

**ČESKÉ VYSOKÉ
UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ**



**BAKALÁŘSKÁ
PRÁCE**

**TYPY SPŘAŽENÝCH PREFAMONOLITICKÝCH
BETONOVÝCH STROPNÍCH DESEK**

PRAHA 2019

VYPRACOVAL: JAN KUBÁT
VEDOUCÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE: DOC. ING. JITKA VAŠKOVÁ, CSC.
STUDIJNÍ OBOR: KONSTRUKCE POZEMNÍCH STAVEB



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Kubát Jméno: Jan Osobní číslo: 458838
Zadávací katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: (B3651) Stavební inženýrství
Studijní obor: (3608R008) Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Typy spřažených prefamonolitických betonových stropních desek

Název bakalářské práce anglicky: Types of Composite Concrete Floor Slabs

Pokyny pro vypracování:

1. Souhrn poznatků z literatury. Typy spřažených prefamonolitických stropních desek plných, předem předjatých a vylehčených
2. Návrh a schémata vybraných typů desek včetně porovnání návrhových postupů a vlivů provádění

Seznam doporučené literatury:
dle konzultací

Jméno vedoucího bakalářské práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Datum zadání bakalářské práce: 19.2.2019 Termín odevzdání bakalářské práce: 26.5.2019
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

19.2.2019
Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma „Typy spřažených prefamolitických betonových stropních desek“ zpracoval samostatně pouze s použitím pramenů a literatury uvedených v seznamu zdrojů.

Souhlasím s prezenčním zpřístupněním své práce v Ústřední knihovně Fakulty stavební a Fakulty architektury ČVUT

V Praze dne:.....

.....

Jan Kubát

PODĚKOVÁNÍ

Rád bych poděkoval paní doc. Ing. Jitce Vaškové, CSc. za její odborné vedení, skvělý přístup, užitečné rady a pomoc při zpracování této bakalářské práce.

Anotace:

Bakalářská práce se zabývá porovnáním různých typů spřažených stropních konstrukcí. Obsahem úvodu práce jsou poznatky z literatury a rozdělení základních typů prefamonolitických beton-beton konstrukcí. První část popisuje základní vlastnosti jednotlivých typů a jejich vhodného využití. V další části jsou podrobně rozebrány předem předpjaté panely. Poslední část je věnována návrhu jednotlivých typů v ohledu na jejich provádění, pro vyhodnocení jsou užity konečné průhyby.

Klíčová slova:

Beton, spřažené, prefamonolitické, předpjaté, porovnání, průhyby

Annotation:

The bachelor thesis deals with the comparison of different types of composite floor slabs. The contents of the thesis are findings from the literature and division of basic types of prefamonolithic concrete-concrete structures. The first part of this thesis describes the basic characteristics of each type and description of their suitable use. In the next section, pre-stressed panels are discussed in detail. The last part is devoted to the design of individual types in relation to their implementation, the evaluation is done on the final deflections.

Key words:

Concrete, composite, prefamonolithic, prestressed, comparison, deflection

OBSAH:

1. ÚVOD	7
2. STATICKÉ PŮSOBENÍ PREFAMONOLITICKÝCH SPŘAŽENÝCH KONSTRUKCÍ	8
2.1. SPŘAŽENÍ	8
2.2. POROVNÁNÍ SPŘAŽENÉ A PREFABRIKOVANÉ KONSTRUKCE	8
2.3. ZATĚŽOVACÍ STAVY	9
3. TYPY SPŘAŽENÝCH PREFAMONOLITICKÝCH STROPNÍCH PANELŮ	10
3.1. ŽELEZOBETONOVÉ PANELY, TZV. FILIGRÁNY	10
3.2. PŘEDPJATÉ PANELY	11
3.3. VYLEHČENÉ PANELY	12
3.4. ŽEBROVANÝ PANEL	12
3.5. VÍCESTUPŇOVÁ KONSTRUKCE	14
4. NAVRHOVÁNÍ PŘEDPJATÝCH PREFAMONOLITICKÝCH KONSTRUKCÍ	14
4.1. STATICKÉ PŮSOBENÍ PŘEDPJATÉHO BETONU	14
4.2. NÁVRH	15
4.3. OŠETŘOVÁNÍ BETONU	19
5. MONTÁŽNÍ PODEPŘENÍ	21
5.1. PARAMETRY KONSTRUKCE	21
5.2. DESKA BEZ MONTÁŽNÍHO PODEPŘENÍ	36
5.3. DESKA MONTÁŽNĚ PODEPŘENÁ	41
5.4. VYHODNOCENÍ	44
6. ZÁVĚR	45
7. ZDROJE	46

PŘÍLOHA 1- Doplnění statického výpočtu

PŘÍLOHA 2- Výpočet předpětí

1. ÚVOD

Prefamonolitické stropní konstrukce se vyznačují spolupůsobením plošného prefabrikátu a monolitické části zhotovené přímo na stavbě. Betonový prefabrikát zastává jak nosnou funkci (spodní nosnou výztuž), tak funkci ztraceného bednění. Hlavní výhodou je vysoká variabilita ohledně rozměrů i zatěžování, prefabrikované dílce jsou obvykle velice subtilní. Stropní desku je možno lokálně dovyztužit a to i v průběhu výstavby. Například při realizaci dodatečných otvorů, které nebyly zahrnuty v původním statickém výpočtu.

U spřažených stropů je všeobecně nevýhodou, že nejsou ihned únosné a často vyžadují dočasné podepření v průběhu výstavby. Rozsáhlé užití mokrého procesu dále zkracuje období možného provádění.

Charakteristickým znakem pro prefamonolitické stropní desky je spřahující výztuž. Nejčastěji je tvořená z prostorové výztuže, alternativně jsou využívány smyčky.

Spřažená stropní deska vzniká spřažením dobetonované části a betonového prefabrikátu. Do doby aktivace dobetonávky je veškerá vlastní tíha přenášena pouze prefabrikátem. Pro snížení celkového výsledného průhybu je vhodné, často i nutné, betonový prefabrikát podepřít liniiovými podporami.

Spřažené stropní desky kombinují výhody prefabrikace a monolitické stropní konstrukce. Z prefabrikace přebírají rychlost výstavby, odpadá nutnost bednění. Celková tuhost konstrukce se blíží monolitické.

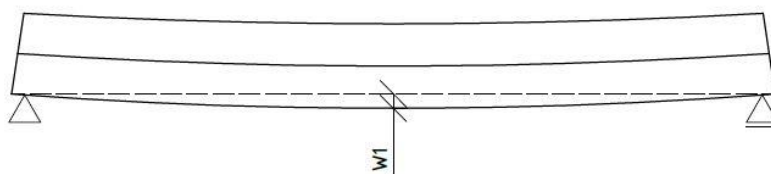
Bakalářská práce se nezabývá prefamonolitickými stropy s nosníky a vkládanými vložkami ať už z keramické či jiné vylehčující vložky.

2. STATICKÉ PŮSOBENÍ PREFAMONOLITICKÝCH SPŘAŽENÝCH KONSTRUKCÍ

2.1. SPŘAŽENÍ

Základní podmínka působení prefamonolitické konstrukce je spřažení. Za spřažení považujeme spolupůsobení dvou prvků na molekulární úrovni. Při plném spřažení za předpokladu užití stejného materiálu lze považovat výsledný „vyzrálý“ prvek za celistvý. V porovnání s železobetonovými prvky je nutné navíc posoudit smykové napětí ve styčné spáře mezi prefabrikátem a nadbetonávkou. Rozlišujeme tři druhy spřažení viz. obr.1.

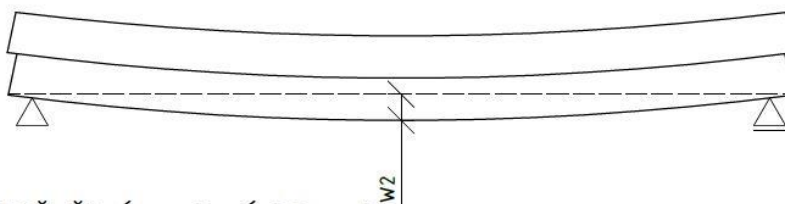
1) PLNÉ SPŘAŽENÍ - BEZ POKLUZU



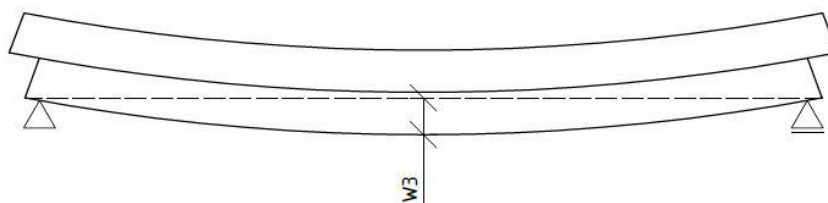
PRŮBĚH PŘETVOŘENÍ:



2) ČÁSTEČNÉ SPŘAŽENÍ - MALÝ POKLUZ



3) NESPŘAŽENÝ - VELKÝ POKLUZ



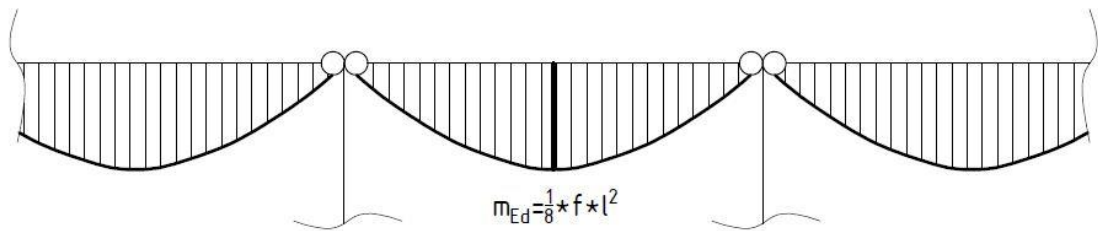
$$W_1 < W_2 < W_3$$

obr.1 Rozdělení spřažených průřezů

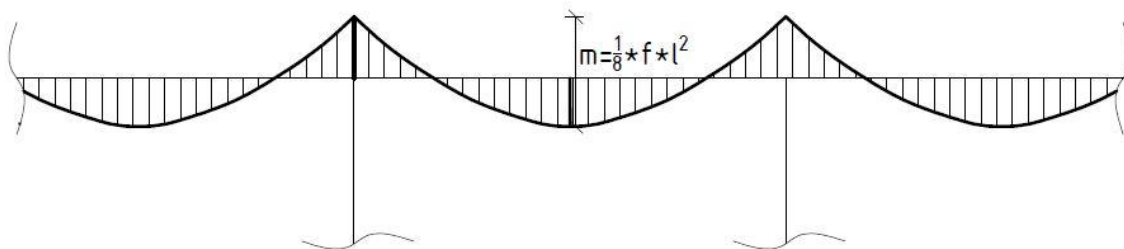
2.2. POROVNÁNÍ SPŘAŽENÉ A PREFABRIKOVANÉ KONSTRUKCE

V porovnání s prefabrikovanou konstrukcí dává nadbetonávka možnost lepšího provázání výztužných prvků nejen při spodním povrchu, ale rovněž i při horním. Výsledná plně spřažená stropní deska se chová jako monolitická, než-li

prefabrikovaná, tj. dochází k přenosu záporných ohybových momentů [obr.2]. Výsledná deska se po zmonolitnění chová jako spojitý nosník. Tím dochází ke snížení maximálních momentů v poli za cenu zvýšení momentů nad podporou, rovněž to pozitivně ovlivňuje výsledný průhyb stropní desky. Celková ohybová a normálová tuhost stropní desky je vyšší.



obr.1 Průběh momentů u prefabrikované stropní desky



obr.2 Průběh momentů u spřažené stropní desky

2.3. ZATĚŽOVACÍ STAVY

Pro správný návrh je nutné vystihnout všechna zatížení a změny statického schématu v průběhu výstavby.

- Vnesení předpětí*
- Odbednění
- Skladování a přeprava
- Ukládání a zrání nadbetonávky
- Finální stav

*- uvažováno pouze v případě předepjatých panelů

3. TYPY SPŘAŽENÝCH PREFAMONOLITICKÝCH STROPNÍCH PANELŮ

3.1. ŽELEZOBETONOVÉ PANELY, tzv. FILIGRÁNY

3.1.1. POPIS

Jedná se o základní druh prefamonolitické stropní konstrukce, ze které vychází ostatní druhy. Tloušťka panelu se pohybuje nejčastěji v rozpětí 50-80 mm, ale nejsou výjimkou panely o větší tloušťce. Šířka panelů je obvykle do 2,4 m. Charakteristickým znakem je vyčnívající prostorová výztuž ve směru rozponu stropní konstrukce. Prostorovou výztuž lze užít k přenesení montážního zatížení, kde je veškerý tlak přenášen pouze prostorovou výztuží a následně slouží jako distanční prvek pro výztuž při horním povrchu. Pokud je nutné užít značné množství výztuže již na montážní stav je možné použít vyšší prvek kdy bude ideální umístění na přenos nadpodporového momentu. Asi nejméně časté je využití pouze jako spřahující prvek, kdy je vrchní prut pouze několik desítek milimetrů nad povrchem prefabrikátu. Deska může být ukončena buď pomocí hladkého čela, nebo s výztuží vyčnívající z čel. Povrchová úprava spodní strany je dána použitým bedněním, tj. nejčastěji ocelová forma dávající hladký, případně pohledový povrch. Povrch horní strany, respektive styčné plochy se navrhuje o různých drsnostech, kdy cílem je dosažení co největší styčné plochy, proto bývá záměrně zdrsňován.

