




±0,000 = 213,500 m.n.m

generální projektant: Atelier Ostrava Sdružení společností: ATELIER SIMONA - projekce a inženýrská činnost, s.r.o.  Arch. Design, s.r.o. 	Univerzitní zázemí sportu a behaviorálního zdraví Ostravská univerzita			objednatel a investor:  Ostravská univerzita Dvořákova 7 701 03 Ostrava
	místo akce: k.ú. Moravská Ostrava			
	autor projektu: Ing. Arch. Roman Kuba	podpis:	číslo zakázky: 1.17.127	
	hlavní inženýr projektu: Ing. Pavel Hynčica Ing. Václav Morava	podpis:	datum: 04/2019	
projektant profese:  RECOC s.r.o. - STATICKÁ KANCELÁŘ 28.října 864/273, 709 00 Ostrava Mariánské Hory www.recoc.cz e-mail: ostrava@recoc.cz č.tel.: +420 596 632 476	st. objekt: SO 02.2 - HLAVNÍ BUDOVA - NADZEMNÍ ČÁST			měřítko: 1:1
	stupeň PD: PD PRO PROVÁDĚNÍ STAVBY			číslo paré:
	část: 2.D.1.2.1 - STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE			
	výkres: STATICKÝ VÝPOČET			číslo výkresu: 202

Projektová dokumentace pro provádění stavby
Stavebně konstrukční řešení

STATICKÝ VÝPOČET

Stavba:

**Univerzitní zázemí sportu a behaviorálního zdraví
Ostravská univerzita**

Investor:	Ostravská univerzita Dvořákova 7, 701 03 Ostrava
Objednatel:	Atelier Ostrava, sdružení společností Atelier Simona s.r.o., Arch.Design, s.r.o.
Zpracovatel:	RECOC, spol. s r.o., středisko Ostrava 28.října 864/273 709 00 Ostrava - Mariánské Hory
Autoři:	Ing. Hana Šeligová Ing. Petr Škapa Ing. Zbyněk Kalvoda
Datum:	06/2019
Č. přílohy:	2.D1.2.1

202

1 Obsah

1	Obsah.....	2
2	Popis navrženého konstrukčního systému stavby.....	3
2.1	Spodní stavba, založení.....	4
2.2	Horní stavba.....	6
2.3	Výsledky provedených průzkumů.....	8
3	Údaje o požadované jakosti navržených materiálů.....	11
4	Údaje o uvažovaných zatíženích ve statickém výpočtu.....	12
5	FEM výpočet	12
5.1	RENEX3D	12
5.2	FINE – geotechnické programy GEO 5	17
5.3	FINE EC.....	18
6	Zatěžovací stavy a jejich kombinace.....	18
6.1	Kombinace podle metodiky EN 1990:2004	18
6.2	Zatížení příčkami.....	20
6.3	Názvy zatěžovacích stavů a kombinací v programu RENEX 3D	21
7	Materiálové charakteristiky.....	22
8	Komentář ke grafickým výstupům.....	23
9	Soubor použitých norem a literatury.....	23
9.1	Řada norem ČSN	23
9.2	Použité podklady a literatura	24
9.3	Použité programy	24
10	Závěr	25

Příloha 1	Dilatační celek A – celkový výpočetní model
Příloha 2	Dilatační celek B – celkový výpočetní model
Příloha 3	Dilatační celek C – celkový výpočetní model
Příloha 4	Zatížení

Tato dokumentace je zpracována na základě objednávky firmy Atelier Ostrava, sdružení společností Atelier Simona spol. s r.o. a Arch. Design, spol. s r.o., a jejím předmětem je návrh nosné konstrukce novostavby objektu Univerzitního zázemí sportu a behaviorálního zdraví Ostravské univerzity ve stupni Dokumentace pro provádění stavby.

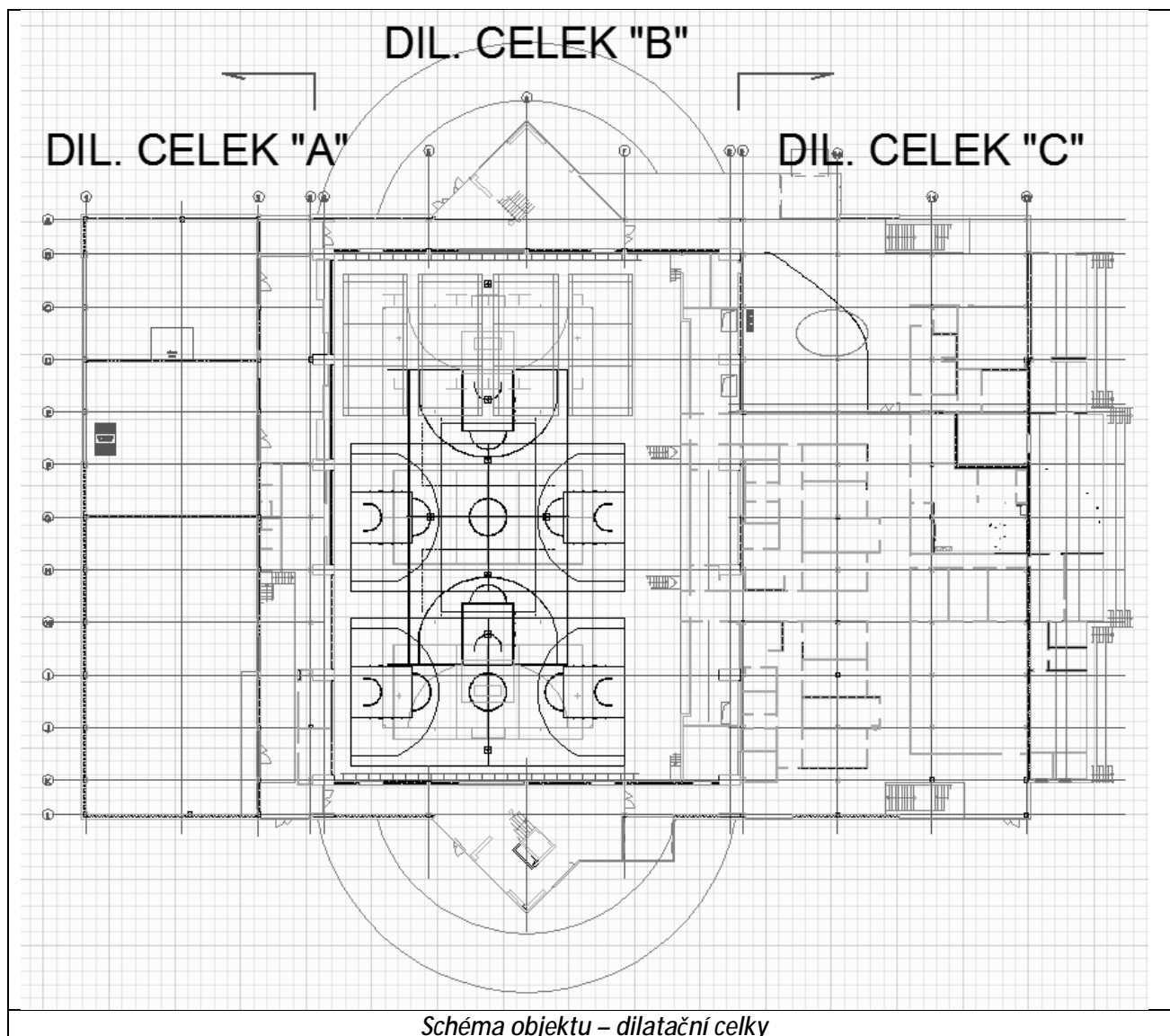
Tento statický výpočet zahrnuje informace k těmto objektům:

SO 02.1 – Hlavní budova – podzemní parkoviště

SO 02.2 – Hlavní budova – nadzemní část

2 Popis navrženého konstrukčního systému stavby

Objekt má nepravidelný půdorys, délky stran opsaného obdélníka v úrovni 1. nadzemního podlaží jsou 96 x 75m. Výškové uspořádání je nepravidelné, horní hrana nejvyšší části je v úrovni 21,75m. Objekt je rozdělen do tří dilatačních celků objektovými dilatacemi podle funkčního využití prostor a přirozených návazností nosných konstrukcí. Jednotlivé části objektu mají 2-4 nadzemní podlaží v různých výškových úrovních. Objekt je podsklepen, k severovýchodnímu okraji dilatačního celku „B“ přiléhá oddílatovaná nájezdová rampa.



V budově se nachází sportovní a cvičební sály, víceúčelová tělocvična, lezecká stěna, sociální i lékařské zázemí pro sportovní aktivity a jejich výzkum.

Dilatační celek „A“ se nachází mezi osami 1-2/A-L a má 2 podlaží – v přízemí jsou umístěny cvičební sály, v nadstavbě, která půdorysně ustupuje oproti obrysu 1.NP, jsou místnosti zázemí a kancelářské prostory, konstrukční výška 1.NP je 9,0m, nadstavby 4,0m (po HH atiky). Nosná konstrukce je smíšená, 1.NP železobetonová monolitická s prefabrikovanými stropními vazníky, nadstavba je ocelová. Půdorysné rozměry jsou 16,85 x 57m.

