železobetonových skořepin s uvažováním nelineárního chování materiálu | Disertační práce, Smutek M. | VŠB TU Ostrava | 07.2006.
- [ 20 ] Pfeiffer Uwe, Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung | 2004 | ISBN 3-86537-298-8.
- [ 21 ] Studie nového modelu podloží staveb | Kolář V., Němec I. | Academia Praha 1986
- [ 22 ] Návrh pilotového založení | Čeněk a Ježek s.r.o. | 12.2022
- [ 23 ] Hodnoty požární odolnosti stavebních konstrukcí podle Eurokódů | Zoufal R. a kol. | PAVUS, a.s. | 2009
- [ 24 ] Increase of punching shear resistance of flat slabs footings and groud slabs – double headed studs – Calculation Methods | EOTA Technical Report | TR 060, November 2017
- [ 25 ] Enhancing Punching Strength and Deformation Capacity of Flat Slabs | Cantone R., Ruiz M., Bujnak J., Muttoni A. | ACI Structural Journal September/2019
- [ 26 ] Brno – FN Bohunice, GPK | Inženýrskogeologický průzkum pro objekty GPK SO.01 a SO.05 | GEOTest, a.s., Šmahova 1244/112, 627 00 Brno | 10.2024

### 3 Použité programy

Programy RENEX  
Preprocesory a postprocesory RECOC-BETON  
FINE  
Tabulkové procesory Excel  
SCIA ENGINEER

© FEM consulting Brno s.r.o., RECOC, spol. s r.o.,  
© RECOC, spol. s r.o.,  
© FINE s.r.o.  
© RECOC, spol. s r.o.  
Nemetschek Scia s.r.o., 2013

### 4 Uvažovaná zatížení

Zatížení jsou převzata z norem ČSN EN 1991-1-1 až 1991-1-7.

Stálá zatížení byla vypočtena podle podkladu [1].

Užitná zatížení byla převzata normovými hodnotami z Tabulky 6.2(CZ), 6.8(CZ) a 6.10(CZ) ČSN EN 1991-1-1. Tíhy přemístitelných příček byly přidány do užitného plošného zatížení. Příčky, jejichž tíha na bm byla vyšší než normou stanovená hodnota, byly modelovány skutečnou tíhou liniovým zatížením. Konkrétně byly použity minimální hodnoty:



**Tabulka 6.2(CZ) – Užité zatížení stropních konstrukcí, balkónů a schodišť pozemních staveb**

Kategorie zatěžovaných ploch	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>kategorie A</b>		
– stropní konstrukce	1,5	2,0
– schodiště	3,0	2,0
– balkóny	3,0	2,0
<b>kategorie B</b>	2,5	4,0
<b>kategorie C</b>		
– C1	3,0	3,0
– C2	4,0	4,0
– C3	5,0	4,0
– C4	5,0	7,0
– C5	5,0	4,5
<b>kategorie D</b>		
– D1	5,0	5,0
– D2	5,0	7,0

**Tabulka 6.8(CZ) – Užité zatížení garáží a dopravních ploch pro vozidla**

Kategorie dopravních ploch	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Kategorie F</b>		
Celková tíha vozidla: $\leq 30$ kN	2,5	20
<b>Kategorie G</b>		
$30$ kN < celková tíha vozidla $\leq 160$ kN	5,0	120

#### NA.2.9 Článek 6.3.4.2 Střechy – Hodnoty zatížení, odstavec (1)

Pro stanovení užitných zatížení střeš kategorií H se v ČR používají hodnoty z tabulky 6.10(CZ). Předpokládá se, že rovnoměrné zatížení  $q_k$  působí na ploše  $A = 10$  m<sup>2</sup>. Viz také 3.3.2(1).

**Tabulka 6.10(CZ) – Užité zatížení střeš kategorií H**

Střeška	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Kategorie H</b>	0,75	1,0

#### NA.2.10 Článek 6.4 Vodorovná zatížení zábradlí a dělicích stěn, odstavec (1) (tabulka 6.12)

Pro stanovení charakteristických hodnot přímkového zatížení  $q_k$  se v ČR používají hodnoty z tabulky 6.12(CZ).

**Tabulka 6.12(CZ) – Vodorovná zatížení zábradlí a dělicích stěn**

Zatěžované plochy	$q_k$ [kN/m]
<b>Kategorie A</b>	0,5
<b>Kategorie B a C1</b>	1,0
<b>Kategorie C2 – C4 a D</b>	1,0
<b>Kategorie C5</b>	5,0
<b>Kategorie E</b>	2,0 <sup>1)</sup>
<b>Kategorie F</b>	viz příloha B
<b>Kategorie G</b>	viz příloha B

<sup>1)</sup> Tato hodnota se u užitných ploch kategorie E považuje za hodnotu minimální, podle způsobu používání se zvýší.

Sněhová oblast je podle ČSN EN 1991-1-3:2006 II, tedy charakteristická hodnota zatížení sněhem  $s_k = 1,0$  kPa.

Větrná oblast je podle ČSN EN 1991-1-4:2007 II, tedy výchozí základní rychlost větru  $v_{b,0} = 25$  m/s. Teplotní zatížení se řídí zejména Tabulkou 5.1(CZ) normy ČSN EN 1991-1-5:2005.

Zatížení a jejich kombinace byly generovány dle platných norem ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991:

- Stálé zatížení představuje vlastní tíha konstrukce automaticky generovaná programem z průřezových charakteristik a z průměrné objemové hmotnosti použitého materiálu.
- Ostatní stálé zatížení ve svislém směru je reprezentováno skladbami kompletačních konstrukcí a jsou uvedeny v příloze statického výpočtu
- Proměnná zatížení jsou rozdělena na užitná a klimatická:
  - Celý areál se nachází podle klasifikace ČSN EN 1991-1-3 „Zatížení konstrukcí“ v II. sněhové oblasti, pro kterou platí normová hodnota  $s_k = 1,0$  kPa (souč. expozice 1,0, tep. souč. 1,0, součinitel tvaru ploché střechy 0,8, tj. na střechách  $0,56 \text{ kN/m}^2$ ; souč. zatížení pro zatížení sněhem je  $\gamma = 1,5$ ).
  - Celý areál se nachází podle klasifikace ČSN EN 1991-1-4 „Zatížení konstrukcí“ z hlediska klimatických zatížení větrem je objekt zařazen do II. větrové oblasti s referenční rychlostí větru  $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$  a terénu kategorie IV – městské oblasti; součinitel zatížení pro zatížení větrem je u objektu  $\gamma = 1,5$ .
  - Zatížení zemním tlakem - je uvažován aktivní zemní tlak, součinitel zatížení je uvažován hodnotou  $\gamma = 1,5$ .
- užitná:
  - plošná zatížení v čekárnách a pokojích –  $1,5 \text{ kN/m}^2$  + od přemístitelných příček  $1 \text{ kN/m}^2$  (kategorie B)
  - plošné zatížení v kancelářích –  $2,5 \text{ kN/m}^2$  + od přemístitelných příček  $1 \text{ kN/m}^2$  (kategorie B)
  - na schodištích a chodbách –  $3,0 \text{ kN/m}^2$
  - plošné zatížení v plochách, kde je možný shluk lidí –  $5,0 \text{ kN/m}^2$  (kategorie C3)
  - pochozí zatížení na střechy  $4,0 \text{ kN/m}^2$  (kategorie H)
  - technologie na střeše  $7,5 \text{ kN/m}^2$  (uvnitř technologického objektu), ostatní dle hmotnosti zařízení.

## 5 Použité materiály

Ve výpočtech jsou použity následující fyzikálně mechanické vlastnosti materiálů. Moduly pružnosti jsou uvažovány tabulkovými hodnotami, pokud není ve výpočtu výslovně uvedeno jinak. Pokud by se na stavbě z libovolného důvodu nepodařilo těchto teoretických hodnot dosáhnout, je nutno informovat statika a s největší pravděpodobností provést přepočet s hodnotami garantovanými dodavatelem betonové směsi.

### 5.1 Betony podle ČSN EN 1992-1-1 (ČSN EN 206)

Značka	EN 206	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$E_{cm}$ [GPa]	$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]
C20/25	C20/25	28	2,2	30	2500
C25/30	C25/30	33	2,6	31	2500
C30/37	C30/37	38	2,9	33	2600
C35/45	C35/45	43	3,2	34	2600
C40/50	C40/50	48	3,2	35	2600
C50/60	C50/60	58	4,1	37	2600
Poissonova konstanta	0,2	Součinitel tepelné roztažnosti	$10,10^{-6} \text{ K}^{-1}$		

### 5.2 Měkká výztuž podle ČSN EN 1992-1-1

Značka	$f_{yk}$ [MPa]	$F_{yd}$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
B 500B	500	434,8	200
KARI	500	434,8	200



BSt 550

550

478,3

200

### 5.3 Předpínací výztuž podle ČSN EN 1992-1-1

Značka	Profil [mm]	$F_{pk}$ [MPa]	$F_{pd}$ [MPa]	$E_p$ [GPa]
St1670/1860	12,9	1860	1617	195
St1570/1770	15,7	1770	1539	200
St1670/1860	15,7	1860	1617	200
St1570/1770	15,5	1770	1539	200
St1570/1770	15,3	1770	1539	200

### 5.4 Konstrukční oceli podle ČSN EN 1993-1-1:2006 dle EN 10025-2; Třída oceli podle ČSN EN 10027

Třída oceli	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
Tloušťka [mm]	< 40		40–80		
S 235	235	360	215	360	210
S 275	275	430	255	410	210
S 355	355	490	335	470	210
S 450	440	550	410	550	210
Poissonova konstanta		0,3	Součinitel tepelné roztažnosti		12,10 <sup>-6</sup> /K

## 6 Charakteristika konstrukce

### 6.1 Základové poměry

V daném případě se jedná o projektovanou výstavbu Gynekologicko-porodnické kliniky, která bude mít devět nadzemních a dvě podzemní podlaží, tudíž se jedná ze statického hlediska o konstrukci náročnou ve smyslu E.1.3.3. Z výše popsaného vyplývá, že dle normy ČSN P 73 1005 se jedná o 2. geotechnickou kategorii podle E.1.4.2 normy. Základové poměry jsou podrobně popsány v IGP [26], stručný výtah je v Technické zprávě.

