



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

NÁVRH BETONOVÉ KONSTRUKCE HOTELU LETNÁ V PRAZE

DESIGN OF CONCRETE STRUCTURE OF THE LETNÁ HOTEL IN PRAGUE

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Jakub Koníček

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

BRNO 2023

Zadání diplomové práce

Ústav: Ústav betonových a zděných konstrukcí
Student: **Bc. Jakub Koníček**
Vedoucí práce: **doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.**
Akademický rok: 2022/23
Studijní program: N0732A260026 Stavební inženýrství – konstrukce a dopravní stavby

Děkan Fakulty Vám v souladu se zákonem č.111/1998 o vysokých školách a se Studijním a zkušebním řádem VUT v Brně určuje následující téma diplomové práce:

1 NÁVRH BETONOVÉ KONSTRUKCE HOTELU LETNÁ V PRAZE **Stručná charakteristika problematiky úkolu:**

Student bude řešit návrh nosné konstrukce z železobetonu. Student bude vytvářen projekt, tj. statický výpočet, výkresy tvaru, výztuže, vizualizaci apod.

Cíle a výstupy diplomové práce:

Pro dané architektonické řešení navrhnete nosnou konstrukci hlavní části objektu. Návrh proved'te min. ve dvou variantách. Podrobněji řešte jednu vybranou variantu.

Proved'te statické řešení konstrukce a nadimenzujte její části: např. základní nosníky, sloupy, základy v rozsahu určeném vedoucím práce. Statickou analýzu proved'te v některém programovém systému pro výpočet konstrukcí (včetně kontroly zjednodušenou metodou).

Vypracujte výkres tvaru, vizualizaci, podrobné výkresy výztuže.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího diplomové práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic) Přílohy textové části:

P1. Použité podklady

P2. Výkresy tvaru a výztuže (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce), vizualizace objektu.

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

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

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Diplomová práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě a pro ÚBZK 1x na CD.

Seznam doporučené literatury a podklady:

Architektonické podklady – situace, půdorysy, řezy.

Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně / Veveří 331/95 / 602 00 / Brno

Platné předpisy a normy (včetně změn a oprav):

ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1 až 7: Zatížení stavebních konstrukcí

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

ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

Literatura doporučená vedoucím diplomové práce.

Termín odevzdání diplomové práce je stanoven časovým plánem akademického roku.

V Brně, dne 31. 3. 2022

L. S.

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc., dr. h. c.
vedoucí ústavuvedoucí práce

doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

Abstrakt

Předkládaná diplomová práce obsahuje návrh vybraných prvků nosné konstrukce kongresového hotelu Letná. Práce se zabývá zejména návrhem přes 20 m dlouhé šestipodlažní vykonzolované části hotelu, která vychází z hmoty budovy nad vjezdové portály tunelového komplexu Blanka. Specifikem celého projektu je navíc nutnost realizovat celou výstavbu zmíněné části bez dotyku země. Zadaný problém byl vyřešen primárně za pomoci dvou dvojic až 3 m vysokých předpjatých betonových nosníků. Jedna dvojice nosníků je navržena nad střešní rovinou a druhá pod rovinou prvního podlaží v konzole. Tahové síly vyvolané ve svislých podporách jsou přeneseny předpjatými sloupy za pomoci stěn. Výstavba bez dotyku země je v návrhu zajištěna pomocí zavěšování na dočasné závěsy. V rámci práce byl řešen hlavní nosník konzoly H1, D1, železobetonové desky daných úrovní tvořící přírubu T průřezu hlavních nosníků, roznášecí stěny, příčné stěny pod přísnými rámy s hlavními nosníky a příslušné sloupy. K řešení této složité na fázích výstavby závislé úlohy bylo využito programů SCIA Engineer 22.0, Idea StatiCa Beam22.0, Idea StatiCa Detail 22.0, PTC MathCad Prime 8 a MS Office 360 Excel 2022.

Abstract

The presented master thesis contains the design of selected elements of the supporting structure of the Letná congress hotel. The thesis deals with the design of a six-storey hotel cantilever over 20 m long, which rises over the entrance portals of the Blanka tunnel complex. Moreover, the specificity of the whole project is the necessity to carry out the entire construction of the mentioned part without touching the ground. The described problem was solved primarily using two double to 3 m high prestressed concrete beams. One pair of beams is designed above the roof plane and the other below the plane of the first floor in the cantilever. The tensile forces induced in the vertical supports are transferred by the prestressed columns and with the help of the walls. Construction without ground contact is carried out using suspension on temporary hangers. In the present thesis work, the main beam of the cantilever H1, D1, reinforced concrete slabs of given levels forming the T-section flange of the main beams, the spread walls, the transverse walls under the transversal frames with the main beams and the respective columns have been designed. SCIA Engineer 22.0, Idea StatiCa Beam 22.0, Idea StatiCa Detail 22.0, PTC MathCad Prime 8, and MS Office 360 Excel 2022 were used to solve this complex construction stage-dependent problem.

Klíčová slova

Předpjatý beton, železobeton, monolitický beton, konzola, předpjaté sloupy, vjezdy do tunelu, postupná výstavba, fáze výstavby, TDA, ztráty předpětí, dočasný pylon, dočasné zavěšování, zavěšená skruž, nelineární analýzy, CSFM, STM, stěna, deska, nosník, bez dotyku země, kongresový Hotel, Letná, vliv následnosti zatížení, T průřez, rám

Keywords

Prestressed concrete, reinforced concrete, monolithic concrete, cantilever, prestressed columns, tunnel entrances, phased construction, construction phase, TDA, prestress losses, temporary pylon, temporary hanging, hanging truss, nonlinear analysis, CSFM, STM, wall, slab, beam, no ground contact, hotel, Letná, effect of load following, T section, frame

Bibliografická citace VŠKP

KONÍČEK, Jakub. Návrh betonové konstrukce hotelu Letná v Praze. Brno, 2023 Dostupné také z: <https://www.vutbr.cz/studenti/zav-prace/detail/143345>. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracoval samostatně a že všechny použité literární zdroje jsem správně a úplně citoval. Diplomová práce je z hlediska obsahu majetkem Fakulty stavební VUT v Brně a může být využita ke komerčním účelům jen se souhlasem vedoucího diplomové práce a děkana FAST VUT.

V Brně 01.2023

Bc. Jakub Koníček:

Poděkování

Rád bych tímto poděkoval vedoucímu mé bakalářské práce doc. Ing. Miloši Zichovi, Ph.D za jeho rady, připomínky, obrovskou ochotu a hlavně trpělivost, se kterou mou diplomovou práci vedl. Velké díky patří i společnosti S-Projekt Zlín, zejména Ing. Přemyslu Gajdošíkovi, jelikož bez příležitostí a zkušeností, které jsem díky nim mohl získat by tato práce jistě nevznikla.



Obsah

1	PRŮVODNÍ ZPRÁVA	9
1.1	POUŽITÉ NORMY A LITERATURA	9
1.2	POUŽITÝ VÝPOČETNÍ SOFTWARE	9
1.3	PODKLADY	9
1.4	POŽADAVEK ZADAVATELE (INVESTORA) A TÍM VZNIKLÁ PROBLEMATIKA	9
1.5	VARIANTY ŘEŠENÍ	10
1.6	POPIS KONSTRUKCE	10
1.6.1	CELKOVÉ ŘEŠENÍ	11
1.6.2	SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE	11
1.6.3	VODOROVNÉ NOSNÉ KONSTRUKCE	12
1.6.4	KONSTRUKCE OCELOBETONOVÉ VESTAVBY PATER UVNITŘ KONZOLY	13
1.7	ZÁKLADNÍ NÁVRHOVÉ PARAMETRY	14
1.8	IDENTIFIKACE RIZIK	14
1.9	ZÁKLADNÍ KONSTRUKČNÍ MATERIÁLY	14
1.9.1	BETON	14
1.9.2	BETONÁŘSKÁ OCEL	14
1.9.3	PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ	14
2	POSTUP VÝSTAVBY	16
2.1	ZHODNOCENÍ MOŽNÝCH POSTUPŮ VÝSTAVBY	16
2.2	VARIANTY POSTUPNÉHO ZAVĚŠOVÁNÍ	16
3	ZATÍŽENÍ	19
3.1	STÁLÁ ZATÍŽENÍ	19
3.1.1	VLASTNÍ TÍHA KONSTRUKČNÍCH PRVKŮ	19
3.1.2	OSTATNÍ STÁLÁ ZATÍŽENÍ	19
3.2	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	20
3.2.1	DYNAMICKÝ TLAK VĚTRU	20
3.2.2	TÍHA SNĚHU NA STŘEŠE	21
3.2.3	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ NA STROPU	22
3.2.4	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ SCHODIŠTĚ	22
4	MODELOVÁNÍ A STATICKÁ ANALÝZA	23
4.1	MODELY VYUŽITÍ PRO ŘEŠENÍ	23
4.1.1	GLOBÁLNÍ MODELY A MODELY PRO FÁZOVANOU A ČASOVĚ ZÁVISLOU ANALÝZU	23
4.1.1.1	Smíšený desko-stěno-prutový model	24
4.1.1.2	Desko-stěnový model betonové konstrukce	24
4.2	LOKÁLNÍ MODELY	25
5	ZÁVĚR	27