3.1.2. POUŽITÍ

Filigránové panely jsou hojně využívány pro tvarově složité stropní desky. Svou vyšší normálovou a ohybovou tuhostí napomáhají k celkovému ztužení objektu, zejména přenosem vodorovných zatížení v úrovni celé stropní desky, čímž vytváření tuhou stropní rovinu. Systém spřažených stropů je možné spojit i se svislými nosnými konstrukcemi, kdy lze využít dvou vzájemně spojených stěnových panelů pomocí prostorové výztuže, které budou tvořit ztracené bednění. Výsledná konstrukce bude působit jako monolitická.



obr.3 Vhodné užití prefamonolitických stropů [11]

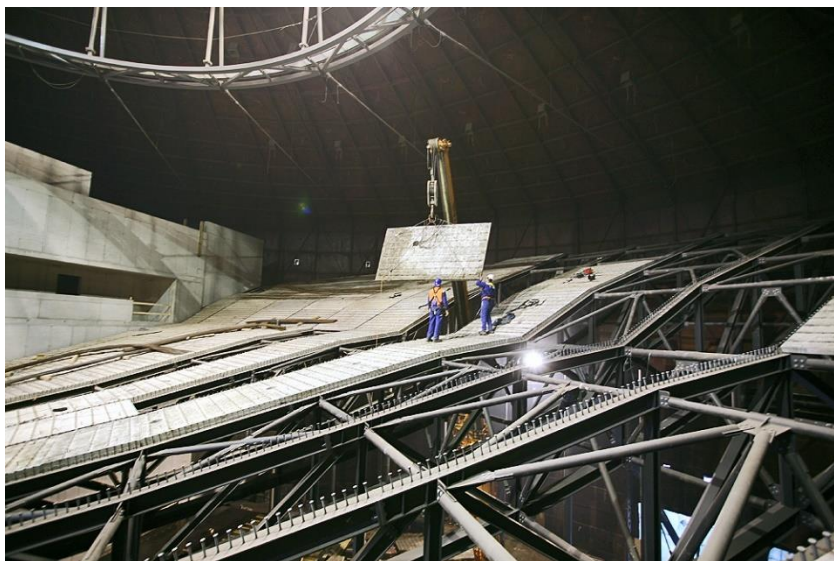
3.2. PŘEDPJATÉ PANELE

3.2.1. POPIS

Pro použití při větších rozponech je možné užít předem předpjaté panely. Předností těchto panelů jsou menší tloušťka deskové konstrukce, tím i méně nadbetonovaného betonu. Celkové průhyby rovněž vycházejí příznivěji. Panely se dělají maximálně do šířky 2,4 m. Obvyklá tloušťka panelů je v rozmezí 60-80 mm (až 120 mm pro vyšší rozpory bez montážního podepření). Typické rozpory jsou mezi 5,0-9,0 m [5]. Není zde užitá prostorová výztuž. Zvláštní péči by měla být věnována transportu a správnému skladování, které musí respektovat napětí od předpětí.

3.2.2. POUŽITÍ

Předpjaté prefamonolitické panely nalézají své využití u konstrukcí, které jsou tvarově složité, tedy při složitějším návrhu architekta usnadňující práci statika. Při rozponu do 7,2 m obvykle není nutné užít montážní podpory [7], což urychluje přípravu betonáže, respektive zlevňuje výstavbu, ve zvláštních případech dokonce poskytuje jedinou efektivní možností pro vybednění [obr.4].



obr.4 Užití předpjatého panelu [10]

3.3. VYLEHČENÉ PANELY

3.3.1. POPIS

Za účelem snížení průhybů stropní desky je vhodné zvýšit tloušťku desky, tím snížit její ohybovou štíhlost. Při zvyšování tloušťky desky přímo úměrně roste i vlastní tíha plné desky. V důsledku toho je nutné navrhnout vyšší vyztužení, nebo desku vhodně vylehčit.

Vylehčení je možno provést pomocí systémových prvků tvořících vzduchové dutiny či vylehčujících keramických vložek, z nesystémových prvků lze užít například pěnový polystyren. Aplikace vylehčujících prvků může být provedena už při výrobě panelů, běžně jsou však osazovány až před ukládáním nadbetonávky. Při návrhu bývá rozhodujícím parametrem smyková únosnost spřažení ve vzniklých trámcích.

3.3.2. POUŽITÍ

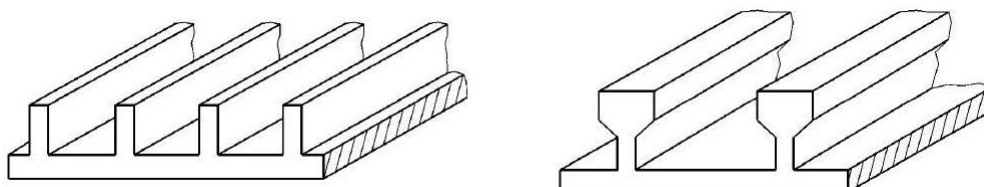
Vylehčené prefamonolitické desky lze užít všude kde lze užít tzv. filigránové panely viz. 3.1.2. Hlavní oblast využití je u konstrukcí s vyššími rozpony, které jsou zatíženy běžnými užitnými zatíženími pro bytové domy. Nevýhoda použití vylehčené desky bývá vyšší konstrukční výška stropní desky.

3.4. ŽEBROVANÝ PANEL

3.4.1. POPIS

Pro zvýšení ohybové tuhosti prefabrikátu je možné přidat ztužující žebra,

na rozdíl od ztužujících žebér užívaných u monolitických stropních desek jsou žebra tvořena obráceným T průřezem [obr.5]. Takto utvořená žebra suplují prostorovou výztuž, dalším efektem je zvětšení povrchu styčné plochy pro přenos smykového napětí. Ze své vyšší konstrukční výšky jsou prefabrikáty tužší a vyžadují méně montážního podepření.



obr.5 Běžně užívané tvary ztužujících žebér [1]

3.4.2. POUŽITÍ

Hlavní oblastí využití žebrovaných panelů jsou stropní desky s vyšším užitným zatížením. Jsou vhodnější do konstrukcí s pravidelným modulem, jelikož svým tvarem neumožňují tvarovou variabilitu. Do ztužujících žebér je možné vložit předpínací výztuž. U konstrukčního systému „VeeSlab“ je možné vytvořit desky do rozpětí až 22 metrů bez užití montážních podpor [13].

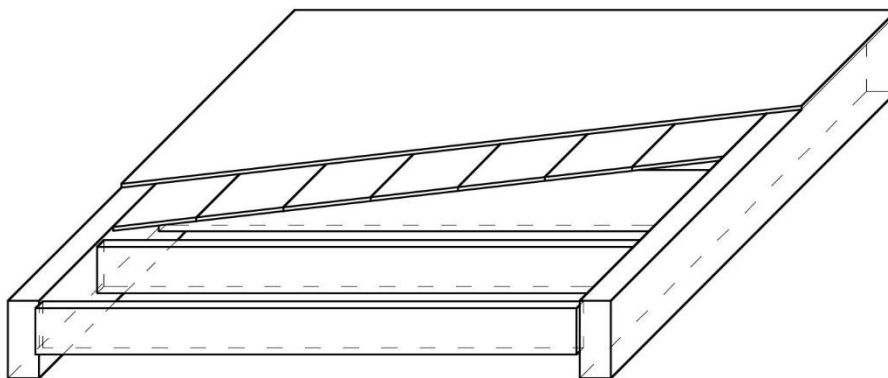


obr.6 Deska VeeSlab [13]

3.5. VÍCESTUPŇOVÁ KONSTRUKCE

3.5.1. POPIS

Speciální příklad využití prefamonolitických konstrukcí jsou vícestupňové konstrukce. Jedná se o montované konstrukce, ve kterých jsou do hlavního nosného skeletu příčně vkládány podpůrné trámy na snížení rozpětí panelů ukládaných na rošt. Jedná se tedy o obdobu trémového stropu utvořeného z betonových prefabrikátů, které jsou následně pro zajištění spolupůsobení spřaženy nadbetónávkou. Do této kategorie lze rovněž zařadit TT nosníkové panely.



obr.7 Schéma vícestupňové konstrukce

3.5.2. VYUŽITÍ

Vícestupňové konstrukce jsou složitější z hlediska provádění, obsahují mnoho složitých detailů pro navrhování. Při správném ekonomickém návrhu jsou schopny ušetřit celkové množství betonu při přenášení stejného zatížení. Hlavní doménou využití jsou parkovací domy kde lze výhodně využít jejich únosnosti a přeneseně také zvětšit rozestupy ve sloupovém rastru.

4. NAVRHOVÁNÍ PŘEDPJATÝCH PREFAMONOLITICKÝCH KONSTRUKCÍ

4.1. STATICKÉ PŮSOBENÍ PŘEDPJATÉHO BETONU

Z pracovního diagramu betonu je patrné že má nízkou tahovou pevnost. U ohýbaných prvků lze oblast předpokládaných tahů vykrýt pomocí záměrného vnesení tlaku. To lze efektivně provést předpětím tažené výztuže. Z důvodu

zvýšeného napětí ve výztuži od předpínací síly, ještě před vznikem napětí od vnějších zatížení je nutné užít výztužnou ocel vyšších pevností, například předpínací lana. Výztužná lana jsou svazky patentových drátů. Dráty se vyrábějí z vysokouhlíkové oceli válcované za tepla, která projde procesem patentování, čímž dojde k zhomogeneizování. Zhomogenizované dráty jsou následně taženy za studena za účelem zvýšení pevnosti. Vzniká tzv. nepopouštěná předpínací výztuž se sníženou tažností a významným reziduálním vnitřním pnutím. V tomto stavu by relaxace lan byla značná, proto bývají lana stabilizována nebo popouštěna.

V případech složitého podepření, nebo celkové nemožnosti montážního podepření je u vyšších rozponů nutno přikročit k užití předem předpjatých panelů. Ve většině případů se bude jednat o tloušťky panelů od 60-120 mm, které budou vyztužené předpínací výztuží. Vzhledem k tloušťce panelu je výztuž vkládána téměř do středu průřezu prefabrikátu a po jejím následném předepnutí bude působit v jádře průřezu před zmonolitněním, po plném zmonolitnění bude výztuž působit na tažené straně průřezu.

4.2. NÁVRH

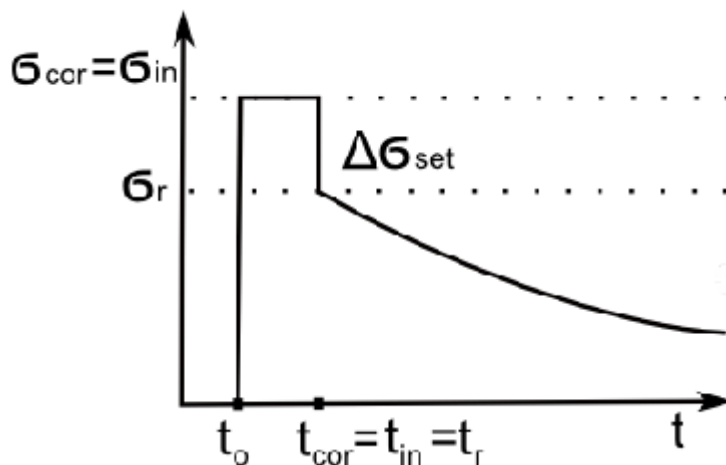
Pro ilustrační příklad byla zvolena konstrukce, která odpovídá nejčastějším parametrům zadání pro podobné konstrukce. Pro správný návrh konstrukce a statický výpočet je nezbytné sestavit co možná nejpřesněji časovou osu daného dílce po celou dobu jeho životnosti. Každý bod časové osy se projeví přímo či nepřímo na výsledném návrhu. Předpínací výztuž je přímo obetonovaná, a proto je soudržná po celé délce průřezu. Tento fakt je nutné zohlednit při návrhu vyztužení na vykrytí záporných nadpodporových momentů které se v absolutní hodnotě zvýší o moment vzniklý od předpínací výztuže.