### 6.2 Funkce a tvar budovy

Budova bude sloužit jako nemocniční objekt pro Gynekologicko-porodnickou kliniku Fakultní nemocnice v Brně. Půdorysně zaujímá v nadzemních podlažích plochu obdélníka o délce 110 m a šířce 32 m. Podzemní podlaží a nižší nadzemní mají půdorysy redukovány. Dům bude mít dvě podzemní a devět nadzemních podlaží.

### 6.3 Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci objektu bude tvořit železobetonový monolitický skelet založený na základové desce podpírané vrtanými velkopřůměrovými pilotami plovoucími v neolitických jílech.

Stabilitu domu budou zajišťovat dvě dvojice komunikačních jader, obsahujících celkem 12 výtahů, řadu instalačních šachet a dvě tříramenná schodiště procházející od druhého suterénu až po strojovny v 10. NP.

Vertikální nosné konstrukce tvoří sloupy obdélníkového průřezu, obvodové a vnitřní stěny a stropní desky působící ve dvou směrech. Vzhledem k velké konzole v osách A – B a průjezdu mezi osami J - L jsou desky vyvýšeny pomocí předeprnutých betonových táhel na ocelové konstrukce umístěné na střeše budovy.

### 6.4 Založení stavby

#### 6.4.1 Pilotové založení

Rozmístění nově realizovaných pilot je jednoznačně dáno projektem stavebně-konstrukční části – půdorysem nosných konstrukcí. Způsob založení je ale ovlivněn existencí stávajících konstrukcí a velikostí silových účinků.

Posouzení pilot bylo provedeno pro předaná zatížení, která jsou uvedena v tabulce pilot, a pro geologický profil z [26]. Místo je velmi poznamenáno předchozí stavební činností, a tak předpokládáme, že až do úrovně spodní hrany základové desky budou vrtnými pracemi zastíženy neogenní jíly pevné konzistence. Provedené sondy IGP – viz [ 26 ] zastihly písčité polohy.

U pilot byl posuzován druhý mezní stav – piloty jsou podle našich běžných zvyklostí navrženy na sedání do 10 mm, což je v souladu s nároky nosné konstrukce horní stavby. Výpočet pilot byl proveden v souladu s požadavky EC 7, využitím v praxi vyzkoušené a hojně používané metodiky dle nové ČSN 73 1004, použitím programu VP, který je součástí knihy J. Masopusta Vrtané piloty. Piloty jsou navrženy průměru 620, 1000 a 1300 mm.

## 6.5 Spodní stavba

### 6.5.1 Základová deska

Základové desky jednotné tloušťky 400 mm jsou navrženy v několika úrovních. Nejnižší je v půdoryse 2. podzemního podlaží redukováném na komunikační jádra a podzemní chodby směrem k navazujícím podzemním garážím, dále pak na strojovny a technologické prostory. Základová spára se bude nacházet na kótě -7,230, pod dojezdy výtahů – 8,750. Vyšší úroveň je vymezená rozsahem prvního podzemního podlaží mezi osami B a J-K. V této části je úroveň základové spáry uvažovaná na kótě -4,320 včetně spojovací chodby při ose 7. Nejvyšší úroveň základové desky bude v oblasti os C-E/1-2 a L-N/3-7. Úroveň této základové spáry je -0,550. Základové desky jsou podpírány velkopřůměrovými pilotami zejména pod sloupy a dále pak v rozích stěn a pokud jsou stěny delší, tak ještě ve vložených pozicích. Případné zvětšení tloušťky desek v oblastech pod sloupy bude řešeno případně na základě provedeného podrobného inženýrsko-geologický průzkumu. Konstrukce jsou uvažovány jako vodonepropustné.

### 6.5.2 Obvodové suterénní stěny

Suterénní obvodové stěny podpírají nadzemní části nosné konstrukce a současně vzdorují zemnímu tlaku. Jejich tloušťka je vesměs navržena 300 mm, pouze stěna v ose B má tloušťku 500 mm, protože podpírá hlavní sloupy vynášející západní konzolu. I tyto stěny jsou uvažovány jako vodonepropustné.

### 6.5.3 Vnitřní suterénní stěny a sloupy

Suterénní obvodové stěny podpírají nadzemní části nosné konstrukce a současně vzdorují zemnímu tlaku. Jejich tloušťka je vesměs navržena 300 mm, pouze stěna v ose B má tloušťku 500 mm, protože podpírá hlavní sloupy vynášející západní konzolu. V této stěně jsou výrazně vyztuženy oblasti pod navazujícími sloupy vyššího podlaží – dochází zde ke koncentrovanému namáhání. I tyto stěny jsou uvažovány jako vodonepropustné.

### 6.5.4 Stropní desky suterénu

Stropní desky působí staticky ve dvou směrech a mají konstantní tloušťku 280 mm. Jsou podpírány obvodovými a vnitřními stěnami a lokálně sloupy.

### 6.5.5 Schodiště

Schodiště jsou v budově navržena dvě, zrcadlově situovaná v půdoryse. Jsou navržena ze železobetonu jako dvou-, resp. tříramenná v závislosti na konstrukční výšce podlaží. Ramena i mezipodesty jsou navrženy jako prefabrikáty.

## 6.6 Vrchní stavba

### 6.6.1 Obvodové stěny

Obvodové stěny v nadzemní části nosné konstrukce jsou navrženy v tloušťce 250 mm, jako stěny fungují v 1. a 2. NP, později (částečně i v těchto podlažích) jsou redukovány na meziokenní pilířky, parapety a nadpraží a jejich tloušťky jsou lokálně vyšší podle míry jejich statického namáhání.

### 6.6.2 Vnitřní stěny a sloupy

Vnitřní betonové stěny soustředěné zejména v oblasti komunikačních jader mají navrženu tloušťku 250, resp. 200 a 180 mm. Vnitřní stěny výtahových šachet oddělené od zbytku betonové konstrukce vrstvou protihlukové izolace jsou rovněž navrženy v tloušťce 200 mm. Meziokenní pilířky ve 3. NP v severní fasádě v osách B – N procházejí exteriérem, budou proto nahoře i dole od zbytku konstrukce odděleny prvky Isokorb Sconexx (jiný výrobek na trhu není).

Sloupy mají čtvercový nebo obdélníkový průřez a jejich příčné rozměry jsou odstupňovány podle jejich namáhání. Sloupy lokálně působí v provozním stádiu jako dodatečně předepnutá táhla, předpínání zajišťují kabely se soudržností. Uvažován výpočtově je systém VSL. V montážním stádiu, kdy konzola i průjezd budou podepřeny skruží, budou sloupy fungovat standardním způsobem. Jedná se o sloupy v řadách B a K.

### 6.6.3 Stropní desky

Stropní desky působí staticky ve dvou směrech a mají vesměs konstantní tloušťku 280 mm. Pouze lokálně ve 3. NP jsou navrženy ploché hlavice v místech, kde stropní deska nemá dostatečnou kapacitu pro přenos smykových sil při protlačení. Jako výztuž proti protlačení jsou navrženy nad sloupy a rohy stěn smykové lišty.

### 6.6.4 Schodiště

Ramena společně s mezipodestami jsou navržena jako prefabrikovaná ukládaná přes pryžové pásy na dodatečně kotvené ocelové konzoly.

### 6.6.5 Ocelová konstrukce

Objekt má v posledním patře ocelovou venkovní konstrukci, která je řešena čtyřmi samostatnými celky. První menší část je masivní ocelové věšadlo, druhá část (osy C-J1) je navržena jako běžná ocelová konstrukce příčnými rámy, třetí část je masivní ocelové vzpínadlo a poslední čtvrtá část (osy L-N) je opět běžnou ocelovou konstrukcí s příčnými rámy. Mezi jednotlivými celky je na osách C, J1 a L horizontální dilatace, která je vytvořena oválnými otvory ve stycích.

První část konstrukce mezi osami A-C je tvořena masivními ocelovými rámy, které sestávají ze svařovaných sloupů propojených profilem HEB500. Rámy jsou doplněny o přepínaná táhla Macalloy S520 M105. Tato konstrukce vynáší vykonzolovaná železobetonová patra.

Třetí část mezi osami J1-L je tvořena ocelovými rámy, které jsou doplněny o dodatečně předpínaná táhla v podobě dvojic táhel Macalloy S520 M85. Tato konstrukce vynáší železobetonové konstrukce na ose K, které v 1. – 2. NP nejsou podporovány sloupy. Horizontální podélnou tuhost zajišťuje kotvení střešní roviny k železobetonové konstrukci. Stabilitu konstrukce zajišťují tuhé rámy a konstrukce je ve střešní rovině doplněna o diagonální trubkové ztužení.