Dilatační celek „B“ se nachází mezi osami 2-8/A-L a má 4 podlaží v různém rozsahu půdorysu. Z hlavní části obdélníkového půdorysu 45,6 x 57,0m na kratších stranách vystupují dvě schodišťové věže, spojené s hlavním objektem přes podestové desky. Největší část je obsazena víceúčelovou tělocvičnou – halou míčových sportů s jednostrannými diváckými tribunami a výškou přes 3 podlaží, v 1.NP se dále nachází lezecká stěna a zázemí včetně šaten. 2. a 3. NP je jen v části půdorysu po obvodě a v části mezi osami 2-4. 4.NP a 5. NP vystupuje v oblasti os 4-8/A-L – tedy v prostoru nad tělocvičnou a jsou zde umístěny laboratoře a administrativní provoz. Po obvodě je v rámci 4.NP umístěn běžecký ovál, který přesahuje přes obvod hlavní nosné konstrukce. V úrovni 5.NP je umístěna po obvodě lehká ocelová konstrukce pro osvětlení venkovní běžecké dráhy. Na severovýchodní straně mezi osami 4 a 5/A je k objektu přisazena oddílová rampa pro přístup do 1.PP.

Dilatační celek „C“ se nachází mezi osami 9-12/A-L a má 4 podlaží – v přízemí jsou umístěny šatny, technologická zařízení, kotelna, sklady, vyšetřovna, magnetická rezonance. Ve 2.NP jsou umístěny komunikační plochy s posluchárnou a laboratořemi, ve 3.NP studovny a učebny a ve 4.NP jsou umístěny vstupy na běžecký ovál vedlejší dilatace „B“. Každé vyšší patro oproti nižšímu půdorysně ustupuje postupně k vedlejší dilataci „B“ čili k ose 9. Tato dilatace připomínající tribunu se schodištěm má celkové půdorysné rozměry cca 61,0 x 35,0m.

Podzemní podlaží je v rámci téměř celého půdorysu využíváno jako podzemní parkoviště, v části C jsou mimo parkovacích stání sklady a nádrž SHZ.

Základní nosný systém je kombinovaný, v technologii monolitického železobetonu, prefabrikovaných předpjatých i železobetonových konstrukcí a ocelových konstrukcí. Převážně se jedná o skeletové systémy, tvořené sloupy, stropními úrovněmi a ztužujícími stěnami. Nosná konstrukce zastropení největší víceúčelové tělocvičny a nosná konstrukce atletického oválu jsou navrženy z ocelových prvků. Nosná konstrukce 3.NP v části A je ocelová, stejně tak jako technologická plošina na její střeše.

Založení je navrženo v kombinaci vrtaných pilot a základové desky.

Návrh pilot je obsažen v samostatné části dokumentace 1.D.1.2.1 – Pilotové založení - viz[4].

Návrh ocelových konstrukcí je obsažen v samostatných částech dokumentace 1.D.1.2.3 – Ocelové konstrukce a 2.D.1.2.2 – Ocelové konstrukce – viz [5].

V projektové dokumentaci je stanovena výšková úroveň $\pm 0,000 = +213,50\text{m}$.

2.1 Spodní stavba, založení

Všechny celky (kromě rampy) mají založení navrženo na velkopřůměrových vrtaných pilotách, které podpírají základovou desku tuhého krabicového suterénního podlaží. Základová deska je uložena na zemině a spolupodílí se na přenosu zatížení do základové půdy.

Železobetonové konstrukce NEJSOU navrženy jako vodonepropustné, všechny konstrukce pod úrovní terénu jsou opatřeny povlakovou izolací. Základové desky budou budovány na podkladním betonu tl. 150mm.

Výztužné sítě základové desky, stěn, sloupů i stropní desky nad 1.PP jsou vodivě propojeny provařením dle schémat uvedených ve výkrese č. 243.

Dilatační celek „A“

Spodní stavba je tvořena suterénním podlažím, které tvoří základová deska, obvodové stěny, vnitřní sloupy a stěny a stropní deska nad 1. podzemním podlažím.

Základová deska má tl. 300mm a je po obvodě zesílena pásem s náběhy na tl. 700mm, HH = -4,00m. Svislé konstrukce jsou po třech stranách tvořeny obvodovými stěnami tl. 300mm, ze kterých do vnitřního prostoru vystupují sloupy 400x 400mm. Ve střední části v oblasti G a H jsou umístěny 2 příčné stěny, které vymezují prostor pro trampolínu umístěnou v 1.NP. Vnitřní sloupy mají průřez 500 x 300mm nebo 400 x 400mm, obvodové sloupy v ose 2 na styku s dilatačním celkem B mají průřez 400x400mm. Rozteče mezi sloupy v příčném směru jsou 4,95 + 7,0 + 4,5m, v podélném směru 5,0-10,8m. Stropní konstrukce nad 1.PP je bezprůvlaková deska tl. 300mm, opatřená nad vnitřními sloupy hlavicemi půdorysného rozměru 2,6 x 2,6m zasahující 150mm pod dolní líc stropní desky, HH desky = -0,225m. Na obvodové ose 2 je volný okraj opatřen lemujícím trámem š x v = 400 x 500mm (včetně desky), v místě průjezdu se světlostí 7,8m má trám průřez š x v = 400 x 100mm. Mezi dvěma příčnými stěnami stropní deska chybí, je výškově sesunutá na úroveň HH = -2,21m.

Dilatační celek „B“

Základová deska má tl. 300mm a je opatřena prohlubněmi pod sloupy v celkové výšce 1000mm, krajní části mezi osami A-B, L-K a po schodišťovými věžemi mají tl. 700mm, pod výtahovými šachtami tl. 1000mm, HH desky je na úrovni -4,00m. Prohlubně pod hlavními sloupy v osách 4 a 8 slouží jako převázky nad čtveřicí pilot. V dilataci s objektem „A“ v ose 2 je základová deska přes separaci uložena na ozub základového pásu části „A“, v dilataci s objektem „C“ se základová deska přes separaci ukládá na prohlubně dilatačního celku „B“, které jsou pro tento případ opatřeny ozuby. Svislé konstrukce tvoří obvodové stěny na kratších stranách celku tl. 300mm, stěny výtahových šachet tl. 200mm a schodišťové věže tl. 300mm. Uvnitř dispozice jsou neprůběžné stěny tl. 300mm umístěny mezi hlavními sloupy v osách 4 a 8 a mají průřez 1000x 2000mm. Hlavní vnitřní sloupy v osách 4 a 8 mají průřez 1000 x 2000mm, průběžné sloupy v osách A a B, K a L jsou 400 x 400mm, neprůběžné sloupy v prostoru os 5-7 / D-J jsou 400 x 300mm. Stropní deska nad 1.PP má tl. 300mm a je opatřena mezi osami 4-8/a-K trámy v obou ortogonálních směrech, HH desky je -0,225m. Převážná většina trámů má průřez š x v = 400 x 1000mm (včetně desky), pouze v místech vstupů v ose A a K je část trámů výšky 875mm. Obvodový lemující průvlak v ose 2 má průřez š x v = 400 x 500mm. V ose CH mezi osami 2-4 je trám vynášející sloup vyššího podlaží š x v = 400 x 1000mm. V rámci 1. podzemního podlaží jsou umístěna 3 schodiště, všechna jsou monolitická, železobetonová. Dvě dvouramenná schodiště jsou umístěna ve schodišťových věžích, třetí schodiště je v místě vstupu na severovýchodním okraji celku. Všechna schodiště jsou monolitická, tvořená šikmými schodnicovými deskami s nadbetonovanými stupni. Mezipodestu budou osazeny do stěn přes vylamovací výztuže.

Rampa

Tvoří samostatný oddílový celek. Nachází se v prostoru os 4-5 nad osou A. Je založena plošně na vrstvě zhuštěného šterkového podsypu s parametry hutnění $E_{def2} = 30\text{MPa}$, $E_{def2}/E_{def1} = \max 2,5$.

Má šířku 7,3m a délku 33,5m, je rozdílována na úseky maximální délky 6,0m. V části přiléhající k objektu B délky cca 10,0m je tvořena uzavřeným průřezem, tvořeným základovou deskou tl. 300mm, zesílenou pod stěnami pásem s náběhem celkové výšky 900mm, stěnami tl. 300mm a stropní deskou tl. 300mm. V obloukovém zakončení desky je umístěn lemující trám výšky 1500mm, který zároveň tvoří zábradlí. Zbytek konstrukce má příčný řez tvaru písmene „U“ a je tvořen základovou deskou a stěnami proměnné výšky 3,8-1,25m. V dilatačních spárách budou umístěny smykové trny.

Na obloukovém trámu a stěnách otevřené části je kotvena ocelová konstrukce přístřešku na kola – viz samostatná část dokumentace [5].

Dilatační celek „C“

Základová deska má tl. 300mm a je opatřena prohlubněmi pod sloupy v celkové výšce 500 až 1300mm. V křížení os 9 a A, B, D, F, H, I, K se základová deska ukládá na převázku sousedního dilatačního úseku „B“. Součástí uložení je reologická spára tvořená separační folií. Opačný případ nastává v křížení os 9

a C, E, CH, J, kdy základová deska sousední dilatace je uložena stejným způsobem na náběhu výšky 450mm pod deskou. V osách 9 a 11 jsou pod sloupky umístěny náběhy o výšce 200mm pod deskou a půdorysného rozměru 1,6 x 1,6m a v křížení s osami F a H převážky výšky 1000mm pod deskou a půdorysného rozměru 5,2 x 3,2m.