4.2.1. VÝROBA DÍLCE

Betonové dílce jsou navrhovány jako předem předpjaté, se soudržností. Výrobě prefabrikátů předchází napnutí předpínací výztuže přes ocelovou formu, které proběhne pomocí předpínacího lisu, který napne výztužná lana na požadované napětí a toto napětí je udržováno po dobu 5 minut ($t_{cor} = 300$ s, obr.8) a následně zachyceno do kotevního bloku. Následně proběhne betonáž prefabrikátu, který bude řádně ošetřován po dobu 5 dní. Po 5 dnech dojde

k přerušení výztuže u kotevního bloku a tím ke vnesení předpětí do prefabrikátu. Výsledné napětí od předpětí bude působit s určitou excentricitou vůči neutrální ose průřezu a bude způsobovat moment který způsobí nadvýšení středu prefabrikátu.

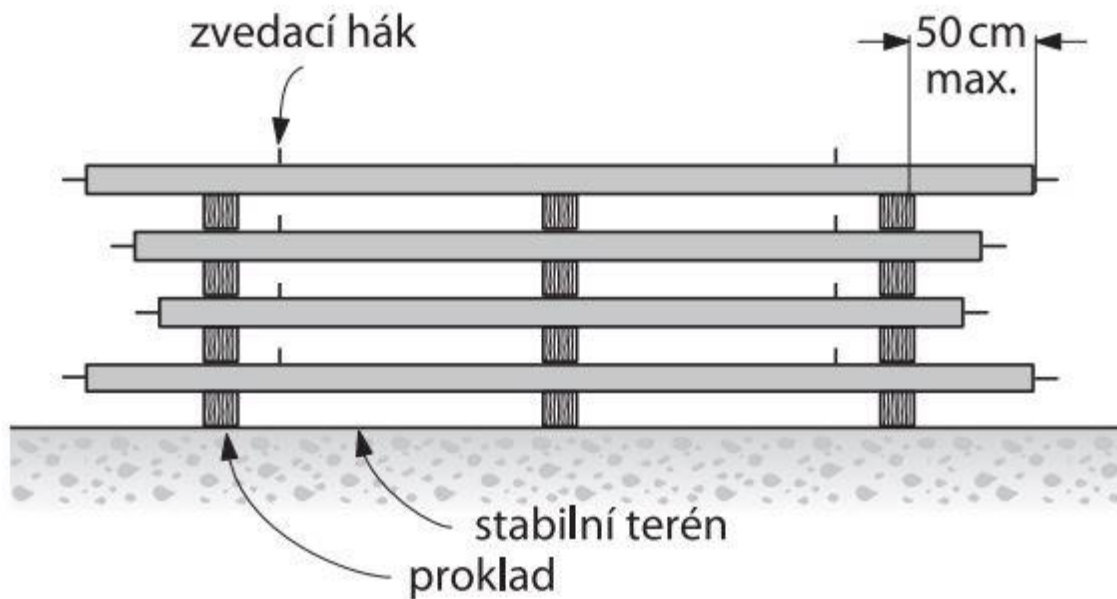
Pokud jsou dopředu známy velké prostupy lze je připravit již ve výrobě. Po uložení čerstvé betonové směsi bude označena předpokládané umístění prostupu a dojde k vybrání betonu. Předpínací výztuž zůstane nepřerušena, během montážního stádia slouží jako bezpečnostní prvek, k jejímu přerušení dojde po vyzrání nadbetonávky.



obr.8 Schéma napětí při předpínání, [12]

4.2.2. ODBEDNĚNÍ A PŘESUN NA SKLÁDKU

K odbednění dojde nejdříve po 5 dnech, spočívá v odstranění prefabrikátu z předpínací dráhy. Na veškeré přesuny je nutné užít výhradně montážní závěsy k tomu určené při využití vahadla. Skládování probíhá na stabilním terénu či jiné zpevněné ploše. Pod prvním a mezi všemi dalšími prefabrikáty musí být uloženy proložky, nejčastěji dřevěné. Poloha proložek musí být ve svislém směru stále stejná, tzn. musí tvořit sloupce, počet sloupců musí být minimálně stejný jako počet předpokládaných montážních úchyťů, při delším skládování lépe více. Prefabrikáty musí být ukládány tak, aby měli maximálně 500 mm volného nepodloženého přesahu viz obr.9.

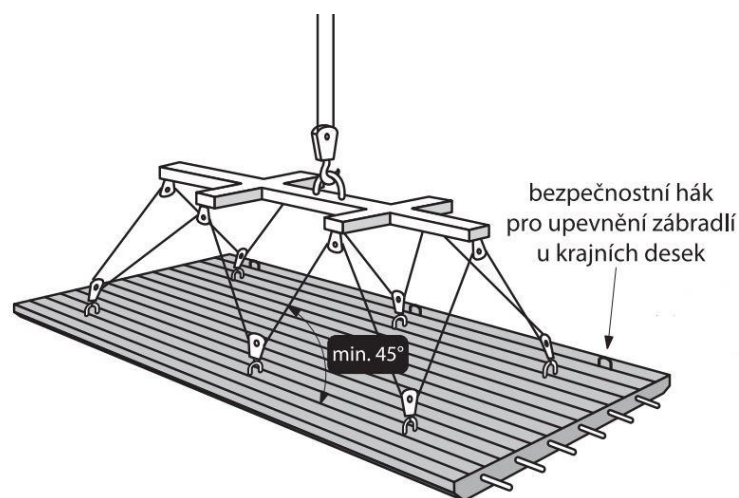


obr.9 Schéma skladování, upraveno [6]

I přes dodržení pokynů pro skládkování betonových prefabrikátů je vhodné posoudit změnu statického schématu s ohlednutím vlivu předpětí, zda nedojde k překročení mezního tahového napětí od nadpodporových momentů a momentu od předpětí.

4.2.3. MONTÁŽ

Montážní stádium začíná od přesunutí prefabrikátů z výroby na stavbu. Ke všem přesunům je doporučeno užití vahadla. Již zmiňovanou výhodou je využití vyšší únosnosti, oproti běžnému prefabrikátu, pro přenesení zatížení od čerstvé nadbetonávky.



obr.10 Správné užití vahadla k přesunu panelů [6]

4.2.4. UKLÁDÁNÍ NADBETONÁVKY

Výpočet zatížení odpovídá ČSN EN 1991-1-6, tj. je uvažována vyšší objemová hmotnost betonu nadbetonávky. Při ukládání je uvažován pohyb pracovníků po prefabrikátu, který se projeví ve zvýšeném užitém zatížení.



obr.11 Předpjaté panely připravené k ukládce nadbetonávky [10]

4.2.5. ZRÁNÍ NADBETONÁVKY

Co nejdříve po vytvarování a zhutnění je nutné začít s ošetřováním betonu, které bylo popsáno dále, konkrétně v kap.4.3. Doba do plného vyzrání nadbetonávky, kdy je pevnost betonu jako návrhová je uvažována jako 28 dní.

4.2.6. PLNĚ SPŘAŽENÁ DESKA

Plně spřaženou desku lze uvažovat jako spojitý průřez. Mechanické vlastnosti jednotlivých materiálů by měly být shodné natolik že by se rozdíl neměl projevit na chování prvku. Základní mechanické vlastnosti jako průměrnou hodnotu pevnosti betonu v tlaku $f_{cm}(t)$ lze odhadnout pomocí vzorce (1)

$$(1) f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm}$$

kde:

$$(2) \beta_{cc}(t) = e^{s * \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)}$$

f_{cm} = průměrná pevnost v tlaku po 28 dnech

s = koeficient zohledňující druh cementu <0,2;0,38>

t = věk betonu ve dnech

Ze vzorce je patrné že kvůli rozdílu stáří betonu prefabrikátu a nadbetonávky nebudou mít nikdy stejnou pevnost, proto je vhodné zavést si zjednodušení kdy si budou pevnosti natolik podobné že je bude možné považovat za shodné. Pro správné stanovení časového rámce není žádné jednoznačné řešení.

V důsledku dlouhodobých ztrát konkrétně ztrát smršťováním a dotvarováním betonu dochází ke zkrácení betonového prefabrikátu. V případě staticky neurčitého systému, například u spojitě desky, by mohlo zkrácení vést ke vzniku tlakové normálové síly ve výztužných prutech. U předpjatých prefabrikovaných panelů tento jev nenastane díky pokluzu spodní hrany prefabrikátu vůči maltovému lóži. V tomto případě i minimální pokluz zajistí, že se deska bude chovat z pohledu předpětí jako staticky určitá.

4.3. OŠETŘOVÁNÍ BETONU

„Cílem ošetřování betonu je dosažení co nejvyšší pevnosti betonu využitím hydratace cementu a nerušené tvorby struktury cementového kamene.“ Převzato a upraveno [8] kap. 9.2. S ochranou betonu je nutno začít co nejdříve po uložení betonu do formy. Hlavním záměrem ošetřování je zajistit dostatečné množství vody pro co možná nejúplnější hydrataci cementových zrn. Lze tak docílit pasivně, nebo aktivně. Pasivní ochranou se rozumí snížení vysoušení povrchu, to je prováděno zakrytím betonu fóliemi, vlhkou tkaninou nebo nástřikem povrchu parotěsnou látkou. Aktivní ochrana spočívá v pravidelném vlhčení betonového povrchu.

4.3.1. SOUČINITEL DOTVAROVÁNÍ

Dotvarování betonu je deformace betonu způsobená přetvořením betonu od zatížení. V našem případě nám na průřez působí více vlivů, které můžeme rozdělit do dvou základních kategorií, vnitřní a vnější. Mezi vnější řadíme zatížení vzniklá od vlastní tíhy materiálů a užitná zatížení. Do vnitřních zatížení řadíme napětí vzniklé od předpětí, případně zatížení vzniklá od nesilových účinků na staticky neurčitých konstrukcích. Vnější vlivy jsou zatížení od vlastní tíhy prefabrikátu a nadbetonávky, tíhy skladby podlahy a užitných zatížení.

4.3.2. SMRŠŤOVÁNÍ

Každý beton se smršťuje. Rozlišujeme dva druhy smršťování – autogenní a plastické.

Autogenní smršťování neboli chemické vzniká z rozdílného objemu hydratačních produktů a nezhydratovaného portlandského cementu a vody vstupující do reakce. V tomto případě se jedná o změnu nevratnou a relativně velkou, běžně se pohybující od 0,7-1,0 mm/m až po 2,5 mm/m při nevhodně zvolených složek směsi. U vysokohodnotných betonových směsí je tato změna v důsledku nízkého vodního součinitele velice malá kolem 0,4 mm/m.

Plastické smršťování je způsobeno vlhkostními objemovými změnami. Nabývání při dotaci vlhkostí, smršťování při vysychání. Změny se projevují až na vyzrálé konstrukci. Jedná se o velice malé a vratné změny. Cyklické smršťování a bobtnání však může způsobit únavové porušení výsledné konstrukce.

Při betonování rozsáhlých betonových desek je nutné vliv autogenního smršťování zohlednit v návrhu desky. Nejvíce se projeví v navržené technologii ukládání a ošetřování betonové směsi. V případech očekávaných velkých autogenních smršťování se navrhuje pás vynechaný při betonáži, který je zalit až po určitém časovém intervalu tzv. smršťovací pás. U rozsáhlých monolitických stěn, například suterénní stěny lze do konstrukce přidat tzv. trhací lišty, které způsobí řízený vznik trhlin.

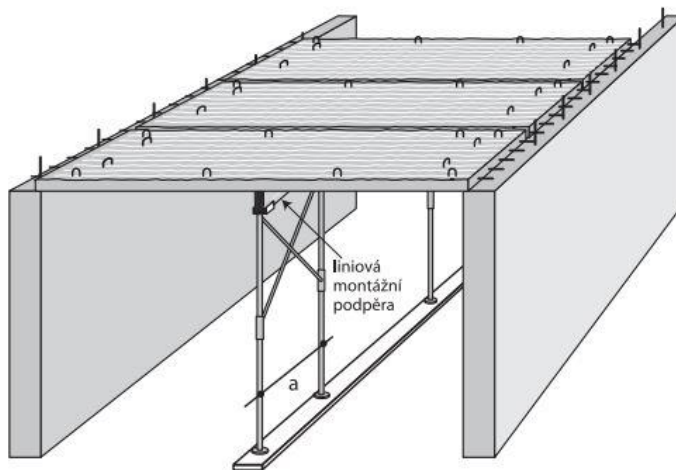


obr.12 Trhací lišta firmy Illichman, [9]

Problémem se smršťováním u prefamonolitických konstrukcí se stává soudržnost s podkladem. Záměrem je dosáhnout co nejvyšší soudržnosti podkladního panelu a nadbetonávky, to má ovšem vliv na velikost smykového napětí ve styčné spáře.