1 Průvodní zpráva

1.1 Použité normy a literatura

- [1] ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991 – 1 – 1 Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991 – 1 – 3 Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Zatížení sněhem
- [4] ČSN EN 1991 – 1 – 4 Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Zatížení větrem
- [5] ČSN EN 1991 – 1 – 6 Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Zatížení konstrukcí během provádění
- [6] ČSN EN 1992 – 1 – 1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [7] ČSN EN 1992 – 2 Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [8] ČSN EN 1992 – 4 Navrhování betonových konstrukcí – Část 4: Navrhování kotvení do betonu
- [9] ČSN EN 206 + A1 Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [10] ČSN EN 1994-1 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [11] Fib Bulletin 43 Structural connections for precast concrete buildings
- [12] Fib Bulletin 61 Design examples for strut-and-tie models
- [13] Fib Bulletin 100 Design and assessment with strut-and-tie models an stress field
- [14] Ernst a Sohn Precast concrete structures
- [15] Ernst a Sohn Computational methods for reinforced concrete structures
- [16] ČVUT Praha, Fsv Modelování a vyztužování betonových prvků
- [17] ČVUT Praha, Fsv Betonové vícepodlažní a halové konstrukce

1.2 Použitý výpočetní software

- Nemetschek SCIA Engineer 22.1 Globální FEM analýzy, TDA, posudky dle EC2
- Idea Statica Beam 22.0 FEM analýzy prvků, TDA, posudky dle EC2
- Idea Statica Detail 22.0 Nelin. FEM analýzy prvku, posudky dle EC2
- PTC MathCad Prime 8.0 Analytické matematické výpočty
- MS Excel 2022 Analytické zpracování větších souborů dat

1.3 Podklady

[18] Hotel Letná, Praha 7

Pelčák a partnet architekti

prof. Ing. arch. Petr Pelčák, Ing. arch. Jan Sochor, Ing. Petr Uhrín

- Architektonicko-stavební řešení referenčního projektu – část D1.1.

1.4 Požadavek zadavatele (investora) a tím vzniklá problematika

V rámci diplomové práce má být řešena část kongresového hotelu Letná, specificky se jedná o část objektu mezi osami A-R a 1-4, ještě lépe řešeno mezi osami A-D a 1-4. V této části se nachází velmi náročná inženýrská konstrukce v podobě přes 20 m dlouhé šestipatrové konzoly vybíhající z hmoty hotelového komplexu nad příjezdy a vjezdové portály do tunelového komplexu Blanka.

Jelikož je tunelový komplex Blanka stavbou vysokého veřejného zájmu, je třeba během stavby i životnosti minimalizovat dopad na tuto přilehlou stavbu. S ohledem na podloží, rámový charakter konstrukcí, příslušenství tunelu a další vlivy se předpokládá, že celá výstavba bude muset proběhnout bez dotyku země.

Má být navržena nosná konstrukce zmíněné vykonzolované části hotelového komplexu a dále má být navržen způsob výstavby, kterým by bylo možné ji realizovat bez dotyku země.

1.5 Varianty řešení



Obrázek 1: Perspektiva na vyšetřovanou část konstrukce [18]

Nejprve je třeba podotknout, že snahou řešitele bylo v maximální možné míře ponechat stávající architektonické řešení. To se týká jak dispozice, tak zejména uspořádání obvodového pláště.



Obrázek 2: Zákres variant do perspektivy

Je patrné, že varianty s dlouhými rámy a s úzkými přičlemy procházejícími mezi vysokými francouzskými okny nejsou příliš vhodné. Jako reálné se jeví varianty využívající nosníky s dlouhými převalnými konci, případně návrh konstrukce ve formě vahadla. Jelikož využití vysokých ocelových nosníků pod konzolou zabíhajících do konstrukce a působících jako vahadlo, což bylo také použito v zadávacím projektu, zdá se jako logické vydat se směrem vyobrazeným na obrázku vpravo.

1.6 Popis konstrukce

Popisované řešení je vztaženo k části objektu mezi osami A-R a 1-4

1.6.1 Celkové řešení

Navrhuje se konstrukce půdorysu tvaru obdélníka o rozměrech $143,82 \text{ m} \times 22,4 \text{ m}$ s charakteristickým modulem $2,4 \times 2,4 \text{ m}$. Rozdílný modul je navržen pouze mezi osami 1 a 2, kde je v příčném směru zkrácen na $4,2 \text{ m}$.

Po výšce je konstrukce členěná do celkem osmi etáží, z toho dvě jsou podzemní. Konstrukční výška je proměnná a značně se liší v module po osu K a dále za osou K až k ose R. Mezi osami D až J jsou navržena podzemní patra o konstrukční výšce 4 m , respektive $3,2 \text{ m}$ a $3,85 \text{ m}$. Na podzemní patra uzavřené do vodonepropustné konstrukce bílé vany navazuje přízemí, kde je navržena konstrukční výška $6,4 \text{ m}$. Dále navazují standardní hotelová podlaží, kde je navržena typická konstrukční výška $3,2 \text{ m}$, respektive $3,35 \text{ m}$ v 6. NP. Zvětšená konstrukční výška je poté v 7. NP, kde je konstrukce navržena na výšku dvou typických podlaží a má tak konstrukční výšku $6,4 \text{ m}$. K tomu je přistoupeno proto, aby zde bylo možné navrhnou obslužné mezipatro. V prostoru haly obchodního centra od osy J je situace jiná. Zde je zmenšená konstrukční výška prvního patra (1. PP) na $2,8 \text{ m}$. Významná změna se odehrává nad úrovní $-0,150$. Zde je konstrukční výška zvětšena až na úroveň $9,75 \text{ m}$. Toho je dosaženo ukončením desky 2. NP v této části objektu na ose J. V dalších patrech je výškové uspořádání konstrukce totožné s členěním do osy J.

1.6.2 Svislé nosné konstrukce

Konstrukce je charakteristická příčnými stěnami, které pod úrovní stropu 2. NP, respektive 3. NP mezi osami J až R. Prostorová stabilita je zajištěna dvojicí komunikačních jader, a to mezi osami D-E a 3-4 a na ose P mezi osami 3 a 7. Betonová jádra v příčném směru doplňují relativně masivní betonové příčné rámy se stojkou o rozměru $900 \times 1600 \text{ mm}$. Tyto rámy jsou navrženy na celou výšku konstrukce a mají úlohu podpory pro střešní nosníky H1 a H2 a střešní desku. V osách E, F a G slouží tyto příčné rámy jako ukotvení horního předpjatého nosníku konzoly H1 a jsou navrženy předpjaté jedním devatenácti-lanovým kabelem z oceli Y1860 S7-15,7. Kabel je po výšce 3krát spojován v pracovní spáře. Předpětí je navrženo z důvodu, že v MSÚ vznikala v průřezu stojky nezanedbatelná tahová normálová síla na úrovni až 2800 kN . Pro zachování správného chování konstrukce a bezpečného ukotvení konzoly, bylo také přistoupeno k vytvoření tlakové rezervy. Stojky příčných rámu se pod úrovní $-0,15$, respektive v $-1,15$ se napojují na stěny betonové vodonepropustné vany, které mají v 1. PP šířku 250 mm a ve 2. PP šířku 500 mm .

Charakteristické příčné uspořádání svislé nosné konstrukce se mění v několika etážích. Mezi osami E až J jsou mezi výškovou úrovní $-7,200$ a $+6,020 \text{ m}$ navrženy v osách 2 a 3 železobetonové sloupy S2 o rozměru $450 \times 700 \text{ mm}$. Ty přecházejí v příčné stěny o tloušťce 300 až 150 mm . Stěny s tloušťkou 150 mm mají na volném okraji stěny navržené zesílení na tloušťku 300 v délce 1 m tak, aby bylo zajištěno příznivější působení v protlačení. Stěny šířky 300 mm jsou navrženy na přechodu sloupů na stěny v 2. NP a v 6. NP. Nad úrovní stropu v 6. NP přecházejí příčné stěny ve sloup S4 o rozměru $500 \times 500 \text{ mm}$, který podepírá příčel příčného rámu.

Rozdílné uspořádání je navrženo mezi osami J a R, zde je sloup S3 o rozměrech $500 \times 500 \text{ mm}$ a podpírá trám T1, na kterém leží výše popsané příčné stěny šířky 150 mm zesílené u volného okraje stěny. Uspořádání nad úrovní stropu v 6. NP je poté totožné s přechozím.

Jedinou svislou nosnou konstrukcí, která prochází bez změny členění po celé výšce je stěna v ose D. Ta je navržena po celé výšce s tloušťkou 600 mm a slouží jako roznášecí a kotevní stěna hlavních nosníků konzoly H1 a D1. Před touto stěnou se nachází ještě masivní opěra dolního nosníku konzoly, která má mocnost 2 m a je ukončena stěnou bílé vany v tomto úseku konstrukce. S ohledem k masivnosti stěny lze očekávat nutnost speciálního postupu výstavby s ohledem na vývin hydratačního tepla.