1.PP

Sloupky průřezu 400/400mm 400/600mm a 400/700mm podporují monolitickou stropní kci tvořenou deskou tl. 300mm a trámy. V osách 10 a 11 probíhají hlavní trámy šířky 1600mm a výšky 1000mm včetně desky a v ose 9 trám šířky 530mm o celkové výšce 500mm, která je mezi osami F a H zvětšená na 1000mm. Tyto hlavní trámy vynášejí sloupky založené na stropní desce 1.PP. V osách D, F, H a I probíhají kolmé trámy šířky 500mm a celkové výšky 700mm.

Za osou 12 v části technického zázemí se nacházejí části stropů s tloušťkou desky 250mm, která je lemována trámy šířky 400mm a výšky 500 a 725mm. V této části se nachází jednoramenné monolitické schodiště šířky 2045mm s tl. nosné desky 250mm.

Založení přístřešku vstupu navrženo plošně na základových pásech šířky 700mm a výšky 900mm. Pod základy musí být zásyp stavební jámy hutněn na parametry $E_{def2} = 30\text{MPa}$, $E_{def2}/E_{def1} = \max 2,5$.

Stejným způsobem provést násyp pod opěrnými stěnami v osách A a L. Tyto stěny jsou založeny na pásu šířky 1,0m o výšce 300mm. Stěna tl. 250mm je 1,9m vysoká a pažící výška je 1,4m.

2.2 Horní stavba

Nosná konstrukce horní stavby je smíšená, tvořená částí železobetonovou a ocelovou. Převážná část železobetonových konstrukcí je monolitických, pouze stropní vazníky, lavice tribun a některá schodišťová ramena jsou prefabrikovaná.

Výztužné sítě všech vodorovných i svislých konstrukcí jsou vodivě propojeny provařením dle schémat uvedených ve výkrese č. 243.

Dilatační celek „A“

Nadzemní část tohoto dilatačního celku tvoří jedno podlaží v technologii železobetonové konstrukce a nadstavba včetně technologických plošin, jejíž nosná konstrukce je ocelová viz [5].

Svislé konstrukce 1.NP tvoří monolitické železobetonové sloupky průřezu 400 x 500mm v základní modulové rozteči 21,4 x 5,0m (krajní moduly 3,3m), které podporují prefabrikované předpjaté stropní vazníky „T“ průřezu výšky 1,55m. Uložení vazníků je do vidlice hlavy sloupů. Po výšce sloupů jsou po obvodě umístěna monolitická ztužidla v různých výškových úrovních, která zároveň plní funkci překladů nad pásovými okny, mají vždy šířku 200mm a výšku 325-360mm.. Pod horní hranou sloupů jsou v ose 1 umístěny vysoké nosníkové stěny výšky 1700-3180mm. Mezi sloupky v osách I-L je v ose 2 vyložena galerie šířky 1,4m, jejíž nosná konstrukce je z konzolově vyložených trámů $s \times v = 400 \times 300\text{mm}$ a stropní desky tl. 200mm.

Na stropní vazníky jsou ukládány prefabrikované předpjaté stropní tabule výšky 165mm, které jsou uloženy na HH příruby prefabrikovaných vazníků, prostor mezi panely na vaznicích bude dobetonován. HH konstrukce je v úrovni +7,7m.

Dilatační celek „B“

Nosná konstrukce je smíšená, v kombinaci železobetonových monolitických a ocelových nosných prvků – viz [5]. Základní modulace v příčném směru je 10,0m a 3,3m (krajní pole). Rozpětí mezi sloupky v tělocvičně je 38,65m (osově), ostatní rozpětí se pohybují mezi 5-7m.

Hlavní část objektu

Nosnou konstrukci tělocvičny a nadstavby tvoří hlavní příčné vazby v rozteči 10,0m, které jsou složeny z průběžných železobetonových monolitických sloupů $s \times d = 1,0 \times 2,0\text{m}$, vetknutých do základů a ocelové příhradové příčle výšky 5,1m – tedy výšky jednoho celého podlaží. Vazník podporuje jednu stropní úroveň s HH = +13,45m (spodní pás) a jednu střešní konstrukci s HH = +18,145m (horní pás). Pro zkrácení rozpětí vazníku jsou mezi spodním pásem a betonovým sloupem umístěny šikmé ocelové vzpěry pod úhlem

45°. V ose 4 je v hraně sloupu umístěna železobetonová stěna tl. 250mm, v ose 8 je stěna tl. 250mm neprůběžná.

Na hlavní sloupy bude osazena v úrovni 3.NP ocelová konstrukce zastropení tělocvičny prostřednictvím pevného a posuvného ložiska. V úrovni +9,4m jsou do sloupů kotveny ocelové vzpěry. Do betonové konstrukce sloupů budou osazeny zámečnické položky v válcovaných ocelových profilech pro přenesení sil z táhel do betonu.

Ostatní svislé nosné konstrukce jsou mezi osami A-B a K-L průběžné sloupy průřezu 400x 400mm, rozteče ve směru písmenných os jsou proměnné cca 5-7m.

V ose 2, na styku s dilatačním celkem „A“, jsou sloupy průřezu 400 x 400mm v osově rozteči 5,0m mezi osami F-L, rozteč 10,0m je mezi osami B-F, krajní pole mají rozteč 3,3m. V oblasti tribun u osy 8 jsou umístěny neprůběžné stěny tl. 200mm, které podporují šikmé desky se stupni a vstupy na tribuny.

Svislé konstrukce vstupu vně osy A jsou sloupy průřezu 300 x 300mm a stěny schodišťového jádra a výtahové šachty tl. 200mm a 300mm. Svislé konstrukce vstupu vně osy K jsou sloupy průřezu 300x300mm.

Vodorovné konstrukce na úrovni +3,8m mezi osami 2-4/ F-K mají tl. 250mm, jsou neprůběžné, prolomené průhledy a otvory. Jsou lemovány po obvodě ztužujícími trámy $\bar{s} \times v = 300 \times 400\text{mm}$. V místech hlavních sloupů jsou umístěny příčné trámy $\bar{s} \times v = 400 \times 400\text{mm}$. U osy 8 jsou umístěny neprůběžné tribuny se stupni, ochoz je umístěn na úrovni HH = +3,8m. Šikmé desky tribun i ochoz mají tl. 250mm, stupně tribun jsou nadbetonovány monoliticky. Mezi osami A-B a L-K je stropní deska tl. 250mm, lemována po obvodě ztužujícími trámy $\bar{s} \times v = 400 \times 400\text{mm}$, stropní deska vždy vybíhá ke schodišťovým věžím, na které je přes schodišťová ramena napojena. Na severním i jižním okraji jsou vně os A a K stropní desky vstupů tl. 250mm

Vodorovná konstrukce na úrovni +7,7 v oblasti os 2-4 je umístěna v rozsahu os F-K, má tl. 250mm a je po obvodě opatřena ztužujícím trámem $\bar{s} \times v = 250 \times 400\text{mm}$ (včetně desky). V místech hlavních sloupů jsou příčné trámy $\bar{s} \times v = 400 \times 650\text{mm}$. U osy 8 je umístěna na úrovni HH = 7,7m galerie šířky 3,325m, tloušťky 250mm, vyložená na příčných konzolách z hlavních sloupů průřezu $\bar{s} \times v = 400 \times 800\text{mm}$. Po obvodě je ztužující trám $\bar{s} \times v = 400 \times 800\text{mm}$. Mezi osami A-B a L-K je stropní deska tl. 250mm, lemována po obvodě ztužujícími trámy $\bar{s} \times v = 400 \times 400\text{mm}$, stropní deska vždy vybíhá ke schodišťovým věžím, na které je přes schodišťová ramena napojena.

V úrovni HH = +13,55m je stropní deska mezi osami B-K betonovaná do trapézového plechu jako do ztraceného bednění. Je podporována ocelovými stropnicemi s rozpětím cca 5,0m a ve střední části v prostoru atrii je její HH snížena na úroveň +13,40m. Celková tloušťka desky je 200mm včetně trapézového plechu. Výztuž bude osazována přímo do vln plechu. Mezi osami A-B a L-K je stropní deska tl. 250mm, lemována po obvodě ztužujícími trámy $\bar{s} \times v = 400 \times 400\text{mm}$, stropní deska vždy vybíhá ke schodišťovým věžím, na které je přes schodišťová ramena napojena. V ose A a K mezi osami 4-5 a 7-8 bude na stropní desku osazena ocelová konstrukce tubusu běžecké dráhy. xxxxxx

V úrovni HH = +18,145m je stropní deska mezi osami B-K betonovaná do trapézového plechu jako do ztraceného bednění. Je podporována ocelovými stropnicemi s rozpětím cca 5,0m. Celková tloušťka desky je 220mm včetně trapézového plechu. Výztuž bude osazována přímo do vln plechu. Mezi osami A-B a L-K je stropní deska tl. 250mm, lemována po obvodě ztužujícími trámy $\bar{s} \times v = 400 \times 400\text{mm}$, stropní deska vždy vybíhá ke schodišťovým věžím, na které je přes schodišťová ramena napojena. V ose A a K mezi osami 4-5 a 7-8 bude na stropní desku osazena ocelová konstrukce tubusu běžecké dráhy. xxxxxx

Pro stropní desky betonované do trapézových plechů je použit lehčený beton.