5. MONTÁŽNÍ PODEPŘENÍ

Čerstvá betonová směs v době ukládání do bednění není únosná, proto je často nutné v určitých případech bednění, respektive ztracené bednění během ukládání a zrání nadbetonávky podpírat. Podepření se nejčastěji provádí pomocí liových podpor.



obr.13 Liové montážní podepření [6]

5.1. PARAMETRY KONSTRUKCE

Na vzorový příklad byla zvolena jednosměrně pnutá deska se světlým rozpětím 7,0 m. Užité zatížení je zvoleno jako doporučená hodnota pro plochu kategorie B dle normy ČSN EN 1991-1-1 tab. 6.2, $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$. Skladba podlahy, která je uvažována jako těžká plovoucí podlaha, je uvedena v tabulce tab. 2. Návrhová životnost konstrukce je stanovena na 50 let, tj. 18250 dní. K zatížení od skladby podlahy je uvažováno přitížení lehkým zavěšeným sádkartonovým pohled z protipožárních desek. Vlastní tíha stropní desky je zde vynechána, protože do výpočtu je vnesena užitým statickým programem RIBtec FERMO. Plně spřažená deska, která bude uvažována jako spojitá o 3 a více polích byla posouzena ve statickém programu RIBtec BALKEN. Návrhové momenty pro předběžný návrh vyztužení byly spočteny ve statickém programu SCIA

Engineer 18.1. Výpočet je ve všech případech proveden jako přepočít na jeden běžný metr šířky desky. Časová osa je pro všechny prvky stanovena stejně, vyjma předpjatých panelů, ve kterých je uvažováno navíc s vnesením předpětí.



obr.14 Časová osa

tab. 1 Legenda časové osy

t_0	0. den	Vznik prefabrikátu
t_p	3. den	Vnesení předpětí do prefabrikátu
t_{OD}	7. den	Odbednění prefabrikátu a přesun na skládku
t_1	28. den	Montáž prefabrikátu, ukládání nadbetonávky
t_2	56. den	Vystrojení konstrukce, tj. stropní konstrukce už je považována za vyzrálou a začíná na ni působit plné užité zatížení
t_∞	18250. den	Konec návrhové životnosti prefabrikátu, 50 let.

tab. 2 Tíha skladby podlahy

Zatížení: Skladba podlahy			
Název	tloušťka [m]	γ_k [kN/m ³]	f_k [kN/m ²]
Zátěžový koberec	0,004	-	0,016
Disperzní lepicí tmel	-	-	0
Samonivelační vyrovnávací stěrka	0,006	18	0,108
Roznášecí betonová mazanina	0,05	25	1,25
PE separace	-	-	0
EPS T 4000	0,040	0,12	0,0048
Nosná konstrukce	-	-	-
SDK Podhled	0,0125	2,8	0,035
Celkem:			1,4138 kN/m ²

Tloušťka stropní desky je navržena pomocí empirických vztahů a následně ověřena vymežující ohybovou štíhlostí.

Empirické vztahy:

$$\begin{aligned} h &= (1/30 \sim 1/35) \cdot l \\ &= (1/30 - 1/35) \cdot 7000 \\ &= (200 - 233) \text{ mm} \\ &= 220 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dílčí součinitelé 1/30 a 1/35 se využívány pro spojitě nebo vetknuté desky. Spřažená deska bude působit spojitě.

Materiály:

Beton:

Prefabrikát:

C 30/37
 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Nadbetonávka:

C 30/37
 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Výztuž:

Betonářská:

B500B
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Předpínací:

Y1860S3-9
 $A_p = 50 \text{ mm}^2$

Statically účinná výška průřezu:

$$\begin{aligned} d &= h - c - \varnothing / 2 \\ &= 220 - 25 - 8 / 2 \\ &= 191 \text{ mm} \end{aligned}$$

Výpočet vymezuující ohybové štíhlosti:

$\lambda_{d,tab} = 30,8$	pro vnitřní pole spojitého nosníku
$\lambda_{d,tab} = 26,0$	pro krajní pole spojitého nosníku
$l = 7,0 \text{ m}$	světlý rozpon konstrukce
$\kappa_{c1} = 1,0$	součinitel tvaru konstrukce
$\kappa_{c2} = 1,0$	součinitel rozpětí konstrukce, $l \leq 7,0 \text{ m} \rightarrow 1,0$
$\kappa_{c3} = 1,2$	součinitel napětí tažené výztuže, neznámé vyztužení, uvažováno vyztužení o 20 % vyšší než požadované.

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{d,tab}$$

$$\frac{7000}{191} \leq 1,0 * 1,0 * 1,2 * 30,8$$

$$36,6 \leq 36,9$$

→ **VYHOVUJE** pro vnitřní pole spojitého nosníku, avšak rezerva je

způsobena odhadem vyztužení. Po návrhu vyztužení nutno ověřit.

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{d,tab}$$

$$\frac{7000}{191} \leq 1,0 * 1,0 * 1,2 * 26,0$$

$$36,6 \leq 31,2$$

→ **NEVYHOVUJE** pro krajní pole spojitého nosníku. Průhyb je nutno posoudit výpočtem. K výpočtu průhybu bude užitý statický program.

Návrh obecného vyztužení:

Ve finálním stavu budou mít desky velice podobný průřez, a proto si lze předběžně spočítat množství výztuže potřebné k přenesení zatížení. Pro jednotlivé desky bude tato výztuž ověřena, případně bude přidána další výztuž.

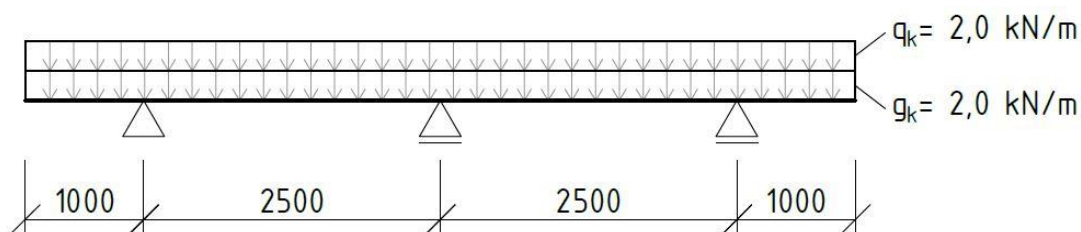
Výsledná deska bude rozdělena na prefabrikát tloušťky 80 mm a dobetonávku tloušťky 140 mm. Celková tloušťka desky je 220 mm.

Schémata konstrukce:

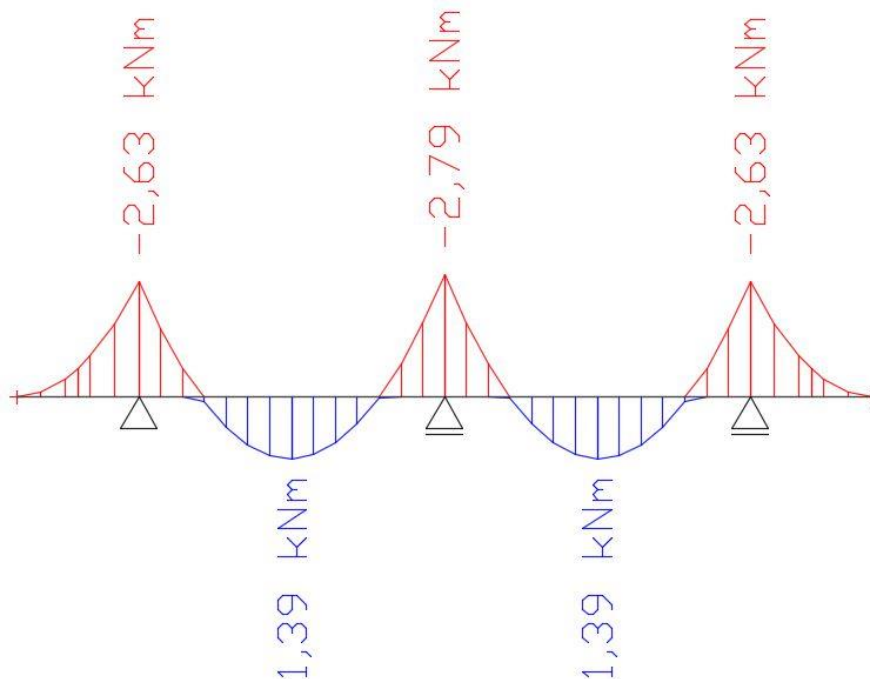
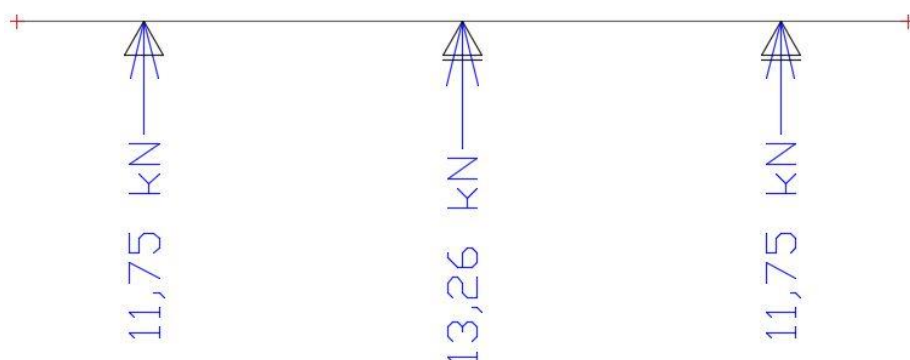
K správnému návrhu ohybové výztuže je nutné správně stanovit maximální hodnotu kladného i záporného ohybového momentu. Proto je nutné sestavit všechny schémata a jejich zatěžovací stavy.

1. Dílenské schéma – odbednění:

K odbednění dojde po 3 dnech od uložení betonu do prefabrikátu, a bude probíhat pomocí vahadla s kolmými závěsy. Plošná soudržnost s bedněním je uvažována jako $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$.



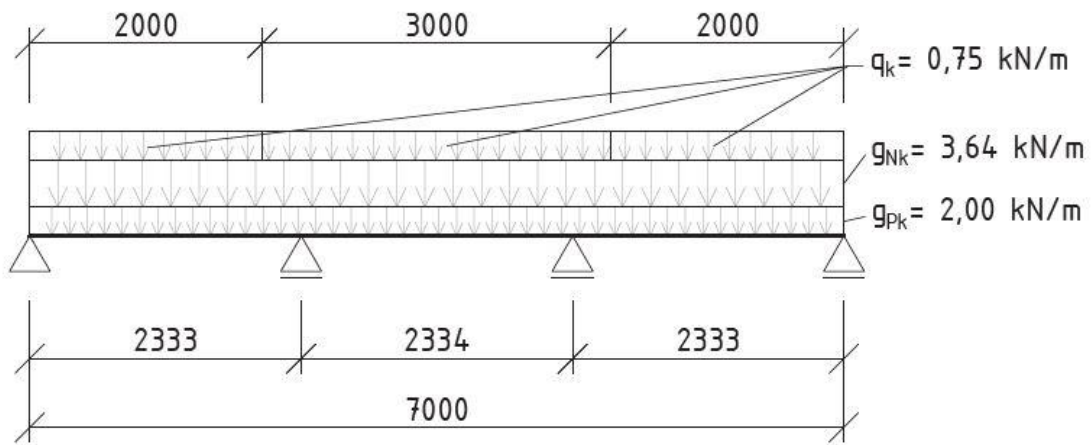
obr.15 Statické schéma konstrukce

obr.16 M_{Ed} – Dílenské schémaobr.17 R_z – Dílenské schéma – pro návrh kotvení úchyťů

Panel je řešen na jeden běžný metr šířky prefabrikátu. Úchyty v podobě zesílení prostorové výztuže, je možné navrhnout až na konkrétní výrobek přesně dané šířky, proto v této práci nejsou dále řešeny.