Betonová komunikační jádra se táhnou po celé výšce konstrukce a jsou navrženy se standardní tloušťkou obvodových stěn 500 mm u jádra u osy E, zatímco 400 mm u jádra v ose P. Vnitřní stěny obou jader jsou navrženy s tloušťkou 250 mm.

Všechny svislé nosné konstrukce jsou ukončeny v masivní základové desce tloušťky až 1500 mm u opěry dolního nosníku konzoly.

Prvky mezi osami A až G jsou s ohledem na zapojení do nosného systému konzoly jsou navrženy z betonu C35/45. Prvky od osy G dál již mohou být zhotoveny z betonu C30/37.

1.6.3 Vodorovné nosné konstrukce

Hlavní vodorovnou nosnou konstrukcí jsou dolní a horní nosníky konzoly. Horní nosníky konzoly značené jako H1 jsou 3,06 m nad desku vysoké nosníky mezi osou A až G proměnné tloušťky od 750 do 2730 mm v místě kotvení přepínací výztuže. Tyto nosíky jsou předpnuty dvanácti devatenácti-lanovými kabely z předpínací oceli Y1860 S7-15,7 s tím, že osm lan je napínáno z obou stran a zakotveno standardní kotvou a čtveřice lan je napínána z jedné strany a v ose G zakotvena pasivní (mrtvou) kotvou. Tyto nosíky jsou v osách A, B a G ztuženy příčnický P1a, P2a a P3a o výšce 1500 mm a šířce 860 nebo 500 mm. Příčnický P1a a P2a jsou příčně předepnuty, aby mohly být zachyceny příčné tlaky ve střešní desce. Příčnický P1a je předepnut dvojicí devatenácti-lanových kabelů a příčnický P2a dvojicí sedmi-lanových kabelů. Nosíky jsou spojeny se střešní deskou o tloušťce 260 mm, která je mezi osami C-D a E-F náběhována a přechází v desku o výšce 300 mm, která je navržena mezi osami D-E. V ose D je středový příčnický mezi oběma hlavními nosíky zvýšen na 2 080 mm a je navržena se standardní šířkou příčle příčného rámu, která činí 900 mm. Za osou D jsou již hlavní nosíky konzoly spojeny s příčlemi příčných rámu šířky 900 mm a proměnné výšky od 1 450 po 1 750 mm s ohledem na trasování kabelů. Aby se se tahové síly od zakotvení předpětí nepřenášely dále do konstrukce, jsou svislé nosné konstrukce střechy, ale i dalších podlaží u osy G rozděleny s tím, že tato spára jde konstrukcí až na úroveň $-0,15$. Za osou G pokračuje typická střešní konstrukce, která je charakterizována deskou D4 tloušťky 240 mm obousměrně pnutou do příčlí rámu a podélníků. Příčle příčných rámu zde mají ustálenou výšku 1 360 mm nad desku a jsou navrženy se standardní šířkou 900 mm. Kolmo na ně prochází podélné trámy H2, které mají krom funkce podpory střešní desky především ztužující funkci, kdy v podélném směru distribuují vodorovná zatížení směrem k jádru na ose P.

Vodorovné nosné konstrukce pater jsou tvořeny železobetonovými deskami D5 a D7, charakteristickými primárně podélným pnutím mezi betonové desky a tloušťkou 260 mm. Zvětšení tloušťky desky nastává u desky D7 pouze mezi osami F a G, kde je třeba realizovat zvětšení tloušťky až na 360 mm. Tímto zesílením desky vytváříme prostor pro realizaci svislé spáry u osy G, kde jsou desky vzájemně spojeny na zub. Mezi osami J a R jsou příčné stěny pod úrovní stropu 3. NP podepřeny příčnými železobetonovými trámy T1 o výšce 700 mm a šířce 650 mm podepřenými ve stojkách příčných rámu a sloupem S3 v ose 3. Nejdelší rozpon trámu je tedy cca 12,6 m.

Na desku 2. NP navazuje 260 mm vysoká deska D3 tvořící horní desku nosníku konzoly D1. Tento dolní nosník konzolky je navržen s výškou 2 800 mm a s proměnnou šířkou z 800 do 2 730 mm. Nosník je předpjatý pomocí devíti devatenácti-lanových předpínacích kabelů z oceli Y1860 S7-15,7. Všechny kabely jsou oboustranně napínány a ukončeny standardní kotvou. Kotvení probíhá v osách A a D, kde jsou po přechodu skrze masivní opěru nosníky D1 ukončeny ve stěně tloušťky 600 mm. Tyto nosníky jsou v osách A, B a G ztuženy příčnický P1b, P2b a P3b výšky 1 500 mm a šířky 860 nebo 500 mm. Příčnický P1a a P2a jsou příčně předepnuty, aby mohly být zachyceny příčné tlaky ve střešní desce. Příčnický P1a je předepnut dvojicí devatenácti-lanových kabelů a příčnický P2a dvojicí sedmi-lanových kabelů. S ohledem na masivnost nosníků D1 zejména v oblastech kotevní výztuže bude zřejmě třeba přistoupit ke speciálním technologickým opatřením, pro zabránění poruch během vývinu hydratačního tepla.

Horní a dolní nosník je spojen za pomoci betonového táhla, respektive po předepnutí rozpěry. Předpokládá se čtvercový průřez o rozměrech 860 × 860 mm. Spojení všech prvků má být zajištěno tlakovou rezervou vyvozenou čtveřicí sedmilanových nesoudržných předpínacích kabelů oboustranně napínaných. Tento prvek je možné realizovat několika způsoby, jako například monolitický přímo na stavbě, za pomoci ztuženého bednění, postupné betonáže při zajištění stability a podobně, nebo může být na stavbu dopraven jako prefabrikát. K této variantě se autor výpočtu přiklání, jelikož v nočních hodinách by bylo zřejmě možné autojeřábem montáž provést.

Pod úrovní -0,15 se již nacházejí desky stropů podzemních podlaží tlouštěk 290, respektive 350 a 260 mm. Tyto desky jsou lokálně podepřené a lze očekávat problémy stran protlačení, které zřejmě působí nutnost návrhu zesílených hlavíc sloupu. Tyto desky však nebyly v rámci práce řešeny. To se týká rovněž masivní základové desky, která byla převzata ze zadávací dokumentace.

Prvky mezi osami A až G jsou s ohledem na zapojení do nosného systému konzoly navrženy z betonu C35/45. Prvky od osy G dál již mohou být zhotoveny z betonu C30/37.

1.6.4 Konstrukce ocelobetonové vestavby pater uvnitř konzoly

Vestavba je navržena jako lehká ocelobetonová konstrukce na konstrukční výšku shodnou se sousedními podlažími a moduly 4,2 × 8,4 m, 3,5 × 8,4 m a středním modulem 5,5 × 8,4 m. Vestavba je navržena se sloupy z profilů HE200A v osách A, B a C.

V podélném směru jsou na tyto sloupy připojeny spřažené průvlaky z prolamovaných nosníků o výšce 500 mm z profilů IPE360, které jsou při montáži a betonáži aktivovány pomocí hydraulických lisů, aby byla zvýšena jejich únosnost. Lisy jsou instalovány do třetiny rozpětí a jsou opřeny do sloupů.

Kolmo na průvlaky (v příčném směru) jsou navrženy spřažené stropnice z profilů IPE. Na délku 4,2 m a méně je navržen profil IPE160 pro nejdelší pole délky 5,5 m je navržen profil IPE200. Stropnice jsou navrženy ve shodné rozteči 1 400 mm. Kolmo na stropnice je uložen trapézový plech TR 50/250/0.88, který tvoří bednění pro desku z lehkého betonu C25/28 celkové výšky 150 mm.

Konstrukce je ve směru podélném pomocí šroubovaných spojů připojena ke stěně na ose D. Ztužení v příčném směru je zajištěno pomocí křížových ztužidel v jednotlivých sloupcových osách (ztužidla jsou ukryta ve zdvojených příčkách). Pro snížení hmotnosti jsou ve vestavbě navrženy pouze lehké montované akustické příčky.

1.7 Základní návrhové parametry

- Návrhová životnost 50 let
- Třída následků CC2 dle ČSN EN 1990
- Koroze vyvolaná karbonatací XC1 dle ČSN EN 206-1 + A1
- Třída konstrukce S4 dle ČSN EN 1990
- Upravená třída konstrukce S3 dle ČSN EN 1992-1-1 tab. 4.3N
- Požární odolnost: nebyla specifikována

1.8 Identifikace rizik

- Nekázeň při přepravě a ukládání čerstvého betonu
- Překročení MSÚ a ztráta stability v jednotlivých krocích budování kce.
- **Překročení MSÚ jednotlivých konstrukčních prvků během návrhové životnosti kce.**
- **Překročení MSP jednotlivých konstrukčních prvků během návrhové životnosti kce.**
- Překročení MSÚ a MSP u specifických konstrukčních detailů
- Překročení MSÚ a ztráta stability základového podloží
- Nadměrné případně nerovnoměrné sedání konstrukce

1.9 Základní konstrukční materiály

1.9.1 Beton

S ohledem na to, že povrchy navrhovaných betonových prvků se nachází uvnitř objektu se suchým provozem a nejsou vystaveny přímému působení povětrnosti, není třeba pevnost a složení betonu uzpůsobovat nepříznivým korozním vlivům prostředí.