Schodišťové věže

Nosná konstrukce schodišťových věží je tvořena stěnami výtahové a instalační šachty umístěné v těžišti věže a obvodovými stěnami tl. 300mm, které jsou jen v části obvodu. Z důvodů kotvení fasádního pláště jsou po obvodu umístěny trámy, které se napojují na obvodové trámy hlavní části budovy v osách B a K. Vlastní schodiště jsou dvouramenná a tříramenná, uvažovaná jako monolitická železobetonová se zalomenými schodišťovými deskami v základní tloušťce 250mm. Stupně budou nadbetonovány z prostého betonu. Obě věže probíhají až do 5.NP, kde jsou zakončeny stropní deskou opatřenou masivními obvodovými a příčnými trámy $\bar{s} \times v = 500 \times 900\text{mm}$ (včetně desky), umístěnými v místech napojení ocelových táhel tubusu konstrukce oválu. Část stropní desky nad 5.NP vybíhá přes základní půdorys a je

napojená přes nosníky s přerušením tepelných mostů. Po obvodě nad horní hrany desky vybíhá atika š x v = 500 x 250mm. V úrovni stropní konstrukce nad 5.NP budou osazeny do trámů zámečnické výrobky pro uchycení táhel ocelové konstrukce tubusu. Zámečnické položky jsou svařence z ocelových válcovaných profilů a pásové oceli.

Dilatační celek „C“

Nachází se mezi osami 9-12/A-L a má 4 podlaží – v suterénu se nachází parkoviště s technickým zázemím, v přízemí jsou umístěny šatny, technologická zařízení, kotelna, sklady, vyšetřovna, magnetická rezonance. Ve 2.NP jsou umístěny komunikační plochy s posluchárnou a laboratořemi, ve 3.NP studovny a učebny a 4.NP jsou umístěny vstupy na běžecký ovál vedlejší dilatace „B“.

Každé vyšší patro oproti nižšímu půdorysně ustupuje postupně k vedlejší dilataci „B“ čili k ose 9. Tato dilatace připomínající tribunu se schodištěm má celkové půdorysné rozměry cca 61,0 x 35,0m.

Konstrukční výška 1.PP je 3,775m 1.NP je 4,025m, 2.NP je 3,9m a 3.NP je 5,4m.

Nosná konstrukce je monolitická železobetonová s ocelovými prvky střechy. Na tyto konstrukce budou ve spádu uloženy prefabrikované lavice a stupně tvořící zkosení objektu.

Nadzemní část

Sloupy průřezu 400/400mm popř. kruhového průřezu průměru 500mm jsou osazeny v základní modulové rozteči 9,0 x 5,0m (krajní moduly 3,3m) a podporují monolitické desky tl. 250mm, které jsou v okolí sloupu zesíleny na celkovou tl. 500mm. Dále sloupy podporují šikmé a vodorovné trámy T průřezu o výškách 550, 750 a 1000mm nesoucí tribunové lavice se schodišti popřípadě desku nad 3.NP. Deska nad 2.NP je zesílena trámy šířky 600mm o výšce 100mm pod deskou probíhající mezi hlavicemi. Mezi šikmými tribunovými nosníky šířky 600mm je provedena nosná monolitická deska tl. 200mm. V ose G/11 je sloup nahrazen monolitickým trámem šířky 2000mm o celkové výšce 550mm probíhajícím mezi osami F-H.

Nosnou konstrukci prosklené střechy tvoří ocelové válcované nosníky HEA 300 uložené ve spádu na sloupech. Na tyto nosníky jsou v rámci střechy nad 3.NP umístěny ocelové válcované profily UPE 240, IPE 240 a HEA 220 nesoucí trapézové plechy TR150/280 tl.0,75mm střechy a ocelovou kci prosklené střechy.

Ve štítech jsou doplněny z důvodu tlaku větru a stability vyzdívky sloupy průřezu 400/250mm kombinované se ztužujícími věnci šířky 200mm o výšce 250mm umístěnými v hlavách stěn. Ve 4.NP je umístěn vstup do 4.NP vedlejší dilatace „B“ a dvojice ocelových schodišť umožňující vstup na oval umístěný v 5.NP vedlejší dilatace „B“.

Konstrukce vstupů v rámci dilatace „C“ umístěným v 1.NP, 2.NP a 4.NP je totožná. Jedná se o svislé zděné konstrukce se ztužujícím věncem v hlavě stěny. Strop je tvořen ocelovými válcovanými profily kotvenými do věnce.

Prefabrikované lavice tvoří zalomená deska tvaru L o tl. vodorovné části 120mm a svislé stěny tl. 140mm. Délka lavic je cca 5,0m. Tyto lavice budou uloženy na ocelových stojkách kotvených přes roznášecí plotnu do monolitických šikmých desek.

2.3 Výsledky provedených průzkumů

Inženýrsko – geologický průzkum

Na staveništi byl proveden inženýrsko – geologický průzkum, v rozsahu 6 vrtaných sond (J1-J6) do hloubky 17,0m a 2 sondy těžké dynamické penetrace (DP1-DP2).

Začátek citace ze závěrečné zprávy IGP – viz [2]

....

Geomorfologicky spadá zájmové území do provincie Západních Karpat, oblasti Severních vněkarpatských sníženin, do celku VIIIB-1 Ostravská pánev, podcelku Ostravská pánev, okrsku Ostravská niva.

Hlubokým podložím je zde povrch prvohorních skalních karbonských hornin (stáří paleozoikum-svrchní karbon-namur). Jsou tvořeny ostravským paralickým uhelným souvrstvím-střídání pískovců,

prachovců a jílovců s uhlím. Tyto skalní horniny nebyly v sondách na lokalitě zastíženy, vyskytují se ve větších hloubkách a předpokládám, že do nich nebude zasahovat vliv od přitížení stavby.

Skalní horniny jsou překryty souvislou vrstvou třetihorních sedimentů karpatské čelní hlubiny (stáří neogén-miocén-spodní torton). Jedná se o šedé vápnité jíly shora (na kontaktu s nadložními zvodnělými kvartérními sedimenty) tuhé a hlouběji pak pevné konzistence místy s proplásky až vložkami prachovitého písku (ty mohou být i zvodnělé). Vložky písku mohou přecházet až v polohy prachovitého zvodnělého písku mocné několik metrů (bylo ověřeno při zakládání dálničního mostu přes Černý potok severně od lokality). Na naší lokalitě byl povrch třetihorního podloží zastížen ve vrtech v hloubce 12m až 14,8 metrů pod povrchem terénu (nadmořská výška 198,73m n.m. až 201,6m n.m.) a jíly pokračovaly až do konečné hloubky sond. V archivní sondě J-1 z roku 1983 provedené na jižním okraji lokality pokračovaly tyto zeminy až do konečné hloubky sondy 25m pod tehdejší povrchem terénu (dnes je v tomto místě povrch terénu o 0,75m níže). Povrch třetihorního podloží je výrazně zvlněný.

Na předkvartérní podloží nasedá souvislá, proměnlivě mocná vrstva kvartérních zvodnělých fluviálních štěrků údolní terasy řeky Ostravice (stáří kvartér-holocén). Materiál valounů štěrků je tvořen převážně dobře opracovanými pískovci o velikosti do 3-5cm, místy 10cm. Výplň mezer mezi valouny tvoří písek s příměsí jemnozrnné zeminy, v sondě J-5 v hloubce 6,6m až 6,9m je výplň písčitojílovitá. Dle výsledku dynamické penetrace jsou štěrky středně ulehle, jejich ulehlost je těsně nad rozhraním středně ulehle a kypré, v sondě DP-1 v hloubce 10,6m až 13,0 vyšla ulehlost těsně pod touto hranicí ($ID=0,34$) a tato poloha štěrků je tedy spíše kyprá až středně ulehlá.

Povrch štěrků byl zastížen ve velmi proměnlivé hloubce 6,6m až 11,4m pod povrchem terénu (nadmořská výška 202,25m n.m. až 206,7m n.m.). Mocnost vrstvy štěrků (včetně vložek měkkého jílu s valouny) je 1,6m až 6,8m, je tedy velmi proměnlivá. Mocnost štěrků může být uměle snížena i působením lidské činnosti, kdy byly svrchní části vrstvy štěrků nebo písku s valouny v minulosti odtěženy a nahrazeny násypy (sonda J-2, J-4?). Svrchní polohu přirozené kvartérní sedimentace představují na lokalitě náplavové fluviální sedimenty nižšího nivního stupně (stáří kvartér-holocén). Tyto sedimenty jsou tvořeny prachovitými jíly tuhé konzistence popřípadě jílovitými písky. Byly zastíženy jen v některých sondách v malé mocnosti 0,3m až 0,9m (v ostatních sondách mohly být v minulosti lidskou činností odtěženy). Povrch terénu je upraven násypy v ověřené velmi proměnlivé mocnosti 6,6m až 10metru. Mocnost a složení těchto násypů je určen historií místa.