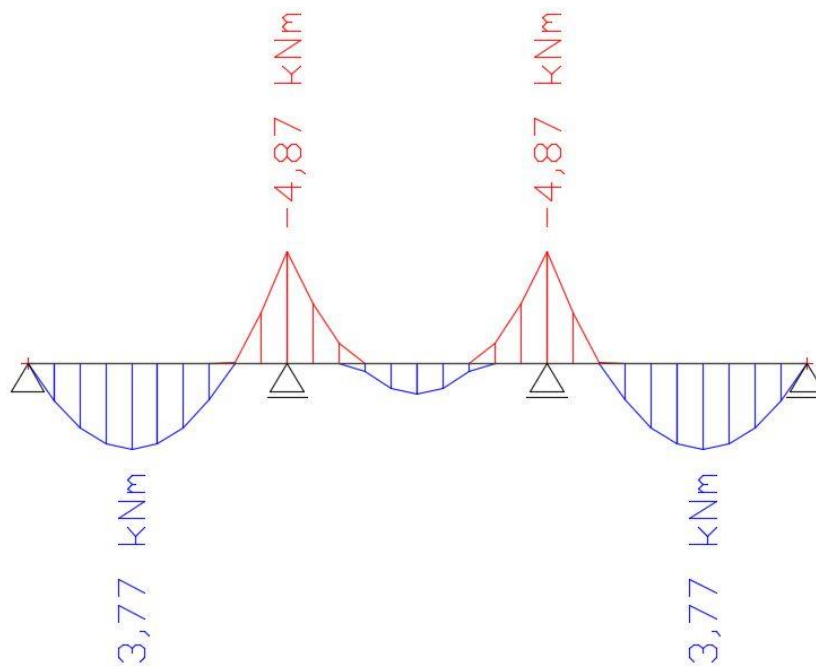
2. Montážní schéma:

Zatížení jsou stanovena dle normy ČSN EN - 1991-1-6- Zatížení při provádění. Tíha železobetonu prefabrikátu je 25 kN/m^3 , pro čerstvou betonovou směs je tato hodnota ještě navýšena o 1 kN/m^3 . Dále je zde uvažováno s užitným zatížením od pracovníků provádějících ukládku čerstvé betonové směsi, a v neposlední řadě je uváženo i vliv hromadění čerstvého betonu uprostřed prefabrikátu – uvažováno 10 % tíhy ukládané nadbetonávky, ne však méně než $0,75 \text{ kN/m}^2$



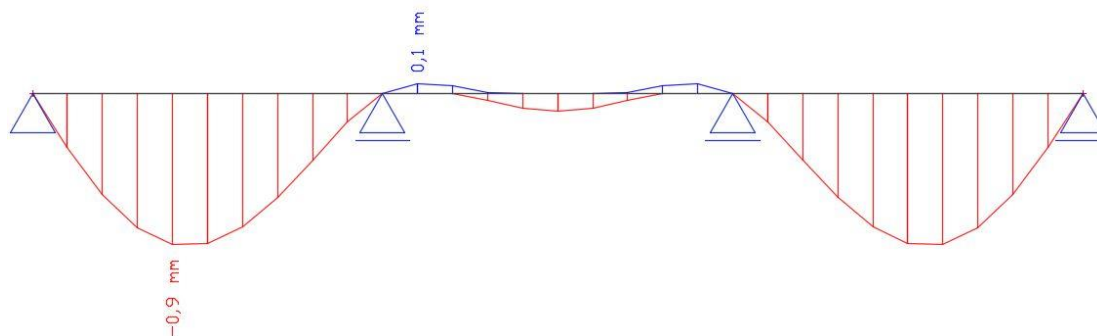
obr.18 Statické schéma v případě užití montážních stojek

Obálka výsledných momentů:



obr.19 M_{Ed} – s montážními stojkami

Poslední sledovanou veličinou byl průhyb prefabrikátu při ukládání nadbetonávky. Časový rámeček, kdy by tento průhyb mohl ovlivnit zatížení výsledné konstrukce je velice malý, a proto byl zde uvážěn pouze lineární přídavek normově závislého průhybu*.



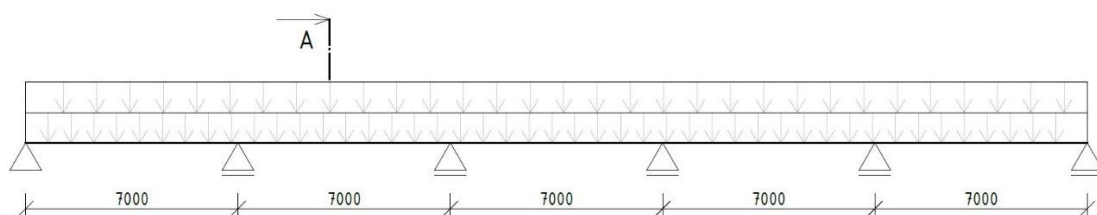
obr.20 Normově závislý průhyb- δ_{lin}

Průhyb δ_{lin} , je menší než jsou výrobní tolerance pro betonové prefabrikáty, není proto nutné uvažovat s přidavkem ke stálému zatížení způsobeného tíhou nadbetonávky.

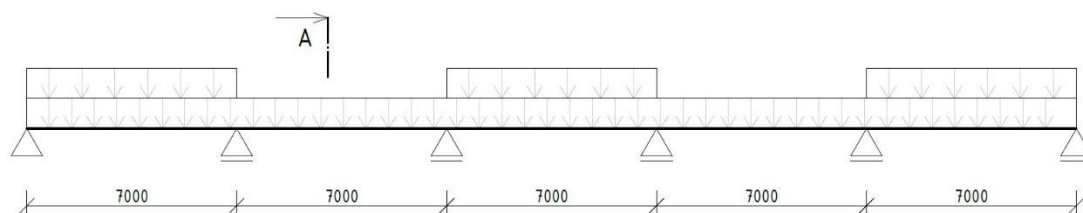
*) Pro výpočet normově závislého průhybu je potřebné znát vyztužení, to bylo doplněno po návrhu a podmínka byla zkontrolována až po návrhu výztuže. V případě že by průhyby byly výrazné bylo by nutné přidat zatížení vzniklé od „rybníkového efektu“ do montážního zatížení.

3. Provozní schéma – Finální stádium:

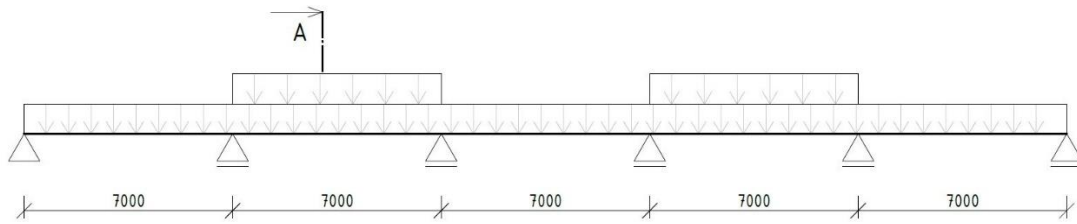
Po vystrojení konstrukce, tj. deska působí jako plně spřažená spojitá deska o více polích a lze jí považovat za monolitickou v případě, že vyhoví smyková únosnost, která prokáže že se jedná o plné spřažení. Pro sestavení obálky vnitřních sil byly použity tři zatěžovací stavy.



obr.21 Statické schéma – plné užité zatížení

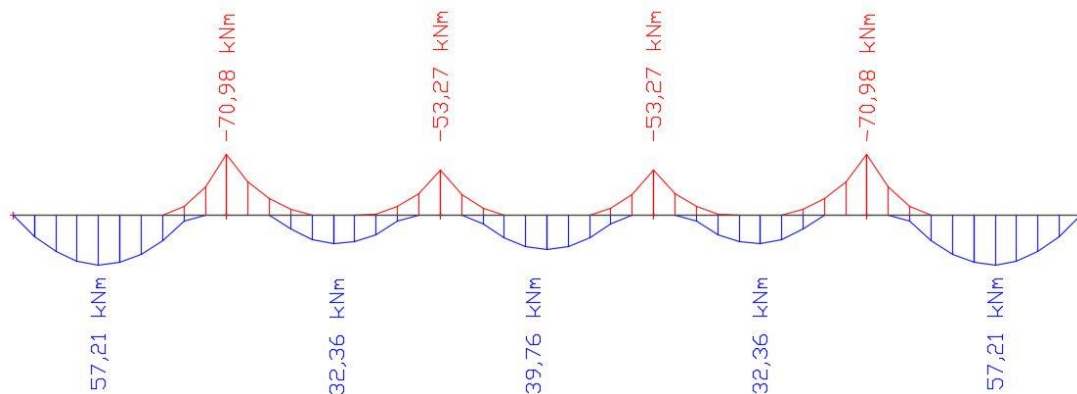


obr.22 Statické schéma – šachovnice 1

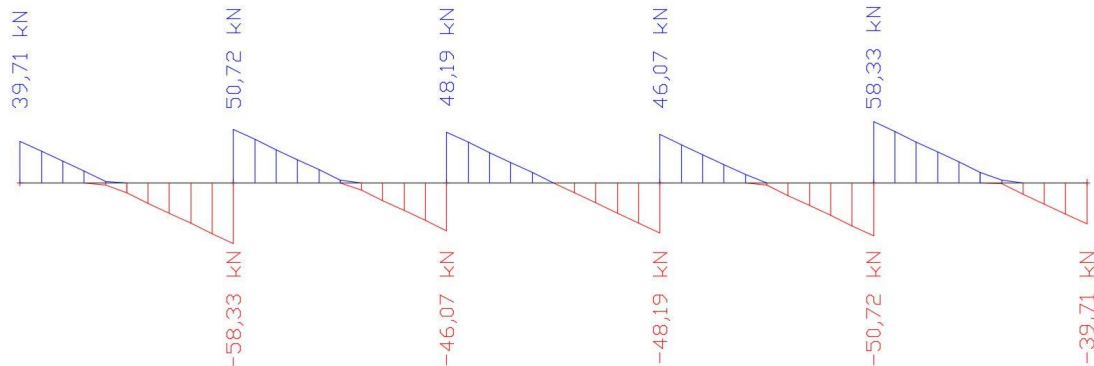


obr.23 Statické schéma – šachovnice 2

Výsledné obálky vnitřních sil ze všech zatěžovacích stavů pro MSÚ:



obr.24 M_{Ed} – finální stav [kNm]



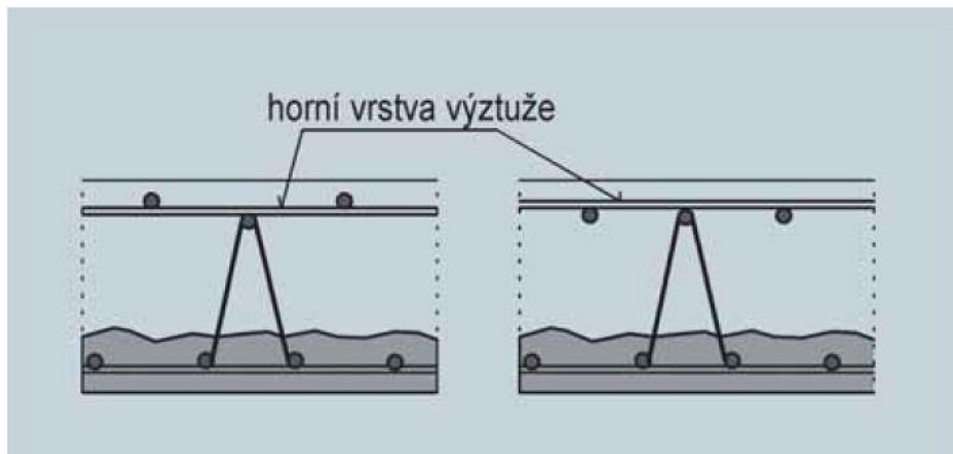
obr.25 V_{zD} – finální stav [kN]

Vyztužení:

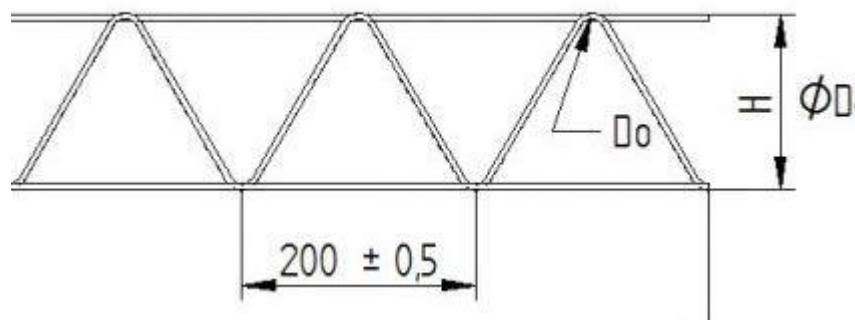
Návrh prostorové výztuže:

Návrh výztuže byl zahájen prostorovou výztuží. Návrh musí zohlednit kdy je výztuž tažená – nadpodporové momenty v dočasných návrhových situacích, tak kdy je výztuž tlačaná. Případy kdy je výztuž tlačaná jsou v tomto případě rozhodující, protože výztuž není přidržená proti vybočení betonem a tudíž může nastat vybočení v rovině i z roviny. Na přenos záporných ohybových momentů vzniklých nad podporami spojitě desky bude navržena vlastní výztuž. Výškové

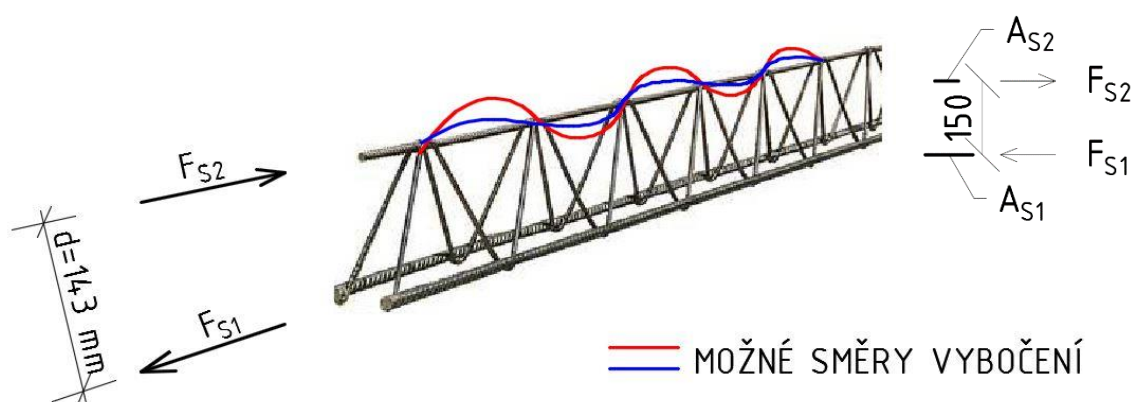
řazení výztuže tedy respektuje levé schéma z obrázku obr.26.



obr.26 Schéma výškového řazení výztuže [4]



obr.27 Schéma prostorové výztuže



obr.28 Vzpěrné délky prostorové výztuže

Maximální kladný moment, který nás zajímá pro návrh výztuže musí nastat

během fáze kdy je výztuž obnažena, a není přidržena proti vybočení, tj. schéma zatížení 1 a 2. Nejvyšší moment zvolený jako návrhový je $M_{Ed} = 3,77$ kNm/bm vznikající při ukládání nadbetonávky viz. obr.19. Výztužný prut ve vrcholu prostorové výztuže byl zvolen průměru 12 mm z důvodu snížení vzpěrné štíhlosti.

