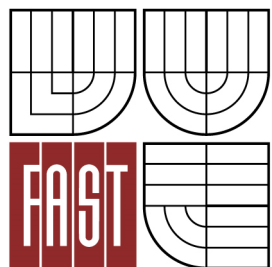




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

ZESÍLENÍ ŽB OBLOUKU POMOCÍ KOMPOZITNÍ VÝZTUŽE

REINFORCED CONCRETE LOAD-BEARING CONSTRUCTION

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

BC. PATRIK TMEJ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. PAVEL ŠULÁK, Ph.D.

BRNO 2016



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3608T001 Pozemní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Patrik Tmej
Název	Zesílení ŽB oblouku pomocí kompozitní výztuže
Vedoucí diplomové práce	Ing. Pavel Šulák, Ph.D.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2015
Datum odevzdání diplomové práce	15. 1. 2016

V Brně dne 31. 3. 2015

.....
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Platné předpisy a normy (včetně změn a oprav):

ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1 až 7: Zatížení stavebních konstrukcí

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

ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

Literatura doporučená vedoucím diplomové práce.

Zásady pro vypracování

V rámci diplomové práce student provede analýzu vyztuženého oblouku zatíženého osamělým zatížením. Pro analýzu použije různé způsoby modelování.

Analyzovat bude dvě varianty:

- a) oblouk bez dodatečného zesílení,
- b) oblouk s dodatečným zesílením pomocí kompozitní předepjaté výztuže.

Následně student vytvoří algoritmus pro posouzení betonového průřezu zesíleného:

- a) volnou předepnutou kompozitní výztuží,
- b) soudržnou nepředepnutou kompozitní výztuží.

Tento algoritmy použije v prostředí tabulkového programu excel.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady

P2. Výpočet a výkres (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

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

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Diplomová práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě podle směrnic a 1x na CD.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

.....

Ing. Pavel Šulák, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Náplní předkládané práce je zesílení a únosnost betonové konstrukce. Na začátku je popsána kompozitní výztuž a její specifické vlastnosti. Práce konkrétně řeší chování betonové klenby na účinky působícího zatížení. Únosnost klenby je vypočítána pomocí S&T modelu – vzpěra a táhlo. V neposlední řadě je součástí práce také zesilování konstrukcí kompozitní výztuží. Zesilování je uvažováno dvěma způsoby - zesílení soudržnou výztuží a zesílení nesoudržnou výztuží (ovinutím).

Klíčová slova

Kompozitní výztuž, FRP – vlákno vyztužené polymerem, zesílení konstrukce, S&T model – vzpěra a táhlo, klenba, únosnost konstrukce, zatížení, napětí, poměrné přetvoření.

Abstract

The aim of the thesis is the strengthening and resistance of concrete construction. At the beginning is described composite reinforcement and their specific properties. The thesis specifically follows behavior concrete vault and the effects of load. Resistance vault is calculated by S&T model – strut and tie. Finally, the thesis contain strengthening construction by composite reinforcement. Strengthening is considered by two ways - strengthening by cohesive reinforcement and strengthening by incoherent reinforcement (wrapping).

Keywords

Composite reinforcement, FRP – fiber reinforced polymers, strengthening construction, S&T model – strut and tie, vault, resistance of construction, load, stress, strain.

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Patrik Tmej *Zesílení ŽB oblouku pomocí kompozitní výztuže*. Brno, 2015. 105 s., 136 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Pavel Šulák, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 13. 1. 2016

.....
podpis autora
Bc. Patrik Tmej

Poděkování

Na tomto místě bych rád poděkoval Ing. Pavlu Šulákovi, Ph.D. za odborné vedení, vstřícný přístup při konzultacích, ochotu, cenné rady, navržené téma a poskytnuté materiály, kterými přispěl k vypracovávání této diplomové práce.

Obsah

Úvod	12
Teoretická část.....	14
1. Kompozitní výztuž	15
1.1. Druhy kompozitních výztuží.....	15
1.1.1. Typy kompozitních výztuží v závislosti na použití.....	15
1.2. Vlastnosti FRP výztuží.....	16
1.2.1. Výztužná vlákna	16
1.2.2. Matrice.....	17
1.2.3. Základní mechanické vlastnosti FRP výztuží.....	17
1.2.4. Pracovní diagram kompozitní výztuže	18
1.2.5. Skutečný pracovní diagram kompozitní výztuže	19
1.2.6. Porovnání pracovních diagramů různých kompozitních výztuží	21
1.3. Výhody a nevýhody FRP výztuže.....	22
1.3.1. Výhody FRP výztuží oproti běžné ocelové výztuži	22
1.3.2. Nevýhody FRP výztuží oproti běžné ocelové výztuži	23
1.4. Vhodné použití FRP výztuží	24
1.5. Chování kompozitní výztuže v čase.....	24
1.6. Základní rozdíly FRP výztuže oproti klasické ocelové výztuži.....	26
Praktická část.....	27
2. Základní analýza chování klenby	28
2.1. Základní geometrie a použité materiály.....	28
2.1.1. Rozměry jednotlivých betonových segmentů klenby.....	28
2.1.2. Materiál betonových segmentů.....	29
2.1.3. Výztuž pro ztužení předepnutím	29
2.2. Základní prutový model	29
2.2.1. Zatížení vlastní tíhou	29
2.2.2. Zatížení osamělou silou	31
2.2.3. Zatížení předpětím.....	32
2.3. Základní stěnový model	34
2.3.1. Zatížení vlastní tíhou	34
2.3.2. Zatížení osamělou silou	35
2.3.3. Zatížení předpětím.....	35
2.4. Závěr základní analýzy klenby.....	36
3. Model náhradní příhradoviny	37
3.1. Model 1 a 2 náhradní příhradoviny v klenbě	37
3.1.1. Zatížení vlastní tíhou	40

3.1.2.	Zatížení jednotkovou silou	41
3.2.	Model 3 náhradní příhradoviny.....	42
3.2.1.	Zatížení vlastní tíhou	43
3.2.2.	Zatížení jednotkovou silou	44
3.2.3.	Zesílení předpětím	44
3.3.	Posouzení jednotlivých S&T modelů.....	46
3.3.1.	Analýza tažených a tlačných prutů	46
3.3.2.	Maximální napětí v prutech.....	46
3.3.3.	Maximální napětí ve styčnicích.....	47
3.3.4.	Posouzení uzlů a prutů náhradní příhradoviny	48
3.3.5.	Analýza maximální zatěžovací síly	48
3.4.	Vyhodnocení výsledků jednotlivých S&T modelů	49
3.4.1.	Nezesílený model zatěžovaný osamělou silou	49
3.4.2.	Zesílený model předpětím	51
4.	Zesílení stávajícího betonového průřezu - materiály.....	55
4.1.	Základní charakteristiky betonového průřezu	55
4.2.	Charakteristika použitých materiálů	55
4.2.1.	Beton.....	55
4.2.2.	Betonářská výztuž	56
4.2.3.	Kompozitní výztuž zesílení	57
5.	Únosnost stávajícího betonového průřezu.....	59
5.1.	Výpočet jednotlivých bodů interakčního diagramu	59
5.1.1.	Bod 0 – dostředný tlak.....	59
5.1.2.	Bod 1 – neutrální osa prochází těžištěm výztuže (dolní)	60
5.1.3.	Bod 2 – rozhraní mezi tlakovým a tahovým porušením.....	60
5.1.4.	Bod 3 – prostý ohyb	61
5.1.5.	Bod 4 – neutrální osa prochází těžištěm výztuže (horní)	62
5.1.6.	Bod 5 – dostředný tah.....	62
5.1.7.	Bod 1', 2', 3', 4' - doplnění interakčního diagramu.....	63
5.1.8.	Omezení interakčního diagramu v tlaku.....	63
5.1.9.	Výsledný interakční diagram stávajícího průřezu	65
6.	Skutečná napjatost a poměrné přetvoření v průřezu.....	66
6.1.	Obecný postup výpočtu skutečné napjatosti v průřezu	66
6.1.1.	Základní předpoklady výpočtu	66
6.1.2.	Základní podmínka rovnováhy.....	66
6.1.3.	Počáteční odhad vstupních parametrů	67
6.1.4.	Kontrola podmínek rovnováhy – kritérium ukončení	68