Dvě části mezi osami C-J1 a L-N jsou tvořeny ocelovými rámy na rozpon 7,8 metru. Vlastní příčle jsou z válcovaného profilu HEB 260 z oceli třídy S355, který je montážně rozdělen tuhými čelními deskami v místech s nulovým momentem. Rámové rohy mezi příčlemi a sloupy jsou provedeny jako tuhé svařované v dílně. Sloupy běžné pergoly jsou z profilu HEB 260. Příčle jsou v horizontální rovině ztuženy proti klopení ve třetině rozpětí. Ztužení je provedeno z profilů L50\*5. Stabilitu typických polí zajišťují mimo tuhé rámové rohy v obou směrech i křížová ztužení navržena z profilů jekl o rozměrech 180x180x8mm. Ocelová konstrukce

bude mimo jiné sloužit jako podpora pro FVE panely, tyto budou usazeny na vaznicích, které jsou navrženy z profilů IPE200. Stěny konstrukce budou opláštěné paždíky v osovému rastru 0,6 m. Tyto fasádní prvky musí být šroubovány na oválné otvory tak, aby byla zajištěna horizontální dilatace všech prvků

Kotvení ocelových konstrukcí v patách sloupů je uvažováno jako kloubové. Kotvení běžných polí (C-J1 a L-N) se předpokládá dodatečně na čtyři chemické kotvy HILTI HAS-U M24 - 8.8. Kotvení sloupů, na které navazují šikmá táhla pro vynesení konstrukce, je navrženo pomocí předem zabetonovaných prvků, kotvení je nadimenzováno jako masivní ocelový prvek schopný přenést vodorovné síly vyvolané přepínáním konstrukce.

Vzhledem k tomu, že kotvení ocelových sloupů se nachází v místech stropní desky s předpínací výztuží a v místech s velkým stupněm vyztužení, je nutné před započítáním vrtání chemických kotev určit přesnou polohu výztuže a vyvarovat se porušení nosné výztuže.

## 6.7 Rozdíly oproti předběžnému výpočtu

Předběžný statický výpočet (statické posouzení v díce Vyhlášky) řešil problematiku velké konzoly v osách A – B a průjezd mezi osami J – L plochými dodatečně předepnutými průvlaky ve stropních deskách doplněných robustními průvlaky nad deskou 9. NP rovněž dodatečně předepnutými kabely se soudržností. Vzhledem k tomu, že ploché průvlaky významně ovlivňovaly stavební řešení jednotlivých nemocničních prostor zejména v místech vysoké koncentrace rozvodů, a také že na střeše byly uvažovány rozsáhlé ocelové konstrukce, byl po vzoru realizovaných staveb s podobnou problematikou zvolen systém vyvěšení dotčených částí objektu předpínanými táhly na ocelové konstrukce umístěné na střeše objektu, podrobně popsané v odstavci 6.6.3.

Kromě uvedených konstrukcí podrobný statický výpočet navázal na statické posouzení z předchozího stupně v intencích Vyhlášky o projektování.

## 7 Výpočtový model

### 7.1 Výpočetní program – betonové konstrukce

Výpočty nosné konstrukce objektu byly prováděny metodou konečných prvků (Finite Element Method) programem RENEX3D. Bližší viz níže.

Výpočty byly prováděny jednak na celkových modelech konstrukce, jednak na jejích výsecích. Byly použity 1D prvky (pro trámy a sloupy), 2D skořepinové prvky pro modelování stropních desek a stěn.

### 7.2 Celkové modely

Celkové modely konstrukce modelují provozní stavy budovy ve stádiu užívání. Popisy vstupních dat výpočtu, jako jsou fyzikální parametry jednotlivých konstrukcí, geometrie konstrukce a její zatížení, jsou uvedeny v samostatných přílohách. Modely konstrukcí neuvažují s interakcí mezi základovou půdou a budovou, piloty jsou modelované jako pevné podpory. Pro návrh pilot pro dočasné podpory byl vypracován model ve této fázi výstavby s odhadem zatížení stavby dodatečnými výrobky a implementovaná 25ti procentní rezerva.

Železobetonové a částečně ocelové konstrukce byly modelovány v prostředí programu RENEX 3D podle shora uvedených zásad. Budova byla analyzována jako celek při pevném podepření. Po podrobném výpočtu dimenzí pilot (po provedeném podrobném inženýrsko-geologickém průzkumu) bude nutné provést nové výpočty modelující jednak piloty jako pružné podpory, jednak interakci budovy se zeminami v podzákladi.

V jednotlivých markoprvcích byla zadána podélná výztuž, a to jak v prvcích plošných tak jednoosých (sloupech). V oblastech, kde bylo nutné základní výztuž posílit, byly modelovány oblasti příložek. Částečně podle izolinií nutných ploch výztuže, částečně podle požadavků při posudku na protlačení. V neposlední řadě pak při analýze trhlin.

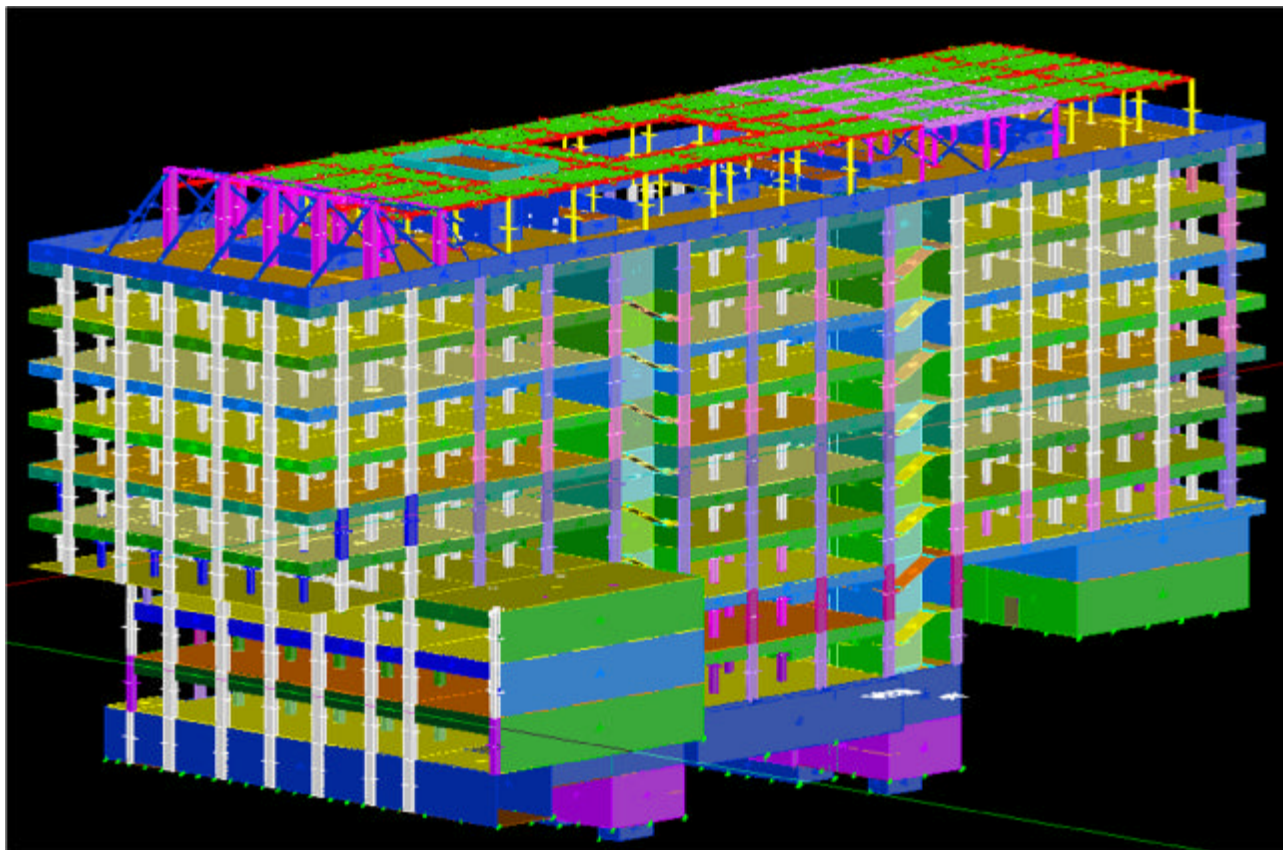


Výpočty byly provedeny jak lineární, tak fyzikálně nelineární. Z hlediska mezních stavů únosnosti bylo prověřeno maximální využití sloupů a také dostatečnost výztuže deskových prvků. Při zohlednění této výztuže byly provedeny hromadné posudky únosnosti ve smyku při protlačení podle metodiky EOTA. Z hlediska mezních stavů použitelnosti pak byly kontrolovány šířky trhlin v plošných prvcích a deformace. Tyto výpočty byl provedeny jednak s vlivem dotvarování, tak bez něj na maximální okamžité hodnoty.

### 7.2.1 Výpočetní model s nadpražími modelovanými 2D prvky

Jako základní výpočetní model byl vytvořen FEM model konstrukce, kde sloupy, trámy, táhla a podobné konstrukce byly modelovány pomocí 1D prvků. Stropní i základové desky, stěny, dojezdy výtahů, schodiště, ale i nadpraží a parapety v nadzemních podlažích byly modelovány 2D deskostěnovými prvky. Na nich lze provádět i fyzikálně nelineární analýzu včetně vlivu trhlin a dotvarování. Dále v těchto prvcích (1 i 2D) byla zadána výztuž a parametry pro posouzení smykové únosnosti i protlačení.

Všechny prvky konstrukce byly posouzeny z hlediska mezního stavu únosnosti hromadnými posudky. A to jak sloupy, tak desky i stěny, rovněž tak únosnost desek ve smyku při protlačení a to jak v oblasti sloupů, tak v oblasti u rohů a konců stěn. Jako výztuž proti protlačení byly zvoleny smykové lišty s trny s rozkovanými hlavami. Výpočet byl proveden pro prvky PEIKKO, je možné použít i prvky jiných výrobců, v tom případě je vhodný přepočítání konstrukce.