Beton mezi osou A až G: C35/45 XC1

Beton mezi osou G až R: C30/37 XC1

Pro bílou vanu může být s ohledem na vývin hydratačního tepla použit i beton C25/30.

Beton má být vyroben a zkoušen v souladu s normou ČSN EN 206-1 + A1. Způsoby a technologie provádění mají být ve shodě s normami ČSN EN 13670, ČSN EN 13369, ČSN EN 13225, ČSN EN 13693.

Stupeň XC1 může být použit zejména proto, že se předpokládá exteriérová kapotáž a zateplení, tak aby vznikla jednotná fasáda. Betony nejsou navrženy, jako pohledové. Kapotáž, respektive výstavby předstěn a podhledů je předpokládána i pro interiérové konstrukce

1.9.2 Betonářská ocel

Dle zvyklostí v ČR a s ohledem na dostupný sortiment se výztuž navrhuje z oceli **B500B** dle ČSN EN 10027-1.

Bude-li při stykovaní prutů použito svažování má být provedeno tak, aby nedošlo k poškození (křehnutí) prutů vlivem přehřátí. Svažování musí odpovídat požadavkům ČSN EN ISO 17660-1 a ČSN EN ISO 17660-2.

1.9.3 Přepínací výztuž

Navrhuje se přepínací výztuž z lan **Y1860, S7 – 15,7** dle EN 10138-3.

Geometrie kabelů strany minimální délky přímých úseků za kotvou a minimálních poloměrů zaoblání je přizpůsobena systému dodatečného předpínání VSL. Geometrie je uzpůsobena použitím lisů ZPE-500 až ZPE-750. Všechny na stavbě prováděné postupy musí odpovídat ETA 06/006.

1.9.4 Konstrukční ocel

Jelikož konstrukce nevzdoruje výrazným změnám teplot a s ohledem na sortiment nabízených prvků se volí:

- pro stropnice ocel **S235JR**
- pro průvlaky ocel **S355J1**
- pro plošné tenkostěnné profily **S320GD+ZA**
- pro šrouby ocelového materiálu **8.8.**
- Pro svary ocel **S235JR**
- Pro přídatné plechy a plechy ve spojích ocel **S235JR**

Ocelové konstrukce musí být provedeny dle technické normy ČSN EN 1090-2 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Technické požadavky na ocelové konstrukce. Ocelové konstrukce budou vyrobeny dle výrobní dokumentace dodavatele, v rozsahu stanoveném zde citovanou normou. Kontrola údržba konstrukce během návrhové životnosti má odpovídat ustanovením normy ČSN 73 2604.

2 Postup výstavby

2.1 Zhodnocení možných postupů výstavby

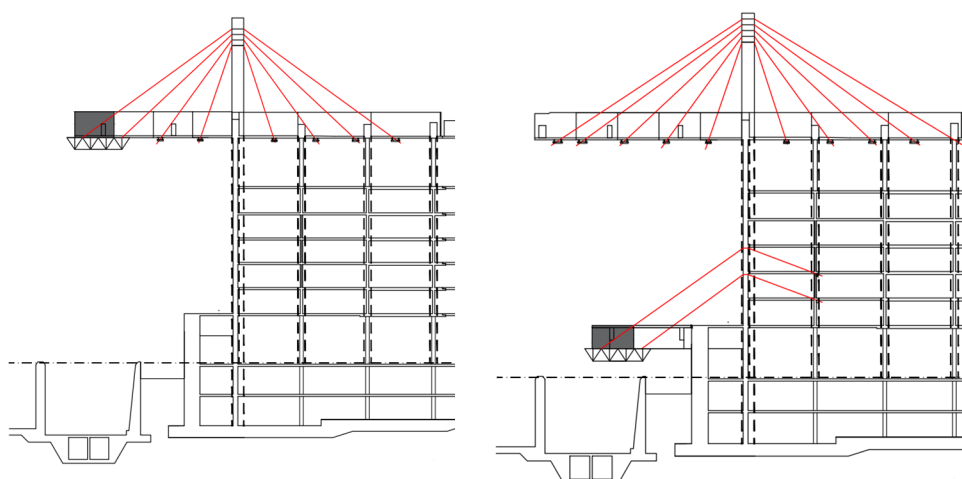
Jelikož ani během výstavby není vhodné konstrukci příslušenství tunelu přitěžovat, je nutné přistoupit v předmětné části konstrukce k postupu výstavby bez dotyku země. Zde běžné postupy využívané v rámci pozemních staveb příliš nenabízejí a poohlédneme se tedy v mostním stavitelství. Nabízí se minimálně hned trojice technologií, které se běžně používají. Jedná se o letnou betonář, vysouvání a dočasné zavěšování.

Začneme u vysouvání konstrukce. Tato technologie se i přes svou relativní oblibu zejména v německém a rakouském mostním stavitelství příliš nehodí. Spíše není díky uspořádání posledního podlaží možná, a to zejména kvůli nedostatku opěrných bodů. Bylo by rovněž třeba prvky ztužit a případně zakotvit. Tím nejdůležitějším však je to, že by nebylo možné hydraulické zařízení kde opřít. V zadní části se sice nachází komunikační jádro, to však leží na okraji dispozice.

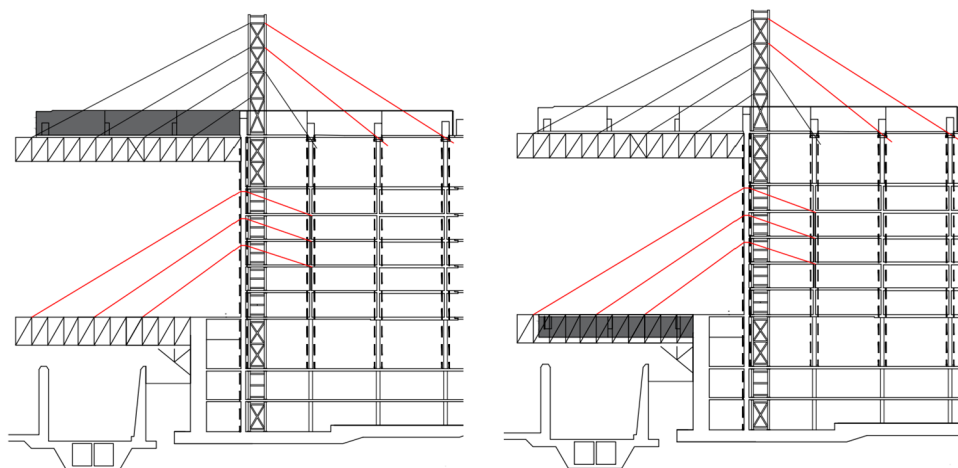
Druhou oblíbenou technologií je letná betonáž s postupným připínáním segmentů. Tato technologie je však relativně náročná na prostor v průřezu. Nejčastěji se používá pro komorové mosty s nesoudržnými kabely spojitosti uvnitř komory. Předchozí větou se snažím naznačit, že uvnitř průřezu je dostatek místa na umístění kabelů jednotlivých fází letmé betonáže. V našem případě však již konstrukce navždy zůstane konzolou a v průřezu není dostatek místa na hlavní nosné kabely a na kabely zajišťující výstavbu.

Třetí možností je dočasné zavěšení. Technologie přivětvává k prostoru uvnitř průřezu (vynesení se koná mimo průřez), která působí rovněž přivětivě s ohledem na čas, kdy je na beton nanášeno zatížení. Její nevýhodou je pochopitelně nutnost budování dočasných konstrukcí. Po prozkoumání variant se, ale tato technologie jeví jako nejvíce reálná, a proto ji v tomto případě použijeme.

