ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

PŘEDPJATÉ BETONOVÉ STROPY A VLIV PŘEDPÍNÁNÍ NA KRITICKÁ MÍSTA BUDOVY

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Vypracoval: Sebastián Náse

Vedoucí práce: prof. Ing. Petr Štemberk, PhD., D.Eng.

2019/2020

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Náse Jméno: Sebastián Osobní číslo: 468620

Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Vliv předpětí betonových stropů na chování budovy Praga B

Název bakalářské práce anglicky: Effect of Prestress of Concrete Floor Slabs on Behavior of Praga B Building

Pokyny pro vypracování:
- historie a podstata předpjatého betonu
- ztráty předpětí
- vliv přepdjatých stropů na budovu Praga B, například napětí smykových stěn, pokles konzoly.
- využití STM a MKP
- efektivnost a využití předpětí

Seznam doporučené literatury:
- Navrátil, J.: Předpjaté betonové konstrukce. CERM, Brno, 2008, ISBN 978807045617
- Foglar, M., Frantová M., Jiříček P.: Betonové konstrukce 3: Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu. Skriptum ČVUT v Praze, 2013. ISBN 978-80-01-04943-3.

Jméno vedoucího bakalářské práce: prof. Ing. Petr Štemberk, PhD., D.Eng.

Datum zadání bakalářské práce: 27. 2 . 2020 Termín odevzdání bakalářské práce: 18. 5. 2020
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

[redacted]
Podpis vedoucího práce

[redacted]
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".

27.2.2020
Datum převzetí zadání

[redacted]
Podpis studenta(ky)

ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem svoji bakalářskou práci vypracoval samostatně s použitím uvedené literatury a podkladů.

V Praze dne ……. ……

Sebastián Náse

PODĚKOVÁNÍ

Touto cestou bych rád poděkoval svému vedoucímu bakalářské práce prof. Ing. Petru Štemberkovi PhD., D.Eng. za odborné vedení, za pomoc a cenné rady při zpracování této práce. Dále bych rád poděkoval paní Ing. Michaele Frantové, Ph.D. a celému týmu z Projektu 2 za konzultace a různé tipy. Hlavně bych rád poděkoval svým rodičům, přítelkyni a kamarádům, kteří mě podporovali a udržovali při zdravém rozumu v této náročné době.

ABSTRAKT

Tématem této bakalářské práce je využití technologie předpínání pro architektonicky odvážné budovy a vyšetření vlivu vneseného předpětí na kritická místa budov. Samotná bakalářská práce se skládá z teoretické části a praktické části. Teoretická část se zabývá problematikou předpětí, jeho možnostmi a vlivem na konstrukce. Praktická část práce představuje studii, která se zabývá návrhem předpětí a jeho vlivem na kritická místa vybrané budovy. Inspirací pro tuto studii je volně převzatá budova s výrazným vykonzolováním z projektu Praga B v pražském Karlíně. V rámci této studie je řešeno předpětí, navrženo rozmístění předpínacích kabelů a pomocí programu SCIA je vyšetřen vliv předpětí na deformaci budovy a vzniklá tahová a tlaková napětí. Na závěr je vyhodnocena účinnost navrženého řešení pomocí předpětí.

Klíčová slova

Předem a dodatečně předpínané konstrukce, ztráty předpětí, pokles konzoly, tahové a tlakové napětí, předpjatý beton, předpínací výztuž

ABSTRACT

The subject of this bachelor´s thesis is the use of prestressing technology for architecturally daring buildings and the investigation of the effect of applied prestress on critical areas of buildings. The thesis consists of 2 main parts: the theoretical part and the practical one. The theoretical part deals with the issue of prestressing, its possibilities and influence on structures. In the practical part there is a study about design of prestress and its impact on critical points of the selected building. The inspiration for this study is a building with significant console from the Praga B project in Karlín, Prague. This particular study includes the prestressing issue, the placement of prestressing cables and the influence of prestressing on the deformation of the building and the resulting tensile and compressive stresses investigated by using the SCIA program. Finally, the efficiency of the proposed solution is evaluated by using prestressing.

Keywords

Prestressed structures, prestress losses, console deflection, tensile and compressive stress, prestressed concrete, prestressing reinforcement

OBSAH

1 ÚVOD 8
2 Předpjaté konstrukce 9
2.1 Historie předpjatého betonu 9
2.2 Podstata předpjatého betonu 9
2.3 Rozdělení předpjatého betonu 10
2.3.1 Rozdělení dle soudržnosti 11
2.3.2 Rozdělení dle výztuže 12
2.3.3 Rozdělení dle umístění výztuže 13
2.3.4 Rozdělení dle vnášení síly 14
2.3.5 Rozdělení dle stupně vyztužení předpětím 15
2.4 Změny a ztráty předpětí 16
2.4.1 Krátkodobé ztráty 16
2.4.2 Dlouhodobé ztráty 19
3 Budova Praga B 23
3.1 Popis objektu 23
3.2 Kritická místa budovy 23
3.2.1 HPV, tlak v severní stěně 23
3.2.2 Vykonzolování 7. NP – 10. NP 24
3.3 Model a analýza hlavních napětí 24
3.4 Návrh možností předpětí 26
3.4.1 Předepnutí stropních desek – excentrické 26
3.4.2 Předepnutí stropních desek – centrické 28
3.4.3 Návrh předpětí 28
3.4.4 Výpočet ztrát předpětí 29
3.4.5 Rozmístění předpínací výztuže 33
3.5 Vliv předpětí na budovu 36
3.6 Vyhodnocení efektivity předpětí 37
3.6.1 Pokles konce konzoly 37
3.6.2 Tlaková napětí 38
3.6.3 Tahová napětí 38
4 ZÁVĚR 40

5 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ 41
6 SEZNAM PŘÍLOH 42

1 ÚVOD

Beton má vysokou pevnost v tlaku, oproti oceli je lehký a lze jej vytvarovat prakticky do jakéhokoliv tvaru. Tyto vlastnosti z něj dělají kvalitní stavební materiál, který má široké využití. Je však limitován svojí malou pevností v tahu. Použití prosté betonářské výztuže tuto výhodu neeliminuje, pouze přenáší tahové síly do ocelové výztuže. Beton se tedy poruší tahovými silami – vznikají trhliny. Vznikem trhlin se snižuje tuhost prvku, mění se průřez, konstrukce je náchylnější na vlivy prostředí. Použití betonářské výztuže tedy neeliminuje nevýhodu malé tahové pevnosti betonu.

Použitím předpínací výztuže aktivně měníme průběh napětí v průřezu prvku, zabraňujeme tedy vzniku tahových napětí v betonu. K tahovému porušení betonu je potřeba mnohem větší zatížení, konstrukční prvky déle využívají celý svůj průřez, v betonu nevznikají trhliny a nesnižuje se tuhost konstrukce. Použitím předpětí je možné zeštíhlit či snížit průřezy prvků při zachování stejné únosnosti, dochází tak k velké úspoře materiálu, snížení zatížení vlastní vahou a optickému „odlehčení“ konstrukce.

Cílem bakalářské práce je seznámit čtenáře se základy předpínání, jeho možnostmi a různými způsoby provedení a ukázat možné provedení pro vybranou konstrukci. V první polovině bakalářské práce se věnuji teoretickým základům, o které se opírám ve druhé polovině při praktickém využití předepnutí pro vykonzolovanou část budovy.

K tomuto tématu jsem se dostal zkrze projekt Praga B v pražském Karlíně. Projekt samotný je zajímavý konzolou, která je dlouhá více než 9 metrů viz obr. 1. Tato konzola způsobuje v konstrukci velká tahová napětí. Také hrozí, že pokles kraje konzoly bude neúměrně velký. Proto mě zajímala možná řešení a zabránění těmto problémům, a tím jsem se dostal k předepjatému betonu a jeho vlivu na chování budovy.

Obrázek 1 Motivační obrázek [7]

2 Předpjaté konstrukce

2.1 Historie předpjatého betonu

Začátky předpjatého betonu lze vysledovat až do konce 18. století. Jako úplně první byl kalifornský inženýr P. H. Jackson v roce 1886, následován Němcem C. E. W. Doehringem v roce 1888. Důvodem jejich neúspěchu bylo použití výztuže o malé pevnosti. Malá pevnost nám omezuje maximální napětí, sílu, které lze pro předepnutí použít. Malé napětí způsobí malé přetvoření, které je následně skoro anulováno přetvořením a dotvarováním samotného betonu, [1].

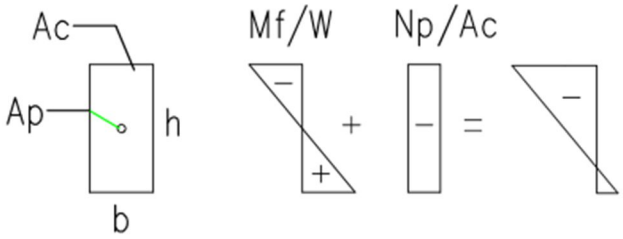
Opravdový průlom v použití předepjatého betonu zažil až Francouz Eugen Freyssineta v roce 1928, který jako první navrhl a použil výztuž o vysoké pevnosti. Tím zaručil větší poměrné přetvoření, které ani následné dotvarování a smršťování betonu nebylo schopné anulovat, [1].

V Česku byl poprvé použit předpjatý beton na silniční most na dálnici D1 přes komunikaci Vojslavice – Koberovice. Navrženo Ing. Dr. L. Pacholíkem v roce 1947. Most byl postaven z 12 předem předpjatých nosníků, [1].

2.2 Podstata předpjatého betonu

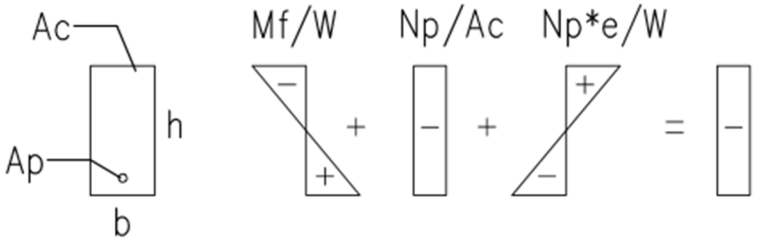
Největší nedostatek klasických betonových nebo železobetonových konstrukcí je v nízké pevnosti betonu v tahu. Předpjatý beton se snaží tento nedostatek vyrovnat vneseným tlakovým napětím. Při zatížení ohybem nebo tahem se nejdříve odčerpává tlakové napětí vnesené do prvku předpětím. To má za následek menší trhliny a průhyb oproti klasickému železobetonovému prvku, při stejném zatížení i vyztužení. Důsledkem menších trhlin si prvek mnohem déle zachovává svoji tuhost. Tužší prvek může být štíhlejší, což vede k úspoře materiálu nebo k zvětšení rozpětí při zachování stejného průřezu. Zvýšená tuhost prvku, menší trhliny mají ještě jednu výhodu – prvky z předpjatého betonu jsou houževnatější a mají vyšší tažnost.

Vše se dá jednoduše shrnout do jediné věty: Pomocí předpětí aktivně měníme rozložení a typ napětí v průřezu prvku, jak je ukázáno na obr. 2.



Obrázek 2 Aktivní změna napětí

Do jaké míry se napětí vyruší, záleží na typu předpětí, jeho síle a umístění – centrické nebo excentrické. Excentrické umístění předpínací výztuže nám umožní vnést i ohybový moment, který působí proti momentu způsobeným vlastní tíhou a zatížením, jak je ukázáno na obr. 3.



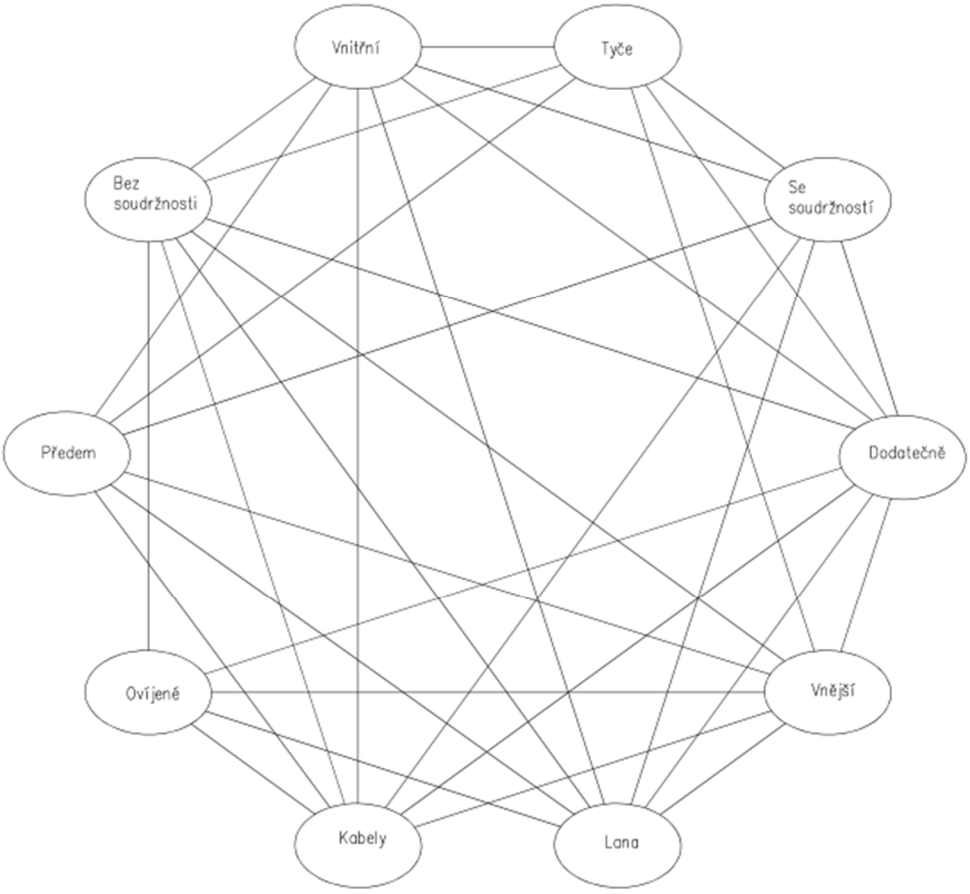
Obrázek 3 Excentrické předpětí

2.3 Rozdělení předpjatého betonu

Předpjatý beton lze rozdělit podle několika kritérií. Některá se společně protínají, jiná naopak vylučují mezi sebou. Soupis základních rozdělení je:

- Dodatečné X Předem
- Kabely X Lana X Tyče
- Se soudržností X Bez soudržnosti
- Vnější X Vnitřní X Ovíjené

Možné kombinace jsou vidět z následujícího grafu na obr. 4.