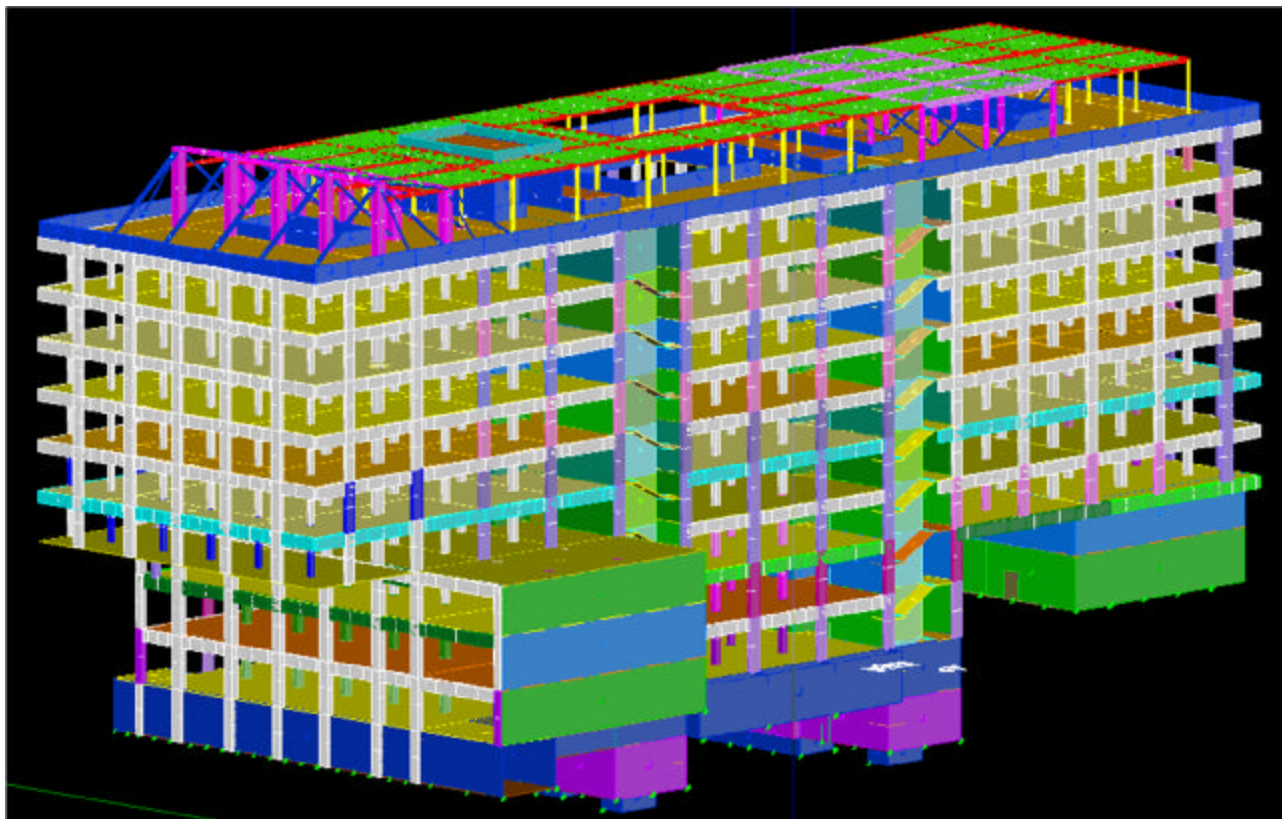


Obrázek 1 Celkový FEM model, nadpraží a parapety 2D prvky

### 7.2.2 Výpočetní model s nadpražími modelovanými 1D prvky

Jako další výpočetní model byl vytvořen FEM model konstrukce, kde sloupy, trámy, táhla a podobné konstrukce, ale i nadpraží a parapety v nadzemních podlažích byly modelovány pomocí 1D prvků. Stropní i základové desky, stěny, dojezdy výtahů, schodiště, byly modelovány 2D deskostěnovými prvky. Na nich lze provádět i fyzikálně nelineární analýzu včetně vlivu trhlin a dotvarování. Dále v těchto prvcích (1 i 2D) byla zadána výztuž a parametry pro posouzení smykové únosnosti i protlačení.

Další postup se neliší od shora uvedeného.



Obrázek 2 Celkový FEM model, nadpraží a parapety 1D prvky

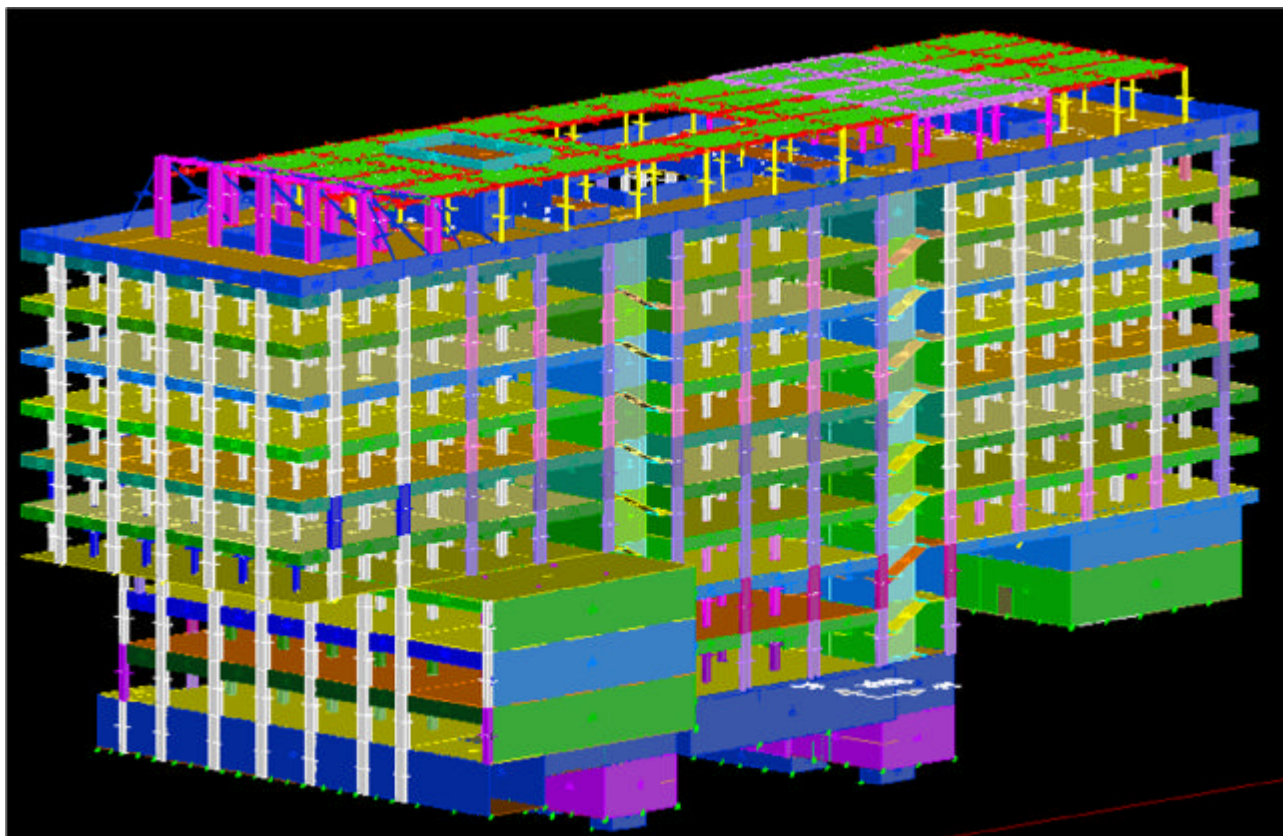
### 7.2.3 Výpočetní model montážního stadia

Jako třetí výpočetní model byl vytvořen FEM model konstrukce ve stádiu výstavby, kdy tíha konzoly v osách A a B a části budovy nad průjezdem v ose K, budou spočívat na dočasné podpůrné skruži. Zatížení v tomto tádiu bylo odhadnuto podle předpokládaného tempa výstavby a byla přidána rezerva 25%. Na reakce pod podpůrnou skruží byly navrženy piloty.

Po výběru zhotovitele bude bezpodmínečně nutné tento model aktualizovat podle představ zhotovitele o průběhu výstavby, použité dočasné konstrukci a dalších parametrech. Na základě jednání se zhotovitelem a zohlednění jeho možností a technického vybavení může dojít k situaci, že piloty pro dočasné podepření bude nutné navrhnout v jiných pozicích – toto jednání musí předcházet realizaci pilot.

Dále je nutno se zhotovitelem stanovit harmonogram aktivace předpínaných táhel MaCalloy (jiný prvek není na trhu) v ocelové konstrukci na střeše. Počítá se s tím, že konstrukce na skruži bude přizvednuta hydraulickými lisami tak, aby bylo možno táhla předepnout. Míra předpětí bude kontrolována tenzometry. V této fázi bude nutné provést další výpočty zohledňující shora uvedené aspekty.





Obrázek 3 Celkový FEM model, montážní stadium

## 8 Založení

Pilotové založení viz odstavec 6.4.1, základová krabice suterénů viz odstavec 6.5.1.

## 9 Výpočetní aparát

### 9.1 Program RENEX3D

#### 9.1.1 Charakteristika programu

Konstrukce jako celek, její dílčí části nebo části dané postupem výstavby jsou řešeny metodou konečných prvků, konkrétně programem RENEX3D. Program RENEX3D používá řešiče a matematický aparát vyvinutý prof. Dr. Ing. Vladimírem Kolářem DrSc., doc. Ing. Ivanem Němcem CSc. a řadou dalších staticů a matematiků v Dopravoprojektu Brno jako programy řady NEXX. Jeho vývoj v současné době pokračuje ve firmě FEM Consulting Brno. Řešiče jsou použity i v programech řady NEXIS, ESA a Dlubal Software. Vyznačují se značnou robustností a obrovskou numerickou stabilitou. Obstojí i ve srovnání s programy jako je ANSYS, DIANA a MARC, v lecčem je dokonce předčí. Metoda konečných prvků umožňuje řešení velkých a složitých konstrukcí s prakticky libovolnými okrajovými podmínkami mj. svojí stabilitou a robustností použitých řešičů. Model používá konečné prvky v deformační variantě. Obecně lze říci, že MKP je zobecněná Ritz-Galerkinova variační metoda, užívající bázeových funkcí s malým kompaktním nosičem, úzce spjatým se zvoleným rozdělením řešené oblasti na konečné prvky.