6.1.5.	Zpřesnění výpočtu	68
6.1.6.	Opakující se cyklus, dokud nebude dosaženo požadované přesnosti.....	68
6.2.	Výpočet skutečného poměrného přetvoření – funkcí Řešitel	69
6.2.1.	Základní proměnné pro výpočet skutečného přetvoření	69
6.2.2.	Výpočet pro kladný ohybový moment	69
6.2.3.	Nastavení „Řešitele“ pro iterační výpočet.....	71
6.2.4.	Výpočet pro záporný ohybový moment	72
6.2.5.	Výpočet za předpokladu, kdy je celý průřez tlačén.....	72
7.	Zesílení stávajícího průřezu soudržnou kompozitní výztuží	74
7.1.	Výpočet nových bodů interakčního diagramu po zesílení	74
7.1.1.	Výpočet teoretického poměrného přetvoření v ose přídavné výztuže.....	74
7.1.2.	Výpočet bodu 2 interakčního diagramu – po zesílení	74
7.1.3.	Výpočet bodu 3 interakčního diagramu – po zesílení	75
7.1.4.	Výpočet bodu 4 interakčního diagramu – po zesílení	76
7.1.5.	Výpočet bodu 5 interakčního diagramu – po zesílení	77
7.1.6.	Výsledný interakční diagram – po zesílení	77
7.2.	Srovnávací příklad, zesílený průřez od nulového napětí	78
7.2.1.	Geometrie průřezu	78
7.2.2.	Výpočet bodů interakčního diagramu	78
7.2.3.	Interakční diagram zesilovaného průřezu.....	79
7.3.	Porovnání výsledků zesíleného průřezu.....	79
7.3.1.	Porovnání stávajícího průřezu a dodatečně zesíleného průřezu	79
7.3.2.	Porovnání stávajícího průřezu a zesíleného průřezu před zatížením.....	79
7.3.3.	Porovnání dodatečně zesíleného průřezu a zesílení před zatížením.....	80
7.3.4.	Závěr z vypočtených výsledků a průběhu výpočtu	81
8.	Zesílení stávajícího průřezu soudržnou betonářskou výztuží.....	82
8.1.	Výpočet nových bodů interakčního diagramu po zesílení	82
8.1.1.	Výpočet bodu 3 interakčního diagramu	82
8.2.	Srovnávací příklad, zesílený průřez od nulového napětí	82
8.2.1.	Výpočet bodů interakčního diagramu	83
8.2.2.	Interakční diagram zesilovaného průřezu.....	83
8.3.	Porovnání výsledků zesíleného průřez.....	83
8.3.1.	Porovnání dodatečně zesíleného průřezu a zesílení před zatížením.....	84
8.3.2.	Závěr z vypočtených výsledků a průběhu výpočtu	84
9.	Zesílení průřezu nesoudržnou výztuží.....	85
9.1.	Závislost mezi předpínací silou „P“ a normálovou silou „N“.....	85
9.2.	Zesílení vlivem zvýšení tlakové síly v průřezu.....	86

9.2.1.	Zesílení konstrukce, která nevyhovuje na daný zatěžovací stav	87
9.2.2.	Zvýšení únosnosti stávající konstrukce	88
9.2.3.	Omezení, kdy již nelze zesilovat dodatečnou tlakovou silou.....	88
9.3.	Výpočet mezních hodnot předpínací síly	89
9.3.1.	Výpočet pomocí rovnice přímky	89
9.4.	Ideální návrh zesilující předpínací síly	90
9.5.	Ztráty předpětí	91
9.5.1.	Ztráta třením mezi kabelem a konstrukcí	91
9.5.2.	Výpočet délky, na které probíhá předem stanovení ztráta třením	92
9.6.	Omezení z důvodu technologie provádění	93
Závěr		95
Seznam obrázků.....		97
Seznam tabulek.....		100
Seznam použitých zdrojů		101
Normy		101
Knižní zdroje		101
Elektronické zdroje		101
Seznam použitých zkratek a symbolů		103
Seznam příloh.....		105

Úvod

Základní náplní v předkládané diplomové práci je použití kompozitních výztuží ve stavební praxi, které jsou v současné době stále vyvíjeny a začínají se používat ve stavebních konstrukcích. V první části diplomové práce je zpracován teoretický úvod k moderním výztužím z kompozitních materiálů. Jsou zde popsány základní druhy kompozitních výztuží, které se dělí podle použitého typu výztužného vlákna. Je zde uveden přehled základních mechanických vlastností kompozitních výztuží, které jsou velmi závislé na způsobu výrobního procesu a také na procentuálním podílu výztužných vláken a matrice, která vytváří finální tvar výztuže a podílí se na výsledných mechanických vlastnostech. Zároveň jsem zmínil základní výhody, nevýhody a vhodnou oblast použití výztuží z kompozitních materiálů, to vše v porovnání s klasickou betonářskou výztuží, která je v současné době nejpoužívanější výztuží v železobetonových konstrukcích.

Následuje praktická část, kde práce konkrétně řeší jednotlivé případy použití kompozitní výztuže. Nejprve je řešena obecná analýza chování betonové klenby na účinky různě působícího zatížení. Analýza je provedena na prutovém a stěnovém modelu, na což dále navazuje model náhradní příhradoviny – S&T model. Podrobným výpočtem S&T modelů v různých variantách byla zjišťována mezní únosnost klenby z prefabrikovaných betonových segmentů, která byla experimentálně zkoušena až do porušení. Taktéž je proveden výpočet klenby, která byla ztužena předepnutou nesoudržnou výztuží vedenou po horním líci klenby a na konstrukci působila tato výztuž pouze radiálními silami.

Dále jsem provedl obecný výpočet únosnosti stávajícího železobetonového průřezu, výpočtem základních bodů interakčního diagramu s omezením tlačené oblasti. Stanovení únosnosti pomocí interakčního diagramu je vhodným řešením grafického posouzení pro prvky namáhané kombinací ohybového momentu a normálové síly. Tento stávající průřez následně zesílíme dvěma různými způsoby.

Jedním z možných řešení zesilování stávajícího betonového průřezu je přidáním dodatečné soudržné kompozitní výztuže na stranu tažených vláken. Pro průřez, který je namáhán kombinací ohybového momentu a normálové síly, nejprve pomocí metody mezních přetvoření vypočteme skutečnou napjatost a průběh poměrného přetvoření v průřezu.

Ve výpočtu je proveden i srovnávací příklad, kdy by byl průřez teoreticky zesilován od nulového počátečního poměrného přetvoření a také je vypočten srovnávací příklad pro zesilování konstrukcí přídatnou klasickou betonářskou výztuží.

Druhý způsob zesilování konstrukcí je předpokládán pro rotačně symetrické konstrukce, kdy použijeme nesoudržnou kompozitní výztuž, do které vneseme předpětí. Ovinutím konstrukce předpjatou výztuží, která působí na konstrukci pouze radiálními silami, vneseme do rotačně symetrické konstrukce pouze konstantní tlakovou normálovou sílu. I tímto dodatečně vneseným napětím do konstrukce můžeme docílit zvýšení únosnosti stávajícího železobetonového průřezu.

Výstupem předkládané práce je analýza maximální zatěžovací síly betonové klenby, která byla experimentálně zkoušena a která byla zesilována použitím kompozitní výztuže. Na to následně navazují další možné způsoby využití kompozitních výztuží pro zesilování konstrukcí. Hlavně upozornění na zásadní rozdíly vlastností kompozitní výztuže oproti klasické betonářské výztuži. Ať už se jedná o lineární pracovní diagram až do porušení, malý modul pružnosti a hlavně rozdílné mechanické vlastnosti kompozitní výztuže v závislosti na způsobu výroby.

Teoretická část

1. Kompozitní výztuž

Jedná se o náhradu běžné ocelové výztuže do betonových konstrukcí. Jde o takzvané FRP výztuže „Fiber Reinforced Polymers“¹. Hlavní předností kompozitních FRP výztuží je odolnost v agresivním prostředí při zachování jejich mechanických vlastností a tedy výrazné prodloužení životnosti konstrukce bez zásadních zásahů do konstrukce za účelem údržby nebo sanace vzniklé vlivem agresivního prostředí působícího na konstrukci. Jde o výztuž, která nepodléhá korozi a zároveň má velmi vysokou pevnost v tahu. Kompozitní výztuž je tvořena dvěma složkami. Jedná se o hlavní nosnou výztuž, tvořenou jednosměrně orientovanými vlákny (skleněná, aramidová, uhlíková), které jsou vzájemně propojeny polymerní maticí, která určuje výsledný tvar kompozitní výztuže.

1.1.Druhy kompozitních výztuží

Ve stavební praxi současné doby rozlišujeme převážně tři druhy kompozitních výztuží. Jedná se o polymery vyztužené skleněnými vlákny GFRP², polymery vyztužené aramidovými vlákny AFRP³ a o polymery vyztužené uhlíkovými vlákny CFRP⁴. Z ekonomického hlediska je nutné říct, že cena GFRP výztuže je několikanásobně nižší než výztuží AFRP nebo CFRP, ale stále je její pořizovací hodnota vyšší než u klasické ocelové výztuže.