Obrázek 4 Možné kombinace předpětí

2.3.1 Rozdělení dle soudržnosti

Se soudržností

U předpjatého betonu se soudržností je předpínací výztuž pevně zalita betonem nebo injektážní maltou. Předpětí se do betonu vnáší soudržností betonu a předpínací výztuže. Z toho důvodu předpínací výztuž spojitě spolupůsobí s celou konstrukcí. Pokluzu mezi betonem a výztuží je zamezeno, veškeré napětí, které je v betonu, se pomocí soudržnosti přenáší do výztuže.

Při zvyšování zatížení dochází vlivem soudržnosti betonu s výztuží k nárustu napětí v předpínací výztuži až o několik stovek MPa, [1].

V MSÚ se s taženým betonem nepočítá, k porušení dochází stejně jako u železobetonového prvku přetržením předpínací výztuže nebo drcením tlačeného betonu. Stále ale platí, že výztuž musí být za mezí kluzu.

Bez soudržnosti

U předpjatého betonu bez soudržnosti je předpínací výztuž uložena v PE trubce, která je navíc vyplněna mazivem – průmyslové tuky, oleje, vazelína. Mazivo v trubce snižuje tření při předpínání, čímž velmi snižuje ztráty předpínací síly. Také působí jako další ochrana výztuže proti korozi, [2].

Předpětí se do konstrukce přenáší skrz kotvy, které jsou napevno zabetonovány. Okolo kotev je výztuž na zachycení příčných tahových sil, způsobených tlakem kotvy na beton. Předpětí nepůsobí spojitě, ale působí podobně jako vnější síla, která má směr výztuže a umístění v kotvě předpětí. Předpětí působí jako vnější zatěžovací stav a je zapotřebí jej sčítat s ostatními vnějšími zatěžovacími stavy.

Při zvyšování zatížení nedochází díky odseparování výztuže od betonu k tak velkým nárůstům napětí, oproti předpjatým betonům je nárůst minimální a lze jej zanedbat. Při zatížení až k porušení se konstrukce chová plasticky, [1].

2.3.2 Rozdělení dle výztuže

Tyče

Předpínací tyče jsou dvou druhů: hladké a celozávitové. Hladké tyče jsou vždy vyráběny na míru, na konci opatřené za studena válcovaným závitem. Využívají se do krátkých předpínacích prvků. Celozávitové tyče mají závit válcovaný za tepla. Tyč je možno na stavbě nařezat na jakoukoliv délku a má tedy mnohem větší variabilitu než tyče hladké, které se musí vyrábět na míru, [1].

Hlavní výhoda tyčových výztuží je v jejich kotvení. Nekotví se přes kužílky, ale přes matice s kulovou nebo jinak upravenou hlavou, která zapadá do kotevní desky nebo speciálních tvarových podložek. Předpětí se vnáší klasicky pistolí, ale fixuje se pomocí dotažení kotevní hlavice – velmi zmenšuje pokluz, u hladkých tyčí jej dokonce skoro anuluje. Tyče, zvláště hladké, lze i předpínat pouhým utahováním matice na koncích tyče. Nedosáhne se ale tak velkého předpětí jako za použití pistole, proto se tento způsob příliš často nepoužívá.

Dráty

Dráty jsou základní předpínací jednotkou. Vyrábí se z nízkolegované oceli s vysokým obsahem uhlíku, který zvyšuje její pevnost v tahu. Následně se patentuje – zahřeje na teplotu 800 až 900 stupňů Celsia, a nechá vychladnout. Tímto procesem se homogenizuje. Následně je možné jej válcovat za studena, čímž vymizí přirozená mez kluzu a zvedne se pevnost až na 1500 MPa. Tímto procesem také vznikají v drátu vnitřní pnutí, které snižují tažnost drátu. Vnitřního pnutí se lze zbavit popouštením, zahřátím na přibližně 400 stupňů Celsia a postupným ochlazováním. Dráty je možné i stabilizovat: při ochlazování se do drátů vnáší i tahové napětí, které dále posouvá mez kluzu – až k 85% meze pevnosti.

Dráty se vyrábí v průměru od 3 do 10 mm. Buď hladké nebo na nich lze vytvořit vtisky válcováním za studena. Dráty se dodávají ve svitcích, proto je před použitím nutné jejich narovnání a kontrola, zda nedošlo k poškození drátu nebo změně jeho vlastností, [1].

Lana

Lana jsou asi nejpoužívanější předpínací výztuží. Obvykle je tvoří 7 drátů – jeden o větším průměru, okolo kterého je zbylých šest ovinuto do šroubovice. Ovinutí do šroubovice umožňuje napínat všechny dráty stejně a zlepšuje spolupůsobení výztuže s betonem. Celková plocha lana se uvádí jako součet ploch všech drátů, [2].

Kabely

Kabely jsou prakticky pouze lana, vedená společně v kabelovém kanálku. Nejsou však spolu nijak spojena či svázána, proto je nemůžeme považovat za jedno silné lano. Následkem jsou možné různé mezery mezi jednotlivými lany, kam může případně zatéct injektážní malta a napomáhá to lepší soudržnosti oproti lanu se stejnou plochou průřezu. Na druhou stranu lana spolu skoro nespolupůsobí.

2.3.3 Rozdělení dle umístění výztuže

Vnitřní

Vnitřní výztuž je vždy vedena v konstrukci – její kontrola a údržba je proto velmi obtížná. Opravy či rekonstrukce takto vedené výztuže jsou velmi komplikované, proto musí být při výrobě věnována extrémní pozornost a opatrnost. Vnitřně vedená výztuž má velkou výhodu – konstrukce samotná chrání výztuž proti okolním podmínkám. Beton samotný má velmi nízké pH, což má za následek pasivaci výztuže – výztuž nemůže zkorodovat. Výztuž je také chráněna proti vlhkosti a dalším povětrnostním podmínkám.

Vnější

Výztuž vedená vně konstrukce je lépe kontrolovatelná a lze velmi kvalitně sledovat průběh předpětí po délce výztuže. Další výhodou je snadné zesílení konstrukce dopnutím dalších kabelů či výměna stávajících za silnější. Nevýhodou je vystavení výztuže okolním vlivům, proto musí být pravidelně kontrolována a ošetřována různými protikorozními nátěry.

Oviјené

Historicky se oviјené předpětí používalo hlavně u rotačně symetrických konstrukcí – např. chladící věže apod. Napětí se vnášelo pomocí pojížděcího vozíku. Ten pojížděl po okraji konstrukce a uvolňoval předpínací lano menší rychlostí, než sám jel – tím došlo k napnutí výztuže. Dnes už se tento způsob nepoužívá, hlavně z důvodu velkých ztrát

v předpětí. Nyní ovíjení probíhá ve specializovaných továrnách, v tzv. „troubách“. Otáčí se trouba, zatímco předpínací zařízení stojí na místě, [1].

2.3.4 Rozdělení dle vnášení síly

Jedná se asi o nejzákladnější rozdělení předpjatých konstrukcí. Předpětí se vnáší buď před zabetonování, nebo po něm, případně i kombinací obojího.

Předem předpjaté

U předem předpjatých konstrukcí nejprve napneme výztuž (nejčastěji lano), následně provedeme betonáž a po dostatečném zatvrdnutí a zatuhnutí betonu, lano uvolníme. Zkrácením výztuže na původní délku se vnese napětí do konstrukce. Podmínkou úspěšného vnesení předpětí je dostatečná soudržnost betonu s předpínací výztuží. Beton tedy musí být po celou dobu před vnesením předpětí ošetřován: zakrývá se fóliemi proti úniku vlhkosti; protepluje se proti výrazným rozdílům teplot po průřezu konstrukce, chlazení musí být pozvolné. Při nedodržení těchto pokynů může dojít k porušení soudržnosti mezi betonem a výztuží. Následkem porušení je prokluz výztuže v konstrukci a velké ztrátě předpětí, [2].

Předem předpjaté konstrukce se nejčastěji vyrábí na linkách dlouhých až 200 m. Po úspěšném napnutí, vybetonování, ošetření a vnesení předpětí se prvek rozřeže pilou s diamantovými kotouči na prvky požadované délky, [1].

Z postupu výroby předem předpjatých prvků je jasně vidět, že se jedná o prefabrikované konstrukce, na stavbě poté montované a svařované k sobě – jejich statické schéma je nejčastěji prostý nosník, s klasickým průběhem momentů od zatížení (parabola). Při vnesení předpětí u jednoho z okrajů (nejčastěji dolního) můžeme vnést do konstrukce i ohybový moment, který nám může pomoci vyrovnat ohybový moment způsobený zatížením. Předpětí nám vyvolá stejný ohybový moment na celé délce prvku (excentricita předpínacích kabelů vynásobená předpínací silou). Sečtením těchto dvou stavů bychom dostali ohybový moment u jednoho (nejčastěji horního) okraje. Zde tedy vzniká riziko vzniku trhlin. Zabránit mu lze několika způsoby. Za prvé zalomením dráhy předpínací výztuže, vychýlením k druhému kraji v podporových oblastech. Tím ale odpadá možnost vyrábět prvky na dlouhých drahách a následným řezáním na požadované délky. Druhá možnost je pomocí tzv. „separace“ lan. Separace je založena na principu porušení soudržnosti lana s betonem v podporových oblastech. Porušení soudržnosti se provede vložením části lana do PVC trubky, ve které se může volně pohybovat, a která zabrání spolupůsobení betonu a výztuže v požadované oblasti. Třetí možnost je pomocí dodatečné výztuže u druhého okraje konstrukce, která zabrání vzniku trhlin, [1, 2].

Dodatečně předpjaté

U dodatečně předpjatých konstrukcí dochází nejdříve k osazení lana do trubky (PVC nebo z tenkého plechu), následně k vybetonování a až poté dochází k napnutí lana a vnesení předpětí do konstrukce. Konstrukci lze napínat z jedné nebo obou stran, záleží na požadavcích investora a možnostech realizace. Dodatečně předpjaté konstrukce se velmi často provádí přímo až na stavbě. Výhoda tohoto stylu předpínání je ve velké variabilitě vedení předpínacího lana. Lze ji zalomit i vícekrát, dle průběhu očekávaných ohybových momentů.

Předpětí se do konstrukce vnáší přes tzv. kotvy, prvky z vysokopevnostní oceli, občas opatřeny výčnělky pro lepší součinnost s betonem. Důležitou součástí kotvy je distanční podložka, která napomáhá roznášet tlak od vneseného předpětí do betonu. Lana jsou v kotvě upevněna pomocí tzv. „kužílků“. Jedná se o čelisti tvaru dutého komolého kužele, na vnitřní straně opatřené malými vroubky o vysoké pevnosti. Kužílky jsou nasazeny na lano, ručně zatlučeny do kotevní objímky. Kotevní objímka má kónický tvar. Lano při smršťování zatahuje kužílek, který vlivem kónického tvaru objímky stále pevněji svírá lano a zabraňuje jeho prokluzu. Vzájemný posun kužílku a lana se nazývá pokluz, a je přítomen u každého samosvorného kotvení. Jeho velikost závisí na typu zařízení, kotvě a dalších detailech na stavbě. V případě nemožnosti osazení kotvy, se použije tzv. „mrtvá kotva“. Jedná se o rozpletení drátů lana či kabelu a jejich usazení do distanční mřížky, která nám zajišťuje oddělení jednotlivých drátů či lan od sebe. Mrtvá kotva je následně zabetonována, a přenáší napětí do betonu pouze soudržností, [1].

Trubku je následně možné zainjektovat z nejspodnějších míst kabelového kanálku. Injektáž se provádí speciální injektážní maltou. Ta musí být dostatečně tekutá, nesmí však mít přílišný obsah vody, aby nedocházelo k jejímu odloučení, popřípadě nadměrnému smršťování nebo nesoudržnosti předpínacích lan a injektážní malty. Obvykle se vodní součinitel pohybuje okolo 0,5. Celá konstrukce musí být opatřena odvzdušňovacími kanálky, které odvádí vzduch z trubek. Injektáž se ukončí ve chvíli, kdy z odvzdušňovacích kanálků vytéká čistá injektážní malta. Objem injektážní malty se také musí pečlivě kontrolovat, tím se provádí zběžná kontrola, jestli byla celá trubka zainjektována, [1, 2].

Čím je předpínaná konstrukce delší, tím jsou větší ztráty třením (viz kap. 2. 4). Pro jejich eliminaci se používá napínání z obou stran, popřípadě se konstrukce rozdělí na více částí a napíná se postupně. Lano se poté musí napojit pomocí tzv. spojek, které se usazují na konec ke kotvě, případně jsou součástí samotné kotvy.

2.3.5 Rozdělení dle stupně vyztužení předpětím

Jak již bylo zmíněno, přepětím aktivně měníme rozložení napětí v prvku a konstrukci. Dle míry této změny rozdělujeme předpětí na úplné, omezené a částečné.

Úplné

Při úplném předpětí je požadavek na eliminaci tahových napětí betonu při návrhové kombinaci zatížení. Vzhledem k velikosti tohoto zatížení je předpínací síla k plnému předpětí poměrně vysoká, a tedy celkové předpětí je velmi nákladné. Také se nevyužívá tahové pevnosti betonu, která je poměrově mnohem menší než tlaková, ale stále je neekonomické ji nevyužívat, [2].