Ve výpočtu jsou použity plošné 2D prvky, které v sobě zahrnují membránový a ohybový stav namáhání. Použitý model umožňuje libovolnou kombinaci popsaných 2D prvků s prvky jednorozměrnými, ale i prostorovými. Jednorozměrné, tedy prutové prvky, mohou být připojovány excentricky ke střednicové rovině plošného prvku. Dále jsou použity i prvky prostorové, tzv. bricky.

### 9.1.2 Použité prvky

Pro systém NEXX byl nejprve vyvinut vlastní trojúhelníkový prvek s maticí tuhosti řádu 27, mající v každém vrcholu všech 6 stupňů volnosti bodu Cosseratova 2D kontinua a ve středech stran po třech stupních volnosti. Průběhy rotací jsou podél stran linearizovány. K tomuto prvku byl vyvinut plně kompatibilní 1D prvek s maticí tuhosti řádu 15, což je přirozený důsledek 6 parametrů na obou koncích a 3 parametrů ve středu prvku. Lze je klasifikovat jako statické řešení Cosseratovského modelu plošné a prutové konstrukce. V dalším vývoji byly trojúhelníkové 2D prvky nahrazeny praktičtějšími čtyřúhelníkovými při zachování šíře bázevých funkcí. V určitých oblastech (určité okrajové podmínky, zahušťování sítě) jsou používány oba typy prvků. Systém NEXX pracuje s deformační variantou MKP a využívá výhradně kompatibilní elementy. Pro ohyb plošných i prutových prvků je možno použít jak Kirchhoffovu, tak Mindlinovu teorii. Prvky byly v poslední době doplněny o analogický prostorový prvek – brick, který je s popsány 1D a 2D prvky plně kompatibilní.

Z hlediska fyzikálních vlastností materiálů modelovaných prvků jsou úlohy řešeny jako finitní, pomocí členů matice fyzikálních konstant lze vystihnout vazby mezi napětími a deformacemi (ortotropie apod.).

Pro modelování předpínací výztuže jsou použity speciální prutové prvky, které jsou k navazujícím plošným prvkům připojovány s excentricitami vyplývajícími z vertikálního trasování jednotlivých kabelů. Předpínací síla je vnášena jako poměrné přetvoření kabelu po odečtení krátkodobých ztrát (ztráty třením, pokluzem v kotvě a relaxací lana). Jsou automaticky generovány dva stavy, jeden po vnesení předpětí do konstrukce a druhý na konci uvažované životnosti konstrukce. Tím, že jsou tyto prvky pevně spjaty se zbytkem konstrukce, reagují na její deformace zvyšováním, resp. snižováním napětí v lanech. Dlouhodobé ztráty, zejména ztráty dotvarováním betonu, jsou automaticky řešeny v nelineárních modulech zohledňujících nelineární pracovní diagramy betonu a oceli a vznik a rozvoj trhlin v betonu.

Pokud se týče matematického aparátu, odkazujeme zájemce na [3].

### 9.1.3 Použití programu

Program RENEX3D je použit pro veškeré lineární i nelineární (fyzikálně i geometricky) výpočty, dále pak pro dimenzování potřebných ploch výztuže pro 2D prvky, výpočet šířky trhliny atd. V případě použití předpínací výztuže jsou doplňkové (staticky neurčité) síly, které předpětí na konstrukci vyvozuje, přenášeny přímo z grafických programů jako samostatné zatěžovací stavy. Byl implementován samostatný prutový prvek s excentrickým připojením, který pomocí poměrného přetvoření umožňuje řešit přesně spolupůsobení betonové konstrukce s přepínací výztuží. V případě nelineárního výpočtu i včetně ztrát přetvořením konstrukce, dotvarováním atd.

Kromě výpočtů lineárních umožňuje i lineárně a fyzikálně nelineární analýzu, dynamické a stabilitní výpočty. Do systému byl implementován modul vyvinutý v RECOC, který umožňuje řešení železobetonových skořepin s uvažováním fyzikálně nelineárního chování betonového průřezu včetně vlivu dotvarování. Dále byly implementovány prvky pro výpočet sendvičových konstrukcí včetně vzdušného bricku (modelování dvojskel apod.) a prvky pro modelování cihelného zdiva.

### 9.1.4 Dělení na konečné prvky

Dělení na konečné prvky se provádí automaticky generátorem. Ve výpočtech celků konstrukcí nebo jejich částí daných postupem výpočtu je základní velikost prvku jeden metr. V místech anomálií konstrukce program automaticky prvky přizpůsobuje geometrii, v místech předpokládaných lokálních zvýšení namáhání konstrukce jsou prvky zahuštěny.

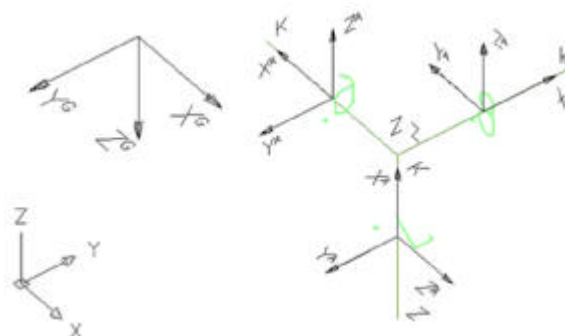
Ve výpočtech subkonstrukcí a zejména konstrukcí dimenzovaných nebo řešených s ohledem na mezní stavy použitelnosti, odpovídá velikost dělení jedno až dvojnásobku tloušťky dotčených prvků. Stropní desky jsou dimenzovány na patrovém výseku. Vertikální nosné konstrukce pod i nad deskou jsou redukovány na polovinu jejich výšky a opatřeny na koncích kloubovými podporami. Jedná se pochopitelně o určité zjednodušení, ale ve většině praktických příkladů vnáší do výpočtu minimální chybu. Konstrukce, u nichž toto

zjednodušení nelze použít, jsou řešeny na celkovém modelu s patřičně zjemnělou sítí konečných prvků. U patrových výseků jsou sloupy modelovány buďto pomocí bricků, nebo je do desky vložen deskový prvek půdorysných rozměrů rovných průřezu sloupu s výrazně zvýšenou tuhostí, tak aby byla potlačena teoretická konvergence vnitřních sil k nekonečnu v lomových bodech. Tyto makroprvky neprobíhají procesem dimenzování.

Pro odladění hustoty dělení byla firmou RECOC provedena celá řada kontrolních výpočtů.

### 9.1.5 Souřadnicové systémy

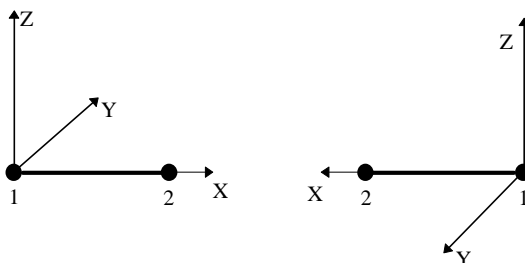
Konstrukce je modelována v globálním souřadnicovém systému –  $X^G, Y^G, Z^G$ .



Obrázek 1 Globální souřadný systém

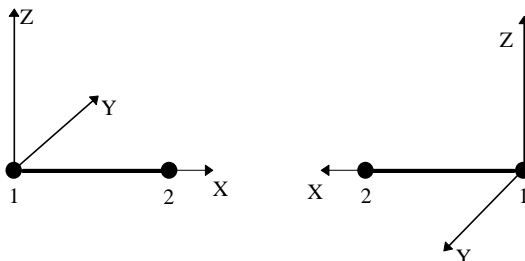
Pro každý prutový prvek je zaveden lokální souřadný systém –  $X^L, Y^L, Z^L$ . Ty jsou definovány následovně:

U vodorovného prutu rovnoběžného s globální osou X:



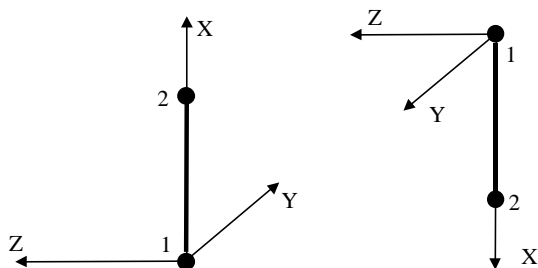
Obrázek 2 Axiální souřadný systém prutů

U vodorovného prutu rovnoběžného s globální osou Y:



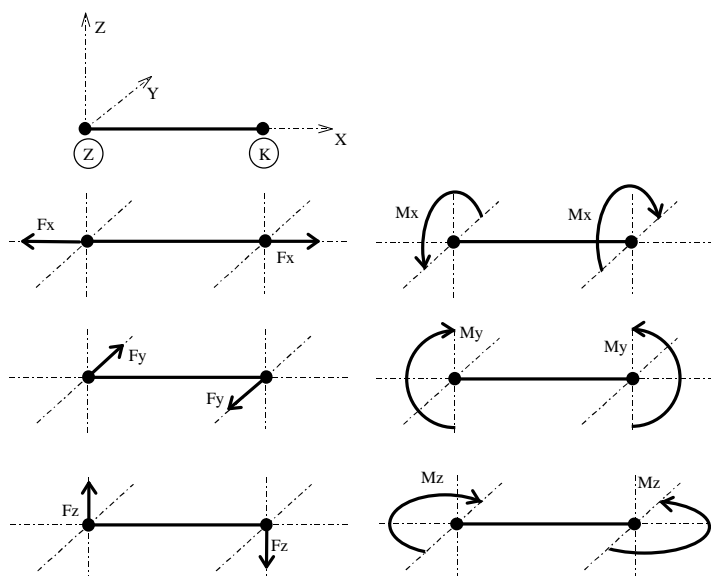
Obrázek 3 Axiální souřadný systém prutů

U svislého prutu rovnoběžného s globální osou Z:



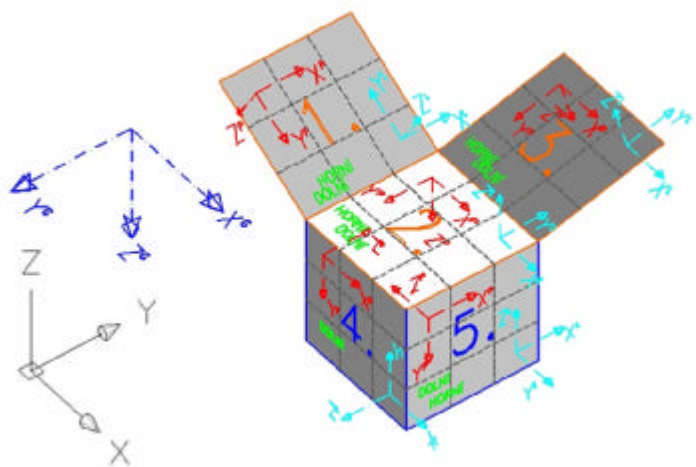
Obrázek 4 Axiální souřadný systém prutů

Z uvedeného vyplývají i konvence vnitřních sil na prutech:



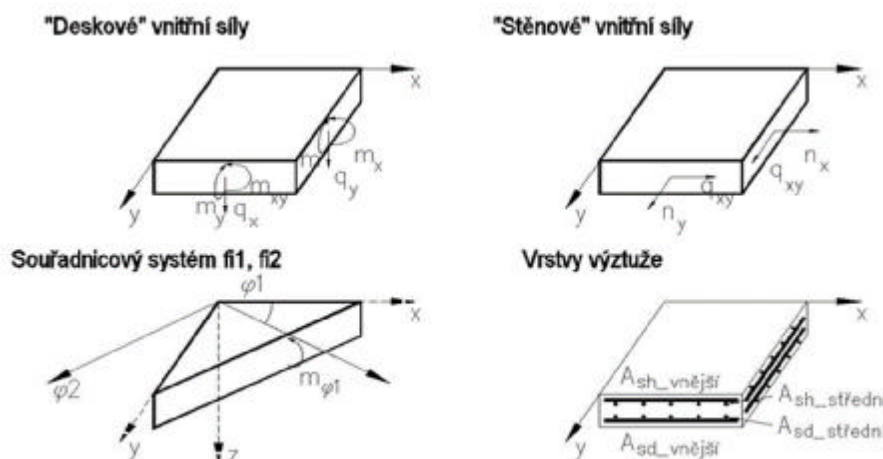
Obrázek 5 Konvence vnitřních sil na prutech

Plošné prvky mají také lokální souřadnicový systém, ten je však pomocný. Deskostěnové prvky mají další systém – planární –  $X_P, Y_P, Z_P$ , na obrázku vpravo. Definice a konvence jsou patrné z obrázku.



Obrázek 6 Souřadné systémy plošných deskostěnových prvků

Znaménková konvence a značení vnitřních sil a poloh výztuže je tato:



Obrázek 7 Konvence vnitřních sil na plošných prvcích

### 9.1.6 Interakce s podložím

Pro interakci se základovou půdou používá RENEX3D dvouparametrické Pasternakovo podloží. Hodnoty  $c_1$  a  $c_2$  jsou generovány pomocí iteračních výpočtů v souladu s postupy použitými v programu SOILIN. Bližší informace viz [3], [7], [8] a [19] případně manuál programu SOILIN. Pilotové základy jsou modelovány pomocí pérových konstant, daných výpočtem piloty s ohledem na její sedání. V některých případech jsou modelovány kloubovými podporami. Piloty, stejně jako další geotechnické konstrukce, jsou řešeny pomocí programů FINE.

### 9.1.7 Zatížení a jejich kombinace

Zatížení je buďto generováno automaticky – vlastní tíha konstrukce - (v provozních hodnotách) nebo zadáváno (v provozních nebo extrémních hodnotách). Hodnoty stálých zatížení jsou počítány v tabulkovém procesoru Excel, užitná nepodkračují příslušné normové hodnoty, jejich skutečná hodnota se řídí požadavky klienta a technologů. Zatížení je možné zadávat silové plošné konstantní velikosti nebo s lineárním nárůstem, liniové a bodové silové nebo momentové a zatížení poměrnými přetvořeními.

V patrových výsecích jsou z celoplošného užitého zatížení automaticky generovány dva systémy šachovnicového zatížení a čtyři systémy zatížení v pruzích.

Kombinace (obalové plochy zatěžovacích stavů) vystihují nejnepříznivější kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů na konstrukci nebo její části podle účelu příslušného výpočtu.

Dimenzovací programy pracují obecně s obalovou plochou kombinací.

Program umožňuje automatické generování kombinací zatěžovacích stavů definovaných symbolickými rovnicemi v EC. V ČSN EN 1990:2004, rovnice číslo (6.9a) až (6.12b) a (6.14a) až (6.16b). Bližší viz samostatná kapitola Zatěžovací stavy a jejich kombinace.

## 9.2 Nelineární výpočty

Systém umožňuje celou řadu nelineárních výpočtů. Je to zejména interakce vrchní stavby s podložím, kdy program doiterovává parametry zeminy v závislosti na geologických poměrech a kontaktním napětí v základové spáře včetně vyloučení tahu v ní.

Dále jsou to fyzikálně nelineární výpočty železobetonových skořepin s uvažováním pracovních diagramů betonu i oceli a s uvažováním vlivu dotvarování, rozvoje a šířky trhlin (tento modul byl vyvinut a odladěn v RECOC, spol. s r.o. ve spolupráci s FEM Consulting s.r.o. a Dlubal Software GmBh.). Systém pracuje s tzv. rozmazanými trhlami, předikuje tedy jen možnost vzniku trhliny, její případnou šířku a hloubku a



výpočtovou vzdálenost. Šířka trhliny je počítána nejen podle ČSN EN 1992-1-1, ale i podle řady dalších metodik. Tímto výpočtem je možné zjistit i namáhání betonu v průřezu, napětí v tažené i tlačené výztuži, vlivu tzv. Tension Stiffening atd., viz [18].

Do modulu je implementováno i dotvarování, opět primárně podle ČSN EN 1992-1-1, ale i podle modelu B3 prof. Z. P. Bažanta a jeho spolupracovníků [9], [10].

### 9.2.1 Algoritmus dimenzování skořepinových prvků

Plošné skořepinové prvky je možno dimenzovat pomocí vestavěného dimenzovacího modulu. Postup dimenzování je následující.

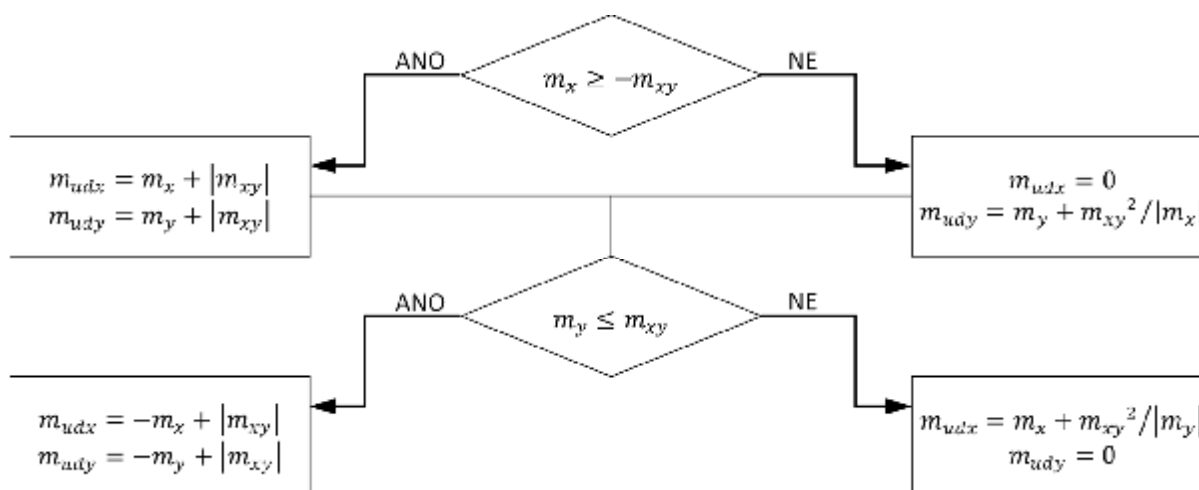
Na základě výpočtu vnitřních sil příslušné kombinace (jedná se o obalové plochy, tedy i kombinace z kombinací) jsou vypočteny vnitřní síly ( $n_x, n_y, q_{xy}, m_x, m_y, m_{xy}, q_x, q_y$ )P. První trojice popisují membránovou, resp. rovinnou napjatost, další tři ohyb a kroucení v desce a poslední dvě příčný smyk. Z těchto vnitřních sil jsou podle algoritmu uvedeného v [4] spočteny tzv. dimenzované vnitřní síly (pokud není směr výztuže totožný se směry planárního souřadného systému prvku, provede se nejprve transformace vnitřních sil ze systému planárního do souřadného systému definovaného směrem výztuže). Dimenzační ohybové momenty (bližší viz str. 109 a následující manuálu RENEX3D, resp. Appendix 2) jsou spočteny jak pro horní, tak dolní líc skořepiny pro oba směry výztuže. Naprosto analogicky se počítají dimenzační normálové síly v membránové části. Dále jsou zavedeny veličiny normálové síly v rovinách jednotlivých vrstev výztuže, jejich velikosti jsou spočteny podle jednoduchého statistického principu  $n^P = +m/r + n/2$  resp.  $n^P = -m/r + n/2$ . Tyto veličiny mohou být vykresleny jako normálové síly  $n_{ij}$ , kde  $i = 1, 2, 3$  značí číslo vrstvy výztuže od povrchu a  $j = h, d$  pro horní a dolní povrch. Tyto normálové síly děleny pevností betonářské výztuže  $R_{sd}$ , resp.  $f_{yd}$  potom dávají plochy potřebné betonářské výztuže.