1.1.1. Typy kompozitních výztuží v závislosti na použití

Jde o rozdělení jednotlivých výrobků pro vyztužování a dodatečné zesilování stavebních konstrukcí. Dle umístění ve stavební konstrukci můžeme rozdělit na výztuž vnitřní a vnější. Jako vnější nekovová výztuž se používá buď ve formě lepených lamel, nebo výztužných tkanin a používá se pro dodatečné zesilování konstrukcí. Vnitřní FRP výztuž použijeme pro vyztužování nových monolitických konstrukcí a to buď ve formě výztužných prutů (převážně přímých) nebo ve formě rozptýlené výztuže. V neposlední řadě se můžeme setkat s předepnutými kompozitními lany. U kotvení předepnuté kompozitní výztuže nemůžeme vzhledem k nízké pevnosti v tlaku kolmo na vlákna použít standardních kotevních kuželíků s vroubkovaným povrchem.

¹ FRP - „fiber reinforced polymers“ neboli „vlákno vyztužené polymerem“

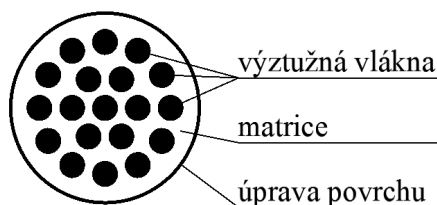
² GFRP - „glass fiber reinforced polymers“ neboli „polymer vyztužený skleněným vláknem“

³ AFRP - „aramid fiber reinforced polymers“ neboli „polymer vyztužený aramidovým vláknem“

⁴ CFRP - „carbon fiber reinforced polymers“ neboli „polymer vyztužený uhlíkovým vláknem“

1.2. Vlastnosti FRP výztuží

Jak již bylo zmíněno výše, jedná se o materiál tvořený dvěma složkami. Hlavní nosnou funkci tvoří orientovaná výztužná vlákna, které jsou vzájemně propojeny polymerní matricí. Vzájemné spojení dvou materiálů o různých vlastnostech ve výsledku vede k tomu, že FRP výztuž je ortotropní materiál, který je typický odlišnými pevnostními parametry v podélném a příčném směru. V podélném směru FRP výztuží jsou orientována výztužná vlákna, která mají výbornou pevnost v tahu. Výsledná pevnost v tahu FRP výztuží je tedy výrazně ovlivněna pevností daných výztužných vláken. Naopak polymerní matrice, která zajišťuje propojení jednotlivých výztužných vláken, určuje výslednou pevnost FRP výztuže v příčném směru. Výsledné mechanické hodnoty ve směru vláken jsou násobně (10x až 100x) větší než hodnoty ve směru kolmém na vlákna.



Obr. 1 Schématický příčný řez typické FRP výztuže

1.2.1. Výztužná vlákna

Výztužná vlákna jsou hlavním nositelem zatížení (napětí), které působí v ose výztužných vláken. Jak již bylo zmíněno v úvodu kapitoly, nejčastěji se jedná o výztužná vlákna skleněná, uhlíková a aramidová. „Všechny typy nosných vláken jsou lineárně elastické, ale zároveň křehce lámavé. Z toho důvodu jsou kompozitní výztuže při namáhání ve směru vláken lineárně elastické s křehkým lomem při dosažení mezního napětí a pracovní diagram má vždy lineární průběh až do porušení.“⁵ Z ekonomického hlediska jsou cenově nejdostupnější kompozitní výztuže se skleněným vláknem. „Skleněná vlákna jsou při konstantní vysoké hladině zatížení náchylná k dotvarování (tj. náhlému přírůstku deformace při konstantním zatížení) a následnému porušení přetržením. Skleněná vlákna jsou obecně výbornými tepelnými a elektrickými izolanty, mají dobré tahové vlastnosti a z používaných typů vláken jsou nejméně finančně náročná.“⁶

⁵ KOLEKTIV AUTORŮ: Sborník semináře FRP výztuže, str. 22

⁶ Tamtéž, str. 11

1.2.2. Matrice

Matrice je základní materiál, který nám zároveň vytváří výsledný tvar kompozitní výztuže. Nejčastější materiál matrice pro výztuže do betonu se používají termosetové matrice na bázi epoxidové pryskyřice, nenasycené polyesterové pryskyřice nebo vinylesterové pryskyřice. Matrice spojuje jednotlivá výztužná vlákna a zároveň je chrání před působením vnějšího prostředí a mechanickým porušením výztužných vláken. Jelikož hlavní výztužná vlákna jsou uschována uvnitř matrice, musí namáhání z betonu být přeneseno do výztužných vláken právě přes matici, která přenáší tahové namáhání z betonu do výztužných vláken kompozitní výztuže.

*„Polymerové matrice jsou dobré izolanty (nevedou tepelnou a elektrickou energii), ovšem při dlouhodobém konstantním napětí se dotvarovávají, některé typy jsou náchylné k poškození UV zářením. Nejsou odolné vůči vyšším teplotám (maximálně 180°). Tuto negativní vlastnost je možno řešit přidáním retardérů hoření či jiných ochranných prostředků přímo do průřezu (ovšem tímto opatřením je zvyšována nehomogenita průřezu).“*⁷ Pro výztuže, které jsou vystaveny účinkům vysokých teplot, je rozhodující tzv. teplota skelného přechodu T_g , při které dochází k fyzikálně-chemickým změnám. Tyto fyzikálně-chemické procesy následně způsobují změny v mechanických vlastnostech matrice (matrice měkne).

Jako základní typy matric se používají nenasycené polyesterové pryskyřice (UP), vinylesterové pryskyřice (VE) a epoxidové pryskyřice (EP).

1.2.3. Základní mechanické vlastnosti FRP výztuží

V následující tabulce (Tab. 1) je vidět základní přehled mechanických vlastností FRP výztuží v porovnání s klasickou ocelovou betonářskou výztuží. Hlavními parametry porovnání jsou moduly pružnosti v podélném a příčném směru, tahová a tlaková pevnost ve směru výztužných vláken, příčná tahová pevnost, která je u kompozitních výztuží řádově jiná a v poslední řadě také objemová hmotnost.

⁷ KOLEKTIV AUTORŮ: *Sborník semináře FRP výztuže*, str. 16

Vlastnost	Materiál			
	Ocel	GFRP	CFRP	AFRP
Modul v podélném směru [GPa]	200	35 - 60	100 - 580	40 – 125
Modul v příčném směru [GPa]	200	cca 8 - 9	cca 10 - 12	cca 5 - 6
Tahová pevnost ve směru vláken [MPa]	300 - 600	450 - 1600	600 - 3500	1000 – 2500
Tlaková pevnost ve směru vláken [MPa]	300 - 600	cca 1/2 z tahové pevnosti	cca 1/2 z tahové pevnosti	cca 1/4 z tahové pevnosti
Příčná tahová pevnost [MPa]	300 - 600	30 - 40	30 - 40	30 – 40
Objemová hmotnost [kg/m ³]	7850	cca 2100	cca 1600	cca 1400

Tab. 1 Typické základní mechanické vlastnosti FRP vnitřních výztuží (platí pro objemové množství vláken $V_f = 50$ až 75 %) a jejich srovnání s běžnou betonářskou ocelí⁸

V předcházející tabulce (Tab. 1) vidíme, jak obrovské rozdíly jsou v jednotlivých mechanických parametrech jednotlivých FRP výztuží v závislosti na zvoleném druhu výztužného vlákna. Všimněme si, že u běžné ocelové výztuže je rozptyl minimální nebo žádný, zatímco u kompozitních FRP výztuží je u každého parametru, který charakterizuje danou kompozitní výztuž, rozptyl obrovský. To je dáno kombinací výztužných vláken a polymerní matricí. Jejich procentuální podíl v dané výztuži nám určuje výsledné vlastnosti kompozitní výztuže. Na výsledné hodnoty má také vliv výrobní postupu. Proto je tedy vždy při návrhu nutné podrobně specifikovat výztuž a její hodnoty z daného technického listu výrobce, se kterými bylo při návrhu a výpočtu uvažováno. V současné době podklady pro navrhování FRP výztuží nedoporučují uvažovat s FRP výztuží při namáhání tlakem.