2.2 Varianty postupného zavěšování

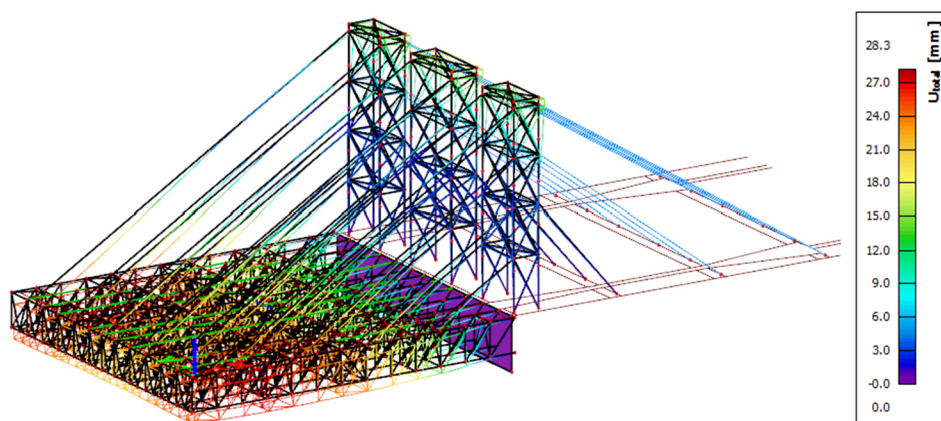


Obrázek 3: Zavěšování po segmentech



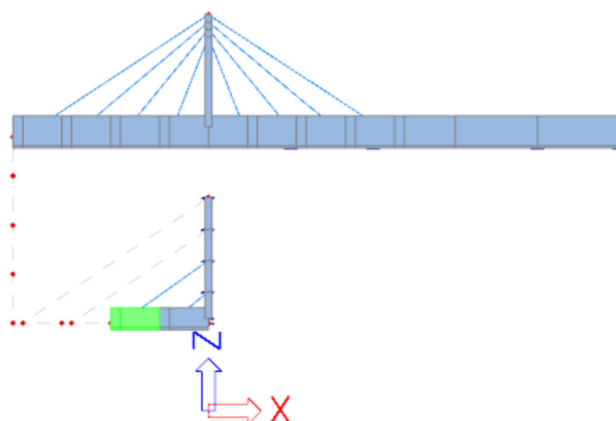
Obrázek 4: Celoplošná zavěšená skruž

Zavěšování je pochopitelně možno provádět po segmentech nebo pomocí zavěšení celoplošné skruže. S ohledem na fakt, že není v průřezu místo na spojování kabelů a na fakt, že celoplošná skruž tvoří lepší podporu konstrukce do aktivace předpětí se autor přiklání spíše k variantě s celoplošnou skruží. Navíc bylo statickým výpočtem ověřeno, že takováto skruž je proveditelná a je možné na ni dostáhnout pouze za pomoci dvou aktivních závěsů deformace menší než 1/1000 rozpětí.



Obrázek 5: Deformace skruže

Na prvcích střechy navíc působí od ukotvení závěsů, síly vyvolávající na konstrukci menší vnitřní síly než ty, které vzniknou během užívání konstrukce.



Obrázek 6: TDA model pro postupné zavěšování segmentů

Zkoumány, ale byli obě možnosti. Zavěšování po segmentech bylo navrženo v maximální možné míře tak, aby došlo k vyrovnání účinků stálých zatížení v daném bodě zavěšení. Nebyla, ale modelována skruž a práce s balastem by práci jistě komplikovala. Nabízí se použití nádrží s vodou a postupné odčerpávání.

Výhodou výstavby na celoplošné skruži je rovněž čas. Předpokládám, že při postupném zavěšování segmentů by celý proces výstavby jednoho segmentu trval cca 10 dní. Takto by muselo být vybudováno dohromady 9 segmentů, což dává délku výstavby cca 90 dní. Pokud by tedy nebyly použity dvě posuvné skruže najednou a betonáže horní i dolní nosné konstrukce by neprobíhali najednou. V takovém případě se dostáváme na 50-60 dní.

U celoplošné skruže by trvalo zřejmě delší dobu vybudovat skruž než samotné provádění nosné konstrukce. Výše zkoumaná skruž byla navržen se svařovaných relativně lehkých trubkových příhradových nosníků výšky 2.8 m ukládaných v rastru po dvou metrech. Min. u horního nosníku konzoly je třeba počítat s dvojestupňovou betonáží, kdy nejprve bude vybetonována deska a následně zbylé nosníky, Tomu je odpovídajícím způsobem upraven i výztužný koš nosníku. Konzervativně se zde očekává celková délky výstavby cca 40 dní.

Obě varianty postupu výstavby je možné si prohlédnout v rámci přílohy P4.

Po zavěšení hlavních nosníků nastává nejošemetnější část výstavby s to vytvoření táhla/rozpěry mezi oběma úrovněmi hlavní nosné konstrukce. Ze tří variant, které se nabízejí, což jsou betonáže na místě v celku nebo po částech s nějakou stabilizací během výstavby a dovezení celého kusu na stavbu, jako prefabrikátu. Autor se přiklání spíše k této variantě, jelikož působí z pohledu provádění jako nejvíce bezpečná. Prefabrikát by bylo možné vložit a montážně přivařit. Pochopitelně relativně složitým procesem by byla instalace prvku na místo. Autojeřáb s dlouhým ramenem by musel dorazit v noci, prvek nasvislo zvednout a následně by bylo nutné jej pomocí navijáků na úrovni horní i dolní nosné konstrukce dostat na místo. Po zavaření montážních svarů by již prvek byl liž schopen v dané fázi působit. Přesnou velikost prvky by před prováděním bylo třeba zaměřit na stavbě, tak aby v sobě zahrнула reálnou deformaci konstrukce a prvek byl optimálně dlouhý. Co nejdříve po osazení prefabrikátu je rovněž potřeba provést svislé nesoudržné předpětí pomocí čtveřice sedmilanových kabelů.

Následuje fáze aktiva nosné konstrukce. Ta proběhne předepnutím většiny kabelů a jejich zakotvením (v horních nosnicích 8/12 v dolních 7/9). Ještě před tím se ovšem počítá s napnutím kabelů příčného předpětí v příčnicích P1 a P2. Následovat bude výstavba ocelobetonové vestavby pater uvnitř konzoly. Předpokládá se cca 10-15 dní na výstavbu jednoho patra. Po dokončení třetího patra vestavby nastává jednodenní odstávka, během které budou dopnuty zbylé kabely.

3 Zatížení

3.1 Stálá zatížení

V projektu jsou uvažována stálá zatížení od vlastní tíhy konstrukce, skladby střechy a obvodového pláště, případně vlastní tíhy technologie. V duchu normy se toto zatížení uvažuje jako stálé zatížení s malou variabilitou, a je tedy uvažováno pouze jednou charakteristickou hodnotou G_k , která v tomto případě zastupuje průměrnou hodnotu μ_G .

3.1.1 Vlastní tíha konstrukčních prvků

Vlastní hmotnost je generována výpočetním softwarem na základě známé normové objemové hmotnosti materiálu ρ a tíhového zrychlení g na daném místě zemského povrchu.

$$\rho = 2400 - 2550 \text{ kg/m}^3 \quad \Rightarrow \quad \rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

3.1.2 Ostatní stálá zatížení

POPIS VRTVY	TLOUŠŤKA	OBJEMOVÁ TÍHA	TÍHA VRSTVY
Laminátová podlaha; odolnost AC5,	11.00	4.00	0.04
Tep. Aku. Podložka z Ext Polystyrenu, pevnost v tlaku 99 kPa	2	0.6	0.00
Betonová mazanina, beton C 16/20	60	23	1.38
Separáčn PE folie	-	-	-
Kročeiová izolace, Mineral. Izol, útlum $\Delta Lw=35$ dB	50	1	0.05
Podhled Rigips 4.10.13	-	-	0.24
CELKOVÁ TÍHA		1.97	
Započtení 15% zvětšení tíhy pro uvažování rozvodů elektro a vzt			

SKLADBA PODLAHY 2			
POPIS VRTVY	TLOUŠŤKA	OBJEMOVÁ TÍHA	TÍHA VRSTVY
Keramická dlažba	8.00	20.00	0.16
Tep. Aku. Podložka z Ext Polystyrenu, pevnost v tlaku 99 kPa	2	0.6	0.00
Betonová mazanina, beton C 16/20	60	23	1.38
Separáčn PE folie	-	-	-
Kročeiová izolace, Mineral. Izol, útlum $\Delta Lw=35$ dB	50	1	0.05
Podhled Rigips 4.10.13	-	-	0.24
CELKOVÁ TÍHA		2.11	
Započtení 15% zvětšení tíhy pro uvažování rozvodů elektro a vzt			

SKLADBA STŘECHY - typická			
POPIS VRTVY	TLOUŠŤKA	OBJEMOVÁ TÍHA	TÍHA VRSTVY
Kamenivo frakce 16-22	50.00	20.00	1.00
Pochranná a hydroizolační folie	-	-	-
Tepelná izolace EPS 100	200	0.4	0.08
Separáčn PE folie	-	-	-
Tepelná izolace spádová EPS 100	100	0.4	0.04
Technologie a fotovoltaika	-	-	1.00
CELKOVÁ TÍHA		2.44	
Započtení 15% zvětšení tíhy pro uvažování rozvodů elektro a vzt			

SKLADBA DĚLÍCÍ PŘÍČKY			
POPIS VRTVY	TLOUŠŤKA	OBJEMOVÁ TÍHA	TÍHA VRTVY
Příčka Rogops 3.41.03 , EI90, Rw 70 dB	250.00	-	0.49
Výška příčky		2.62	
CELKOVÁ TÍHA		1.48	
Započtení 15% zvětšení tíhy pro uvažování rozvodů elektro a vzt			

OBVODOVÁ STĚNA (nenosná vyzdívka)			
POPIS VRTVY	TLOUŠŤKA	OBJEMOVÁ TÍHA	TÍHA VRTVY
Omítka	10.00	18.00	0.18
Tvárnice Ytong 250 mm	250.00	8.00	2.00
Tepelná izolace 120 mm	120.00	0.35	0.04
Omítka	10.00	18.00	0.18
Výška příčky	2.62		
CELKOVÁ TÍHA	6.29		