Program umožňuje vykreslit jak veškeré uvedené veličiny, tak přímo potřebné plochy betonářské výztuže v  $\text{cm}^2/\text{m}$ , ale i v podobě počtu profilů definované oceli na běžný metr nebo rozteč vložek zadaného průměru.

Kromě ploch potřebné výztuže jsou označeny prvky, které z různých důvodů nelze dimenzovat s vypsáním důvodu. Tyto údaje je nutné brát s rezervou v místě singularit.

Popis všech algoritmů viz Appendix manuálu RENEX3d nebo teoretické manuály FEM Consultingu Brno.

Algoritmus dle [4]:



Požadované výpočtové momenty lze určit také z rovnic:

$$m_{udx} = m_x + \gamma * |m_{xy}|$$

$$m_{udx}' = -m_x + \gamma' * |m_{xy}|$$



$$m_{udy} = m_y + \frac{1}{\gamma} * |m_{xy}|$$

$$m'_{udy} = -m_y + \frac{1}{\gamma'} * |m_{xy}|$$

příčměž  $\gamma$  a  $\gamma'$  jsou součinitele, které se volí tak, aby rovnice dávaly hodnoty mezi polovinou a dvojnásobkem hodnot určených podle vývojového diagramu.

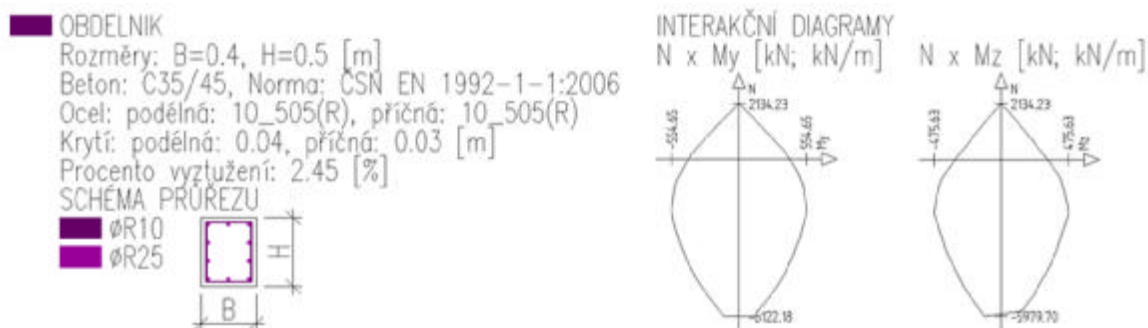
Schopnost průřezu odolávat dané kombinaci momentů je dostatečná, jsou-li splněny tyto podmínky:

$$\begin{array}{ll} -(m_{udx} - m_x) * (m_{udy} - m_y) + m_{xy}^2 \leq 0 & -(m_{udx} + m_x) * (m_{udy} + m_y) + m_{xy}^2 \leq 0 \\ m_x \leq m_{udx} & m_y \leq m_{udy} & m_x \geq -m_{udx} & m_y \geq -m_{udy} \end{array}$$

### 9.2.2 Hromadné posudky tyčových prvků

Železobetonové prutové prvky obdélníkového průřezu mohou být hromadně posuzovány na kombinaci vnitřních sil normálová síla + dva ohybové momenty nebo na kombinaci normálová síla a obě posouvající síly. Kromě geometrie průřezu a navrhovaného betonu jsou u těchto prvků vloženy i informace o podélné a příčné výztuži. Podle metodiky ČSN EN 1992-1-1:2006 jsou stanoveny interakční diagramy  $N \times M_y$  a  $N \times M_z$ . Tyto informace jsou vykresleny ve vstupních údajích. Pro příslušnou normálovou sílu je stanoven průvodič z bodu  $[0, 0, 0]$  bodem  $[N, M_y, M_z]$  a je vyšetřován jeho průsečík s plochou obalové 3D plochy ve vztahu k vnitřním silám. Poměr průvodiče z bodu  $[0, 0, 0]$  do bodu  $[N, M_y, M_z]$  a z bodu  $[0, 0, 0]$  do průsečíku s interakční plochou je vykreslován jako využití příslušné části tyčového prvku. Každý průřez prvku je testován na všechny možné kombinace závislých a nezávislých veličin pro veškeré stavy, které mohou nastat podle symbolických rovnic definujících jednotlivé kombinace podle ČSN EN 1990:2004, rovnice číslo (6.9a) až (6.12b) a (6.14a) až (6.16b). Využití průřezu je vykreslováno ve výstupech ze statického výpočtu, hodnota 1,00 odpovídá 100% využití. Ve výpočtu je zahrnut vzpěr.

Fyzikální vlastnosti: Interakční diagram [-]



Obrázek 8 Grafický výstup průřezu prutu

Výpočtové algoritmy jsou stejné, jaké jsou použity v programech FINE. Je možný posudek bez vlivu požáru, ale i s jeho vlivem.

### 9.2.3 Hromadné posudky plošných prvků

Železobetonové plošné prvky, desky, stěny i rampy a schodiště, mohou být hromadně posouzeny. Posudky probíhají na zadanou kombinaci v těžišti každého konečného prvku. Při kombinacích podle ČSN EN 1990 je vždy zobrazeno maximální využití daného průřezu. Je možné samostatně posuzovat prvky pro každý směr výztuže, nebo společně pro výztuž při spodním nebo horním líci u desek a analogicky u stěn, nebo je možné posoudit obálku, tedy stanovit maximální využití pro oba povrchy a směry výztuže

Výpočtové algoritmy jsou stejné, jaké jsou použity v programech FINE. Je možný posudek bez vlivu požáru, ale i s jeho vlivem.

## 9.2.4 Hromadné posudky únosnosti ve smyku při protlačení

Železobetonové stropní a základové desky je možno hromadně posoudit na smyk při protlačení při zohlednění třídy betonu, vyztuženosti ohybovou výztuží a pozici posuzovaného protlaku. Dimenzování je prováděno podle metodiky ČSN EN 1992-1-1 pro vyztužení měkkou výztuží a podle metodiky E(O)TA při uvažování smykových lišt. Je možné i zohlednit přídatné vodorovné pruty PSB + podle ETA firmy PEIKKO. Návrh dále může zohledňovat redukci síly na protlačení únosností základové zeminy a může zohlednit vliv předpětí desky nebo stěny. Nastavit lze i měnící se omezení, která přinášely změny základní normy ČSN EN 1992-1-1 v čase. U základových desek je dále možno při použití lišt PSB uvažovat zvýšenou hodnotu součinitele k max. Program umožňuje export souborů pro návrhový postup firmy Schoeck.

## 9.3 Program SCIA ENGINEER

Scia Engineer je nástupce výpočetního systému ESA.PT, NEXIS a FEAT. Je to softwarový systém pro statickou a dynamickou analýzu konstrukcí a jejich návrh podle příslušných norem. Je založen na metodě konečných prvků. Scia Engineer uživatelsky nepracuje přímo s konečnými prvky, ale využívá konstrukčních prvků, na kterých je před výpočtem automaticky generována síť konečných prvků. Systém lze použít na výpočty a posouzení konstrukcí z prutů a rovinných prvků jako jsou stěny, desky a skořepiny. Scia Engineer obsahuje výpočetní moduly pro lineárně statické výpočty, včetně některých nelineárních vlastností a moduly pro geometricky nelineární výpočty. Kromě vlastního výpočtu systém umožňuje také provádění posudku výsledného návrhu konstrukce podle odpovídajících technických norem. Knihovna norem obsahuje skupinu národních technických norem pro různé typy materiálu, zvláště pro ocel a beton.

# 10 Zatěžovací stavy a jejich kombinace

## 10.1 Kombinace podle metodiky EN 1990:2004

Kombinace pro ověřování mezních stavů únosnosti v trvalých a dočasných návrhových situacích dle NA ČSN EN 1990 čl. 2.4 a 2.5:

Složené závorky „{ }“ představují výběrovou množinu, z níž je do kombinace vybírán vždy nejvíce nepříznivý účinek požadované veličiny.

- a) EQU – ztráta statické rovnováhy konstrukce – tab. A1.2(A)(CZ)
 
$$1,1G_{k,j,sup} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10})$$

$$0,9G_{k,j,inf} + \{1,51; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\}$$
- b) STR – porucha, o níž rozhoduje pevnost konstrukčního materiálu – tab. A1.2(B)(CZ)-1 (bez geotechnických zatížení)
 
$$1,35G_{k,j,sup} + \{1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10a})$$

$$1,00G_{k,j,inf} + \{1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\}$$

$$1,15G_{k,j,sup} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10b})$$

$$1,00G_{k,j,inf} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\}$$
- c) GEO – porucha, o níž rozhoduje odolnost základové půdy - tab. A1.2(B)(CZ), A1.2(C)(CZ) (obsahuje geotechnická zatížení)
 
$$1,00G_{k,j,sup/inf} + \{1,3Q_{k,1}; 0\} + \{1,3\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10})$$

$$1,35G_{k,j,sup} + \{1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10a})$$

$$1,00G_{k,j,inf} + \{1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\}$$

$$1,15G_{k,j,sup} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10b})$$

$$1,00G_{k,j,inf} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\}$$

Kombinace pro ověřování mezních stavů únosnosti v seizmických návrhových situacích dle NA ČSN EN 1990 čl. 2.6:

$$G_{k,j,sup/inf} + \{\gamma_I A_{Ek}; A_{Ed}\} + \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.12a/b})$$

Kombinace pro ověřování mezních stavů únosnosti v mimořádných návrhových situacích dle NA ČSN EN 1990 čl. 2.6:

$$\{G_{k,j,sup}; G_{k,j,inf}\} + A_d + \{\psi_{1,1}; \psi_{2,1}\} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.11a/b})$$