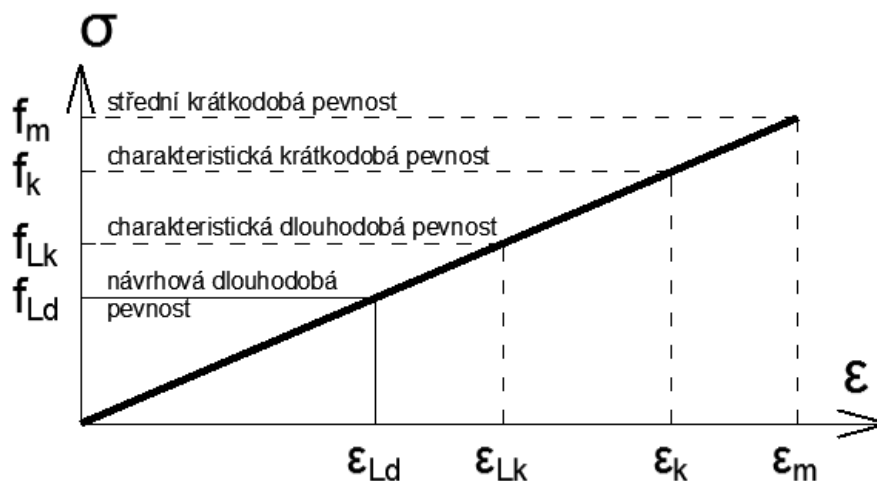
1.2.4. Pracovní diagram kompozitní výztuže

Pracovní diagram kompozitní výztuže má vždy lineární průběh až do porušení, jak je vidět na idealizovaném pracovním diagramu Obr. 2. Vidíme zde, že pro kompozitní výztuž jsou podstatné čtyři základní pevnosti. Největší pevnost na mezi porušení je „střední krátkodobá pevnost - f_m “, dalšími body idealizovaného pracovního diagramu jsou „charakteristická krátkodobá pevnost - f_k “, „charakteristická dlouhodobá pevnost - f_{Lk} “, ze které je pomocí

⁸Kompozitní výztuž. iMaterialy [online]. [cit. 2015-11-2] Dostupné z: http://imaterialy.dumabyt.cz/rubriky/materialy/moderni-kompozitni-materialy-jako-nahrada-klasicke-vyztuze-do-betonu_42548.html

dílčího součinitele spolehlivosti materiálu γ_f počítána „návrhová dlouhodobá pevnost - f_{Ld} “, která se vypočte dle následujícího vztahu.

$$f_{Ld} = \frac{f_{Lk}}{\gamma_f}$$

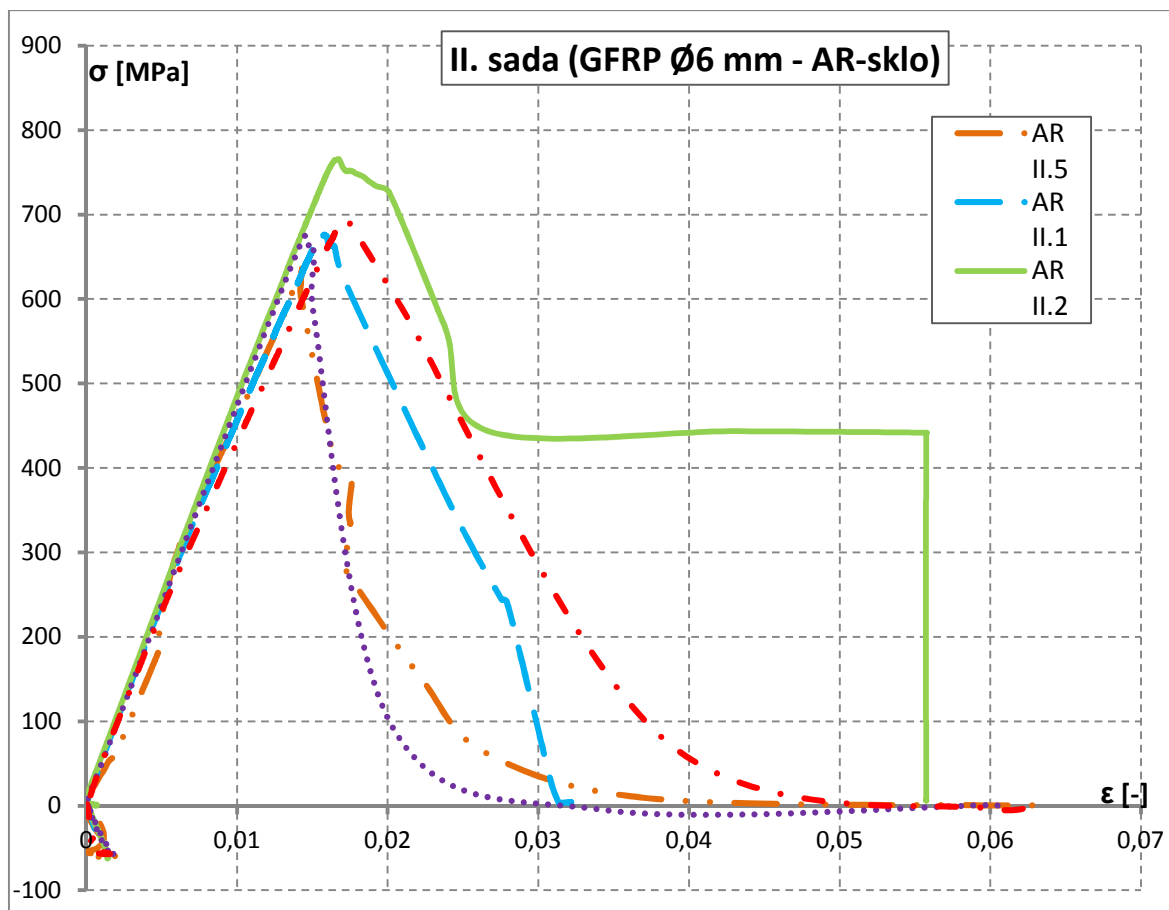


Obr. 2 Idealizovaný pracovní diagram kompozitní výztuže

1.2.5. Skutečný pracovní diagram kompozitní výztuže

Jak je patrné z idealizovaného pracovního diagramu kompozitní výztuže na Obr. 2, je závislost mezi poměrným přetvořením a napětím lineární až do meze porušení. To je prokázáno i reálnými zatěžovacími zkouškami.

Graf skutečného průběhu závislosti poměrného přetvoření a napětí ze zatěžovací zkoušky je na následujícím obrázku (Obr. 3). Je zde velice pěkně vidět lineární průběh chování vzorků až do porušení. V uváděném ilustračním příkladu se konkrétně jednalo o zkoušenou GFRP výztuž Ø6 mm. Rychlost výroby zkoušené výztuže byla 0,6 m/min. Všechny zkoušené vzorky dané sady se porušili přibližně při stejné velikosti napětí ($\sigma \approx 700$ MPa) a při téměř stejné hodnotě poměrného přetvoření ($\epsilon \approx 0,016$).



Obr. 3 Skutečný pracovní diagram kompozitní GFRP výztuže z naměřených dat zatěžovací zkoušky – lineární průběh chování vzorků až do porušení⁹



Obr. 4 Připravené vzorky před zatěžovací zkouškou¹⁰

⁹ Graf z naměřených dat ze skutečné zatěžovací zkoušky poskytnutý vedoucím diplomové práce

¹⁰ Fotodokumentace ze skutečné zatěžovací zkoušky poskytnutá vedoucím diplomové práce



Obr. 5 Porušené vzorky po zatěžovací zkoušce ¹¹

1.2.6. Porovnání pracovních diagramů různých kompozitních výztuží

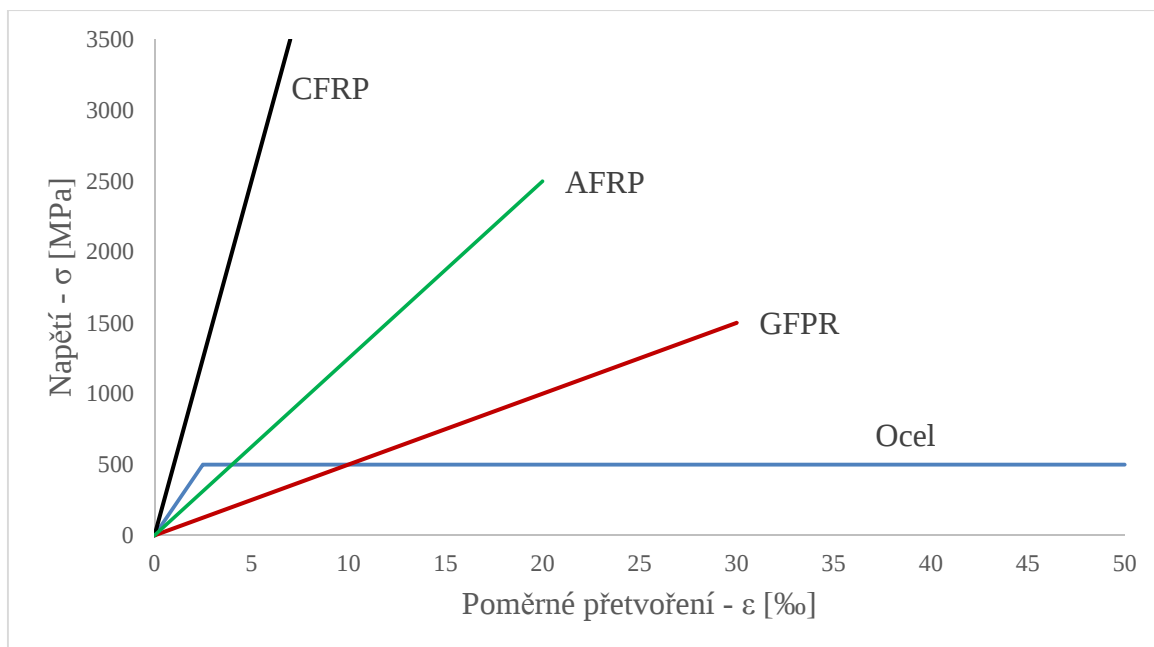
Pro sestrojení ilustrativního grafu závislosti napětí a poměrného přetvoření jsem si zvolil základní mechanické vlastnosti jednotlivých porovnávaných materiálů, které jsou vypsány v následující tabulce (Tab. 2), kde je spočítáno odpovídající poměrné přetvoření.