Vstupní parametry:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 3,77 \text{ kNm/b} \\ \varnothing &= 12 \text{ mm} \\ a &= 600 \text{ mm} \\ M_{Ed} &= 2,26 \text{ kNm/p} \\ L_{cr} &= 200 \text{ mm} \\ f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \\ \gamma_M &= 1,5 \end{aligned}$$

Průřezové charakteristiky:

$$\begin{aligned} A &= 113,04 \text{ mm}^2 \\ I_y &= 508,68 \text{ mm}^4 \\ i_y &= 2,121 \text{ mm} \end{aligned}$$

Výpočet napětí v tlačené výztuži:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M_{eD;prut}}{dA} \\ \sigma_s &= \frac{2,067 * 10^6}{143 * 113,04} = 148,848 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Normálová síla na jeden prut:

$$\begin{aligned} F_{prut} &= \sigma_s A \\ F_{prut} &= 140,848 * 113,04 = 15\,929,58 \text{ N} \end{aligned}$$

Posouzení vzpěrné únosnosti dle [3]:

$$\begin{aligned} f_y &= \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \\ f_y &= \frac{500}{1,0} = 500 \text{ MPa} \\ \varepsilon &= \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{500}} = 0,686 \end{aligned}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = \frac{200}{2,121} = 94,281$$

$$\lambda_1 = 93,9 * \varepsilon = 93,9 * 0,686 = 64,375$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{94,281}{64,375} = 1,464$$

$$\phi = 0,5 * (1 + \alpha * (\overline{\lambda}_y - 0,2)) + \overline{\lambda}_y^2$$

$$\phi = 0,5 * (1 + 0,49 * (1,464 - 0,2) + 1,464^2) = 1,882$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,882 + \sqrt{1,882^2 - 1,464^2}} = 0,326$$

$$N_{brd} = A \chi f_y = 113,04 * 0,326 * 500$$

$$F < N_{brd}$$

$$15\,929\,N < 18\,451\,N$$

-> **VYHOVUJE**

Spodní tažená výztuž byla ověřena po návrhu na moment v poli.

Návrh ohybové výztuže:

Hlavní podélná ohybová výztuž byla navržena na maximální ohybové momenty, které mohou nastat v průběhu výstavby, a nebo ve finálním stavu konstrukce. Maximální kladný i záporný moment vzniká až finálním stavu konstrukce, tj. deska je plně vyzrálá a působí na ni plné stálé a užité zatížení. Návrh byl proveden pomocí tabulek součinitelů.

Vstupní parametry:

$M_{Ed} = 57,21$	kNm/bm'	Ohybový moment v poli
$M_{Ed} = 70,98$	kNm/bm'	Ohybový moment nad podporou
$f_{ck} = 30,00$	MPa	Charakteristická pevnost betonu
$\gamma_{mc} = 1,5$	-	Součinitel spolehlivosti materiálu - beton
$f_{yk} = 500$	MPa	Charakteristická mez kluzi oceli
$\gamma_{ms} = 1,15$	-	Součinitel spolehlivosti materiálu - ocel
$h = 220$	mm	Výška průřezu
$b = 1000$	mm (1bm')	Šířka průřezu
$c = 25$	mm	Krycí vrstva
$\emptyset = 10$	mm	Navržený průměr výztuže

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 220 - 25 - \frac{10}{2} = 190 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{ms}} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{57,21 * 10^6}{1000 * 190^2 * 20} = 0,0792$$

$$\mu = 0,0784 \xrightarrow{TAB.} \zeta = 0,958$$

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{\zeta d f_{yd}}$$

$$A_{s,req} = \frac{57,21 * 10^6}{0,958 * 190 * 434,78} = 722,559 \text{ mm}^2 / \text{bm}'$$

-> Navrhují 10x $\emptyset 10$ mm, $A_{s,prov} = 785 \text{ mm}^2 / \text{bm}$

Ověření vyztužení:

$$x = \frac{A_{s,prov} f_{yd}}{0,8 b f_{cd}}$$

$$x = \frac{785 * 434,78}{0,8 * 1000 * 20} = 21,478 \text{ mm}$$

Výška tlačené oblasti je $x=21,478$ mm, celá tlačená oblast se vyskytuje v nadbetonávce a nezasahuje do prostorové výztuže.

$$z = d - 0,4x$$

$$z = 190 - 0,4 * 21,478 = 181,409 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} f_{yd} z$$

$$M_{Rd} = 785 * 434,78 * 181,409 = 61,916 \text{ kNm/bm'}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$57,21 \text{ kNm/bm} \leq 61,92 \text{ kNm/bm}$$

-> **VYHOVUJE**, výztuž při spodním povrchu betonového prefabrikátu je $10x \text{ } \varnothing 10 \text{ mm/bm'}$. Konstrukční zásady byly ověřeny a jsou popsány v příloze 1

Návrh nadpodporových příložek:

Plocha výztuže od vrcholového prutu prostorové výztuže je v tomto případě pro návrh zanedbatelná, proto byla uvážena až při ověření únosnosti průřezu.

Hodnoty d , f_{yd} a f_{cd} jsou převzaty z předchozího výpočtu

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{70,98 * 10^6}{1000 * 190^2 * 20} = 0,0983$$

$$\mu = 0,0983 \xrightarrow{TAB.} \zeta = 0,948$$

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{\zeta d f_{yd}}$$

$$A_{s,req} = \frac{70,98 * 10^6}{0,948 * 190 * 434,78} = 906,349 \text{ mm}^2 / \text{bm'}$$

-> Navrhují $12x \text{ } \varnothing 10 \text{ mm}$, $A_{s,prov}=942 \text{ mm}^2 / \text{bm'}$

Ověření vyztužení:

$$x = \frac{A_{s,prov} f_{yd}}{0,8 b f_{cd}}$$

$$x = \frac{942 * 434,78}{0,8 * 1000 * 20} = 25,598 \text{ mm}$$

Výška tlačené oblasti je $x = 25,598 \text{ mm}$, celá tlačená oblast nezasahuje do ohybové výztuže u spodního povrchu výztuže.

$$z = d - 0,4x$$

$$z = 190 - 0,4 * 25,597 = 179,761 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} f_{yd} z$$

$$M_{Rd} = 942 * 434,78 * 179,761 = 73,62 \text{ kNm/bm'}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$70,98 \text{ kNm/bm'} \leq 73,623 \text{ kNm/bm'}$$

-> **VYHOVUJE**, výztuž při spodním povrchu betonového prefabrikátu je $12x \varnothing 10 \text{ mm/bm'}$. Konstrukční zásady byly ověřeny a jsou popsány v příloze 1

Posouzení smykové únosnosti:

Podélné smykové napětí:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i}$$

Kde:

$$V_{Ed} = 58,33 \text{ kN}$$

Celková posouvající síla na

$$\beta = 1,0$$

Poměr podélné síly (tlakové nebo tahové) v dobetonované části průřezu ku celkové podélné síle. Výška tlačené oblasti je celá v dobetonované části.

$$z = 181,05 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil v daném průřezu (viz návrh ohybové výztuže)

$$b_i = 1000 \text{ mm}$$

Šířka styčné plochy – počítáno na 1 bm'

$$v_{Ed} = \frac{1,0 * 58\,330}{180,12 * 1000} = 0,322 \text{ MPa}$$

Návrhová únosnost ve smyku styčné plochy:

$$v_{Rd} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \mu\rho f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v f_{cd}$$

Kde:

$c = 0,45$ Součinitel zohledňující drsnost styčné plochy, povrch drsný

$\mu = 0,7$ Součinitel zohledňující drsnost styčné plochy, povrch drsný

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_M} = \frac{2,0}{1,5} = 1,333 \text{ MPa}$ Návrhová pevnost betonu v tahu pro beton třídy C 30/37, $f_{ctk;0,05} = 2,0 \text{ MPa}$

$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) =$
 $= 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$ Redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem pro beton třídy C 30/37

$\alpha = 56^\circ$ Úhel prostorové výztuže

$g_{ok} = 2,0 \text{ kN/m} = 2000 \text{ N/m}$ Charakteristická hodnota od zatížení od vlastní tíhy desky

$\sigma_n = \frac{g_{ok}}{b_i} = \frac{2000}{1000} = 2 \text{ MPa}$ Minimální normálové napětí

$A_c = b_i * 1 \text{ bm}' = 10^6 \text{ mm}^2/\text{bm}'$ Styčná plocha betonu

$A_{ss} = 654,498 \text{ mm}^2/\text{bm}'$ Plocha spřahující výztuže, viz.: „Výpočet plochy spřahující výztuže“

$\rho = \frac{A_{ss}}{A_c} = \frac{654,498}{10^6} = 6,54 * 10^{-4}$ Stupeň vyztužení smykovou výztuží

Pak:

$$v_{Rd} = 0,45 * 1,333 + 0,7 * 2,0 + 0,7 * 6,54 * 10^{-4} * 434,78$$

$$* (0,7 * \sin 56^\circ + \cos 56^\circ) \leq 0,5 * 0,528 * 20,0$$

$$v_{Rd} = 2,227 \text{ MPa} \leq 5,280 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd}$$

$$0,324 \text{ MPa} \leq 2,227 \text{ MPa}$$

-> **VYHOVUJE**

Výpočet plochy spřahující výztuže:

Jedná se o množství výztuže procházející styčnou rovinou mezi prefabrikátem a nadbetonávkou, respektive prutů zajišťujících prostorovost prostorové výztuže. Pruty jsou průměru 5 mm, na jeden 200 mm dlouhý úsek prostorové výztuže jsou dva vzhledupné a dva sestupné pruty, počet prutů $n_p = 4$. Z výpočtu potřebné horní výztuže víme že jsou jednotlivé svařence od sebe vzdáleny 600 mm. Výpočet plochy je vztažen na jeden metr šířky a jeden metr délky panelu, proto bude celková plocha přenásobena $n_s = 5/3$ (1000/600) aby byl zajištěn přepočten na jeden metr běžné šířky prefabrikátu. Počet úseků v jednom metru délky je $n_d = 5$ (1000/200).

$$A_{SS} = n_s n_d n_p A_{\phi 5}$$

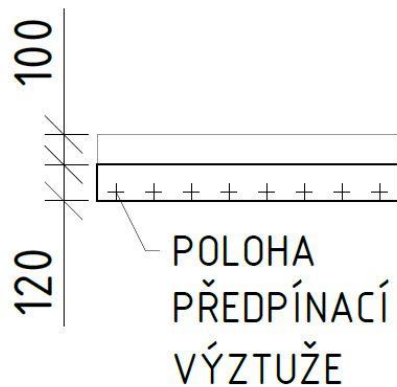
$$A_{SS} = \frac{5}{3} * 5 * 4 * \pi * \left(\frac{5}{2}\right)^2 = 654,498 \text{ mm}^2$$

5.2. DESKA BEZ MONTÁŽNÍHO PODEPŘENÍ

Některé z výše zmíněných typů desek nelze použít bez montážního podepření protože nelze přenést zatížení způsobená přesuny a ukládáním nadbetonávky pouze pomocí tlačené výztuže zmiňované v 3.1.1. U všech konstrukcí je uvažováno se shodnou časovou osou uvedenou v kapitole 5.1. Výpočty finálních průhybů byly provedeny ve výpočetním softwaru [13], v grafech průhybů se mohou vyskytnout dvě křivky průhybu, které znázorňují rozptyl průhybu v závislosti na kombinačním součiniteli pro danou návrhovou kombinaci. Uvedená hodnota odpovídá maximálnímu možnému průhybu.