....

Hladina podzemní vody v první zvodni je vázána na průlinový kolektor propustných štěrků údolní terasy, které jsou hlavním nositelem zvodnění. Podložní třetihorní jíly jsou pro vodu nepatrně propustné a tvoří na lokalitě izolátor, na kterém se nachází souvislá hladina podzemní vody. Hladina podzemní vody je mírně napjatá a má spád k povrchovému toku, s kterým je v hydraulické souvislosti (k severovýchodu). Hladina podzemní vody byla naražena při provádění vrtných prací (říjen 2017) v hloubce 6,6m až 8,6metru pod povrchem terénu a ustálila se v hloubce 7,5m až 8,16metru pod povrchem terénu. Po ustálení tedy hladina podzemní vody vystoupila blíže k povrchu terénu. Při geologickém průzkumu v roce 1983 byla hladina podzemní vody 7,8metru pod povrchem terénu (u sondy není uvedeno, o jaký druh hladiny se jedná).

Hladina podzemní vody může v závislosti na klimatických srážkách v kolektoru oscilovat. Úroveň hladiny silně závisí na stavu vody v řece Ostravici, která protéká v těsném sousedství lokality. Vzestup hladiny podzemní vody je možno očekávat v období po odtávání sněhové pokrývky a dále ve srážkově bohatém období. Po srážkově bohatém období může být napjatost hladiny podzemní vody větší a hladina podzemní vody může vystoupit blíže k povrchu terénu, než byla ověřena ve vrtech. V období od srpna do prosince roku 2001 byl sledován pohyb hladiny podzemní vody ve vystrojených pozorovacích vrtech severně od naší lokality u ulice Nádražní. Hladina podzemní vody tehdy oscillovala ve vrtech v rozmezí 0,3 metru v závislosti na klimatických srážkách. Vzestup hladiny podzemní vody je možno očekávat v období okolo března až dubna po odtávání sněhové pokrývky a dále v červenci až srpnu při příválových srážkách.

Zeminy vyskytující se na zájmové lokalitě je možno rozdělit do následujících geotechnických typů (GT):

GT1 - Antropogenní násypy

Vyskytují se do ověřené hloubky 6,6m až 10metru pod povrchem terénu. Násypy jsou zcela nevhodné pro založení projektovaného objektu. Jsou málo ulehlé, mají jemnozrnné složení které je za působení vody náchylné k rozbředání a obsahují zbytky uhlí. Není známo, zda není materiál násypů kontaminován. Založení objektu je nutno přenést pod tyto násypy hlubinným zakládáním. Není možno dotovat tyto materiály vodou (například vsakováním srážkových vod).

GT2 - Náplavové sedimenty-jíly se střední plasticitou tuhé konzistence a vločky jílu ve štěrčích měkké konzistence

Z e m i n a Třída F6/CL

K o n z i s t e n c e	měkká	tuhá
totální soudržnost c_u (kPa)	25	50
totální úhel vnitřního tření φ_u (°)	0	0
efektivní soudržnost c_{ef} (MPa)	8-10	8-16
efektivní úhel vnitřního tření φ_{ef} (°)	17	17-19
modul přetvárnosti E_{def} (MPa)	1,5-3	3-6
Poissonovo číslo ν	0,4	

Zemina je nebezpečně namrzavá, rozbředavá, pro vodu nepatrně propustná.

GT3a: Fluviální sedimenty-písek s příměsí jemnozrnné zeminy s valouny štěrku

Z e m i n a Třída S3/S-S-F

Ulehlost	středně ulehlý
objemová tíha γ (kN.m-3)	17,5
efektivní soudržnost c_{ef} (MPa)	0
efektivní úhel vnitřního tření φ_{ef} (°)	28-30
modul přetvárnosti E_{def} (MPa)	9-11
Poissonovo číslo ν	0,3

Zemina je nenamrzavá až mírně namrzavá, pro vodu slabě propustná

GT3b - Fluviální sedimenty-jílovitý písek s valouny štěrku

Z e m i n a Třída S3/S-S-F

Ulehlost	středně ulehlý
objemová tíha γ (kN.m-3)	18,5
efektivní soudržnost c_{ef} (MPa)	4-6
efektivní úhel vnitřního tření φ_{ef} (°)	24-26
modul přetvárnosti E_{def} (MPa)	4-8
Poissonovo číslo ν	0,35

Zemina je mírně namrzavá, pro vodu slabě propustná.

GT4a - Fluviální sedimenty-štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy

Z e m i n a Třída G3/G-F

Ulehlost	středně ulehlý
objemová tíha γ (kN.m-3)	19
efektivní soudržnost c_{ef} (MPa)	0
efektivní úhel vnitřního tření φ_{ef} (°)	30-32
modul přetvárnosti E_{def} (MPa)	40-59
Poissonovo číslo ν	0,25

Zemina je mírně namrzavá, pro vodu slabě propustná.

GT4b - Fluviální sedimenty-štěrk písčitojílovitý

Z e m i n a Třída G5/GC

Ulehlost	středně ulehlý
objemová tíha γ (kN.m-3)	19,5
efektivní soudržnost cef (MPa)	2
efektivní úhel vnitřního tření φ_{ef} (°)	26-28
modul přetvárnosti Edef (MPa)	40
Poissonovo číslo ν	0,3
Zemina je mírně namrzavá, pro vodu slabě propustná.	

GT5 - Třetihorní sedimenty-jíly s vysokou plasticitou tuhé až pevné konzistence.

Z e m i n a Třída F8/CH

Ulehlost	tuhá	pevná
objemová tíha γ (kN.m-3)	19,5	19,5
totální soudržnost cef (MPa)	40	80
totální úhel vnitřního tření φ_{ef} (°)	0	0
modul přetvárnosti Edef (MPa)	4,6-8	14-19
Poissonovo číslo ν	0,42	0,42

Zemina je vysoce namrzavá, rozbídná, pro vodu nepatrně propustná.

.....

Dle výsledků laboratorních rozborů je agresivita prostředí podzemní vody na ocel velmi vysoká svou konduktivitou, obsahem SO_3+Cl a velmi nízká a svým pH. Vůči betonovým konstrukcím je agresivita prostředí podzemní vody slabá - střední obsahem agresivního SO_4^{2-} .

Konec citace ze závěrečné zprávy IGP – viz [2]

3 Údaje o požadované jakosti navržených materiálů

Betonové konstrukce

Prefa vazníky	C40/50-XC1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Prefa lavice, schodiště, stupně	C30/37-XC4, XD3, XF4(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Schodiště 1.np-5np	C25/30-XC1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Stropní deska schod. věží + trámy 5.np	C35/45-XC1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S1
Sloupy 1.np-5.np	C35/45-XC1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Sloupy 1.pp	C35/45-XC3, XD1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 22-S3
Sloupy 1.pp hlavní (š x d = 1000 x 2000mm)	C40/50-XC3, XD1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Sloupy 1.np -3.np hlavní (š x d = 1000 x 2000mm)	C40/50-XC1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Stropní desky do trapézového plechu	LC25/30-XC1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Stěny 1.pp	C30/37-XC3, XD1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 22-S3
Stropní deska 1.pp	C30/37-XC3, XD1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Stropní deska 1.np-5.np	C30/37-XC1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Schodiště 1.pp	C25/30-XC3, XD1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Stěny 1.np-5np	C30/37-XC1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 22-S3
Opěrné stěny	C30/37-XC4, XD3, XF2(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 22-S3
Stěny a strop rampy	C30/37-XC2, XF2(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Základová deska	C30/37-XC2(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Základová deska rampy	C30/37-XC4, XF3(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Základy vstupu a opěrných stěn	C25/30-XC2(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 16-S3
Žb věnec a nadpraží	C30/37-XC1(CZ,F.1)-CI 0,4-Dmax 22-S3

Prefabrikované předem předpjaté stropní dílce

Specifikace v jednotlivých výkresech

Výztuž

B500 B

	Lana s nízkou relaxací $f_y = 1860\text{MPa}$
Zámečnické položky	S235, S355 v antikorozi povrchové úpravě
Nosníky pro přerušování tepelných mostů	Specifikace v jednotlivých výkresech
Stykovácí výztuž	Specifikace v jednotlivých výkresech
Bednicí plechy	Specifikace v jednotlivých výkresech
Těsnicí pásy do pracovních spár	Specifikace v jednotlivých výkresech
Těsnicí plechy	Specifikace v jednotlivých výkresech
Těsnicí křížové plechy	Specifikace v jednotlivých výkresech
Smykové trny	Specifikace v jednotlivých výkresech
Rekrystalizační nátěr k utěsnění spár v nádrži SHZ	

4 Údaje o uvažovaných zatíženích ve statickém výpočtu

Zatížení stálá

Zatížení stálá byla uvažována dle skutečných skladeb podlah, fasád, střešních plášťů, nepřemístitelných příček, technologických zařízení apod., jejich podrobný rozpis je uveden ve Statickém výpočtu.