Vlastnost	Materiál			
	Ocel	GFRP	CFRP	AFRP
Tahová pevnost ve směru vláken - σ [MPa]	500	1500	3500	2500
Modul v podélném směru - E [GPa]	200	50	500	125
Poměrné přetvoření – $\varepsilon = \sigma / E$ [‰]	2,5	30	7,0	20

Tab. 2 Zvolené mechanické vlastnosti jednotlivých porovnávaných materiálů

¹¹ Fotodokumentace ze skutečné zatěžovací zkoušky poskytnutá vedoucím diplomové práce

Podíváme-li se na závislost napětí a poměrného přetvoření klasické ocelové výztuže a základních typů kompozitních výztuží (GFRP, CFRP a AFRP), můžeme to nejpráhledněji zobrazit v následujícím grafu (Obr. 6), který vyhází ze zvolených hodnot v předcházející tabulce (Tab. 2).



Obr. 6 Závislost napětí a poměrného přetvoření různých kompozitních výztuží (GFRP, CFRP a AFRP) a klasické betonářské ocelové výztuže

1.3. Výhody a nevýhody FRP výztuže

Při návrhu konstrukce je nutné určit stavební materiály, které budou použity při následné realizaci. Měli bychom volit takové materiály, které budou mít pro danou konstrukci nejlepší vlastnosti, a zároveň bude jejich použití ekonomické.

Hlavní výhodou FRP výztuží je vysoká pevnost v tahu a odolnost v agresivním prostředí. Naopak jako hlavní nevýhoda je relativně malý modul pružnosti (u některých výztuží) a hlavně vysoká pořizovací cena.

1.3.1. Výhody FRP výztuží oproti běžné ocelové výztuži

Kompozitní výztuže mají mnoho výhod, nejvýraznější z nich je odolnost v agresivním prostředí. „Hlavní výhodou výztuže na bázi FRP (Fiber Reinforced Polymers) je její odolnost vůči agresivním účinkům okolního prostředí. Použitím kompozitní výztuže lze proto eliminovat náklady jinak vynaložené na ochranu ocelové výztuže, příp. na dodatečné

opravy již narušené konstrukce.“¹² Jedná se o trvanlivý materiál nepodléhající korozi, která u běžné ocelové výztuže má zásadní vliv na únosnost. Zároveň se jedná o materiál, který nevede elektrický proud ani teplo. Oproti betonářské výztuži má vysokou pevnost v tahu a zároveň nízkou objemovou hmotnost, což usnadňuje manipulaci s výztuží na stavbě.

Vlivem odolnosti FRP výztuže agresivnímu prostředí přichází další výhoda kompozitních výztuží. U klasické ocelové výztuže je ochrana proti působení agresivního prostředí zajištěna betonovou krycí vrstvou, která není ze statického hlediska využita (předpokládáme-li prvek namáhaný ohybovým momentem). Oproti tomu krycí vrstva kompozitní výztuže nemá hlavní funkci ochrany výztuže, ale zajištění soudržnosti a přenos zatížení mezi maticí kompozitní výztuže a betonem. To vede k situaci, kdy můžeme zmenšit tloušťku betonové krycí vrstvy na minimum, které nám zajistí soudržnost výztuže s betonem. Zároveň tím uspoříme beton staticky neúčinné krycí vrstvy, a tedy snížíme i vlastní hmotnost navrhované konstrukce, která při stejné únosnosti bude tenčí.

Nutno ovšem dodat, že snížení tloušťky betonové krycí vrstvy můžeme provést pouze u prvků, které nejsou vystaveny účinkům požáru. Krycí vrstva při požáru nám totiž zajišťuje ochranu výztuže, aby nebylo dosaženo kritické teploty, kdy dochází k měknutí matrice.

Kompozitní výztuž jakožto materiál, který nepodléhá korozi, lze využít pro dodatečné zesilování konstrukce namáhané normálovou silou a ohybovým momentem. Výztuž lze umístit jako externí (například ve formě lepených lamel) a není nutné ji dodatečně chránit betonovou krycí vrstvou.

1.3.2. Nevýhody FRP výztuží oproti běžné ocelové výztuži

Jednou ze základních nevýhod cenově nejdostupnějších GFRP výztuží je nízký modul pružnosti (35 až 60 GPa), což je výrazně nižší hodnota, než u klasické betonářské výztuže (200 GPa). To má vliv na nižší tuhost konstrukce (větší průhyby, rozvoj trhlin).

„FRP výztuže mají také nižší odolnost vůči působení vysokých teplot.“¹³ To je důvodem nevhodného použití FRP výztuží do prvků, které musí odolávat účinkům požáru, kde musí být zajištěna ochrana FRP výztuže (například zvětšením krycí vrstvy, nebo dodatečným obložáním konstrukce).

¹²Kompozitní výztuž. *iMaterialy* [online]. [cit. 2015-11-2] Dostupné z: http://imaterialy.dumabyt.cz/rubriky/materialy/vyvoj-nekovovych-vyztuzi-do-betonu-1_101464.html

¹³Kompozitní výztuž. *iMaterialy* [online]. [cit. 2015-11-2] Dostupné z: http://imaterialy.dumabyt.cz/rubriky/materialy/moderni-kompozitni-materialy-jako-nahrada-klasicke-vyztuze-do-betonu_42548.html

„Použití těchto materiálů v našich podmínkách je však značně komplikované vysokou pořizovací cenou ve srovnání s klasickou betonářskou výztuží a rovněž neexistencí předpisů, které by bylo možné použít pro návrh konstrukcí vyztužených kompozitní výztuží.“¹⁴ Základní evropskou normu ČSN EN 1992 lze použít pro navrhování konstrukcí vyztužených FRP výztuží pouze omezeně. Mechanicko-fyzikální vlastnosti FRP výztuže jsou odlišné oproti klasické ocelové výztuži.

GFRP výztuže nelze dodatečně ohýbat na stavbě tak jako klasickou ocelovou výztuž. Pokud jsou v konstrukci nutné ohýbané pruty z kompozitní výztuže, musí být tyto ohyby provedeny při výrobě, v době, kdy ještě není vytvrzena matrice.

1.4. Vhodné použití FRP výztuží

Jak již bylo několikrát zmíněno, jedná se o trvanlivý materiál, který nepodléhá korozi a nevede elektrický proud. Vzhledem k pořizovacím nákladům bude tedy ekonomické použití FRP výztuže právě v prostředí, kde použití klasické ocelové výztuže je z dlouhodobého hlediska nevhodné. „Perspektivní aplikační oblastí pro použití FRP výztuže jsou především betonové prvky vystavené působení agresivního prostředí, u nichž běžně dochází k rychlé depasivaci a následné degradaci (korozi) nosné ocelové výztuže. Jedná se především o konstrukce vystavené působení chloridů a síranu, konstrukce v oblasti výskytu bludných proudů, vyhnívací nádrže apod. Ideální aplikační oblasti představují především betonové prvky nacházející se v chemickém průmyslu, energetice (energokanály a potrubní kanály, kolektory) a v dopravě (působení solí vlivem zimní údržby). U těchto konstrukčních prvků je vyšší počáteční investice rychle vyvážena výrazně levnějším provozem konstrukce a její delší životností. Návrhová životnost se správně navrženou nekovovou výztuží je teoreticky neomezená, prakticky ji determinuje kvalita provedení prvku a životnost betonových částí průřezu.“¹⁵ Jelikož se jedná o materiál, s vysokou pevností v tahu, je vhodné při návrhu uvážit možnost předepnutí výztuže a využít přednosti kompozitní výztuže.