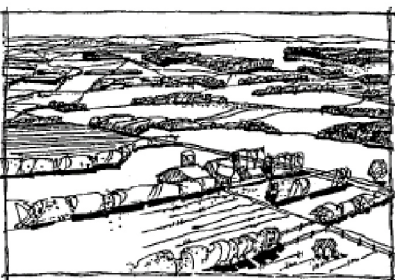
3.2 Proměnná zatížení

3.2.1 Dynamický tlak větru

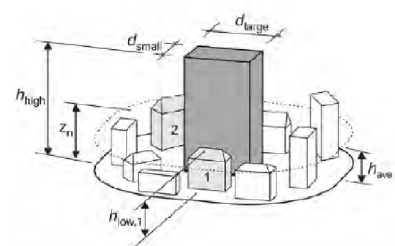
Nahodilý charakter zatížení větrem



Kategorie terénu II



Obestavenost



Rychlost a dynamický tlak větru

Předpoklady výpočtu

$$v_{b,0} := 22 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

$$c_{dir} := 1$$

$$c_{season} := 1$$

$$c_{prob} := 1$$

základní charakteristická rychlost větru
součinitel směru větru dle NA
součinitel ročního období dle NA
součinitel pravděpodobnosti návratu
pravděpodobnost $p = 0,02$ dle NA

základní návrhová rychlost větru

$$v_b := v_{b,0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{prob} = 22 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\rho := 1.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

měrná hmotnost vzduchu dle NA

základní dynamický tlak větru

$$q_d := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.315 \text{ kPa}$$

Střední rychlost větru

součinitel drsnosti terénu

$$z_{min} := 2$$

$$z_e := 33.6$$

$$z_{max} := 200$$

minimální výška dle tab. 4.1

referenční výška

maximální výška dle tab. NA

$$z_e \leq z_{min} = 0$$

NEVYHOVUJE

$$z_{min} \leq z_e \leq z_{max} = 1$$

VYHOVUJE

$$z_0 := 0.05$$

parametr drsnosti terénu dle tab. 4.1

Součinitel terénu (rov. 4.5)

$$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{0.05} \right)^{0.07} = 0.19$$

$$c_{r,ze} := k_r \cdot \ln \left(\frac{z_e}{z_0} \right) = 1.237$$

Součinitel orografie

$$c_{o,ze} := 1$$

Střední rychlost větru

$$v_{m,ze} := v_b \cdot c_{o,ze} \cdot c_{r,ze} = 27.213 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

Maximální dynamický tlak pro součinitel orografie roven 1

Součinitel expozice

$$c_{e,ze,1} := c_{r,ze}^2 \cdot c_{o,ze}^2 + 7 \cdot k_r \cdot c_{r,ze} \cdot c_{o,ze} = 3.175$$

$$c_{e,ze} := c_{e,ze,1} = 3.175$$

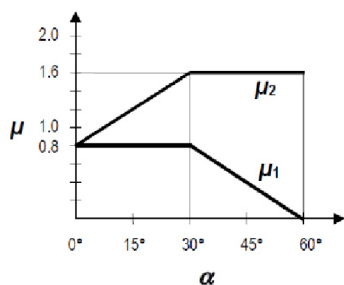
Součinitel expozice

$$q_{p,ze} := q_d \cdot c_{e,ze} = 0.999 \text{ kPa}$$

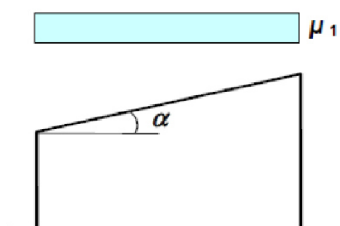
3.2.2 Tíha sněhu na střeše

Sněhová oblast I

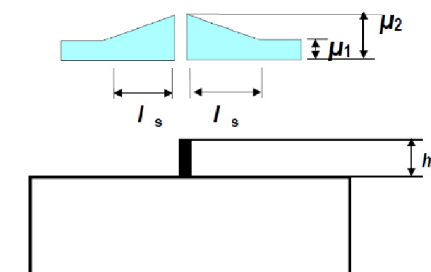
Tvarový součinitel střechy



Tvarový součinitel pultové střechy



Tvarový součinitel snih u překážky



$$\alpha := 3^\circ$$

$$S_k := 0.7 \text{ kPa}$$

sklon střechy

charakteristická tíha sněhu dle mapy sněhových oblastí

Charakteristická tíha sněhu na střeše

$$c_e := 1$$

součinitel expozice dle tab 5.1

$$c_t := 1$$

chráněný typ krajiny

tepelný součinitel

pro tepelně izolované střechy

$$\mu_1 := 0.8$$

tvarový součinitel střechy

Případ I.

$$S_{I1} := \mu_1 \cdot c_e \cdot c_t \cdot S_k = 0.56 \text{ kPa}$$

Případ II.

Tvarový součinitel střechy pro návěj

$$h_1 := 3.2 \text{ m}$$

Výška podélného trámu

$$b_1 := 16.4 \text{ m}$$

Max. šířka mezi trámy

$$h_2 := 1.6 \text{ m}$$

Výška příčle rámu

$$b_2 := 8.4 \text{ m}$$

Vzdálenost rámtů

$$\gamma := 2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

Objemová tíha sněhu

Délka dosahu návěje

$$l_{s1} := \min(2 \cdot h_1, 15 \text{ m}) = 6.4 \text{ m}$$

Délka dosahu návěje

$$l_{s2} := \min(2 \cdot h_2, 15 \text{ m}) = 3.2 \text{ m}$$

Tvarový součinitel pro návěť snih

$$\mu_{2,1} := \min\left(\frac{\gamma \cdot h_1}{S_k}, 2\right) = 2$$

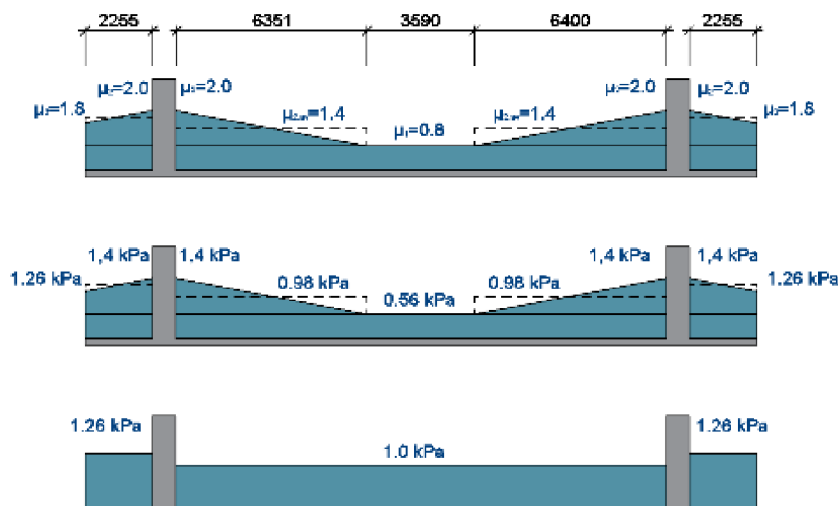
$$\mu_{2,2} := \min\left(\frac{\gamma \cdot h_2}{S_k}, 2\right) = 2$$