5.2.1. PŘEDPJATÝ PANEL

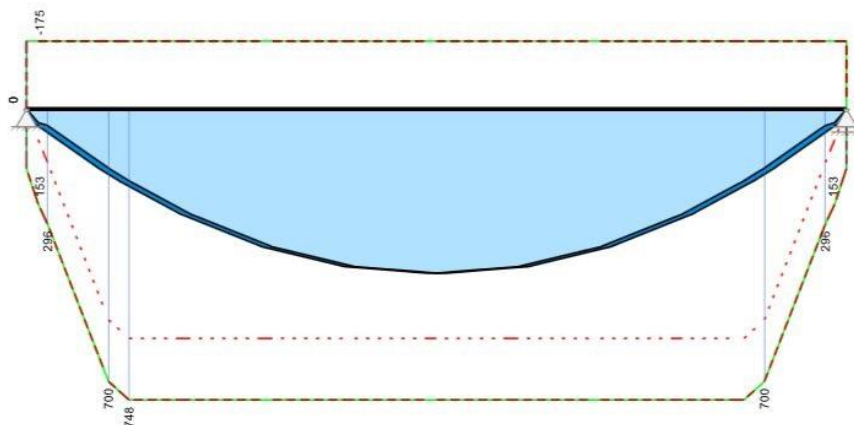
Jako první příklad pro porovnání byl zvolen předpjatý prefabrikát. Finální tloušťka desky je uvažována stejná jako v předchozím příkladu, tj. 220 mm. Prefabrikát má z důvodu umístění předpínací výztuže vyšší tloušťku, 120 mm. Samotná nadbetonávka působí pro zmonolitnění celé stropní desky a má tloušťku 100 mm. Světlý rozpon panelu je 7000 mm.



obr.29 Řez předpjatým panelem

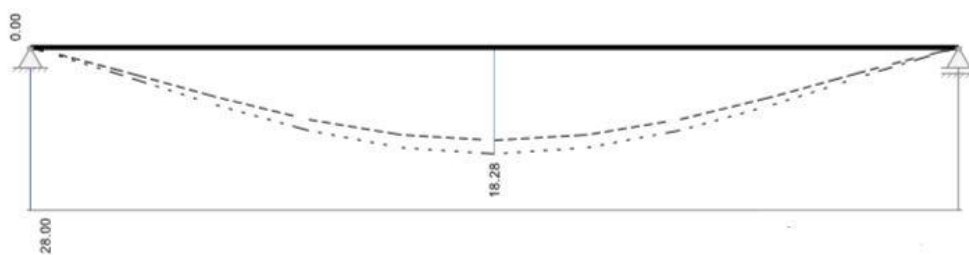
Panel je vyztužený pomocí jednosvazkových lan. Lana jsou se soudržností, poloha jejich těžiště je 30 mm od spodního povrchu, aby byla zachována tloušťka krycí vrstvy, $c=25$ mm. Průřez lana je složen ze 3 prutů, z oceli Y 1860, průřezová plocha $A_P=50$ mm², ekvivalentní průměr $d=9$ mm.

Průřez je navržený jako plně předpjatý, tj. veškeré tahy jsou vykryté předpínací výztuží viz. obr.30. Předpětí bude způsobovat nadvýšení které rovněž kladně ovlivní finální průhyby. Součástí vyztužení bude i běžná betonářská výztuž, která bude snižovat vliv smršťování. Výpočet předpětí je uveden v příloze 2.



obr.30 Vykrytí tahů – přerušovaná červená čára znamená pokrytí předpínací výztuží

Průhyb t_{∞} nelineární [mm]

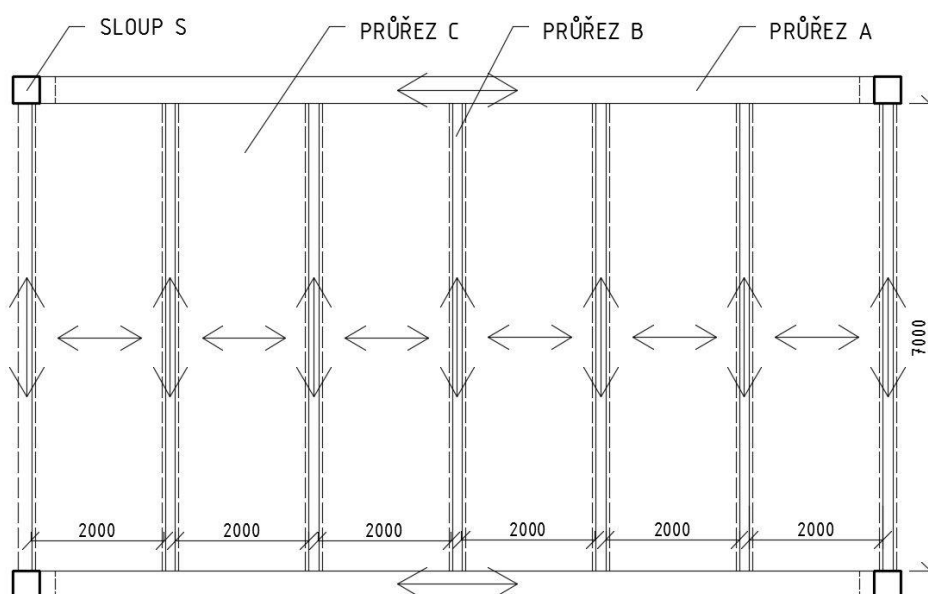


obr.31 Výsledný průhyb – s vlivem dotvarování a smršťování

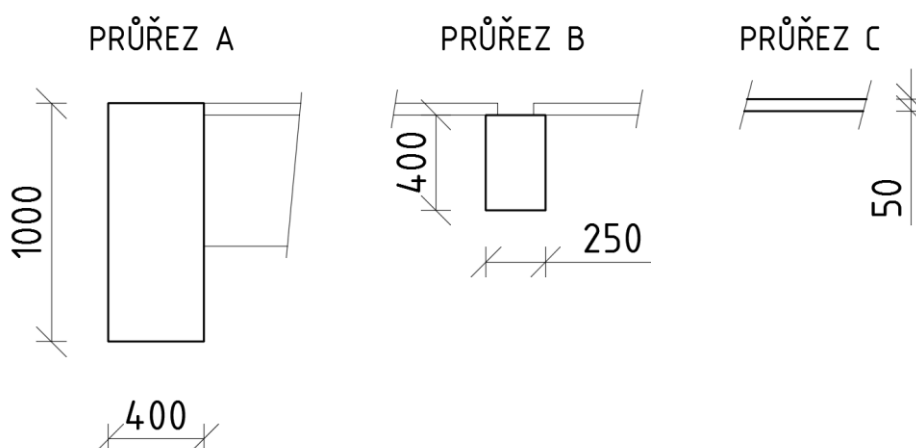
Výsledný průhyb na konci životnosti je **18,28 mm**.

5.2.2. VÍCESTUPŇOVÁ KONSTRUKCE

Dalším příkladem pro porovnání je vícešupňová konstrukce složená z hlavních průvlaků spojující sloupový rastr. Kolmo na tyto průvlaky jsou osazeny trámy, kde jejich horní hranice je osazena o 50 mm níže než je horní hrana průvlaků, pro uložení nadbetonávky. Do prostoru vzniklého mezi trámy jsou vkládány tenké prefabrikáty tloušťky 50 mm. Na prefabrikáty bude uložena zmonolitňující nadbetonávka tloušťky 50 mm. Výsledná tloušťka desky je 100 mm.



obr.32 Půdorysné schéma konstrukce



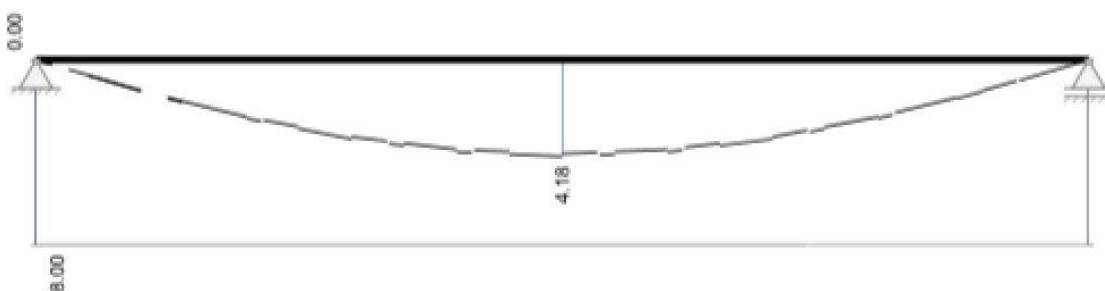
obr.33 Schémata průřezů vícešupňové konstrukce

Na krátké konzole sloupů S jsou uloženy průvlaky průřezu A, do kterých

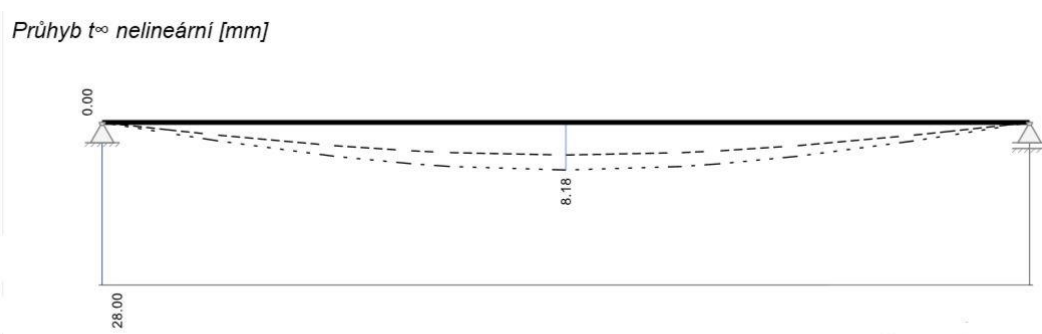
jsou přes kapsu uloženy trámy průřezu B. Do maltového lóže jsou vkládány s uložením 50 mm prefabrikáty.

Průvlak průřezu A není předmětem posudku, ale byl uvažován jako plně předpjatý, předpětím nadvýšený, ohybově dostatečně tuhý, proto jeho průhyb nebyl uvažován do celkového průhybu.

Průhyby byly spočteny v statickém softwaru. Výsledný průhyb je v tomto případě součtem průhybů trámu a desky.



obr.34 Výsledný průhyb – deska



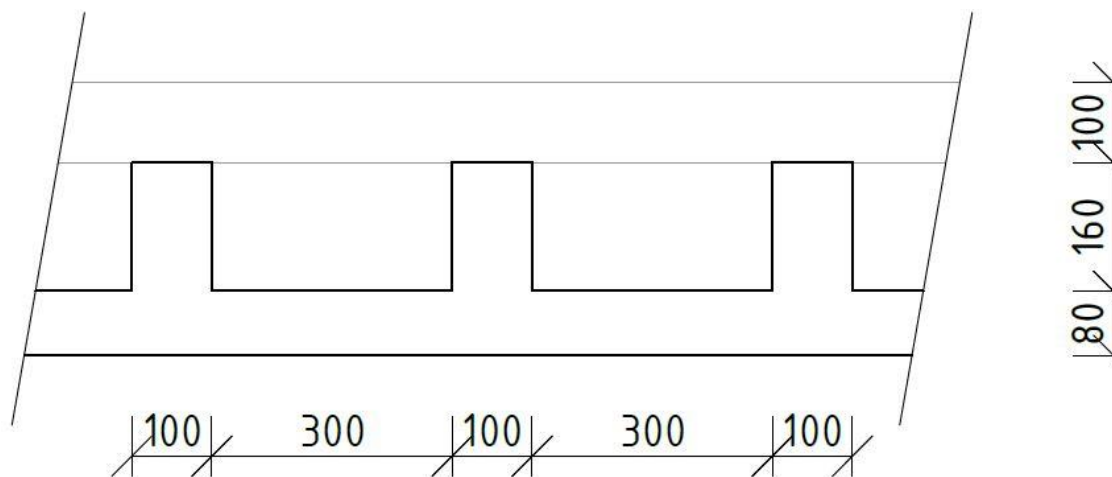
obr.35 Výsledný průhyb – trám

Výsledný průhyb na konci životnosti je $4,18 + 8,16 = 12,34$ mm.

5.2.3. VYLEHČENÁ DESKA

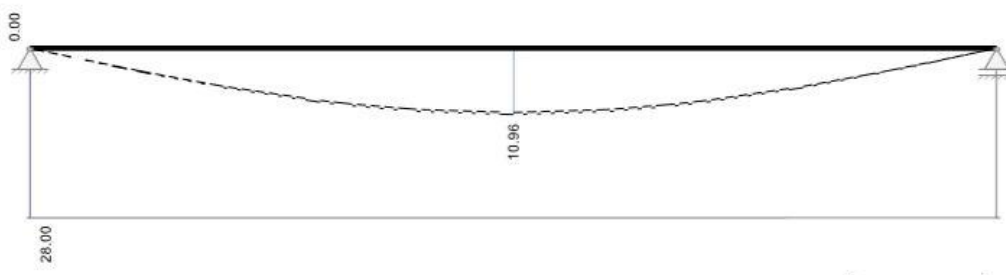
Třetím zástupcem desek bez montážního podepření je deska založená na principu VeeSlab [14], kde má prefabrikát tvar obráceného T, kde jsou dutiny vzniklé mezi stojinami vyplněny plastovými tvarovkami, nebo expandovaným polystyrenem tak aby vznikla rovina pro uložení nadbetonávky. V tomto případě nebylo uvažováno s předpětím, jelikož jsou panely samy o sobě dostatečně ohybově tuhé k přenesení montážního zatížení bez výrazného vlivu na finální průhyb konstrukce. Vyztužení panelů je popsáno v příloze 1.