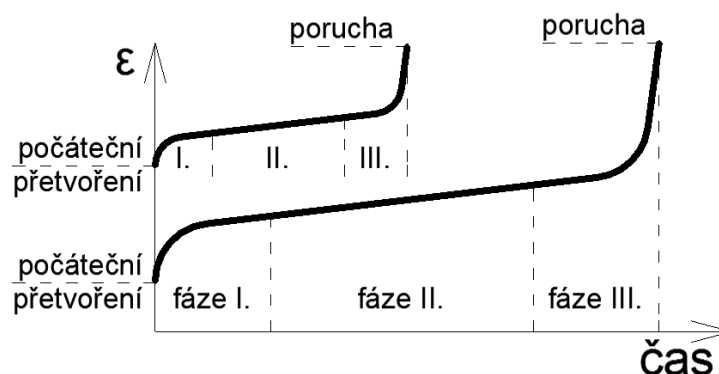
1.5. Chování kompozitní výztuže v čase

Kompozitní výztuže jsou oproti klasické betonářské výztuži specifické svým chováním. Ať už se jedná o lineární pracovní diagram až do meze porušení, tak v druhé řadě také

¹⁴Kompozitní výztuž. iMaterialy [online]. [cit. 2015-11-2] Dostupné z: http://imaterialy.dumabyt.cz/rubriky/materialy/vyvoj-nekovovych-vyztuzy-do-betonu-1_101464.html

¹⁵Kompozitní výztuž. iMaterialy [online]. [cit. 2015-11-2] Dostupné z: http://imaterialy.dumabyt.cz/rubriky/materialy/moderni-kompozitni-materialy-jako-nahrada-klasicke-vyztuze-do-betonu_42548.html

svým specifickým chováním po zatížení. „Konstrukce vyztužená FRP výztuží musí být navržena s ohledem na dostatečnou odolnost, použitelnost a trvanlivost. Při návrhu je nutno uvážit, že kompozitní výztuže se od klasické ocelové odlišují především v čase proměnnými vlastnostmi. Z hlediska bezpečného návrhu s ohledem na plánovanou životnost konstrukce je proto zcela nezbytné popsat jejich dlouhodobé chování (degradaci, dotvarování) a při návrhu jej zohlednit.“¹⁶ Základní chování je možné pro kompozitní výztuž rozdělit do tří fází, jak je zřejmé z následujícího obrázku (Obr. 7).



Obr. 7 Idealizovaný vývoj deformace FRP výztuže v závislosti na čase

„Po vnesení zatížení a tomu odpovídající okamžité elastické deformaci proběhne během relativně krátkého časového intervalu po zatížení konstrukce časově závislá deformace s klesající intenzitou – fáze I.“¹⁷

„Druhá fáze je charakterizována velmi mírným nárůstem přetvoření po dlouhou dobu. Celý proces zde dominantně řídí nosná vlákna. V této oblasti by se správně navržená FRP výztuž měla pohybovat po celou dobu plánované životnosti.“¹⁸

„Dostane-li se dotvarování výztuže do terciální fáze, nastává rychlý nárůst deformace, jenž vyústí v nečekané – křehké – selhání vláken kompozitu. Je proto důležité definovat takové hodnoty dlouhodobě působícího zatížení (stanovit vhodný poměr dlouhodobě působícího zatížení ku jednorázové únosnosti a to při zohlednění působení okolního prostředí), aby se

¹⁶ KOLEKTÍV AUTOROV: Zborník príspevkov z 9. seminária SANÁCIA BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ. str. 119

¹⁷ Tamtéž, str. 120

¹⁸ Tamtéž, str. 120

po dobu plánované životnosti konstrukce výztuž nedostala do této fáze a nedošlo k jejímu náhlému přetržení a tím kolapsu konstrukce.“¹⁹

1.6. Základní rozdíly FRP výztuže oproti klasické ocelové výztuži

V předchozích odstavcích byly popsány hlavní vlastnosti FRP výztuží, které byly porovnávány s klasickou betonářskou výztuží. V této části bych chtěl upozornit na několik zásadních rozdílů, na které si je nutné dát pozor při navrhování.

Materiál FRP výztuží je specifický svou výrobou a poměrem hlavních výztužných vláken a matrice, což má vliv na výsledné mechanické vlastnosti. Při návrhu je tedy nutné velmi podrobně specifikovat, s jakými parametry bylo uvažováno.

U běžné betonářské výztuže uvažujeme zjednodušený bilineární pracovní diagram (bez zpevnění nebo se zpevnění), který má vždy poměrně dlouhou plastickou větev. Oproti tomu zjednodušený pracovní diagram kompozitní výztuže je lineární až do porušení a máme tedy danou mezní hodnotu poměrného přetvoření.

Kompozitní výztuž je specifická svým chováním v závislosti na počátečním napětím a délce působení dlouhodobého zatížení. Je nutné uvažovat s takovými hodnotami, aby nedošlo k náhlému kolapsu konstrukce.

¹⁹ KOLEKTÍV AUTOROV: *Zborník príspevkov z 9. seminária SANÁCIA BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ*. str. 120

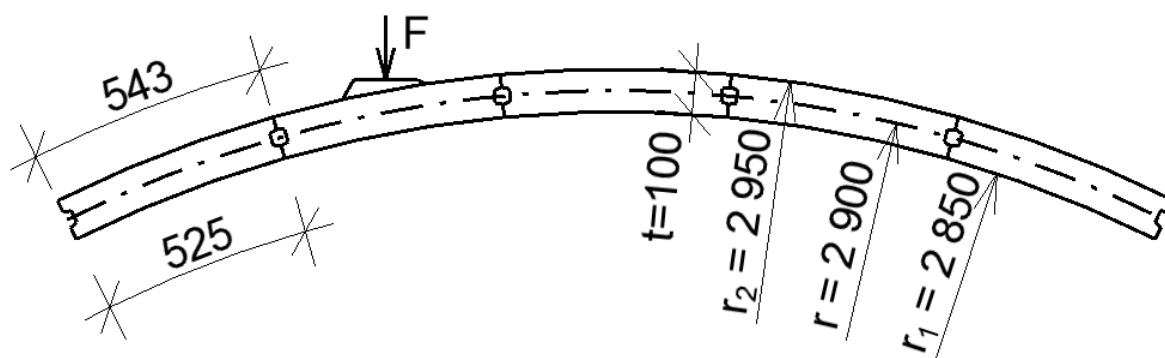
Praktická část

2. Základní analýza chování klenby

Před samotným posouzením a zesilováním v první řadě provedu analýzu chování konstrukcí ve tvaru klenby, které jsou v patě uloženy kloubově a zatíženy osamělou silou. Základní analýza bude provedena na prutovém nosníku, na kterém jsou názorně vidět průběhy vnitřních sil. Druhý model analýzy byl zvolen jako stěnový nosník, kde jsou vidět průběhy vnitřních sil po výšce průřezu.

2.1. Základní geometrie a použité materiály

Podkladem pro téma diplomové práce se stal realizovaný experiment²⁰, kdy byla zkoušena klenba z pěti kusů prefabrikovaných betonových segmentů. Zatěžování bylo prováděno osamělou silou umístěnou excentricky vzhledem k ose symetrie. Zatěžovací síla byla umístěna ve středu druhého segmentu z leva, jak je patrné na následujícím obrázku Obr. 8.

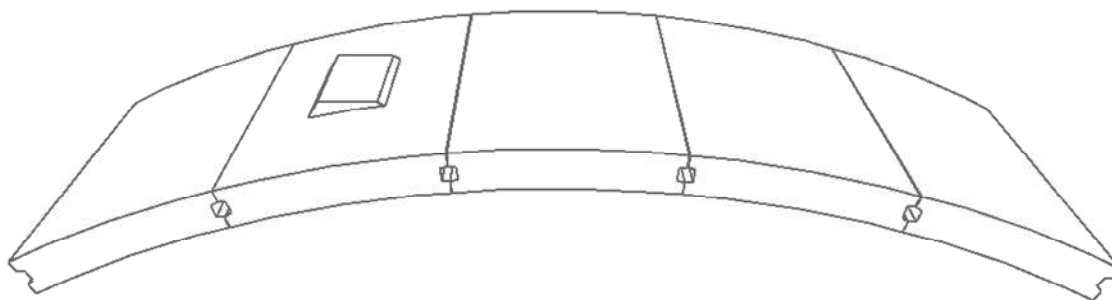


Obr. 8 Základní geometrie posuzované klenby

2.1.1. Rozměry jednotlivých betonových segmentů klenby

Klenba se skládá z pěti prefabrikovaných segmentů opatřených na okraji zámek pro závlíkovou maltu. Poloměr osy segmentu $r = 2,9$ m a tloušťka segmentu 100 mm. Z toho získáme vnitřní poloměr $r_1 = 2,85$ m a vnější poloměr $r_2 = 2,95$ m. Šířka segmentu byla různá pro dolní a horní povrch, jelikož se jedná o zakřivený segment, jak je vidět na předchozím obrázku. Délka jednotlivých segmentů byla 900 mm.