Charakteristická tíha sněhu na střeše

$$S_{II,1} := \mu_{2,1} \cdot c_e \cdot c_t \cdot S_k = 1.4 \text{ kPa}$$

$$S_{II,2} := \mu_{2,2} \cdot c_e \cdot c_t \cdot S_k = 1.4 \text{ kPa}$$

Rozdělení zatížení sněhem na střeše





3.2.3 Proměnné zatížení na stropu

Užitné zatížení skladováním – kat. B

$$q_{1,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

3.2.4 Proměnné zatížení schodiště

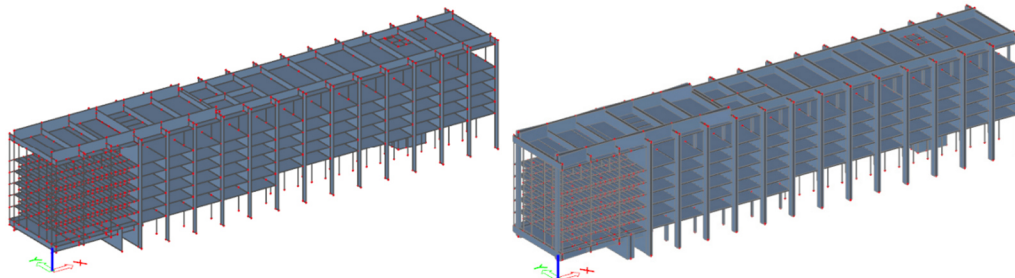
Užitné zatížení kat. C

$$q_{1,k} = 5 \text{ kN/m}^2$$

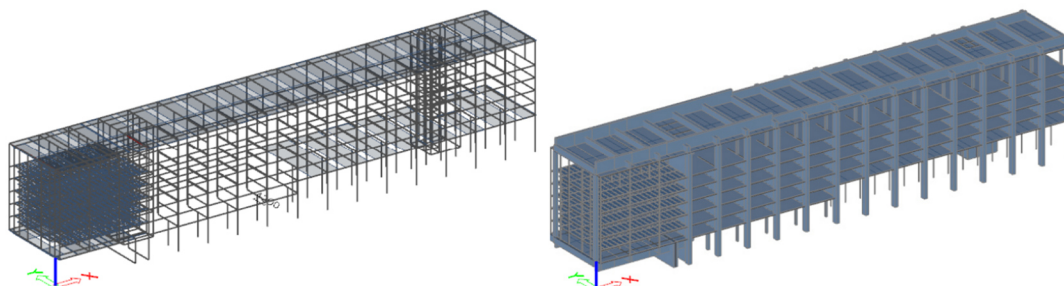
4 Modelování a statická analýza

4.1 Modely využití pro řešení

4.1.1 Globální modely a modely pro fázovanou a časově závislou analýzu

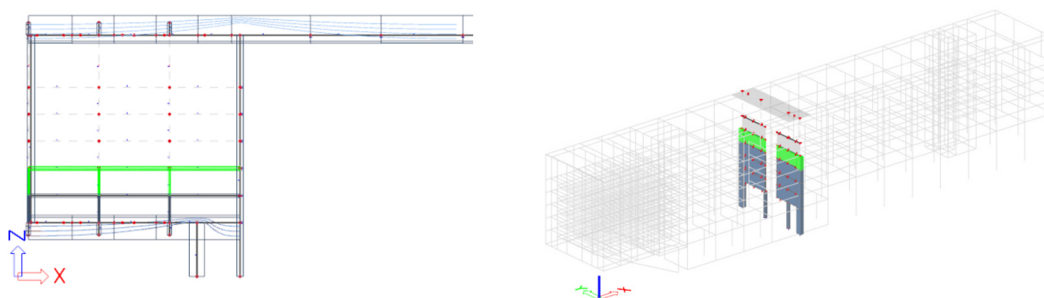


Obrázek 7: Globální desko-stěnový model



Obrázek 8: Globální desko-prutový model

Pro výpočet chování konstrukce jako celku bylo vytvořeno množství modelů. Konkrétně 7 prostorových desko-stěnových modelů, které zachycovaly postupně jednotlivé fáze výstavby a provozu konstrukce. Tyto modely nahradily původně používanou sedmici desko-stěno-prutových modelů. Pro obě varianty navíc vznikl i fázovaný prostorový model, kdy byla snaha zachytit problematická místa, u kterých je vliv následnosti kritickým faktorem. V tomto případě mluvíme zejména o sloupech podepírajících stěny a podobně, kde redukce stěnových tuhostí vlivem fází výstavby vede ke značnému zvýšení sil ve sloupech.

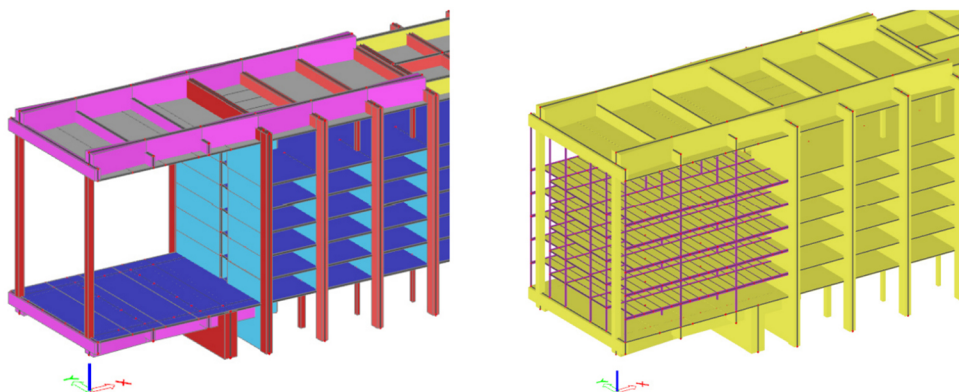


Obrázek 9: Model pro TDA (24 fází) a prostorový fázovaný model

V globálních prostorových modelech byly účinky předpětí vyvozeny použitím ekvivalentních zatížení. Ty byly sestaveny dle obecných teoretických zásad na základě předpokládané geometrie kabelů. Aby bylo možné definovat sílu od předpětí působící v jednotlivých fázích výstavby a životnosti, byla vytvořena trojice modelů rámového výseku nosné soustavy konzoly, na kterých byla provedena TDA analýza. Víceero modelů pro TDA vzniklo zejména s ohledem na více možností postupu výstavby. Tímto způsobem bylo možno stanovit předpínací sílu a obecně účinky pro předpětí v každé jednotlivé fázi výstavby a provozu. Zde možná ještě pár slov k tomu, proč byly výsledky takto přenášeny mezi modely. Krom obecné potřeby zkoumat působení předpětí na další konstrukční prvky a konstrukci jako celek šlo rovněž o to, že původně byly nosníky a konzoly nesymetrické. Bylo třeba zkoumat prostorové natočení a nerovnoměrnou deformaci. Po eliminaci tohoto problému narovnáním spodní opěry byl tento přístup s ohledem na fázi rozpracovanosti ponechán.

4.1.1.1 Smíšený desko-stěno-prutový model

Jedná se o smíšený konečně prvkový výpočetní model, ve kterém jsou využity jak prutové, tak desko-stěnové prvky. Pro modelování byly použity rovinné lineární (pouze koncové uzly) prutové prvky přenášející všechny vnitřní síly. Pro modelování desek a stěny byly použity čtyřúhelníkové lineární (uzly pouze ve vrcholech) desko-stěnové konečné prvky. Modelu jsou zadány okrajové podmínky dané vetknutím v patě svislých nosných prvků. Pro výpočet byla využita deformační varianta metody konečných prvků, při minimálním dělení prutů na 20 prvků mezi vnitřními uzly a při maximální velikosti hrany plošného prvku 350 mm. Modelování i výpočet proběhl ve SCIA Eng. 21.1 a 22.1. Tam, kde bylo třeba pro další analýzy, byla 2D síť zjemněna pomocí komponenty "plošné zjemnění sítě". Pro modelování byly využity i některé další funkcionality programu, a to zejména funkce žebro, která na pozadí automaticky spojí žebro s vybranou deskou a výškové prvky osadí do požadované excentrické polohy. Na tuto funkcionalitu jsou navázány i další výsledkové funkce. Krom toho bylo pro nanesení zatížení větrem využita funkce zatěžovací panel. Na zatěžovacím panelu byly následně přímo zadány parametry pro generování zatížení větrem.



Obrázek 10: Hlavní nosná konstrukce a rozdělení materiálů (žlutě beton, fialově ocel)

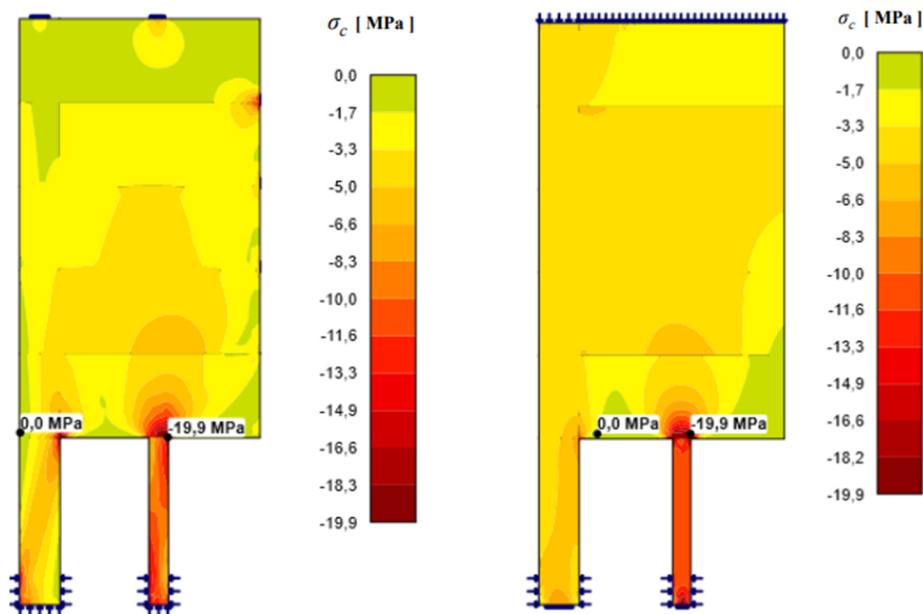
4.1.1.2 Desko-stěnový model betonové konstrukce

Jak již bylo naznačeno výše, původně byla konstrukce modelována více smíšeným modelem. V další fázi bylo přistoupeno k úpravě modelu a nahrazení většiny prutových prvků pomocí ekvivalentních desko-stěn. Jednoduše lze říct, že byly vymodelovány jejich střednicové plochy. K vytvoření těchto modelů došlo zejména, kvůli snaze ještě lépe a přesněji pozorovat deformaci vysokých hlavních nosníků a jejich interakcí s příčnými. Rovněž je o něco jednodušší vnášení účinků předpětí na konstrukci. Pro modelování byly použity již výše zmíněné

čtyřúhelníkové lineární (uzly pouze ve vrcholech) desko-stěnové konečné prvky. Plochy (stěna a desky) jsou krom osy dilatace k sobě tuze připojeny ve vnitřních hranách. Pro základní výpočet je konstrukce nadělena na síť konečných prvků s délkou hrany prvku 350 mm. Tam, kde je třeba přesnější výsledky a tedy i jemnější dělení sítě, je využito plošné zjemnění sítě. Potřebná velikost sítě pro podrobnější analýzy na 2D prvcích je dána na základě výpočtu potřebné velikosti sítě, který nabízí program SCIA (více např. výpočet stropních desek). Okrajové podmínky jsou nastaveny shodně se smíšeným modelem a konstrukce je tedy podepřena tuhým podepřením v patě svislých prvků. V okamžiku, kdy bylo potřeba vyšetřovat reprezentace prutových prvků, jako například u hlavních nosníků, příčných rámu a podobně, byla použita komponenta integrační dílec. Ta umožňuje integrovat napětí, respektive 2D vnitřní síly z určeného objemu do 1D vnitřních sil. Tato funkcionality je v programu SCIA k dispozici od verze 19 a již roky v programu Dlubal RFEM pod názvem výsledkový nosník a je tedy léty prověřená.