Průřez panelu byl navržen tak, aby měl stejnou plochu betonu jako všechny ostatní panely. Zvlášť důležité je v tomto případě kontrolovat smykovou únosnost ve styku mezi žebry a nadbetonávky. Z výrobních důvodů mají panely na vrcholu žebírek hladký povrch od ocelové formy.



obr.36 Schéma vylehčené desky

Průhyb t_{∞} nelineární [mm]

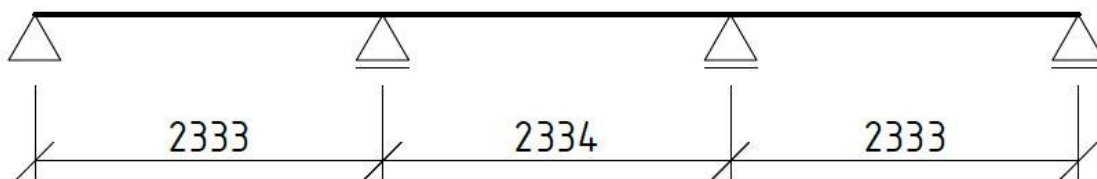


obr.37 Výsledný průhyb – s vlivem dotvarování a smršťování

Výsledný průhyb na konci životnosti je **10,36 mm**.

5.2.4. TT – PANEL

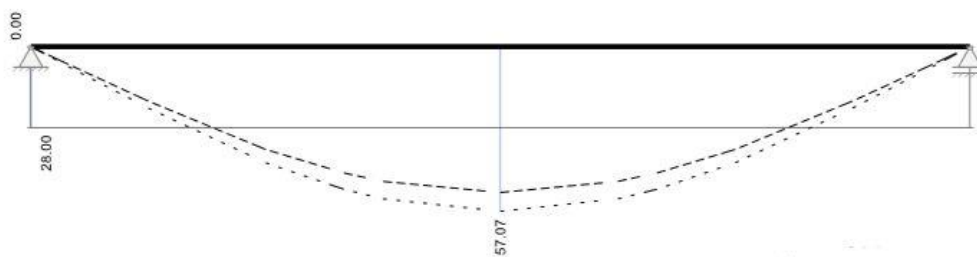
Poslední posuzovaný druh prefamonolitické stropní konstrukce nevyžadující montážní podepření jsou takzvané TT panely. Jedná se o panely s vystupujícími ztužujícími žebry, která zůstávají viditelná i po zmonolitnění. Panel je vyztužen 3x \varnothing 10 mm v každém žebře, blíže popsáno v příloze 1. Opět nebyla využita předpínací výztuž. Tento systém je ovšem dominantou vyšších světlych rozponů, proto je i celková konstrukční výška systému nižší, než je obvyklé pro konstrukci tohoto typu. Záměrem návrhu bylo dosáhnout stejné průřezové plochy betonu, která je v tomto případě o 5000 mm² na jedno žebro



obr.40 Schéma montážního podepření – velkoformátový panel

Finální průhyby v tom případě jsou pouze průhyby, které by nastaly v případě, že by nebyl nadvýšen střed panelu pomocí montážních stojek. Nadvýšení, které by bylo použito by odpovídalo limitnímu průhybu, tj. $L/250 = 28$ mm. Pro zjednodušení je možné v tomto případě odečíst tuto hodnotu od finálních průhybů.

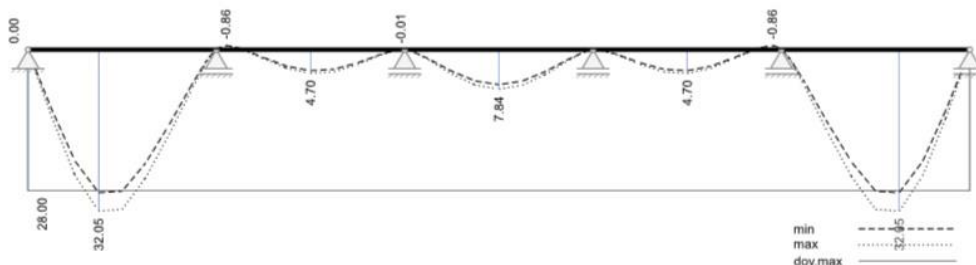
Průhyb t_{∞} nelineární [mm]



obr.41 Finální průhyby – bez uvážení montážního nadvýšení

Finální průhyb na konci životnosti je $57,07 - 28,00 = 29,07$ mm. Průhyb konstrukce i po odečtení nadvýšení vychází vyšší, než je průhyb limitní. To je zapříčiněno tím, že návrh tloušťky konstrukce byl proveden s uvážením spolupůsobení vedlejších polí desky, nikoliv jako prostý nosník.

Průhyb t_{∞} nelineární [mm]



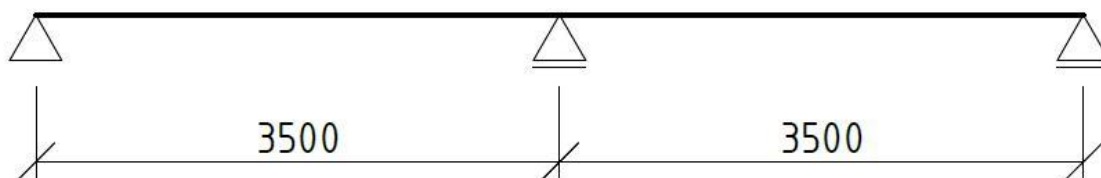
obr.42 Finální průhyby spojitě desky – bez uvážení montážního nadvýšení

Finální průhyby na konci životnosti, v případě že nebyly prefabrikáty

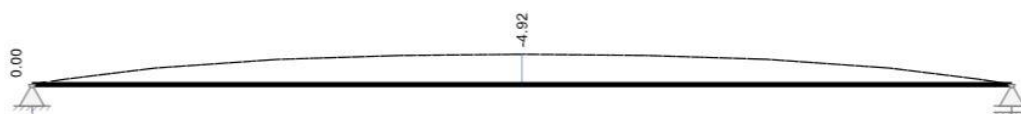
v průběhu ukládání nadbetonávky nadvýšeny, vycházejí pro nejvíce nepříznivý zatěžovací stav **32,05 mm**.

5.3.2. PŘEDPJATÝ PANEL – MONTÁŽNĚ PODEPŘENÝ

Jedná se o stejný prefabrikát zmiňovaný v 5.2.1, jen s tím rozdílem, že nyní bylo uvažováno s montážním podepřením uprostřed rozponu. V porovnání s 5.2.1 je možné užít menší množství předpínací výztuže, nebo napnout lana na menší napětí.



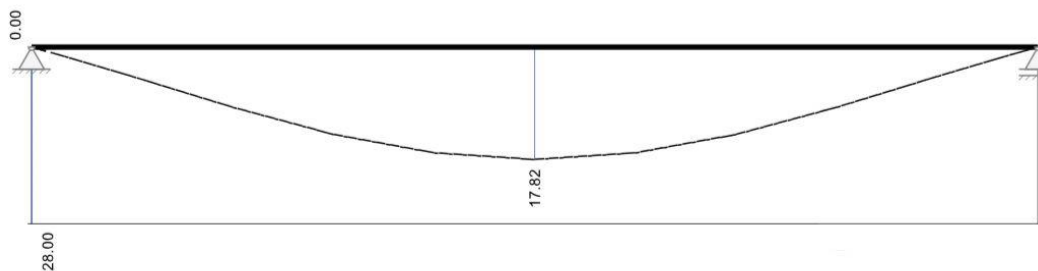
obr.43 Schéma montážního podepření předpjatého panelu



obr.44 Nadvýšení panelu od předpětí

Problém u předpjatých prefabrikátů nastává, pokud chceme montážní podporou zvýšit nadvýšení od předpětí. V případě že by panel byl vypočítán příliš, mohlo by se stát, že by části panelu vznikl příliš vysoký záporný moment, který by změnil napětí v průřezu a v místě předpokládaných tahů by vznikly tlaky, a obráceně. Důsledkem by mohlo být porušení celého prefabrikátu. V případě vyšších konstrukčních výšek předepjatých panelů je proto vhodné vložit další předpínací výztuž. V praxi je toto hojně využíváno u dutinových předepjatých stropních panelech, které díky svému vylehčení mívají vyšší konstrukční výšku.

Průhyb t_{∞} nelineární [mm]



obr.45 Finální průhyby na konci životnosti

Výsledný průhyb na konci životnosti je **17,82 mm**.

5.4. VYHODNOCENÍ

V úvodu bylo uvedeno, že výsledné porovnání bylo provedeno na finálních průhybech. Další možností bylo zohlednit ekonomické hledisko, které nebylo zvoleno z důvodu vývoje cen výztuží a prací v daném časovém rámci.

V tabulce jsou uvedeny hodnoty finálních průhybů vyztužených konstrukcí uvažujících vliv smršťování a dotvarování. Dílčí součinitele dotvarování a smršťování byly stanoveny na základě zadané časové osy.

tab. 3 Souhrnná tabulka průhybů

Název konstrukce:	Průhyb [mm]	Kapitola*
Předpjatý panel	18,28	5.2.1.
Vícestupňová konstrukce	12,34	5.2.2.
Vylehčená desky	10,36	5.2.3.
TT panel	15,83	5.2.4.
Velkoformátový panel - podepřený	29,07	5.3.1.
Předpjatý panel - podepřený	17,82	5.3.2.

*) značí v jaké kapitole byla daná konstrukce podrobněji popsána.

Z tabulky je patrné že lze ovlivnit finální průhyby pomocí změny průřezu, nebo jeho předepnutí. Zároveň je možné vytvořit konstrukci která nevyžaduje jakékoliv montážní podepření bez vlivu na finální chování konstrukce.

6. ZÁVĚR

Bakalářská práce popisuje základní popis a využití prefamonolitických konstrukcí beton-beton. V úvodu práce je popsáno základní působení spřažených beton-betonových stropních konstrukcí. Vše je hlouběji rozvedeno a popsáno pro základní typy spřažených betonových konstrukcí.

Problematika předem předpjatých spřažených stropních panelů je podrobněji popsána v samostatné kapitole 4, z důvodu složitosti celého návrhu. Hlavní část práce se zabývá kompletním návrhem spřažené stropní konstrukce. V následující části jsou nabídnuty alternativní tvary průřezu jednotlivých stropních panelů pro různé varianty podepření.

Z předložené práce je patrné, že lze snížit finální průhyby bez nutnosti změny konstrukční výšky desky pomocí vnesení předpětí. Případně lze přikročit k aplikaci vylehčení, a tím zvýšení konstrukční výšky stropní konstrukce při stejné spotřebě betonu. Vše je ovšem vyváženo zvýšenou pracností při výrobě prefabrikátu nebo během montáže na stavbě. Je tedy pouze na investrovi posoudit která varianta je pro něj nejvýhodnější.

7. ZDROJE

- [1] ČSN EN 13747:2005+A2 – Betonové prefabrikáty – Stropní deskové dílce pro spřažené stropní systémy
- [2] ČSN EN 1992–1–1 – Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
- [3] ČSN EN 1993–1–1 – Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí
- [4] Únosnost spřažených betonových stropních desek v montážním stadiu zmonolitnění, Šmejkal, J., Beton TKS 2/2009
- [5] Katalog produktů, „NORD Předpjaté panely“, dostupné na http://www.cznord.cz/PDF/kat_filigраны.pdf
- [6] Montážní návod, „NORD Předpjaté filigrány“, dostupné na http://www.cznord.cz/PDF/montnav_filigраны.pdf
- [7] Konstrukční systém SICON S21, dostupné na <http://www.sicon.cz/index.php?nid=13>
- [8] Příručka technologa BETON, dostupné na webových stránkách výrobce: https://www.heidelbergcement.cz/system/files/force/assets/document/prirucka_tehnologa_beton.pdf?download=1
- [9] Webové stránky výrobce Illichman, <http://www.illichman.cz/in/ass>
- [10] Webové stránky, <https://www.betonserver.cz/cz-nord>
- [11] Webové stránky, článek o výstavbě prefamonolitické konstrukce, dostupné na <https://mipsbe.com/alaneewsclub/wp-content/uploads/2018/10/precast-concrete-slabs-brisbane-price-in-durban-slab-malaysia-emirates-apartments-exciting-is-a-prefab.jpg>
- [12] Výpočtový a dimenzační software Scia Engineer 18.1
- [13] Statický software RIBtec FERMO, BALKEN, verze 18.0
- [14] Stránky výrobce VeeSlab, volně přeloženo autorem. veeslab.com.au/