Omezené

Při omezeném předpětí se povoluje při návrhové hodnotě zatížení vznik tahového napětí v betonu, ale pouze do hodnoty tahové pevnosti betonu. Tato varianta je výhodnější, lépe využívá materiály v konstrukci a nemá takové požadavky na vnášenou předpínací sílu.

Částečné

Při částečném předpětí už tahová napětí překonávají tahovou pevnost betonu, proto je omezena šířka trhlin, popřípadě se zakazuje vznik tahových napětí při časté kombinaci zatížení. Dalším omezením může být požadavek, aby předpínací výztuž zůstala v tlačené oblasti, [1].

2.4 Změny a ztráty předpětí

Jak již bylo zmíněno v předchozích kapitolách, různá technologie předpínání, dotvarování a smršťování betonu má velký vliv na vnesené předpětí. Navíc předpětí není vždy konstantní, mění se jak v čase, tak i po délce kabelu. Povětšinou se jedná o ztráty předpětí, kdy se vnesené napětí snižuje různými vlivy. Ztráty či změny předpětí se dělí na krátkodobé a dlouhodobé. Problematika změn předpětí je velmi komplexní. Proto se při výpočtech uvažují zjednodušující předpoklady: ocel i beton se považují jako dokonale pružné látky, dokonalá soudržnost mezi betonem a výztuží, krátkodobé ztráty se určují nezávisle na sobě a působiště předpínací síly se uvažuje v těžišti plochy předpínací výztuže. V této kapitole bude provedeno pouze teoretické seznámení se změnami předpětí, konkrétní výpočet bude proveden v kapitole 3.4.

2.4.1 Krátkodobé ztráty

Krátkodobé ztráty se projevují během předpínání, popřípadě okamžitě po ukončení předpínání a zakotvení předpínací výztuže. Jsou velmi specifické pro každou konstrukci. Záleží na předpínacím zařízení, trase vedené výztuže a dalších okolnostech.

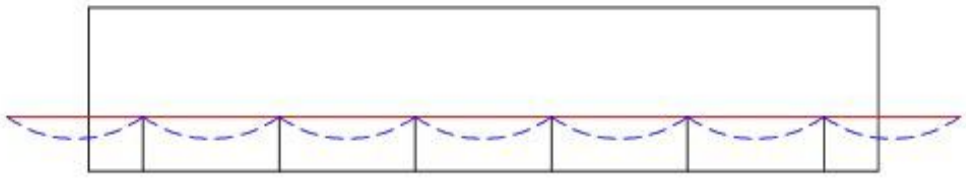
Třením

Ztráty třením u předem předpjatého betonu jsou v místech zalomení předpínací výztuže, popřípadě mezi výztuží a předpínací drahou. U dodatečně předpjatého betonu se

jedná o tření mezi výztuží a trubkou, ve které je výztuž vedena. Velký vliv na velikost této ztráty má trasa, po které je předpínací výztuž vedena, čím je složitější, tím větší ztráty jsou. Ztráta je přímo úměrná tlaku, kterým je lano přitlačováno ke stěně trubky. Tlak je přímo úměrný předpínací síle. Tedy ztráta je přímo úměrná předpínací síle, [2]. Nechť μ je značením pro součinitel tření mezi výztuží a stěnou trubky, potom získáváme celkovou změnu napětí v závislosti na změně úhlu v oblouku trasy:

$$\delta P = -\mu P \delta a$$

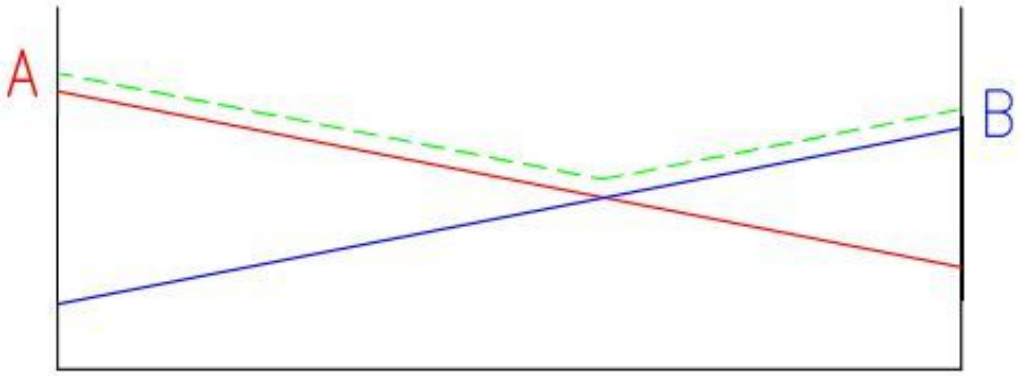
Pro rovnou část uvažujeme místo změny úhlu změnu délky. Dále se projevuje ztráta (především na rovných úsecích) neúmyslnou změnou trasy. Ta je způsobena prohnutí výztuže vlastní vahou mezi distančními mřížkami, které drží výztuž ve správné poloze a určují její trasu, viz obr. 5.



Obrázek 5 neúmyslná změna trasy kabelu

Tato změna je vyjádřena jako $k\delta l$, kde k nám značí nezamýšlenou změnu úhlu. Společně se součinitelem tření je označován jako K. Je závislý na tuhosti výztuže, vzdálenosti distančních mřížek a případném poškození při osazování a betonáži. Vždy by mělo být stanoveno dodavatelem předpínacího systému. Jeho hodnoty se většinou pohybují mezi 0,003 do 0,5 v závislosti na typu výztuže a předpínacím systému, [1].

Ztrátu třením lze snížit napínáním z obou konců. Na obr. 6 je vidět průběh napětí po délce kabelu, v případě napínání z jednoho (červená), druhého (modrá) a obou (zelená) konců.

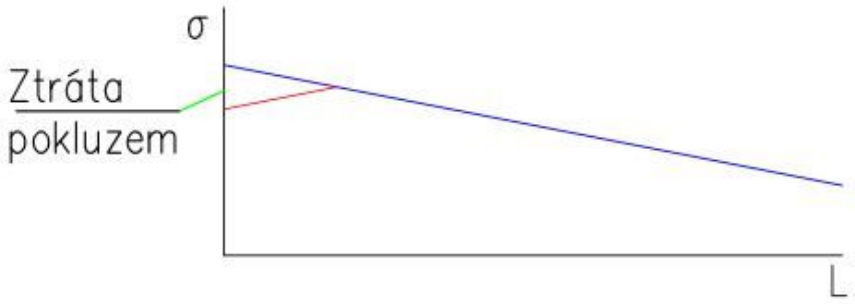


Obrázek 6 Ztráta třením při různém napínání

Pokluzem v kotvě

Jedná se o ztrátu způsobenou spolupohybem kužílku a lana v kotevní objímce při kotvení. Při výpočtu se uvažují dvě možnosti – se třením nebo bez něj. Pokud tření neuvažujeme, ztráta předpětí je jednoduše vyjádřena přes Hookeův zákon jako: $\sigma = E \cdot \varepsilon$.

Při uvažování tření, které vzniká mezi výztuží a kabelovým kanálkem, působí tření proti pokluzu v kotvě – tím nám pomáhá zachovat napětí ve výztuži. Tření má stejnou absolutní hodnotu jako při výpočtu ztrát třením, akorát s opačným směrem. Tímto vlivem nám při dostatečném tření a malém pokluzu může ztráta napětí úplně vymizet viz obr. 7.



Obrázek 7 Vymizení ztráty pokluzem

Pokluz je vždy udáván v milimetrech. Je rozdílný pro každý předpínací systém a obvykle dosahuje hodnot 3 – 5 mm, [2].

Pružným přetvořením betonu

Předpětí vnáší do konstrukce nové síly a beton na ně patřičně reaguje.

V případě předem předpjatého betonu se nejprve napne lano, následně se zabetonuje a uvolní. Spolu se zkrácením lana se vlivem normálové síly od předpětí zkrátí i betonová konstrukce. Celková ztráta předpětí se vypočte přes ideální průřez.

U dodatečně předpjatého betonu je předpětí do výztuže a prvku vneseno pomocí předpínací pistole, která se opírá o betonový prvek. Posouvá se tedy zároveň se zkracujícím se betonovým prvkem a je schopna udržet stálé napětí ve výztuži. Při tomto stálém napětí je výztuž i zakotvena, tedy při správném provedení a napnutí všech lan najednou se ztráta pružným přetvořením betonu neprojeví.

Postupným předpínáním

Tato ztráta se týká pouze dodatečně předpjatého betonu. Výztuž je většinou vedena více předpínacími trasami. Není proto možné je všechny napnout a ukotvit najednou. V tu chvíli vzniká ztráta postupným předpínáním. Při napnutí první výztuže dojde ke zkrácení betonové konstrukce, viz. ztráta pružným přetvořením betonu. Tato ztráta je vyrovnána

předpínací pistolí, která udržuje ve výztuži stálé napětí. Při dalším napínání už je výztuž z minulého předpínání pevně zakotvena, tedy se zkracuje spolu s konstrukcí – dochází ke ztrátám napětí. Takto každým dalším předpínáním vzniká ztráta v již napnuté výztuži, [1].

Krátkodobou relaxací

Tato ztráta je podrobněji popsána v kapitole dlouhodobých ztrát.

Ztráta otlačením betonu

Tato ztráta je čistě specifická pro ovíjené konstrukce. Radiální síly, které vznikají předpínáním, působí na beton, který povoluje a výztuž se zatlačuje dovnitř do konstrukce. Tím dochází ke zmenšení poloměru ovíjené konstrukce, a tedy i zkrácení obvodu = zkrácení výztuže a tím dojde ke ztrátě napětí, [1].

Ztráta přetvořením napínacího systému

Ztráta se uplatňuje hlavně u předem předpjatých konstrukcí, kdy napínáním kabelů na dráze dojde k ohybu předpínacího sytému. Ztráta se nedá prakticky eliminovat, napínací systém nelze vyztužit tak, aby odolal napínací síle bez přetvoření. Přetvoření lze změřit přímo při výrobě a následně spočítat ztrátu dle Hookeova zákona. S každým dalším předpínáním se napínací systém více deformuje, tedy ztráta je pro každou předepnutou výztuž jiná a závislá na předpínání další výztuže, [2].

2.4.2 Dlouhodobé ztráty

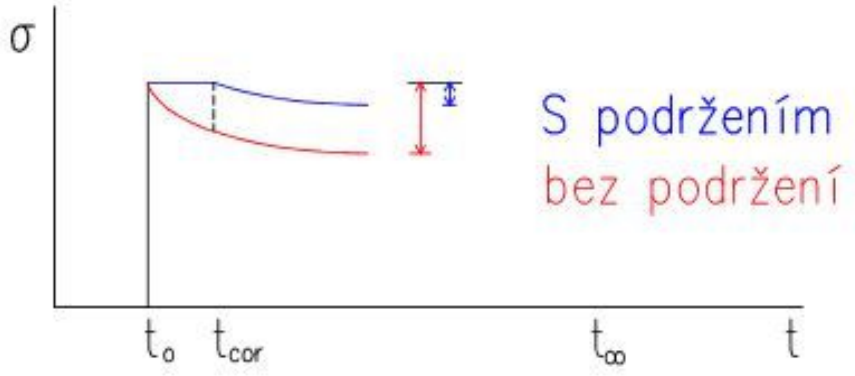
Dlouhodobé ztráty se projevují až po zakotvení a probíhají po celou dobu životnosti konstrukce. Jejich velikost je závislá na čase a jevu, která je způsobuje. Nemusí se vždy jednat o ztráty napětí, proto je lepší mluvit o změnách než o ztrátách předpětí.

Relaxací výztuže

Relaxace výztuže je duální jev k dotvarování. Během času ve výztuži při konstantní deformaci klesá vnitřní napětí. Tento proces se prakticky nikdy nezastaví, ale jeho postup je logaritmický – největší změna je na začátku, proto se občas tato ztráta řadí i do krátkodobých ztrát. Logaritmický průběh nám umožňuje určit celkovou ztrátu, jako ztrátu spočtenou v čase 500 000 h (cca 57 let). Významný vliv na ztrátu má druh použité výztuže. Při výpočtu se používají tři třídy: výztuž s normální relaxací, výztuž s nízkou relaxací a za tepla válcované a upravené tyče. Každá z těchto tříd má svůj specifický výpočet, [4].

Ztráta relaxací se dá snížit použitím výztuže s nízkou relaxací nebo tzv. podržením napětí při předpínání. Výztuž se napne na určité napětí (až $f_{0,2}$) podrží se na 2 – 10 minut a následně uvolní. Během této krátké doby proběhne velká část relaxace výztuže a při dalším

napínání již neproběhne. Celková ztráta relaxace se tedy sníží o tuto hodnotu, [3]. Velmi dobře je efekt vidět z grafu na obr. 8.



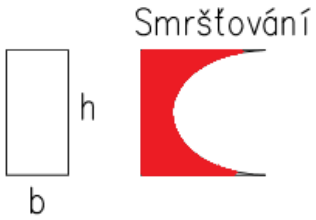
Obrázek 8 Ztráta relaxací s podržením [1]

Obecně se nejdříve při výpočtu určí celková kapacita relaxace. Následně se spočte relaxace proběhlá, při podržení výztuže a při předchozím předpínání a poté se vypočte zbývající relaxace. Je potřeba spočítat ztrátu ve všech důležitých okamžicích stavby – při předpínání, při vnesení konstantního dlouhodobého zatížení a v čase 500 000 h, [1].