²⁰ Experiment na FAST VUT v Brně – příloha: P1) Použité podklady



Obr. 9 Axonometrický pohled na klenbu

2.1.2. Materiál betonových segmentů

Betonové prefabrikované segmenty byly zhotoveny z lehkého betonu s kamenivem LIAPOR. Zatřídění betonu dle ČSN 206 odpovídá LC 20/22 D1,2. Kde LC značí lehký beton, 20/22 značí poměr charakteristické pevností na válcích a charakteristické pevnosti na krychlích. D1,2 značí objemovou tíhu betonu rovnu $1\,200\text{ kg/m}^3$.

2.1.3. Výztuž pro ztužení předepnutím

Klenba z betonových segmentů byla zesílena vnější nesoudržnou předepnutou kompozitní GFRP²¹ výztuží. Lana byla vedena vždy po horním povrchu a na konstrukci působí radiálními silami. Zesílení bylo provedeno čtyřmi lany, kdy do jednoho lana byla vnášena průměrná předpínací síla 15,5 kN.

2.2. Základní prutový model

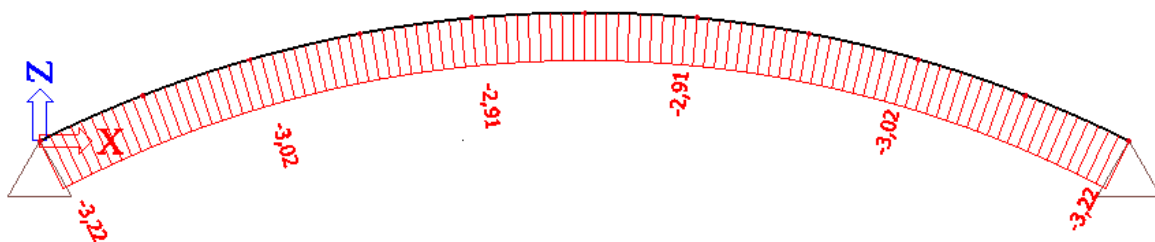
Jako první jsem pro rychlou analýzu zvolil jednoduchý prutový model. Výpočetní model jsem zadal do programu Scia Engineer a nechal si vykreslit základní průběhy vnitřních sil a deformací. Tím jsem zjistil chování konstrukce při třech způsobech zatížení. Zatížení vlastní tíhou, zatížení jednotkovou silou umístěnou excentricky vůči ose souměrnosti a zatížení externími kabely z kompozitní výztuže, které vyvozují radiální síly na konstrukci. Zatížení od předpínacích kabelů bylo také uvažováno pro analýzu jako jednotkové.

2.2.1. Zatížení vlastní tíhou

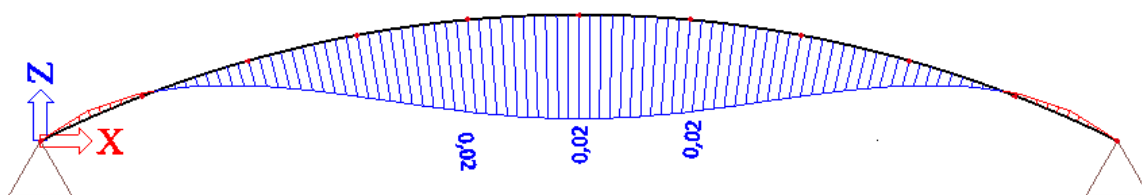
Vlastní tíha se v programu generuje automaticky. V základních materiálech nejsou obsaženy lehčené betony, což vedlo ke kroku, kdy bylo nutné vhodně upravit použitý materiál. Vycházel jsem z betonu C 20/25, kterému jsem ručně přepsal charakteristickou

²¹GFPR - „glass fiber reinforced polymers“ neboli „polymer vyztužený skleněným vláknem“

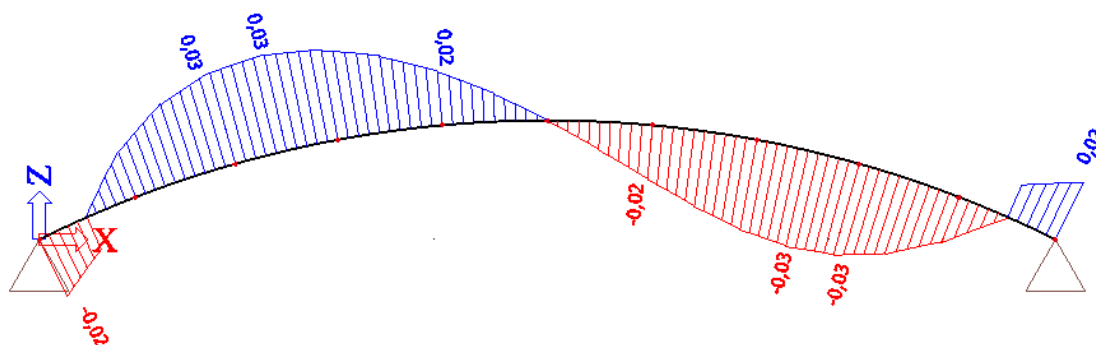
krychelnou pevnost, dále jsem upravil modul pružnosti a hlavně jsem přepsal objemovou tíhu na $1\,200\text{ kg/m}^3$ a vytvořil si vlastní materiál LC 20/22 D1,2.



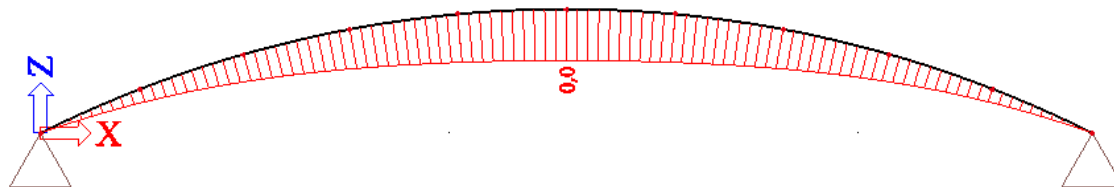
Obr. 10 Průběh normálových sil N od vlastní tíhy



Obr. 11 Průběh ohybových momentů M od vlastní tíhy



Obr. 12 Průběh posouvajících sil V od vlastní tíhy

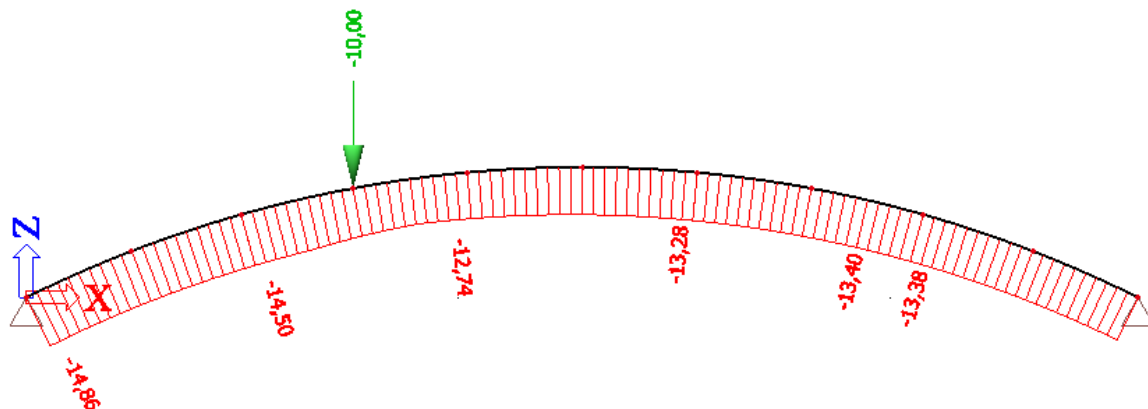


Obr. 13 Deformace konstrukce u_z od vlastní tíhy

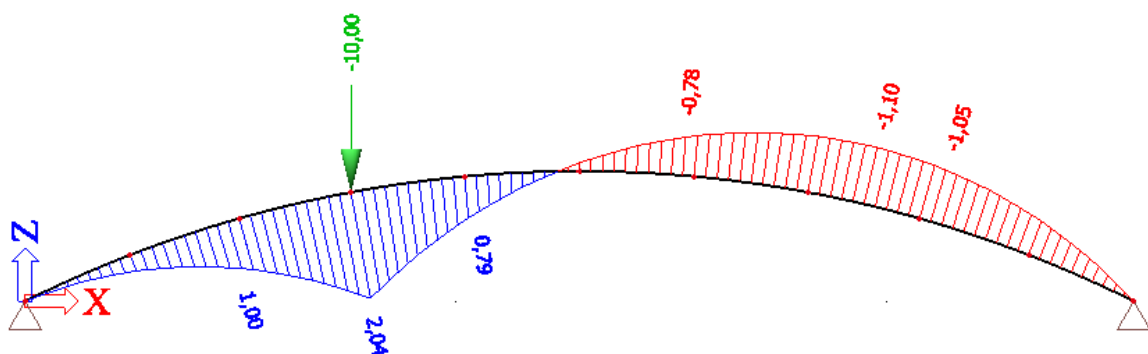
Vidíme, že od vlastní tíhy vzniká téměř konstantní tlaková normálová síla N a zároveň vzniká minimální ohybový moment M . Oproti vnikající normálové síle je vznikající ohybový moment řádově nižší.