Zatížení proměnná

Užitná zatížení byla zahrnuta podle funkčního využití místností v souladu s ČSN EN 1991-1-1-1 takto (charakteristické hodnoty):

B - kancelářské plochy	2,5kN/m ²
C4 - plochy určené k pohybovým aktivitám	5,0kN/m ²
C5 - plochy, kde může dojít k vysoké koncentraci lidí	5,0kN/m ²
E1 - sklady	7,5kN/m ²
F - garáže, celková tíha vozidla <30kN	2,5kN/m ²

Objekt se nachází podle klasifikace ČSN EN 1991-1-3 „Zatížení konstrukcí“ ve II. sněhové oblasti, pro kterou platí normová hodnota $s_k=1,0\text{ kPa}$ (souč. expozice 1,0, tep. součinitel 1,0, součinitel tvaru ploché střechy 0,8), tj. na střeších 0,8 kN/m².

Objekt se nachází podle klasifikace ČSN EN 1991-1-4 „Zatížení konstrukcí“ z hlediska klimatických zatížení ve III. větrové oblasti s referenční rychlostí větru $v_{b,0} = 25\text{ m/s}$ a terénu kategorie IV –městské oblasti.

Dle novelizované ČSN EN 1998-1 Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení (mapa seizmických oblastí České republiky obr. NA.1) je v zájmové oblasti referenční špičkové zrychlení podloží $a_g R$ odpovídající podloží typu A = 0,06g, pro generování seizmického zatížení je použito spektrum pružné odezvy typu 1 a typ základové půdy C.

5 FEM výpočet

5.1 RENEX3D

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 statistiků 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. svoji stabilitou a robustností použitých řešičů. Model používá konečné prvky v deformační variantě. Obecně lze říci, že MKP je zobecněná Ritz-Galerkinova variační metoda, užívající básových 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 popsanych 2D prvků s prvky jednorozměrnými, ale i prostorovými. Jednorozměrné, tedy prutové prvky, mohou být připojovány excentricky k střednicové rovině plošného prvku. Dále jdou použity i prvky prostorové, tzv. bricky.

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 básových 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 popsanyými 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.

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 předpjetí 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 přetvoření 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.

Dělení na konečné prvky

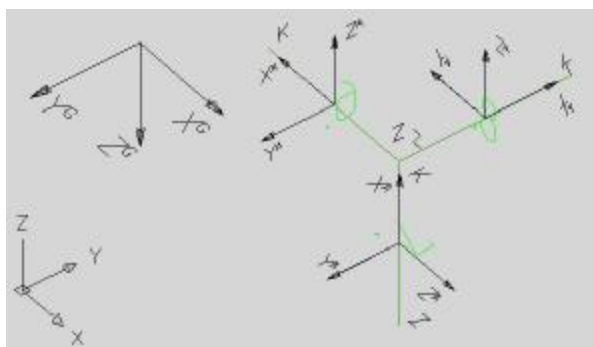
Dělení na konečné prvky se provádí automaticky generátorem. Ve výpočtech celků konstrukcí nebo jejich částí daných postupem výpočtu je základní velikost prvku jeden metr. V místech anomálií konstrukce program automaticky prvky přizpůsobuje geometrii, v místech předpokládanych lokálních zvýšení namáhání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

Souřadnicové systémy

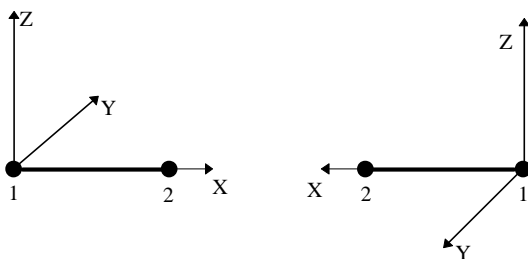
Konstrukce je modelována v globálním souřadnicovém systému – X^G, Y^G, Z^G .



Obrázek 1 Globální souřadný systém

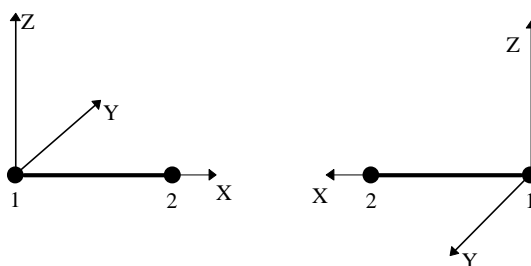
Pro každý prutový prvek je zaveden lokální souřadný systém – X^L, Y^L, Z^L . Ty jsou definovány následovně:

U vodorovného prutu rovnoběžného s globální osou X:



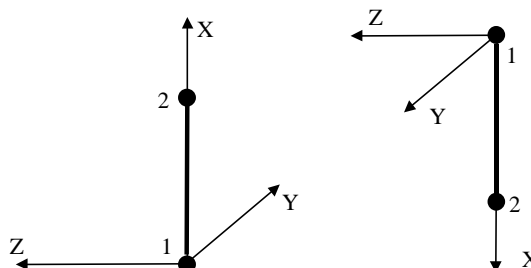
Obrázek 2 Axiální souřadný systém prutů

U vodorovného prutu rovnoběžného s globální osou Y:



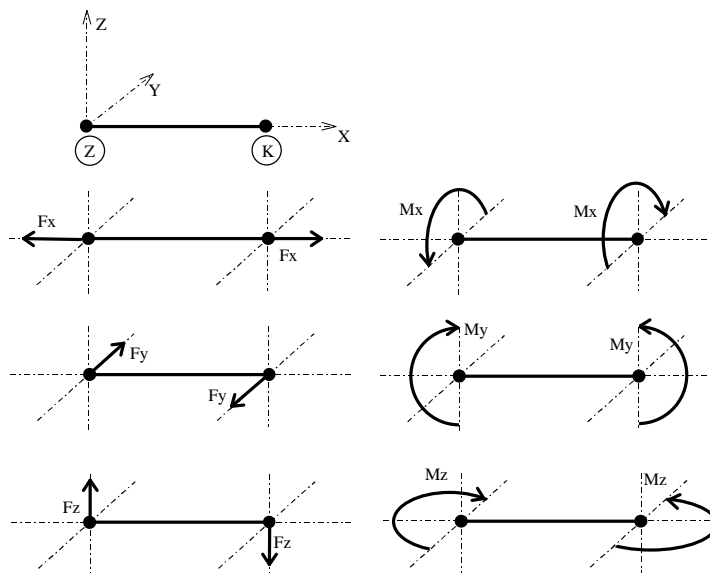
Obrázek 3 Axiální souřadný systém prutů

U svislého prutu rovnoběžného s globální osou Z:



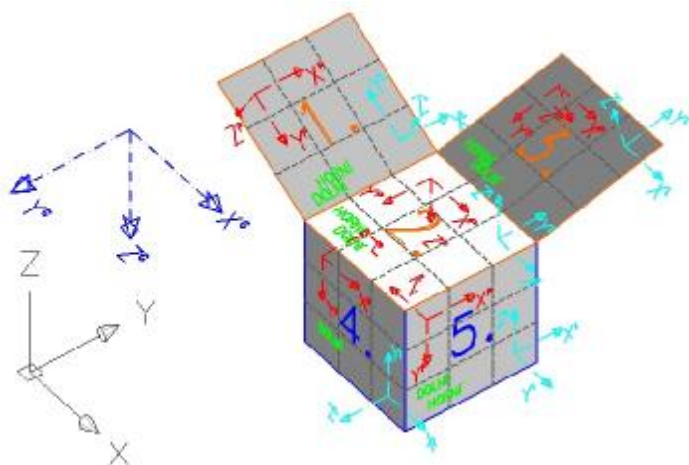
Obrázek 4 Axiální souřadný systém prutů

Z uvedeného vyplývají i konvence vnitřních sil na prutech:



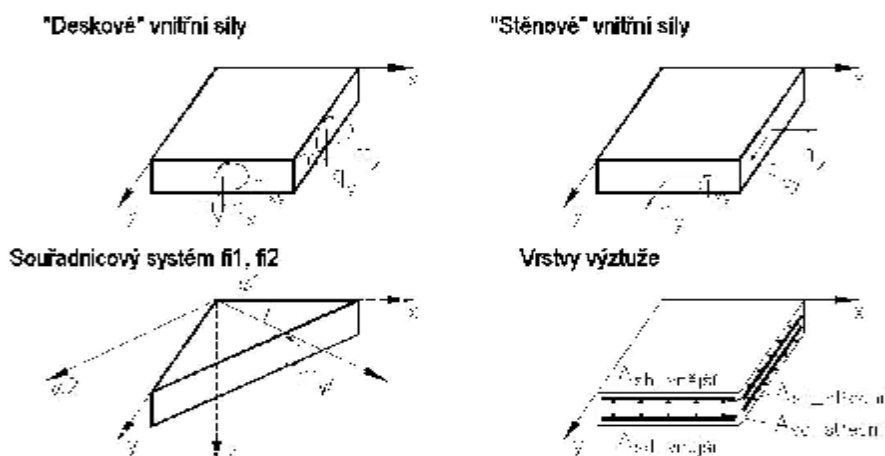
Obrázek 5 Konvence vnitřních sil na prutech

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

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. 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.