Smršťováním betonu

Smršťování betonu je jev, kterému se nelze vyhnout, ať už se jedná o prefabrikované konstrukce nebo monolitické přímo na stavbě. Ve fázi, kdy probíhá smršťování, je již beton a výztuž pevně spojena buď soudržností, nebo přes kotvy, a tedy jakákoliv změna tvaru betonové části ovlivňuje i výztuž. Smrštěním betonu dochází i ke zkrácení výztuže. Následně z Hookeova zákona dostáváme ztrátu předpětí v závislosti na velikosti smrštění betonové konstrukce.

Smršťování má několik složek. První z nich, vysychání, je způsobeno okolními vlivy – teplotou, povětrnostními podmínkami apod. Vysychání probíhá hlavně u povrchu, kde je beton nejvíce vystaven těmto vlivům. Zároveň je patrné, že smršťování vysycháním není po průřezu lineární viz obr. 9.



Obrázek 9 Smršťování po průřezu

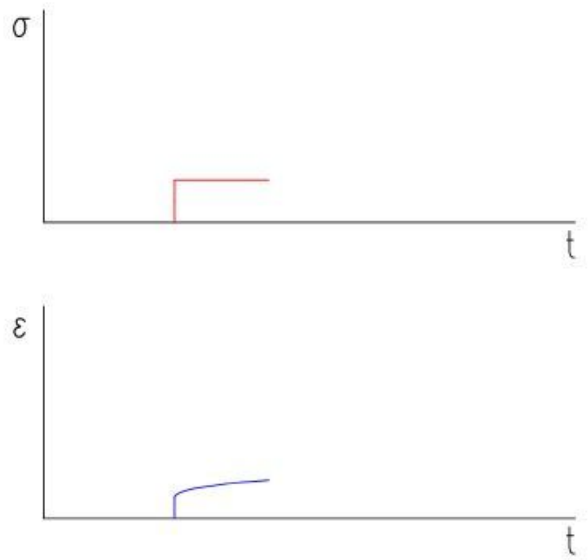
Druhým je autogenní smršťování. Je způsobeno vázáním volné vody v betonu hydratačními procesy. Hydratace betonu prakticky nikdy nekončí, proto tento proces pokračuje dlouhodobě u všech konstrukcí, i když s postupem času slábne, [1].

Veškeré smršťování je o odvodu vody z betonu. Efekt smršťování na konstrukci lze snížit správným ošetřováním, složením betonu, vodním součinitelem. Velký vliv má tzv. „vysychající obvod." Jedná se o část konstrukce, která není nijak chráněna proti povětrnostním vlivům – je přímo v kontaktu se vzduchem. Vysychající obvod se často v průběhu času mění, proto je jeho určení velmi složité, [2, 5]. Správnost výpočtu závisí na zkušenostech statika.

Dotvarováním betonu

Dotvarování je závislé na čase a zatížení, kterému je konstrukce vystavená. Lze jej rozdělit na tyto složky: okamžité pružné, okamžité nepružné, zpožděné pružné a zpožděné nepružné a od teplotních změn, [1]. Dotvarování od teplotních změn není závislé na mechanickém zatížení a vyvíjí napjatost v konstrukci, pouze pokud je tuze upnutá.

Pro většinu mechanických zatížení lze uvažovat, že napětí, které v betonu způsobují, nepřesáhne 40 % - proto se na pracovním diagramu pohybujeme stále v pružné části a lze tedy považovat okamžité nepružné složky přetvoření za nulové. Pro jedno zatížení lze tedy uvažovat grafy na obr. 10.



Obrázek 10 Grafy napětí, deformace

Pro více zatížení lze výhodně použít princip superpozice. Problémem při výpočtu je spolupůsobení jednotlivých prvků v konstrukci a vlastnosti betonu, kterému se hydratačními procesy v čase zvyšuje pevnost a modul pružnosti. Rostoucí modul pružnosti snižuje efekt zatížení na přetvoření a dotvarování. Zároveň celá konstrukce spolupůsobí a snižuje účinky zatížení, přerozdělením napětí po konstrukci. K celkovému vyjádření dotvarování se

používají zjednodušené modely, [2]. Veškeré modely vychází ze součtového vztahu závislého na zatížení (napětí) modulu pružnosti a koeficientu φ, který vyjadřuje reologické vlastnosti betonu. Každá z těchto teorií má svůj přístup k tvorbě tohoto koeficientu, jeho vyjádření a tvar, [1].

Vzhledem k velkému množství modelů závisí spočtená výsledná hodnota dotvarování na volbě a zkušenostech projektanta. Každý z modelů má určité zjednodušení. Je proto důležité zvolit vhodný model pro danou konstrukci a její speciální požadavky. Následně je třeba konstrukci pravidelně měřit a ověřovat, zda zvolená metoda souhlasí s reálným dotvarováním, a tedy se dá očekávat, že i v budoucnu se bude chovat dle předpokladů. Tento krok je velmi důležitý především u předpjatých konstrukcí, kdy se z přetvoření počítají změny předpětí a zda nám dotvarování nezměnilo předpětí jinak, než bylo navrženo.

3 Budova Praga B

3.1 Popis objektu

Zkoumaný objekt je volně převzatý z budovy Praga B v pražském Karlíně. Jedná se o výškovou budovu s deseti nadzemními podlažími, a jedním podzemním podlažím ve kterém je parkování. Budova je od 7. NP vykonzolována severním směrem. Délka vykonzolování je přes 9 m. Z podkladů (architektonické studie dostupné na internetu) bylo vytvořeno předpokládané konstrukční schéma 1. NP, a dvou typických podlaží (viz příloha č. 1). Typické podlaží 1 se opakuje od 2. NP do 6. NP, typické podlaží 2 od 7. NP do 10. NP. Budova je v Karlíně, je blízko Vltavy a v geologickém podloží je tedy vysoká HPV.

3.2 Kritická místa budovy

Založení objektu, geologický profil a návrh architekta velmi komplikují statické řešení budovy. Nejen konzola, ale i velké procento prosklení v obvodových stěnách, umístění otvorů ve středních stěnových nosnících znemožňují jednoduché a obvyklé řešení objektu.

3.2.1 HPV, tlak v severní stěně

Velké procento prosklení spolu s přidaným zatížením od konzoly zvyšují nároky na severní stěnu. Vlivem velkého zatížení a velkých otvorů nelze tuto stěnu řešit komplexně, je potřeba ji rozložit na samostatné pilíře, ty navrhnout a posoudit zvlášť a následně je opět spojit do jedné stěny. Spolupůsobení těchto pilířů následně může pouze pomoci nejvíce vytíženým částem stěny. Tento problém byl řešen v projektu 2, nebudeme se jím tedy v rámci bakalářské práce zabývat.

Vysoká HPV nám vyvozuje velký boční tlak na suterénní stěny. Spolu s délkou suterénních stěn hrozí jejich protlačení, zvláště v oblastech nezatížených horní stavbou. V základové desce je stěna pevně vetknuta. Vršek stěny je komplikovanější, záleží na umístění stěny – buď se dá uvažovat jako vetknutý (v případě přitížení horní stavbou) nebo jako kloubově uložený v ostatních případech. Proto byli v programu SCIA vytvořeny dva zatěžovací modely. Následně na jejich obálku byla navržena výztuž použitelná pro všechny suterénní stěny. Tento problém byl také řešen v projektu 2, nebude proto v bakalářské práci rozebírán.

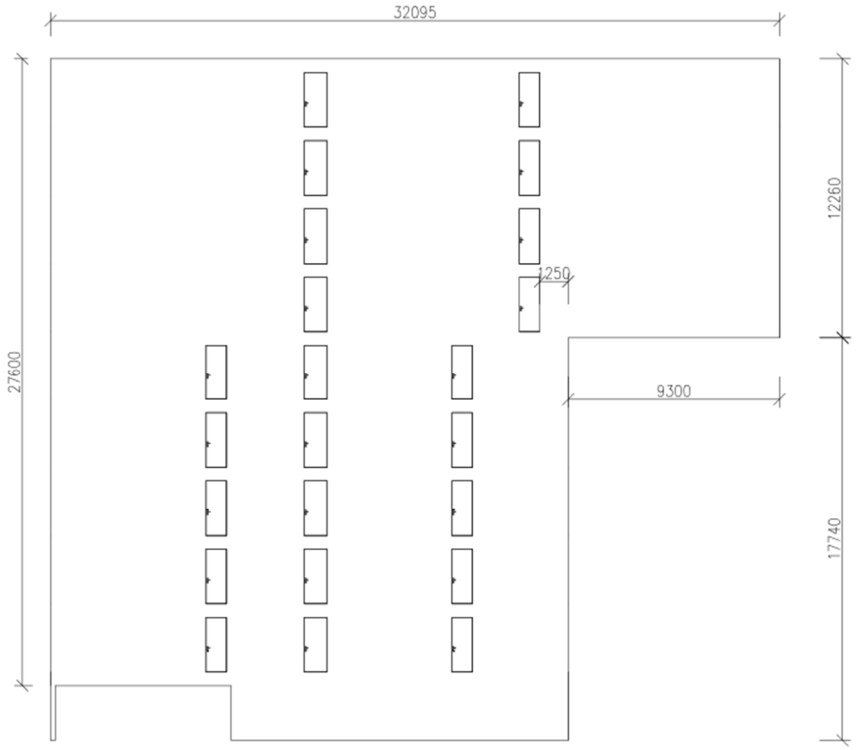
3.2.2 Vykonzolování 7. NP – 10. NP

Konzola má délku přes 9 m. Veškeré obvodové stěny, dva vnitřní stěnové nosníky a stropní desky jsou tvořeny z monolitického ŽB. Díky tomu je zajištěno jejich spolupůsobení, můžeme tedy posuzovat celé vykonzolování přes všechny patra dohromady. Tím nám velmi nabude výška průřezu nosných částí, které vzdorují poklesu krajní části konzoly.

3.3 Model a analýza hlavních napětí

Při návrhu budovy by bylo potřeba vymodelovat celou budovu, zjistit veškerá kritická místa a ty rozebrat podrobněji. Rozsah bakalářské práce nám tuto analýzu neumožňuje. Podrobně bude rozebrán pouze stěnový nosník na ose C (dále jen stěnový nosník C). Tento nosník byl vybrán z důvodu blízkosti otvoru pro dveře u rohu konzoly, kde očekáváme velká tlaková napětí, a proto zde určitě vznikne další kritický bod konstrukce.

Zatížení na stěnový nosník je spočítáno v příloze 2. Hlavní rozměry nosníku, rozmístění otvorů je patrné z obr. 11.

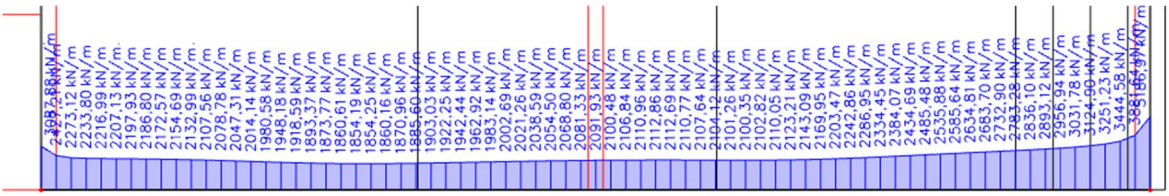


Obrázek 11 Stěnový nosník

Podpory jsou zvoleny jako tuhé, nepohyblivé, celý stěnový nosník je pevně vetknut do základové desky. Tuhost stropních desek nahradíme ve všech patrech liniovou podporou, které umožníme volný pohyb ve vodorovném a svislém směru, kolmo na rovinu stěnového nosníku pohybu zabráníme. V levém dolním rohu místo sloupu umístíme podporu tuhou ve

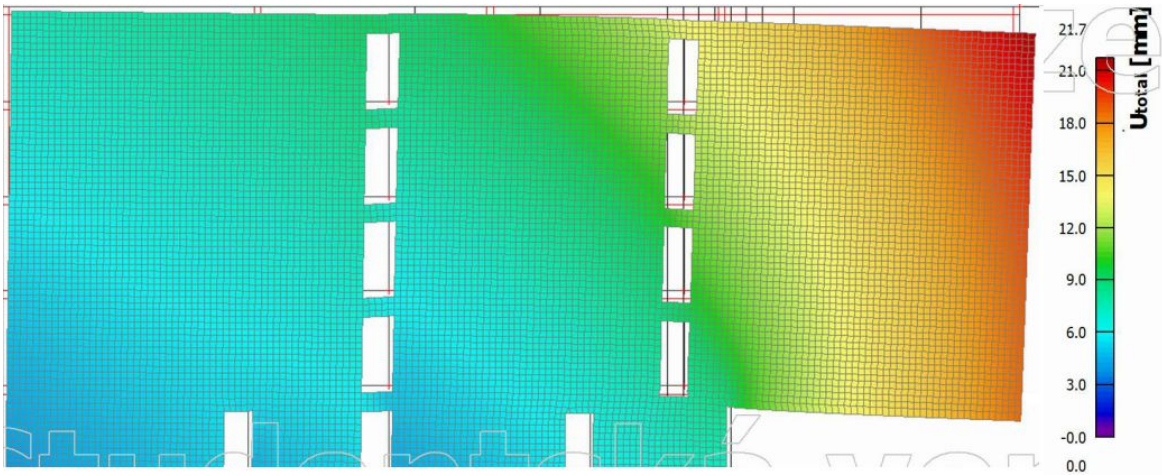
všech směrech, stěnový nosník zde přechází do suterénní stěny a již zmiňovaného sloupu. Výsledný model se zatěžovacími stavy je zobrazen v příloze 4.

Pro kontrolu správnosti modelu necháme spočítat reakce, ruční výpočet je proveden v příloze 3. Předpokládaná reakce do liniové podpory je 2,188 kN/m. V ručním výpočtu jsou zanedbány otvory. Výsledky reakce z programu SCIA jsou patrné na obr. 12, přibližný průměr tedy odpovídá předpokládané ručně spočítané reakci.