4.2 Lokální modely

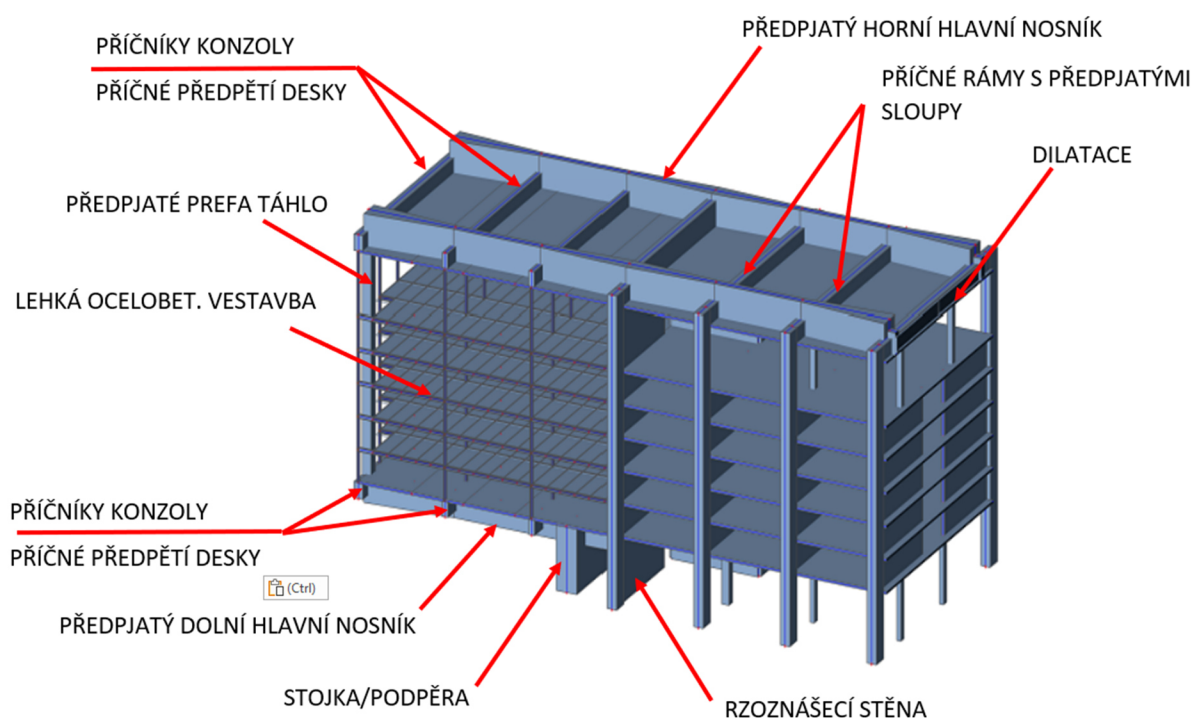
Zejména v programu Idea Statica detail byla vytvořena řada lokálních desko-stěnových modelů, které byly následně řešeny nelineární analýzou.



Obrázek 11: Ukázka z výpočtu přechodu stěna na sloup

5 Navrhované řešení

KONSTRUKČNÍ SYSTÉM KONZOLY



Celý nosný systém je tvořen sedmi typy prvků. Těmi hlavními jsou předpjaté horní a dolní nosníky konzoly. Vedení kabelů v nich je nastaveno tak, aby před kotevními oblastmi byla příslušná parabola ukončena již v polovině. To má za následek, že na koncích konzol od předpětí nevznikají nežádoucí svíslé síly, které by měly směr konstrukci zatěžující a naopak. V rámci posuzování se podařilo prokázat spolehlivost. V MSÚ ohyb postačovalo u horního nosníku ve většině řezů uvažovat pouze s kabely, respektive s účinky předpětí. Pouze nad roznášecí stěnou musela být do výpočtu vzata i betonářská výztuž. To již úplně neplatilo u nosníku spodního, kde však bylo možné si velmi dobře pomoci vložením výztuže do desky, která působila jako příruba T průřezu. Z pohledu smyku jen na částech nosníků vznikali v MSÚ trhliny. Bylo tedy nutné k tomu uzpůsobit výpočtovou praxi.

Předpjaté táhlo bylo na řešení ne tak složité a bylo třeba zejména posoudit jeho stabilitu při působení normálové síly.

Abyste deska tvořící přírubu T průřezu jednotlivých hlavních nosníků nebyla poškozena vzniklými příčnými tahy bylo navrženo příčné předpětí. To však nebylo vneseno s důvodu prostorového přímo do desky, ale do první dvojice příčníků.

Dalším stěžejním nosným prvkem je roznášecí stěna. Ta slouží jako tlačná podpora horního nosníku a jako tažená podpora nosníku dolního. Zde bylo třeba posoudit zejména dosedací oblasti, stabilitu stěny při interakci N+M a s ohledem na její masivnost i míru potrhání stěny při vývinu hydratačního tepla, která by mohla mít vliv na počáteční únosnost tlačené diagonály nelineárním výpočtu.

Tažené podpory horního nosníku tvoří trojice příčných rámců s předpjatými sloupy. Z pohledu samotného působení nejsou prvky až tak zajímavé. V příčli vzniká ohybový moment cca 5000 kNm, který by zase takový problém v průřezu vydimenzovat. Samozřejmě je třeba

vyztužit nepřímé uložení a rámový roh, ve kterém však nepůsobí plných 5000 kN. Ve stojkách rámu je navrženo předpětí. To je navrženo z důvodu, že v MSÚ vznikali ve stojkách tahové síly na úrovni cca 2500 kN. Autor se v tomto případě rozhodl, zcela zamezit vzniku tahů a jedním devatenáctilánovým předpínacím kabelem zajistil stálý tlak v prvku. Přetížení je navíc s ohledem na masivnost prvku a podepření ve vodorovném směru ne příliš významné.

6 Závěr

V rámci diplomové práce se podařilo nalézt řešení, které umožňuje provést tuto náročnou inženýrskou konstrukci, včetně specifických požadavků na výstavbu. Vyvedením nosné konstrukce mimo interiér bylo uvolněno místo, do kterého by bylo možné umístit ještě jedno patro hotelových pokojů. Narovnáním opěry byla sice narušena jedna z výtahových šachet původní dispozice, žádné jiné zásahy do dispozice nebyly provedeny.

Navržená technologie provádění postupným zavěšováním by před realizací musela být dále koordinována s dodavatelem, zejména by musela být podrobně vyčtena skruž, sedla a ocelové přípravky nutné pro transport sil ze závěsů do konstrukce.

Statically calculation completed 01.2023

Přílohy

Příloha P1: Použité podklady

Příloha P2: Svislé nosné konstrukce

P2.1: Statický výpočet typické sestavy příčných stěn

P2.2: Statický výpočet sloupu S2

P2.3: Statický výpočet sloupu S3

P2.4: Statický výpočet podpěrné stěny konzoly

P2.5: Statický výpočet táhla konzoly

Příloha P3: Vodorovné nosné konstrukce

P3.1: Statický výpočet horního nosníku konzoly

P3.2: Statický výpočet dolního nosníku konzoly

P3.3: Statický výpočet typické stropní desky patra

P3.4: Statický výpočet typické střešní desky

Příloha P4: Výstavba

P4.1: Postup výstavby konzoly varianta A

P4.2: Postup výstavby konzoly varianta B

P4.3: Výstavba vnitřní vestavby

Příloha P5: Výkresová dokumentace

SO01_D12_10: Půdorys dispozice dolní nosné kce.

SO01_D12_11: Půdorys dispozice horní nosné konstrukce konzoly a střechy.

SO01_D12_12: Řezo-pohled osa 2'

SO01_D12_13: Příčné řezy/pohledy na osy E a D

SO01_D12_20: Výkres trasování kabelů horního nosníku konzoly

SO01_D12_21: Výkres trasování kabelů dolního nosníku konzoly

SO01_D12_30: Výkres výztuže horního nosníku konzoly

SO01_D12_31: Výkres výztuže dolního nosníku konzoly

SO01_D12_32: Výkres výztuže táhla/rozpěry

SO01_D12_40: Vizualizace