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 nepodkrají 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 užitného zatížení automaticky generovány dva systémy šachovnicového zatížení a čtyři systémy zatížení v pruzích.

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

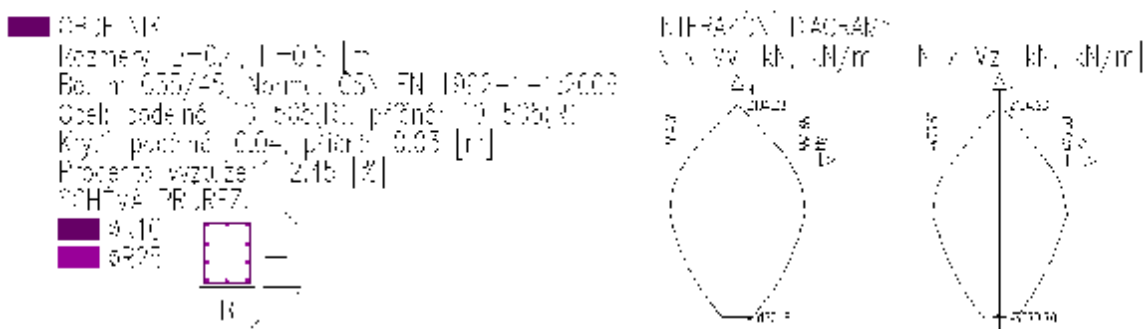
Dimenzovací programy pracují obecně s obalovou plochou kombinací.

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.

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.

5.2 FINE – geotechnické programy GEO 5

Charakteristika programu

GEO5 je soubor programů pro geotechnické výpočty, které jsou založené jak na analytických postupech, tak i na metodě konečných prvků. Programy mají stejné uživatelské rozhraní a vzájemně spolu komunikují. Každý ze samostatných programů řeší určitou geotechnickou úlohu.

GEO5 podporuje obecné posouzení pomocí Stupně bezpečnosti, obecné posouzení podle teorie Mezních stavů, posouzení podle Eurokódů EN 1997, včetně Národních příloh, posouzení podle LRFD 2003, LRFD 2012 a posouzení podle národních norem (SNIP – Rusko, GB – Čína).

Dimenzování betonových konstrukcí je prováděno podle souboru norem ČSN EN 1992.

Návrhové přístupy

Prvním důležitým krokem při výpočtu podle Eurokódu je volba návrhového přístupu. Všechny návrhové přístupy počítají se součiniteli redukcujícími zatížení (F – force). Tyto součinitele přenásobují veškeré síly vstupující do výpočtu.

Návrhový přístup 1 dále zavádí redukci parametrů zemin (M – materiál). Tento přístup vyžaduje provést výpočet dvakrát pro dvě návrhové situace (redukuje se buď F, nebo M) a je nutné vybrat nejhorší variantu.

Návrhový přístup 2 zavádí redukci parametrů odporu (R – resistance), která snižuje výsledné vzdorující síly (síly vzdorující, moment na překlopení ...).

Návrhový přístup 3 redukuje parametry zemin (M) a zatížení (F) současně. Rozlišuje zatížení konstrukce (STR) a geotechnické (GEO), které mají různé součinitele.

Součinitelé výpočtu

Programy umožňují zvolit resp. zadat dílčí součinitele výpočtu pro zvolený návrhový přístup. Program obsahuje standardní součinitele podle EN a součinitele podle zpracovaných Národních příloh - všechny součinitele je ale možné také měnit. Dílčí součinitelé výpočtu také mohou být různé pro jednotlivé návrhové situace.

Návrhová situace

Program zavádí návrhové situace ve smyslu EN 1990 – trvalou, dočasnou, mimořádnou a seismickou. Návrhová situace se volí vždy pro fázi budování konstrukce. Návrhová situace určuje, která sada dílčích součinitelů bude použita pro výpočet.

Výpočty základů

V programech se dílčími součiniteli zatížení přenásobuje vlastní tíha konstrukce resp. tíha zeminy nad patkou. Zadávané návrhové zatížení tedy musí být stanoveno v souladu s EN 1990 a EN 1991. U návrhového přístupu 1 se počítá každý zatěžovací stav zvlášť s příslušnými dílčími součiniteli podle zadaného typu výpočtové kombinace.

Návrhy pilot

Návrh pilot je proveden na základě 2.MS (sedání) za použití nelineární teorie (Masopust), která sestavuje zatěžovací křivku za předpokladu, že mezi nulovým zatížením piloty a zatížením, kdy je plně mobilizováno plášťové tření, je závislost sedání vyjádřena pomocí paraboly druhého stupně a pro zatížení větší je závislost lineární.

Použití programu

Systém programů GEO5 je používán pro řešení geotechnických úloh či výpočet zemních tlaků pro následné použití v programech RENEX.

5.3 FINE EC

Charakteristika programu

Programový systém FINE je soubor programů určených pro statické a dynamické výpočty rovinných či prostorových prutových konstrukcí a jejich dimenzování. Řada programů řeší problémy analyticky, část metodou konečných prvků. Veškeré posudky jsou prováděny v souladu s platnými ČSN EN.

6 Zatěžovací stavy a jejich kombinace

6.1 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:

Pozn.:

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)

$$\begin{aligned} &1,1G_{k,j,\text{sup}} + \{1,5Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \\ &0,9G_{k,j,\text{inf}} + \{1,5Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \end{aligned} \quad (\text{výraz 6.10})$$

- b) STR – porucha, o níž rozhoduje pevnost konstrukčního materiálu - tab. A1.2(B)(CZ) -1 (bez geotechnických zatížení)

$$\begin{aligned} &1,35G_{k,j,\text{sup}} + \{1,5y_{0,1}Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \\ &1,00G_{k,j,\text{inf}} + \{1,5y_{0,1}Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \end{aligned} \quad (\text{výraz 6.10a})$$

$$\begin{aligned} &1,15G_{k,j,\text{sup}} + \{1,5Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \\ &1,00G_{k,j,\text{inf}} + \{1,5Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \end{aligned} \quad (\text{výraz 6.10b})$$

- c) GEO – porucha, o níž rozhoduje odolnost základové půdy - tab. A1.2(B)(CZ), A1.2(C)(CZ) (obsahuje geotechnická zatížení)

$$1,00G_{kj,\text{sup/inf}} + \{1,3Q_{k,1};0\} + \{1,3y_{0,i}Q_{k,i};0\} \quad (\text{výraz 6.10})$$

$$\begin{aligned} &1,35G_{k,j,\text{sup}} + \{1,5y_{0,1}Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \\ &1,00G_{k,j,\text{inf}} + \{1,5y_{0,1}Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \end{aligned} \quad (\text{výraz 6.10a})$$

$$\begin{aligned} &1,15G_{k,j,\text{sup}} + \{1,5Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \\ &1,00G_{k,j,\text{inf}} + \{1,5Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \end{aligned} \quad (\text{výraz 6.10b})$$

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

$$G_{k,j,\text{sup/inf}} + \{g_1 A_{Ek}; A_{Ed}\} + y_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.12a/b})$$

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

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

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

- d) Charakteristická

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

- e) Častá

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

- f) Kvazistálá

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

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

- G – stálá zatížení,
- S – geotechnická 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
- y_0 – součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení
- y_1 – součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení
- y_2 – součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení

Zatížení	y_0	y_1	y_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 $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: dopravní plochy; $30\text{kN} < \text{tíha vozidla} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategorie H: střechy	0,7	0,2	0
Zatížení sněhem, stavby umístění $H > 1000\text{m n. m.}$	0,7	0,5	0,2
Zatížení sněhem, stavby umístění $H \leq 1000\text{m n. m.}$	0,5	0,2	0
Zatížení větrem	0,6	0,2	0
Zatížení teplotou (ne od požáru)	0,6	0,5	0

6.2 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 $1,0\text{ kN/m}$ včetně hodnotou $0,5\text{ kN/m}^2$,
- do $2,0\text{ kN/m}$ včetně hodnotou $0,8\text{ kN/m}^2$,
- do $3,0\text{ kN/m}$ včetně hodnotou $1,2\text{ kN/m}^2$.

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 (např.) je spočtena celková tíha příček a podělena plochou a zadána jako plošné stálé zatížení podle skutečnosti.

6.3 Názvy zatěžovacích stavů a kombinací v programu RENEX 3D

Názvy zatěžovacích stavů jsou programem generovány s prefixem, který charakterizuje způsob automatického nakládání s příslušným zatěžovacím stavem v rámci symbolických rovnic podle ČSN EN.

Název zatěžovacího stavu má formát: ABBC_jméno

- A – typ zatížení podle EC (G – stálá zatížení, S – geotechnická stálá, P – zatížení od předpětí (stálá), Q – proměnná zatížení, A – mimořádná zatížení)
- BB – pořadové číslo v typu zatížení A
- C – kategorie proměnných zatížení podle výše uvedené tabulky
- _ – oddělovací znak
- Jméno – uživatelem definovaný název zatěžovacího stavu

Kombinace jsou generovány automaticky podle uživatelem zvolené symbolické rovnice. Název kombinace má opět automaticky generovaný prefix, který umožňuje kontrolu, o jaký typ symbolické rovnice se jedná.