Kombinace pro ověřování mezních stavů použitelnosti dle ČSN EN 1990 čl. A1.4, tabulka A1.4:

a) Charakteristická

$$\{G_{k,j,sup}; G_{k,j,inf}\} + Q_{k,1} + \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.14})$$

b) Častá

$$\{G_{k,j,sup}; G_{k,j,inf}\} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.15})$$

c) Kvazistálá

$$\{G_{k,j,sup}; G_{k,j,inf}\} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.16})$$

Zatížení je ve smyslu ČSN EN podle proměnnosti v čase klasifikováno takto:

$G$	stálá zatížení
$S$	geotechnicky stálá
$P$	zatížení od předpětí (stálá)
$Q$	proměnná zatížení
$A$	mimořádná zatížení
$G_{k,j,sup}$	horní charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení (95% kvantil)
$G_{k,j,inf}$	dolní charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení (5% kvantil)
$Q_{k,1}$	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota i-tého proměnného zatížení
$\psi_0$	součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení
$\psi_1$	součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení
$\psi_2$	součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení

Zatížení		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Kategorie A	obytné plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie B	kancelářské plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie C	shromažďovací plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie D	obchodní plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie E	skladovací plochy	1,0	0,9	0,8
Kategorie F	dopravní plochy; tíha vozidla $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Kategorie G	dopravní plochy   tíha vozidla $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Kategorie H	střechy	0,7	0,2	0,0
Zatížení sněhem	stavby umístění $H > 1000$ m n. m.	0,7	0,5	0,2
Zatížení sněhem	stavby umístění $H \leq 1000$ m n. m.	0,5	0,2	0,0
Zatížení větrem		0,6	0,2	0,0
Zatížení teplotou (ne od požáru)		0,6	0,5	0,0

## 10.2 Zatížení příčkami

Zatížení příčkami je zadané plošně podle ČSN EN 1991-1-1 6.3.1.2 (8) pro lehké přemístitelné příčky s vlastní tíhou

- do 1,0 kN/m včetně hodnotou 0,5 kN/m<sup>2</sup>
- do 2,0 kN/m včetně hodnotou 0,8 kN/m<sup>2</sup>
- do 3,0 kN/m včetně hodnotou 1,2 kN/m<sup>2</sup>

Plošné zatížení je připočteno k hodnotě užitého zatížení uvedeného v Tabulce 6.2, resp. Tab. 6.2(CZ).

Takže toto sečtené užité zatížení je společně redukováno podle Tab. A1.4 normy ČSN EN 1990.

Těžší příčky (třeba v bytech atd.) jsou zadávány podle ČSN EN 1991-1-1 6.3.1.2 (9) polohou a směrem, jinými slovy liniovým zatížením. Zatížení je uvažováno jako zatížení stálé.

V místech větší koncentrace příček např. v sociálních zázemích administrativních budov je spočtena celková tíha příček a podělena plochou a zadána jako plošné stálé zatížení.

Shora uvedené platí pro mezní stavy únosnosti, tedy rovnice EQU, STR a GEO (rovněž tak seismické a mimořádné návrhové kombinace).

Pro posouzení konstrukce podle mezních stavů použitelnosti je zatížení příčkami zadáno vždy jako zatížení stálé. Jedná se o rovnice pro charakteristickou, častou a kvazistálou návrhovou situaci.

## 10.3 Zatížení při výpočtu tzv. bílých van

Podle Technického pravidla České betonářské společnosti ČSSI číslo 04 - Vodonepropustné betonové konstrukce se konstrukce vyrobené ze železobetonu mají posuzovat na kvazistálou kombinaci, tedy podle ČSN EN 1990 rovnicí  $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + "P_k" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki}$ . Protože fyzikálně nelineární výpočet je možné provádět pouze na lineární kombinaci, je tato kombinace převedena na tvar  $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + 1,0 \cdot Q_1 + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki}$ , kde  $Q_1$  je zatížení vyvolané tlakem vody. Hodnoty součinitelů  $\psi$  jsou pro ostatní proměnná zatížení uvažovány podle Tabulky A1.1 normy ČSN EN 1990.

Pro předpínané konstrukce má být použita častá kombinace  $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$ .

Výpočet je proveden na lineární kombinaci  $\sum G_{kj} + P_k + 1,0 \cdot Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$ . Tyto dva výpočty jsou prováděny na tzv. ustálenou hladinu spodní vody podle IGP nebo HGP.

Pro výpočet účinků maximální hladiny spodní vody podle závěrů inženýrsko-geologického průzkumu je použita mimořádná kombinace  $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + "P_k" + "A_d" + (\psi_{11} \text{ nebo } \psi_{21}) Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$

V blízkosti řek může být tato hodnota stanovena i HMÚ nebo příslušným Povodím podle hladin  $Q_i$ . Rovnice se převede na lineární kombinaci identickou s častou kombinací.

## 11 Komentář ke grafickým výstupům

### 11.1 Fyzikální vlastnosti

Barevnými poli jsou zobrazeny příslušné vlastnosti. Příslušný rozměr (vlastnost) je uveden v paletě. Betony jsou uvedeny v záhlaví.

H	tloušťka prvku v m
Průřezy	je uveden geometrický tvar průřezu a rozměry v mm

## 11.2 Zatížení

Barevnými poli jsou zobrazeny příslušné intenzity zatížení pro dané oblasti nebo prvky v závislosti na zatěžovacích stavech. Pro každý zatěžovací stav je uvedeno samostatné schéma. Místa, kde se zatížení v daném zatěžovacím stavu nevyskytuje, jsou ponechána bez barevného označení. Velikost zatížení je uvedena v paletě v  $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{kN/m}$  případně  $\text{kN}$ .

## 11.3 Výstupy – mezní stavy únosnosti (MSÚ)

Výsledky jsou generovány lineárními výpočty.

Deformace UzG	svislá deformace v globálním souřadném systému (osa Zg směřuje dolů), údaje v mm
Kontaktní napětí MxD(d)	svislé normálové napětí v základové spáře pod deskou, údaje v MPa dimenzovací moment Mx při dolním povrchu desky – viz algoritmus z odstavce 9.2.1, jsou uváděny vždy maximální a minimální hodnoty, údaje v $\text{kNm/m}$ . Myd(d), MxD(h) a MyD(h) analogicky ve směru My a obě hodnoty u horního povrchu
Horní vnější	staticky nutná plocha výztuže u horního líce desky ve směru číselných os, blíž k povrchu
Dolní vnější	staticky nutná plocha výztuže u dolního líce desky ve směru číselných os, blíž k povrchu
Horní střední	staticky nutná plocha výztuže u dolního líce desky ve směru písmenných os

Staticky nutná výztuž je vypočtena v závislosti na příslušném dimenzovacím momentu a analogicky určené dimenzovací normálové síle (má význam třeba při uvažování vlivu smršťování). Tato průřezová plochy výztuže zajišťuje, že průřez vyhoví z hlediska MSÚ na danou kombinaci zatížení.

V levé dolní části je vypsána kombinace zatížení včetně součinitelů zatížení a typu, pro kterou jsou výsledky publikovány.

## 11.4 Výstupy – mezní stavy použitelnosti

Výsledky jsou generovány nelineárními výpočty.

Deformace UzG	svislá deformace v globálním souřadném systému (osa Zg směřuje dolů), údaje v mm. Oproti hodnotě z lineárního výpočtu jsou zde zohledněny nelineární pracovní diagramy betou v tahu a tlaku a výztuže a také vznik a rozvoj trhlin v betonu
Šířka trhliny horní (z napětí ve výztuži v trhlíně)	výpočtová šířka trhliny v betonu při horním líci desky vypočtená z namáhání ohybové výztuže v trhlíně, směr zobrazení koresponduje se směrem vzniklé trhliny
Šířka trhliny dolní (z napětí ve výztuži v trhlíně)	výpočtová šířka trhliny v betonu při dolním líci desky vypočtená z namáhání ohybové výztuže v trhlíně, směr zobrazení koresponduje se směrem vzniklé trhliny

*Poznámka: Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedené výrobky a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměřeného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.*

## 12 Závěr

Konstrukce jsou obecně navrženy v intencích souboru platných norem ČSN. V důležitých uzlech s přihlédnutím k normám evropským, ať existujícím, tak připravovaným (ČSN EN 1992-1 Eurocode 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby), tak jejich teoretickým zdrojům (CEB-FIP Model Code 1990). Dále jsou lokálně vzaty v úvahu další normy a doporučení CEB-FIP a FIB uvedené v kapitole 2. Z hlediska provádění betonových konstrukcí a jejich tolerancí je pak vycházeno z norem evropských (ČSN EN 206 Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení a ČSN EN 13670-1 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení).

Statický výpočet prokázal, že konstrukce, tak jak jsou navrženy, vyhovují ustanovení platných norem jak z hlediska mezních stavů únosnosti, tak z hlediska mezních stavů použitelnosti. Současně jsou navrženy s ohledem na maximální možnou hospodárnost a z toho vyplývajícího vlivu na životní prostředí.

Se zhotovitelem stavby bude nutné posoudit montážní stavy konstrukce podle zhotovitelem nastaveného harmonogramu výstavby.

V Praze dne 29.10.2024

Ing. Miloslav Smutek, Ph.D.  
Autorizovaný inženýr pro statiku a dynamiku  
ČKAIT 0003778

## Seznam příloh





RECOC

statická kancelář & Autodesk developer



[www.recoc.cz](http://www.recoc.cz)

RECOC s.r.o. - PRAHA  
Seydlerova 2451/8  
158 00 Praha 5

tel.: (+420) 251 624 661  
IČO 43 00 10 84  
DIČ CZ43001084

e-mail: [recoc@recoc.cz](mailto:recoc@recoc.cz)  
bankovní spojení: KB Praha 5  
číslo účtu 315146071/0100