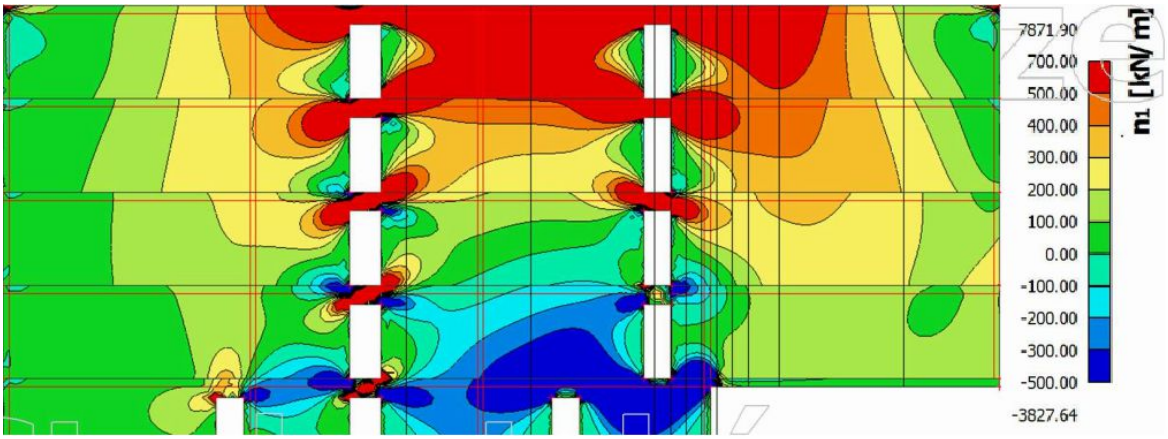


Obrázek 12 Průběžné reakce v liniové podpoře

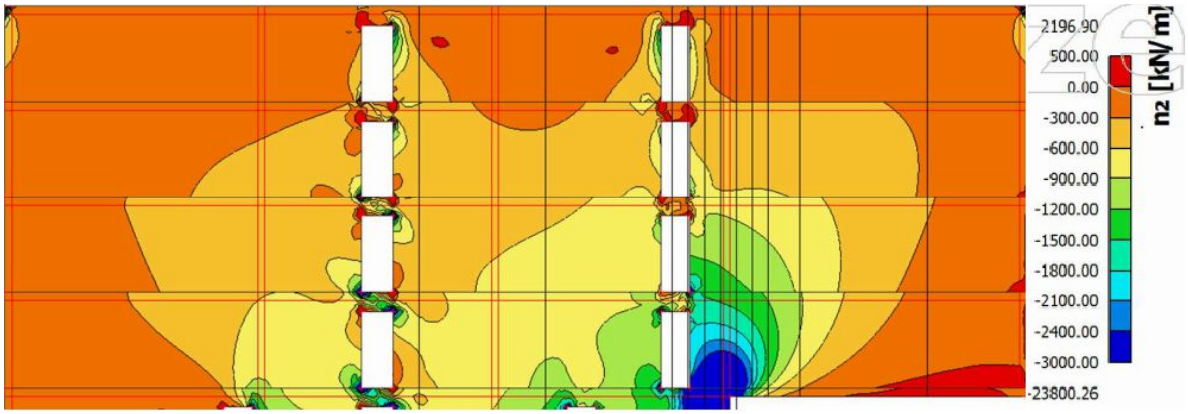
Dalším krokem je vykreslení hlavních napětí (tahy a tlaky), jejich trajektorií a posunů. Hlavní složky jsou zobrazeny na obr. 13–15.



Obrázek 13 Celková deformace/přemístění



Obrázek 14 Hlavní tahy



Obrázek 15 Hlavní tlaky

Průběh hlavních napětí nám dává představu o chování konstrukce, zobrazuje nám problémová místa a pravděpodobný vznik trhlin. Je vidět velké množství tahových napětí, kterým betonové konstrukce špatně odolávají.

3.4 Návrh možností předpětí

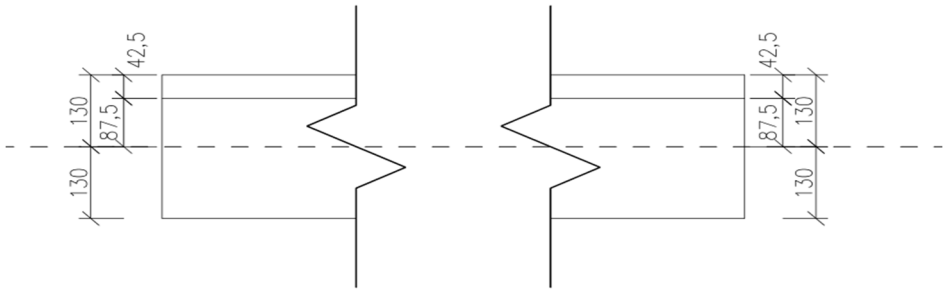
Z modelu stěnového nosníku jsou patrné další kritická místa na stěnovém nosníku. Jedná se primárně o vrchní část stěnového nosníku a vnitřní roh konzoly. Na vrchní části se jedná o velké tahové napětí, na rohu konzoly o soustředěné tlakové napětí, které se zde koncentruje z celé vykonzolované části. Předpětím se snažíme tato napětí eliminovat nebo alespoň snížit pod určitou hranici. V rámci bakalářské práce navrhneme několik možností předpětí, následně z nich vybereme jednu, kterou rozebereme detailněji. V praxi by bylo potřeba vyzkoušet více modelů, ale rozsah bakalářské práce nám to neumožňuje.

3.4.1 Předepnutí stropních desek – excentrické

Stropní desky mají tloušťku 260 mm, lze je tedy efektivně předepnout excentricky, tím dodat do konstrukce další vnitřní síly a přerozdělit napětí ve stropní desce. Předpětí budeme vždy uvažovat od kraje konzoly až za nosné jádro budovy, celková půdorysná délka je 21 520 mm. Minimální krycí vrstva c ke kraji předpínací výztuže je 30 mm. Předpínací výztuž je vedena v trubkách o průměru 25 mm. Celková excentricita od středu stropní desky:

$$e = \frac{h}{2} - c - \frac{\phi}{2} = \frac{260}{2} - 30 - \frac{25}{2} = 87{,}5 \text{ mm}$$

První možnost excentrického předepnutí je vést výztuž podél horního okraje, viz obr. 16.

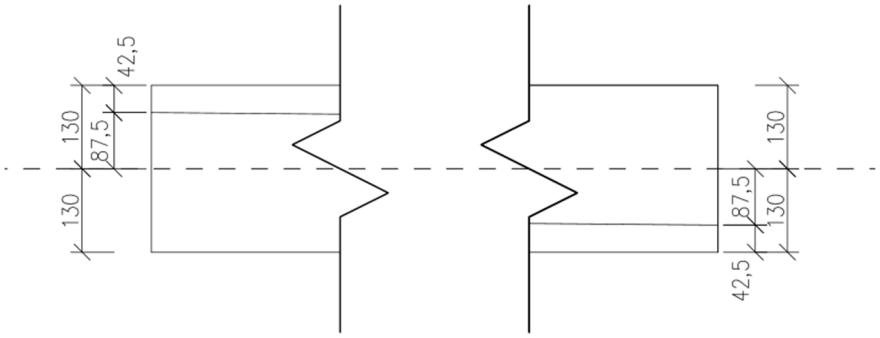


Obrázek 16 Excentrické přímé předpětí

Tím nám vznikne moment u dolního okraje, který působí proti momentu od konzoly. Celkový takto vzniklý moment je v závislosti na předpínací síle R:

$$M = R \cdot e = 0{,}0875R \ \text{kNm}$$

Druhou možností je vést předpínací výztuž od dolního volného kraje u konzoly k hornímu kraji u jádra budovy, viz obr. 17.



Obrázek 17 Excentrické šikmé předepnutí

Toto předepnutí nám vlivem šikmého vedení výztuže bude zvedat volný kraj konzoly směrem nahoru. Šikmá předpínací síla se rozdělí na svislou sílu působící směrem vzhůru, která nám vyvodí posouvající sílu a moment na spodním okraji. Vodorovná složka předpínací síly vyvodí excentrickou normálovou sílu a s tím spojený moment. Vyvolaný moment je u horního okraje, tedy shodně s momentem vyvolaným od konzoly. Působí proti vyvolanému momentu od posouvající síly. Pro celkový moment tedy platí

$$\tan(\alpha) = \frac{175}{9250} = 1{,}89 \cdot 10^{-2}$$

$$\lim_{x \to 0} \sin(x) = \tan(x)$$

$$\text{proto } \sin(\alpha) = \tan(\alpha) \text{ a z goniometrické jednotky získáváme } \cos(\alpha) = 0{,}9999701$$

Proto velikost posouvající a normálové síly v závislosti na předpínací síle R je

$$V = 1{,}18 \cdot 10^{-2} \cdot R \quad \text{a} \quad N = 0{,}9999701 \cdot R$$

Momenty od jednotlivých vnitřních sil působí proti sobě, musí se proto odečíst.

$$M_V = V \cdot l = 1{,}18 \cdot 10^{-2} \cdot R \cdot 9{,}25 = 0{,}175 \cdot R$$

$$M_N = N \cdot e = 0{,}9999701 \cdot R \cdot 0{,}0875 \approx 0{,}0875 \cdot R$$

$$M = M_V - M_N = 0{,}175 \cdot R - 0{,}0875 \cdot R = 0{,}0875 \cdot R$$

Moment vyvolaný oběma způsoby předepnutí je totožný, a to 0,0875R kNm.

3.4.2 Předepnutí stropních desek – centrické

Centrickým předepnutím stropních desek se vyvarujeme nežádoucích momentů vzniklých excentricitou předpětí. Centrické předpínání má i větší krycí vrstvu předpínací výztuže, je tedy bezpečnější. Spolu s vyšší krycí vrstvou předpínací výztuže není potřeba klást tak velké požadavky na přesnost montáže předpínací výztuže, jako při excentrickém předepnutí. Přímým vedením prutu se také sníží ztráty třením, předpětí bude v kotevní oblasti vzdorovat větší část betonové stropní konstrukce.

3.4.3 Návrh předpětí

K předepnutí budovy využijeme centrické předepnutí stropních desek. Stropní desky spolupůsobí se stěnami, tedy nepůsobí úplně jako konzola i když krajní roh celé konstrukce není podepřen. Proto by vzniklý moment nebyl vždy žádoucí, a mohl by způsobit neplánované napětí a trhliny v konstrukci. Centrické předepnutí má i menší ztráty třením, napětí bude tedy efektivnější.

K předepnutí byl vybrán předpínací systém od firmy VSL systémy s. r. o. Předpínací systém bude tvořen kabely Y1860S7 – 15,7, [6]. Pasivní kotva bude vytvořena jako tzv. „mrtvá“ kotva rozpletením lan u jádra průřezu. Aktivní kotva byla zvolena kotva GC6 – 7 s rozšířenou podložkou na šířku 500 mm z důvodu lepšího roznesení předpínací síly do betonu, [6]. Ke snížení ztrát relaxací lana před napnutím a zakotvením provedeme korekci ztrát podržením na 5 min. Předpínání bude prováděno silou 1470 kN, tedy silou 210 kN na jedno lano. Počáteční napětí v předpínací výztuži je 1400 MPa. Předpínání bude očividně prováděno z jedné strany.

3.4.4 Výpočet ztrát předpětí

Výpočet bude proveden na teoretických základech získaných v kapitole 2.4. Ztráty budou spočteny jednotlivě a následně sečteny do celkových ztrát. Plánovaná délka kabelu je 21520 mm, Youngův modul pružnosti předpínací výztuže E_p = 195 GPa, f_{pk} = 1860 MPa, $f_{p0,1k}$ = 1640 MPa, f_{ck} = 30 MPa, f_{ctm} = 2,9 MPa, Youngův modul pružnosti betonu E_c = 32 GPa, σ_{p0} = 1400 MPa, [6].

Ztráta pokluzem

Pokluz je dle dodavatele w = 3 mm, [6].

$$\Delta\sigma_{pw} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E = \frac{3}{21520} \cdot 195\,000 = 27{,}18 \text{ MPa}$$

Ztráta třením

Dle dodavatele je součinitel tření μ = 0,2 a součinitel k = 0,0008.

$$\Delta\sigma_{p\mu} = \sigma_{p0} \cdot e^{-\mu \cdot k \cdot l} = 1400 \cdot e^{-0{,}2*0{,}0008*21520} = 4{,}81 \text{ MPa}$$

Ztráta krátkodobou relaxací

Ztrátu uvažujeme v čase t = 72 hodin, tedy 3 dny po vnesení předpětí. Dodavatel určuje součinitel ζ_{1000} = 2,5. Před napnutím a zakotvením výztuže provedeme tzv. podržení na 5 min, spočteme ztrátu a poměr tahového napětí s napětím ve výztuži μ_{cor}:

$$\mu_{cor} = \frac{\sigma_{p1}}{f_{pk}} = \frac{1400}{1860} = 0{,}752$$

$$\Delta\sigma_{p,cor} = 0{,}66 \cdot \zeta_{1000} \cdot e^{-9{,}1 \cdot \mu_{cor}} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75 \cdot (1-\mu_{cor})} \cdot \sigma_{p0} =$$

$$= 0{,}66 \cdot 2{,}5 \cdot e^{-9{,}1 \cdot 0{,}752} \cdot \left(\frac{0{,}0833}{1000}\right)^{0{,}75 \cdot (1-0{,}752)} \cdot 1400 = 3{,}81 \text{ MPa}$$

Relaxace probíhá již po proběhnutých ztrátách třením a pokluzem. Nové počáteční napětí v předpínací výztuži před začátkem relaxace a nový poměr tahového napětí ve výztuži s tahovou pevností μ_{ST}:

$$\sigma_{p1} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pw} - \Delta\sigma_{p\mu} = 1400 - 27{,}18 - 4{,}81 = 1368{,}01 \text{ MPa}$$

Spočteme poměr pro napětí po započítání ztrát. Proběhlá ztráta ale s novým napětím vznikne za jiný časový interval, musíme tedy spočítat ekvivalentní čas t_e.