Název kombinace má formát: AABBB_C_jméno

- AA – typ kombinace (pro MSÚ jsou to: TD – trvalá a dočasná, MI – mimořádná, SE – seismická, pro MSP jsou to: CH – charakteristická, CA – častá, KV – kvazistálá),
- BBB – typ porušení dle 6.4.1 jen pro MSÚ (EQU – ztráta stability, STR – porucha, kde rozhoduje pevnost materiálů, GEO – porucha nebo nadměrná deformace základové půdy, FAT – není předmětem této normy, zadává se uživatelsky – viz následující odstavec.
- _C – postup výpočtu, používá se pouze při výpočtech pro MSÚ. U rovnic typu EQU se postupuje vždy podle tab. A1.2(A)(CZ), u kombinací typu STR_1 podle tab. A1.2(B)(CZ) výraz 6.10a a u STR_2 podle tab. A1.2(B)(CZ) výraz 6.10b, u kombinací typu GEO_1 podle tab. A1.2(C)(CZ), GEO_2 podle tab. A1.2(B)(CZ) výraz 6.10a, GEO_3 podle tab. A1.2(B)(CZ) výraz 6.10b, GEO_4 podle tab. A1.2(C)(CZ) + A1.2(B)(CZ) výraz 6.10a. Hodnoty příslušných součinitelů γ jsou uvedeny v následující tabulce. Kombinace typu MI_1 a MI_2 se liší použitím součinitelem γ_1 nebo podle tab. A1.3(CZ) výraz 6.11a/b.

U kombinací pro MSP jsou použity znaky _.

- _ – oddělovací znak
- Jméno – uživatelem definovaný název kombinace

	$\gamma_G -$	$\gamma_G +$	$\gamma_S -$	$\gamma_S +$	γ_Q	γ_P	γ_A
TDEQU__	1,100	0,900	1,100	0,900	1,050	1,200	-
TDSTR_1	1,350	1,000	1,350	1,000	1,500	1,200	-
TDSTR_2	1,148	1,000	1,148	1,000	1,500	1,200	-
TDGEO_1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,300	1,100	-
TDGEO_2	1,350	1,000	1,350	1,000	1,500	1,200	-
TDGEO_3	1,148	1,000	1,148	1,000	1,000	1,000	-
TDGEO_4	1,350	1,000	1,000	1,000	1,5/1,3	1,000	-

Poznámka: Symbol – značí nepříznivý účinek daného zatížení, + příznivý,
Hodnota 1,148 je součinem 1,35*0,85

Ve výpisu popsaná kombinace znamená:

Stavy označené jako stálé zatížení vstupují do kombinace vynásobené uvedeným součinitelem.

Stavy označené jako nahodilé zatížení a nezařazené do skupiny vstupují do kombinace vynásobené uvedeným součinitelem každý samostatně podle toho, zda působí nepříznivě pro definovanou veličinu – vnitřní sílu, deformaci atd.

Stavy označené jako nahodilé zatížení a zařazené do skupiny vstupují do kombinace vynásobené uvedeným součinitelem pouze tehdy, působí-li nejnepříznivěji pro definovanou veličinu – vnitřní sílu, deformaci atd. ze všech stavů ve stejné skupině. Do výsledků jde tedy maximálně jeden zatěžovací stav z definované skupiny.

Symbolickou rovnicí lze tuto kombinaci zapsat následujícím způsobem:

$$\sum_i 1,3 * U_{STALE_i} + 1,5 * \{U_{UZITNE1}; U_{UZITNE2}; 0\} \\ + 1,5 * \{U_{UZITNE3}; U_{UZITNE4}; 0\} + 1,5 * \{U_{UZITNE5}; 0\} \\ + 1,5 * \{U_{UZITNE6}; 0\}$$

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

7 Materiálové charakteristiky

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.

Při posuzování starých konstrukcí je postupováno podle normy ČSN ISO 13822:2005 Zásady navrhování – Hodnocení existujících konstrukcí, Tabulky NC.1 – NC.8. Norma byla nahrazena normou ČSN ISO 13822:2014, ve které však byly tyto tabulky vypuštěny.

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

Značka	EN 206	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	γ [kg/m ³]
C12/15	C12/15	20	1,6	27	2500
C16/20	C16/20	24	1,9	29	2500
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			$10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$

Betonářská 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

Předpínací výztuž podle ČSN EN 1992-1-1, DIN 10458-1:2001-07

Značka	Profil [mm]	f_{pk} [MPa]	f_{pd} [Mpa]	E_s [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

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			$12 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$

8 Komentář ke grafickým výstupům

Fyzikální vlastnosti

Barevnými poli jsou zobrazeny příslušné vlastnosti. Příslušný rozměr (vlastnost) je uveden v paletě. Betony jsou uvedeny v záhlaví, ale všechny konstrukce jsou v PD deklarovány z betonu C30/37.

H – tloušťka prvku v m

Průřezy – je uveden geometrický tvar průřezu a rozměry v mm

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 kN/m^2 .

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 – svislé normálové napětí v základové spáře pod deskou, údaje v MPa

MxD(d) – dimenzovací moment Mx při dolním povrchu desky – viz algoritmus z odstavce 9.2.1, jsou uváděny vždy maximální a minimální hodnoty, údaje v 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.

Horní střední – staticky nutná plocha výztuže u horního líce desky ve směru písmenných os.

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.

9 Soubor použitých norem a literatury

9.1 Řada norem ČSN

ČSN EN 206:2014 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN 73 2401 Provádění a kontrola konstrukcí z předpjatého betonu - [změny a, Z2, Z3, Z4](#)

ČSN 73 2480	Provádění a kontrola montovaných betonových konstrukcí - změna Z1
ČSN EN 13670	Provádění betonových konstrukcí – oprava 1
ČSN EN 1990	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí – oprava 1, 2, 3, 4; změny A1, Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed. 2
ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb – oprava 1; změny Z1, Z2; NA ed. A
ČSN EN 1991-1-2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru - oprava 1, 2, 3; NA ed. A
ČSN EN 1991-1-3	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem – oprava 1; změny A1, Z1, Z2, Z3, Z4, Z5; NA ed. A; ed.2 - změna A1
ČSN EN 1991-1-4	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem – oprava 1, 2, 3; změny Z1, Z2, Z3; NA ed. A, - změna A1; ed.2
ČSN EN 1991-1-5	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou – oprava 1, 2; změny Z1, Z2; NA ed.A
ČSN EN 1991-1-6	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění – oprava 1, 2; změny Z1, Z2, Z3, Z4; NA ed.A
ČSN EN 1991-1-7	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení – oprava 1; změny A1, Z1; NA ed.A
ČSN EN 1992-1-1	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – oprava 1, 2; změny A1, Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed.2 - změna A1, Z1
ČSN EN 1993-1-1	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – oprava 1, 2; změna A1, Z1, Z2, Z3; NA ed.A, ed. 2 – oprava 1, změna A1
ČSN EN 1997-1	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla – oprava 1; změna NA ed. A
ČSN EN 1998-1	Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby – oprava 1, 2; změna A1, Z1, Z2, Z3, Z4; NA ed. A; ed.2 - změna Z1

9.2 Použité podklady a literatura

- [1] Univerzitní zázemí sportu a behaviorálního zdraví, Ostravská univerzita; část 1.D1.1 a 2.d.1.1 - ASŘ, Ateliér Simona - projekce a inženýrská činnost, Výstavní 9, Ostrava – Mariánské Hory, rozpracovaná dokumentace pro provádění stavby
- [2] Inženýrsko – geologický průzkum, Ostrava Černá Louka – OU zázemí sportu a zdraví, Ing. Libor Vlk, Pohoří 789, 725 26 Ostrava – Krásné Pole; 10/2017
- [3] Korozní průzkum, návrh protikoroze ochrany, Sonnek Petr, Volgogradská 101/2508, 703 00 Ostrava; 09/2017
- [4] Univerzitní zázemí sportu a behaviorálního zdraví, Ostravská univerzita; část 1.D1.2.3 Pilotové založení; Čeněk a Ježek a.s.; rozpracovaná dokumentace pro provádění stavby
- [5] Univerzitní zázemí sportu a behaviorálního zdraví, Ostravská univerzita; část 1.D1.2.2 – Ocelové konstrukce, část 2.D1.2.2 – Ocelové konstrukce, Recoc spol. s r.o.

9.3 Použité programy

Programy RENEX - © FEM consulting Brno s.r.o., RECOC, spol. s r.o.,
Preprocesory a postprocesory RECOC-BETON - © RECOC, spol. s r.o.,
FIN - © FINE s.r.o.
Tabulkové procesory Excel, © RECOC, spol. s r.o.

SCIA ENGINEER, Nemetschek Scia s.r.o., 2018

10 Závěr

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.

Hlavní vstupní i výstupní údaje jsou uvedeny v následujících přílohách.

V Ostravě 27.06.2019

Ing. Hana Šeligová
Autorizovaný inženýr pro statiku
a dynamiku stavebních konstrukcí
ČKAIT 1102172

Ing. Petr Škapa

Ing. Zbyněk Kalvoda