$$\mu_{ST} = \frac{\sigma_{p1}}{f_{pk}} = \frac{1368{,}01}{1860} = 0{,}735$$

$$\Delta\sigma_{p,cor} = -0{,}66 \cdot \varsigma_{1000} \cdot e^{-9{,}1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_e}{1000}\right)^{0{,}75 \cdot (1-\mu)} \cdot \sigma_{p0} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow t_e = 0{,}375$$

Celkový čas, ve kterém musíme spočítat ztrátu tedy je 72,375 h:

$$\Delta\sigma_{p,rel,0} = 0{,}66 \cdot \varsigma_{1000} \cdot e^{-9{,}1 \cdot \mu_{ST}} \cdot \left(\frac{t_e}{1000}\right)^{0{,}75 \cdot (1-\mu_{ST})} \cdot \sigma_{p1} =$$

$$= 0{,}66 \cdot 2{,}5 \cdot e^{-9{,}1 \cdot 0{,}735} \cdot \left(\frac{72{,}375}{1000}\right)^{0{,}75 \cdot (1-0{,}735)} \cdot 1368 = 15{,}56 \text{ MPa}$$

Část relaxace již proběhla a znovu se neprojeví, musíme ji znovu započítat:

$$\Delta\sigma_{p,rel,1} = \Delta\sigma_{p,rel,0} - \Delta\sigma_{p,cor} = 15{,}56 - 3{,}82 = 11{,}74 \text{ MPa}$$

Celkem krátkodobé ztráty:

$$\Delta\sigma_{p,ST} = \Delta\sigma_{pw} + \Delta\sigma_{p\mu} + \Delta\sigma_{p,rel,1} = 27{,}18 + 4{,}81 + 11{,}74 = 43{,}74 \text{ MPa}$$

Ztráta dlouhodobou relaxací:

Výpočet je stejný jako pro krátkodobou relaxaci, akorát uvažujeme čas t = 500 000 hod. Spočteme napětí ve výztuži po započtení krátkodobých ztrát, součinitel μ_{LT} a celkovou ztrátu, opět musíme odečíst již proběhlé relaxace:

$$\sigma_{p2} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p,ST} = 1400 - 43{,}74 = 1356{,}26 \text{ MPa}$$

$$\mu_{cor} = \frac{\sigma_{p1}}{f_{pk}} = \frac{1356{,}26}{1860} = 0{,}729$$

$$\Delta\sigma_{p,rel,2} = 0{,}66 \cdot \varsigma_{1000} \cdot e^{-9{,}1 \cdot \mu_{ST}} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75 \cdot (1-\mu_{ST})} \cdot \sigma_{p0} =$$

$$= 0{,}66 \cdot 2{,}5 \cdot e^{-9{,}1 \cdot 0{,}729} \cdot \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0{,}75 \cdot (1-0{,}729)} \cdot 1356{,}26 = 60{,}23 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p,rel,3} = \Delta\sigma_{p,rel,2} - \Delta\sigma_{p,rel,1} = 60{,}23 - 11{,}74 = 48{,}48 \text{ MPa}$$

Ztráta smršťováním betonu

Z důvodu snížení ztrát smršťováním betonu bylo zvoleno nutné ošetřování betonu hydrofobním nátěrem, který zabrání vysychání betonu. Proto pro vysychající obvod uvažujeme pouze horní stranu stropní desky. Spodní je na začátku ochráněna bedněním, po odbednění ji proti vysychání chrání hydrofobní nátěr. V průběhu životnosti konstrukce bude na stropě omítka a na podlaze další nášlapné vrstvy, které budou vysychání zabraňovat. Spočteme tedy celkové smrštění betonu (jako součet autogenního smrštění ε_{ca} a smrštění vysycháním ε_{cd}, následně z Hookeova zákona ztrátu předpětí

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$$

$$\varepsilon_{ca} = \left(1 - e^{-0{,}2\sqrt{t}}\right) \cdot 2{,}5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cd} = 0{,}85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{ck}+8}{10}\right)}\right] \cdot 10^{-6} \cdot \left[1{,}55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right)\right]$$

kde *RH* je relativní vlhkost, *t* je doba, ve které se uvažuje smrštění, součinitele α se odvíjí od typu betonu, pro beton se zrychleným tuhnutím platí: $\alpha_{ds1} = 6$ a $\alpha_{ds2} = 0{,}11$. Po dosazení dostaneme výsledky:

$$\varepsilon_{ca} = \left(1 - e^{-0{,}2\sqrt{18250}}\right) \cdot 2{,}5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 0{,}00005$$

$$\varepsilon_{cd} = 0{,}85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot 6) \cdot e^{\left(0{,}11 \cdot \frac{f_{ck}+8}{10}\right)}\right] \cdot 10^{-6} \cdot \left[1{,}55 \cdot \left(1 - \left(\frac{60}{100}\right)^3\right)\right] = 0{,}000309$$

$$\varepsilon_{cs} = 0{,}000309 + 0{,}00005 = 0{,}000359$$

Proto z modulu pružnosti dostáváme ztrátu napětí smršťováním:

$$\Delta\sigma_{ps} = E \cdot \varepsilon_{cs} = 195000 \cdot 0{,}000359 = 70{,}03 \text{ MPa}$$

Ztráta dotvarováním betonu

Ztráta dotvarováním se spočte ze vzorce:

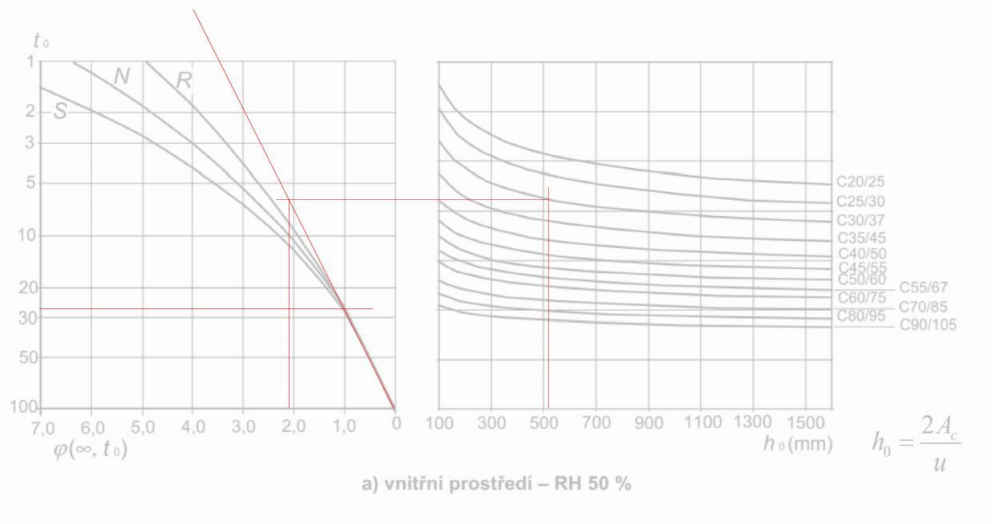
$$\Delta\sigma_{pd} = \frac{E_p}{E_c} \cdot \sigma_{fd} \cdot \varphi_{(t,\tau)}$$

Kde $\varphi_{(t,\tau)}$ je součinitel dotvarování, σ_{fd} napětí v průřezu od předpětí a zatížení v kvazistálé kombinaci. Jak již bylo zmíněno v kapitole 2.4.2 určení součinitele dotvarování je obtížné. Pro naši budovu byli použity dva způsoby, pomocí teorie stárnutí, [1], a pomocí přímého výpočtu, [5]. Teorie stárnutí je jedna z prvních teorií zabývajících se součinitelem

dotvarování, a pro svoji jednoduchost byla dlouho doporučována i několika národními normami. Výpočet dle teorie stárnutí:

$$\varphi_{(t,\tau)} = \varphi(\tau) - \varphi(t); \quad \varphi(x) = \varphi_0 \cdot \sqrt{e^{-0{,}07\sqrt{t}}}$$

kde φ_0 je základní hodnota součinitele dotvarování, kterou určíme z grafů na obr. 18.



Obrázek 18 Graf na výpočet součinitele dotvarování [8]

Proto $\varphi_0 = 2{,}05$ a celkový součinitel dotvarování z teorie stárnutí je

$$\varphi(t) = \varphi(28) = 2{,}05 \cdot \sqrt{e^{-0{,}07\sqrt{28}}} = 1{,}141$$

$$\varphi(\tau) = \varphi(18250) = 2{,}05 \cdot \sqrt{e^{-0{,}07\sqrt{18250}}} = 2{,}049$$

$$\varphi_{(t,\tau)} = \varphi(\tau) - \varphi(t) = 2{,}049 - 1{,}141 = 0{,}9094$$

Výpočet ze vzorce:

$$\varphi_{(t,\tau)} = \left(1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right) \cdot \left(\frac{35}{f_{ck}+8}\right)^{0,7}}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{\frac{2 \cdot A}{u}}}\right) \cdot \left(\left(\frac{35}{f_{ck}+8}\right)^{0,2} \cdot \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{ck}+8}}\right) \cdot \left(\frac{1}{0{,}1 + \left(\tau\left(\frac{9}{2+\tau^{1,2}}\right) \cdot \alpha\right)^{0,2}}\right) \cdot \left(\frac{\tau - t}{\left(1{,}5 \cdot (1 + (0{,}012RH)^{1,8}) \frac{2A}{u} + 250\left(\frac{35}{f_{ck}+8}\right)^{0,5}\right) + \tau - t}\right)^{0,3} =$$

$$= 1{,}828$$

kde první závorka vzorce zohledňuje dotvarování vysycháním, druhá pevnost betonu, třetí druh cementu a čas vnesení zatížení, čtvrtá časový průběh dotvarování, [5]. Jak je vidět dvě různé varianty výpočtu součinitele dotvarování dávají dva velmi odlišné výsledky. V dalším postupu bude použit výsledek vypočtený ze vzorce, v rámci bezpečnosti a také zohledňuje více vlivů než teorie stárnutí.

Napětí v betonu od předpětí a zatížení je spočteno v příloze 3. V rámci bezpečnosti uvažujeme standartní modul pružnosti betonu v 28 dnech, neuvažujeme tvrdnutí betonu a zvyšování modulu pružnosti betonu v čase. Ztráta je tedy dle výše zmíněného vzorce:

$$\Delta\sigma_{pd} = \frac{E_p}{E_c} \cdot \sigma_{fd} \cdot \varphi_{(t,\tau)} = \frac{195\,000}{32\,000} \cdot 5{,}47 \cdot 1{,}828 = 61{,}03 \text{ MPa}$$

Celkem dlouhodobé ztráty:

$$\Delta\sigma_{p,LT} = \Delta\sigma_{pd} + \Delta\sigma_{ps} + \Delta\sigma_{p,rel,3} = 61{,}03 + 70{,}03 + 48{,}48 = 179{,}54\ MPa$$

Napětí ve výztuži na konci životnosti tedy bude

$$\Delta\sigma_{fin} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p,ST} - \Delta\sigma_{p,LT} = 1400 - 43{,}74 - 179{,}54 = 1176{,}72\ MPa$$

$$\frac{\Delta\sigma_{fin}}{\sigma_{p0}} = \frac{1176{,}72}{1400} \cdot 100\% = 84\%$$

Ztrátami bude ztraceno přibližně 16 % předpínací síly. Tato ztráta je relativně malá, nejsou tedy potřeba žádné další speciální úpravy konstrukce k jejich snížení.

Celková síla vnesená jedním kabelem je tedy

$$N = \sigma \cdot A = 1176{,}72 \cdot 1050 = 1\,234\,800 \text{ N} = 1234 \text{ kN}$$

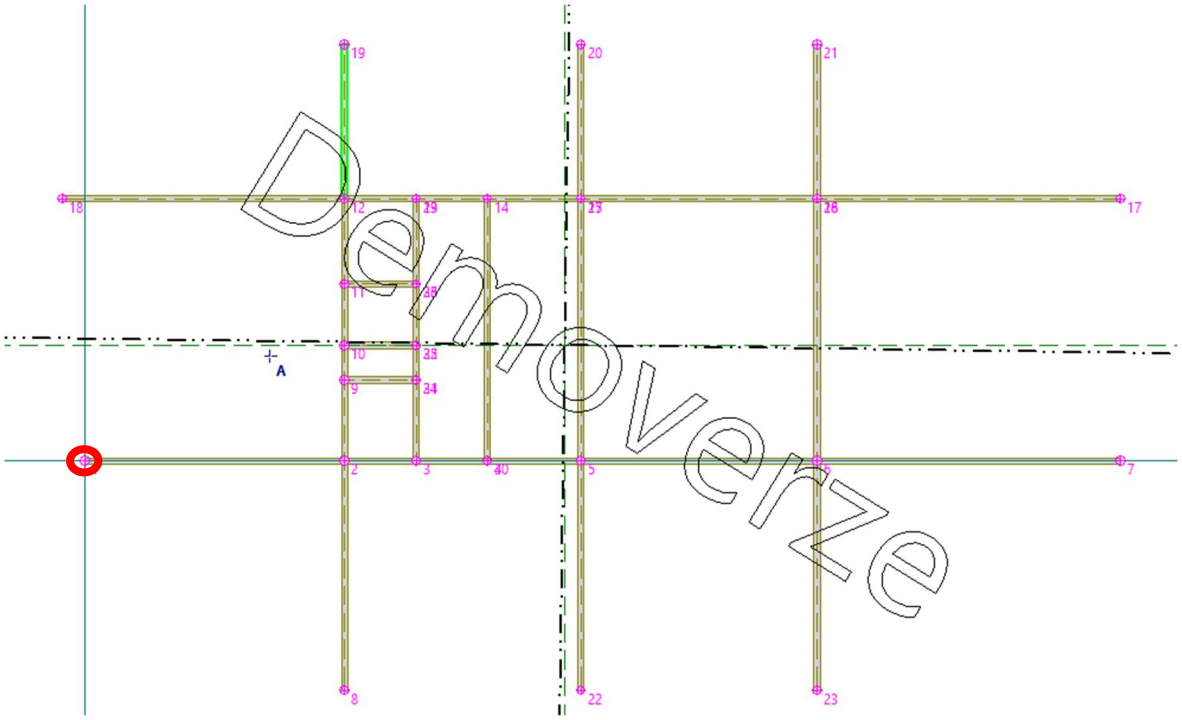
3.4.5 Rozmístění předpínací výztuže

Kabely budou vedeny podél vnitřních stěnových nosníků, z každé strany stěnového nosníku jeden. Další budou z vnitřních stran krajních stěnových nosníků. Konstrukce samotná je nesymetrická, prostupy stropní konstrukcí nám také nedovolí vést kabely symetricky – předpínací síly nám mohou vyvinout nechtěné kroutící účinky. Musíme se proto ujistit, že výslednice předpínacích sil bude probíhat středem smyku budovy. Z důvodu velkých otvorů v obvodových stěnách nebudou obvodové stěny uvažovány ve výpočtu středu smyku. Zanedbáváme také otvory ve vnitřních stěnových nosnících.

Vzhledem k poměru rozměrů konstrukce, ji lze uvažovat jako tenkostěnný průřez. Pro tenkostěnné průřezy platí, že pokud vede výslednice sil středem smyku, nevznikají v průřezu žádné kroutící účinky. Určíme střed smyku a dráhu předpínací výztuže okolo vnitřních stěnových nosníků. Trasu předpínací výztuže u obvodových stěnových nosníků dopočítáme tak, aby výslednice předpětí působila do středu smyku. Výpočet středu smyku

byl proveden pomocí programu FIN EC 2020, jehož demoverze je volně dostupná na internetových stránkách výrobce.

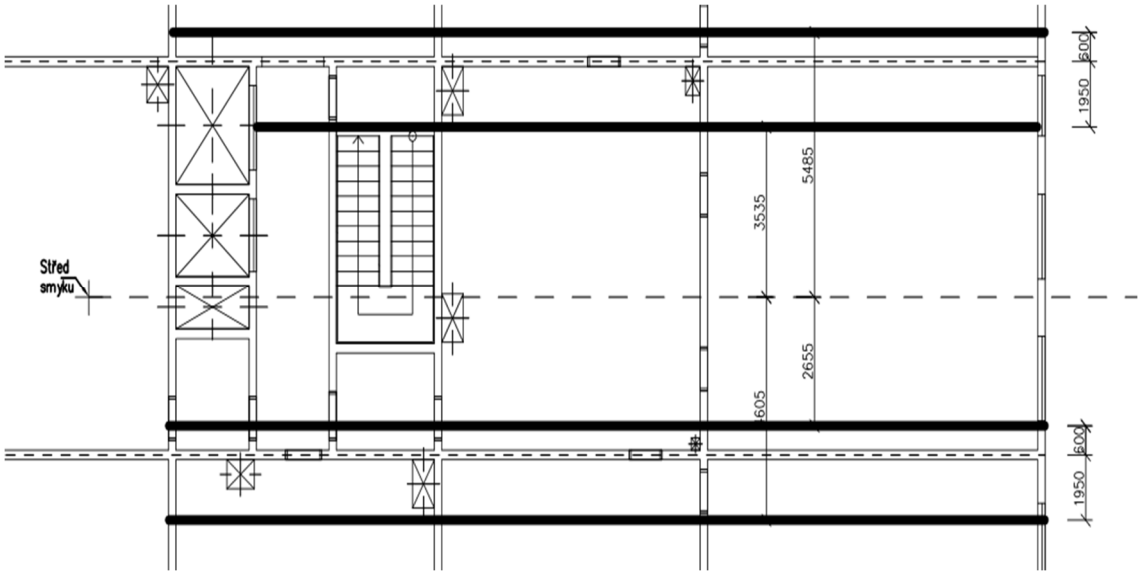
Počátek soustavy souřadné je umístěn na ose začátku stěnového nosníku C, viz obr. 19.



Demoverze

Obrázek 19 Půdorys pro výpočet středu smyku

Výsledné souřadnice středu smyku jsou [5766, 3255]. Vzdálenosti drah předpínacích kabelů okolo vnitřních stěnových nosníků jsou patrné z obr. 20.

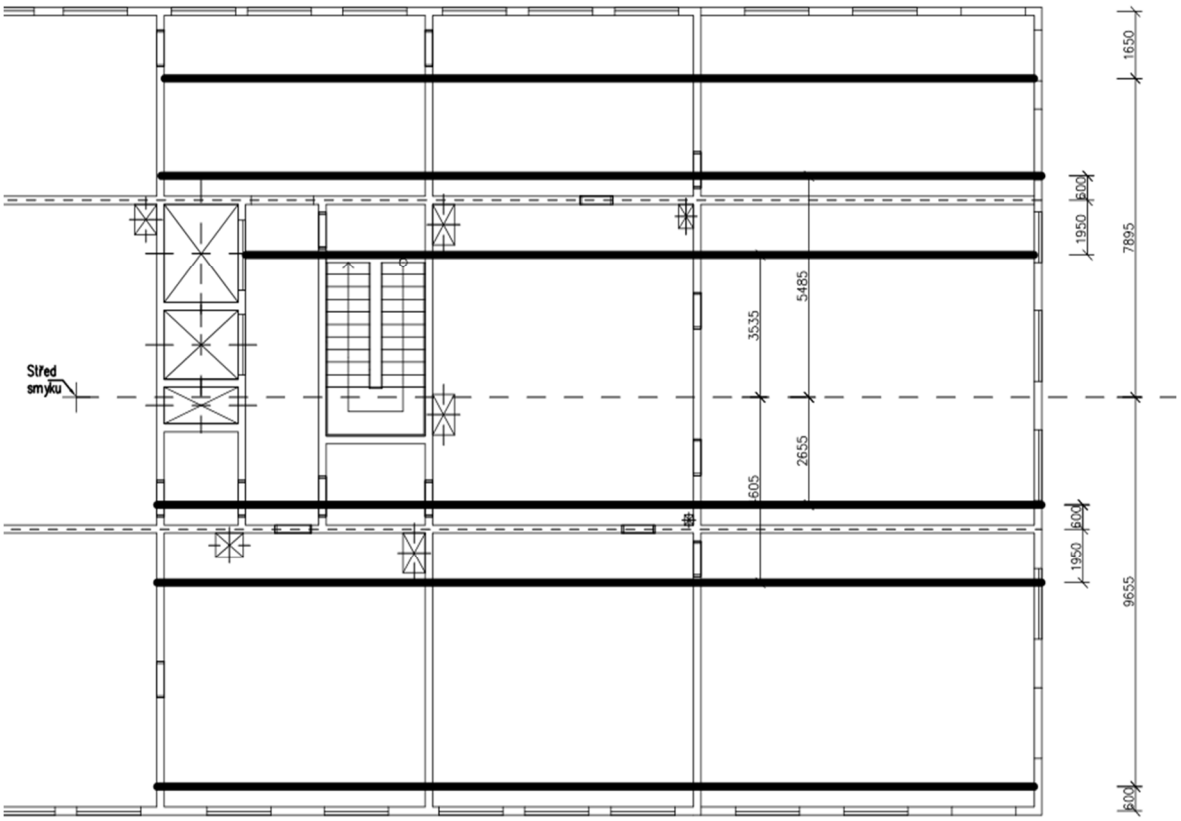


Obrázek 20 Rozložení předepnutí u vnitřních stěn

Veškeré předepnutí bude předpínáno na stejnou sílu R. Momentová podmínka pro vnitřní obvodové stěny je

$$\circlearrowleft M_C = R \cdot 3{,}535 + R \cdot 5{,}485 - R \cdot 2{,}655 - R \cdot 4{,}605 = R \cdot 1{,}76$$

Tedy předepnutí u spodní obvodové stěny musí mít o 1,76 m větší rameno. Je snaha umístit předpínací výztuž ve stropní desce co nejblíže stěnovým nosníkům, proto volíme vzdálenost kabelu od osy spodní obvodové stěny 600 mm (500 mm od hrany stěny). Tak nám vznikne rameno ke středu smyku 9,655 m. Rameno ke kabelu u horní stěny musí proto být 7,895 m, tedy 1650 mm od osy stěny. Výsledné rozmístění kabelů je patrné z obr. 21.



Obrázek 21 Konečné rozložení předpětí

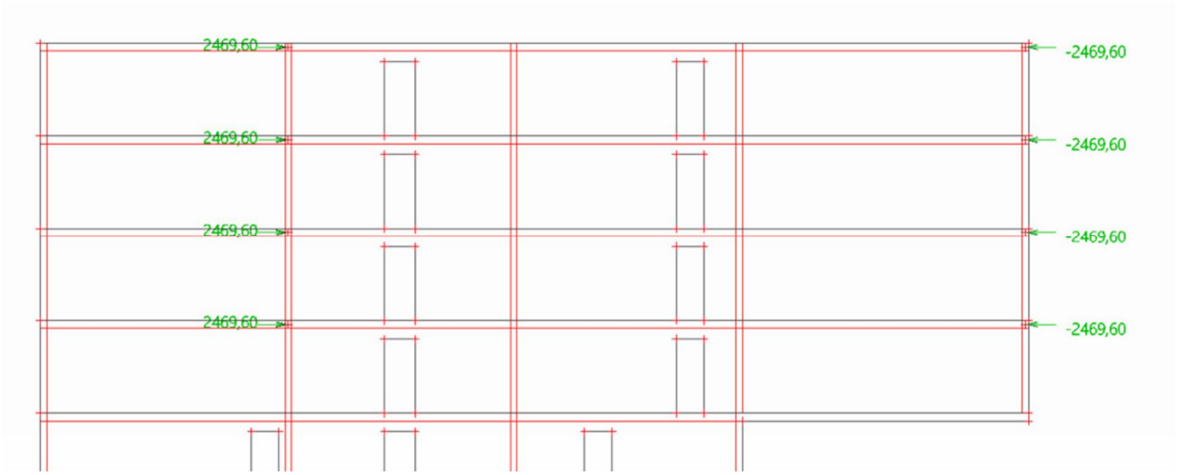
Jak již bylo výše ukázáno, tahové síly se ve stěnovém nosníku objevují přibližně od stropní desky 7. NP. Těmto tahovým napětím se snažíme zabránit, předepnutí je tedy navrženo do každé stropní desky od 7. NP výše.

3.5 Vliv předpětí na budovu

Jak je zobrazeno na obr. 21 na námi rozebíraný stěnový nosník působí dvě dráhy předpínacích kabelů, celkem tedy síla o hodnotě 2469,6 kN. Již bylo řečeno v kapitole 2.3.4 dodatečné předpínání nepůsobí souvisle, v modelu tedy nahradíme osamělou silou působící v kotvách.

Model ve SCIA

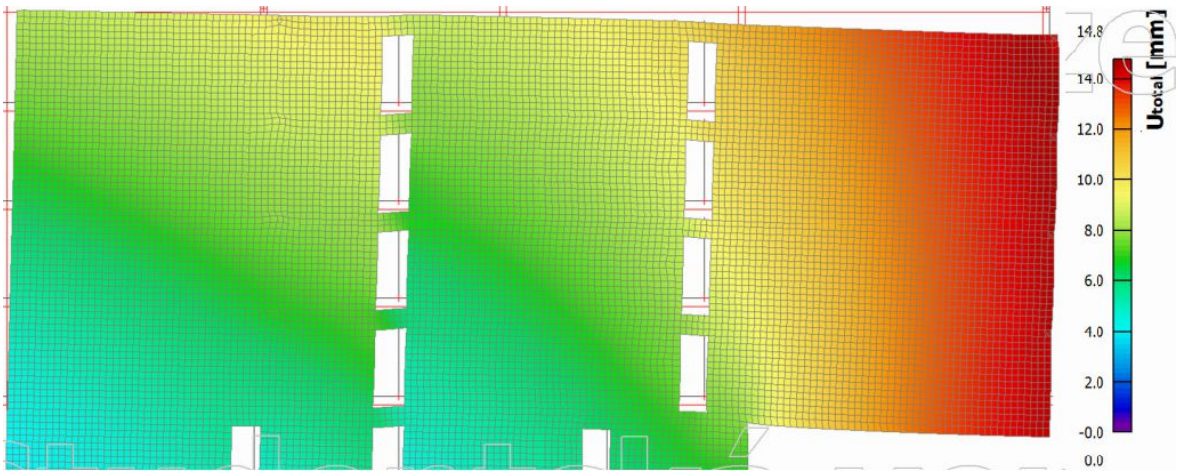
Na obr. 22 je vidět osamělé síly nahrazující vliv předpětí.



Obrázek 22 Náhrada předpětí osamělými silami

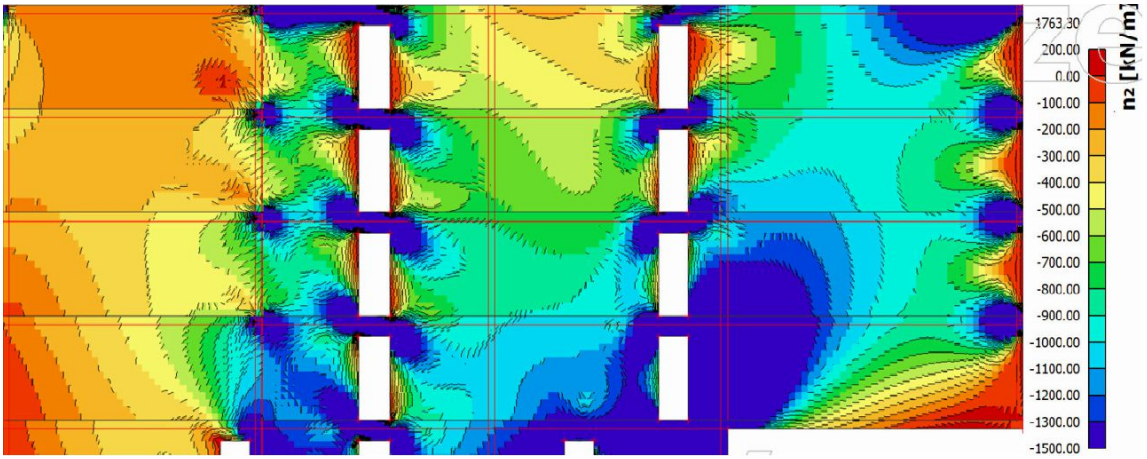
Předpětí nám vyvozuje další zatěžovací stav, který přidáme do kombinace s již zavedenými zatěžovacími stavy.

Výsledné přetvoření od zatížení spolu s předpětím je vidět na obr. 23.



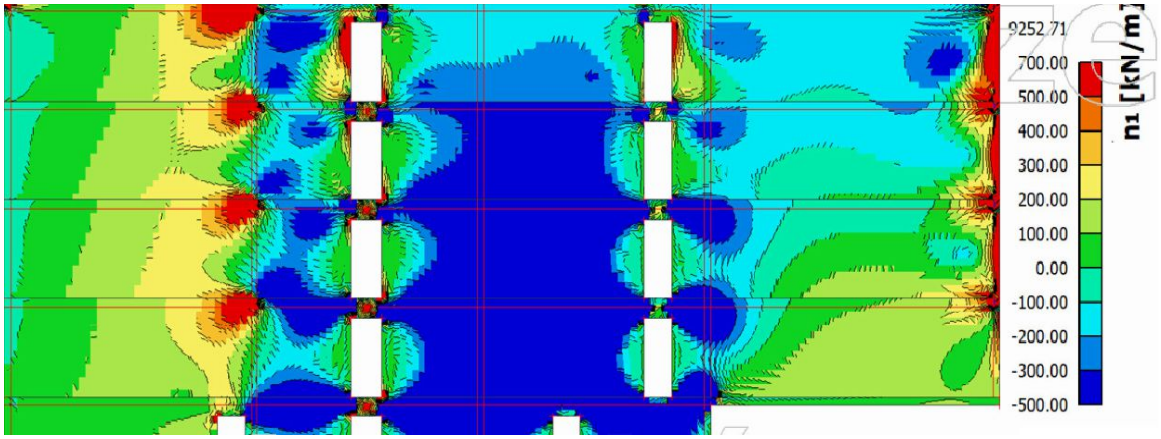
Obrázek 23 Deformace – s předpětím

Na obr. 24 jsou zobrazeny hlavní tlaková napětí.



Obrázek 24 Hlavní tlaky – s předpětím

Na obr. 25 jsou zobrazena hlavní tahová napětí.



Obrázek 25 Hlavní tahy – s předpětím

Již na první pohled jsou patrné velké účinky předpětí. Podrobněji bude rozepsáno v následující kapitole.

3.6 Vyhodnocení efektivity předpětí

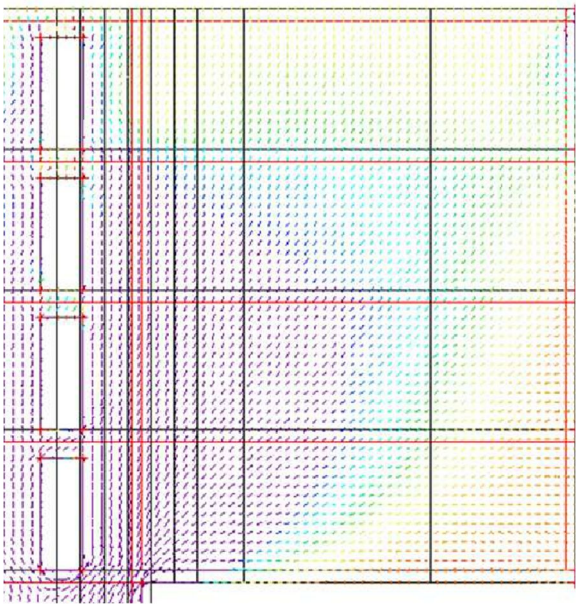
3.6.1 Pokles konce konzoly

Maximální deformace konzoly bez předpětí byla 21,7 mm. S předpětím se maximální deformace konzoly snížila na hodnotu 14,8 mm. Deformace klesnou na 68 % původní hodnoty. Takto markantní rozdíl může znamenat rozdíl mezi splněním a nesplněním limitů pro mezní stav použitelnosti. Snížení deformací také sníží riziko vzniku trhlin na omítce, vzniku nechtěných spár v kontaktním zateplovacím systému, omezí nutné tolerance na

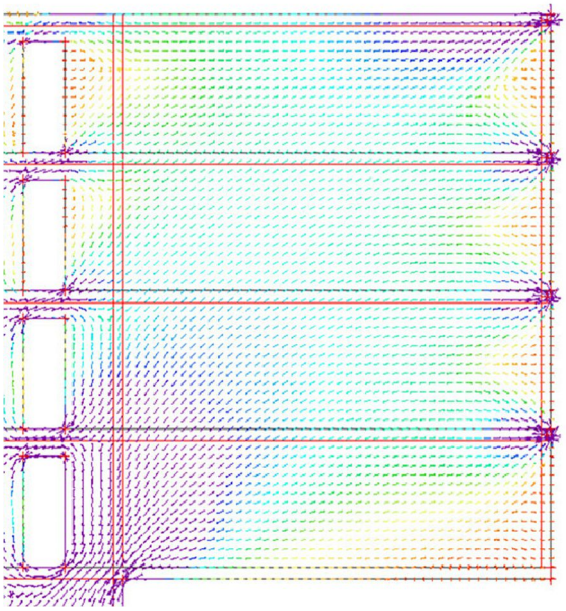
výrobu výplní otvorů a má spoustu dalších pozitivních vlivů na dokončovací práce na objektu.

3.6.2 Tlaková napětí

Tlaková napětí se vlivem předpětí zvýší. Zvýšení však nepřevýší tlakovou pevnost betonu. Na modelu jsou vidět singulární body, kde dochází k obrovskému nárustu napětí – u krajní podpory, vnitřního rohu konzoly v místě vnesení předpětí. Ve skutečnosti napětí nebude tak vysoké, ale tyto body by potřebovali detailnější rozbor – například pomocí metody příhradové analogie nebo pomocí softwaru, který neuvažuje pouze pružné přetvoření. Zajímavý je pohled na trajektorii hlavních tlaků viz obr. 26 a 27.



Obrázek 26 trajektorie – tlaky - bez



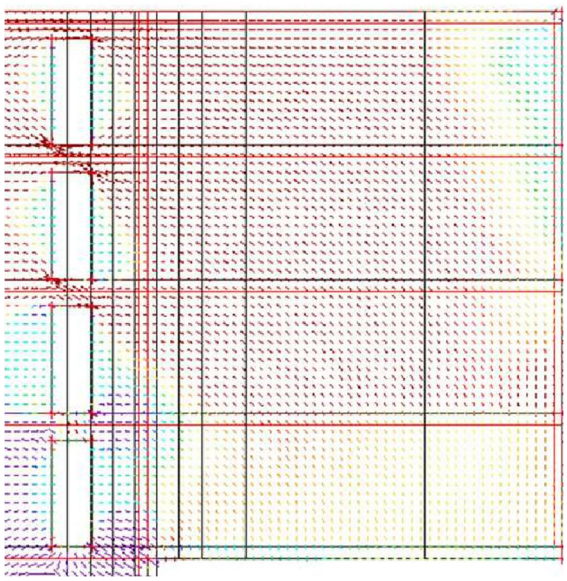
Obrázek 27 trajektorie – tlaky - s předpětím

Jak je vidět ze srovnání, na konzole se díky předpětí trajektorie hlavních tlaků velmi „zortogonizovala.“ Hlavní tlaky nyní působí více v horizontálním směru, působí tedy ve stejném směru jako výztuž stěnového nosníku, která bude kladena a vázána buď svisle nebo vodorovně.

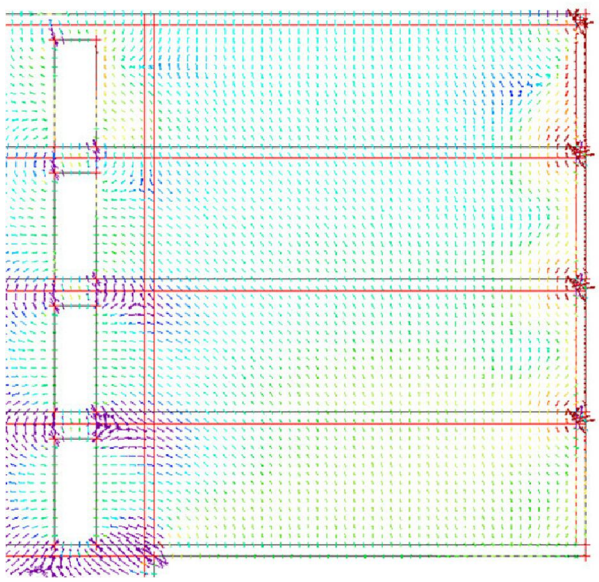
3.6.3 Tahová napětí

Veškerá tahová napětí se pomocí předpětí podařilo eliminovat, nebo snížit pod hranici pevnosti betonu v tahu. Velmi důležité je snížení tahových napětí mezi otvory pro dveře, kde je malá tloušťka betonu, a tedy zvýšené riziko poruchovosti. Podobně jako u hlavních tlaků i hlavní tahy nyní působí „ortogonálněji“ viz obr. 28 a 29. Síly vzniklé těmito

tahy se tedy nebudou rozkládat do složek a bude snadnější je zachytit přímou horizontálně či vertikálně kladenou výztuží.



Obrázek 28 trajektorie – tahy - bez



Obrázek 29 trajektorie – tahy – s předpětím

Na trajektorii hlavních tahů lze vidět jeden z problémů dodatečného předpětí – v okolí kotevní oblasti vznikají vysoké příčné tahy, které je potřeba zachytit klasickou betonářskou výztuží. Obvykle se tyto tahy zachycují mřížkou nebo šroubovicí, každý dodavatel předpínacího systému má své požadavky na vyztužení podkotevní oblasti a jejího okolí.

4 ZÁVĚR

Cílem bakalářské práce bylo popsat předpjatý beton a jeho možnosti, následně analyzovat vliv předpětí na budovu Praga B.

V rámci první části (teorie) byl popsán předpjatý beton. Byly popsány jeho různé varianty, různé problémy, se kterými je třeba se při použití předpětí zabývat, a výpočtem ztrát, které velmi ovlivňují celkové působení předpětí.

Ve druhé části (studie) byly poznatky získané z první části aplikovány na budovu Praga B v Pražském Karlíně. Byl vytvořen model, zjištěny hlavní tlaky a tahy, jejich trajektorie a případná kritická místa. Následně byl vybrán jeden hlavní problém (tahová napětí v horní části stěnového nosníku). Ten byl detailněji rozebrán a na jeho odstranění bylo navrženo předpětí od výrobce VSL systémy s.r.o. K předpětí byly spočteny ztráty, rozvrženo jeho umístění a následně zaneseno do modelu jakožto další zatěžovací stav.

Výstupy z bakalářské práce jasně ukazují výhody a vliv použití předepnutí. V konstrukci skoro zanikla tahová napětí, která by se jinak musela přenášet velkým množstvím prosté výztuže. A i použitím velkého množství výztuže by nebylo zabráněno vzniku trhlin ve stěnových nosnících. Spolu s rozvojem trhlin by vznikali i větší deformace. Vlivem předpětí se i snížil pokles konzoly o přibližně 30 %. V neposlední řadě se předpětím změnila trajektorie hlavních tlaků a tahů. Po použití předpětí jsou tyto trajektorie více ortogonální, jejich zachycení klasickou výztuží bude jednodušší – příčná i podélná výztuž mají stejný směr jako hlavní tlaky a tahy.

Bakalářská práce taktéž ukázala, že předpětí přináší i další problémy, tedy že je na příklad potřeba klást vyšší důraz na správné provádění betonáže, aby se během ní neposunuly kanálky vedoucí předpínací výztuž. Použitím kotev u dodatečného předpětí se vnáší do konstrukce vysoká lokální zatížení, na které je potřeba konstrukci dodatečně dovyztužit, zvláště v místech změny směru vedení předpínací výztuže a podkotevní oblasti.

5 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

[1] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce,* Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2004 ISBN 80-214-2649-7

[2] Foglar, Marek a kolektiv. *Betonové konstrukce 3, Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu.* Frantová, Michaela, Jiříček, Pavel, České vysoké učení technické v Praze

[3] BETON TKS 1/2006, *Prefabrikace,* [online] 16.2.2006 [citováno 17. 5. 2020]. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/BETON_TKS_2006-01.pdf

[4] BETON TKS 6/2010, *Beton a architektura,* [online] 14.12.2010 [citováno 17. 5. 2020]. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/BETON_TKS_2010-06.pdf

[5] BETON TKS 2/2006, *Vodohospodářské stavby,* [online] 13.4.2006 [citováno 17. 5. 2020]. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/BETON_TKS_2006-02.pdf

[6] VSL POST-TENSIONIN SOLUTIONS, [online] [3.2 MB], [citováno 17. 5. 2020]. dostupné z http://www.vsl.cz/brozury/

[7] Unikátní architektonický koncept s čistými, geometrickými liniemi [online] [vizualizace objektu Praga B], [citováno dne 17. 5. 2020], dostupné z: https://pragarezidence.cz/galerie

[8] ČSN EN 1992-1-1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí

6 SEZNAM PŘÍLOH

Příloha 1	Konstrukční návrh
Příloha 2	Zatížení
Příloha 3	Předběžný návrh
Příloha 4	Modely ve SCIA – zatěžovací stavy