2.2.2. Zatížení osamělou silou

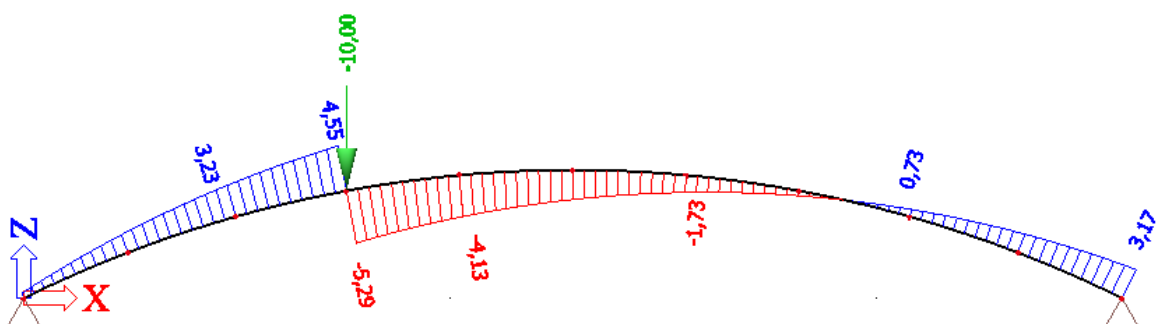
Konstrukce byla zatěžována osamělou silou umístěnou excentricky vůči ose symetrie. Pro prvotní analýzu chování konstrukce jsem zvolil jednotkovou sílu $F = 10 \text{ kN}$.



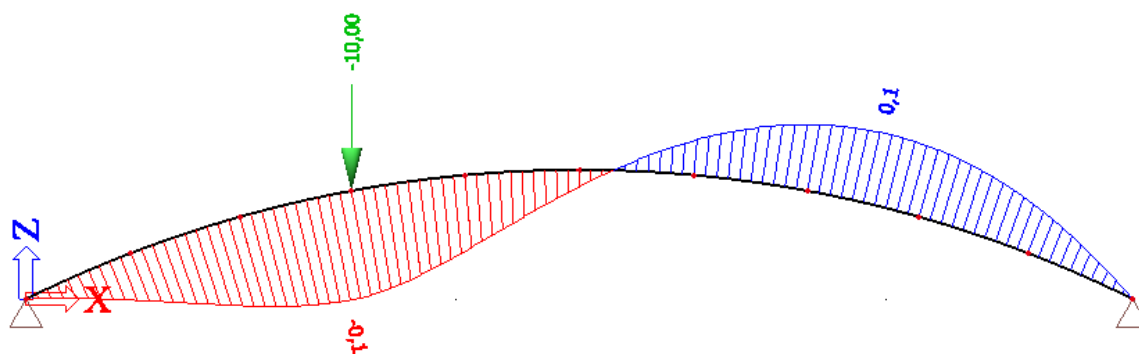
Obr. 14 Průběh normálových sil N od jednotkové síly



Obr. 15 Průběh ohybových momentů M od jednotkové síly



Obr. 16 Průběh posouvajících sil V od jednotkové síly

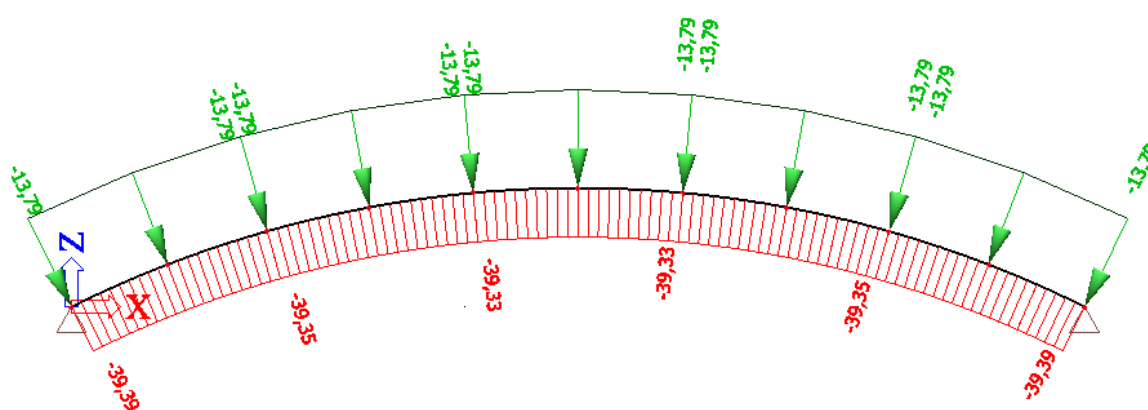


Obr. 17 Deformace konstrukce u_z od jednotkové síly

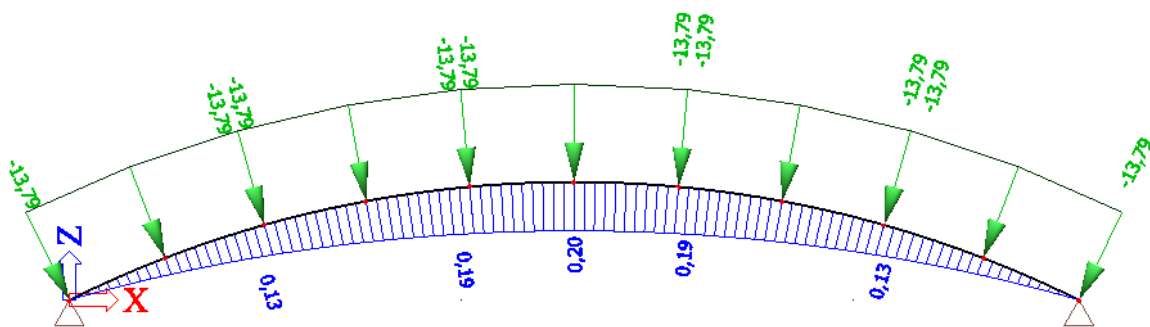
Od zatížení jednotkovou silou vidíme jeden zásadní rozdíl oproti prostému nosníku. Vzniká nám zde tlaková normálová síla N a průběh ohybového momentu M je také jiný. Pod osamělou silou nám stejně jako na prostém nosíku vzniká kladný ohybový moment, ale zároveň nám vzniká záporný ohybový moment.

2.2.3. Zatížení předpětím

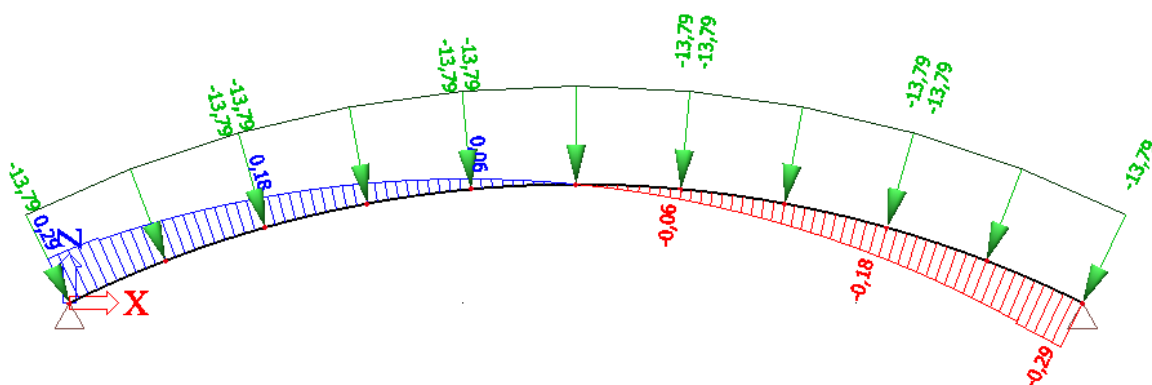
Konstrukce byla zesílena externí výztuží z předepnuté kompozitní výztuže, která byla vedena volně po horním povrchu klenby. Na klenbě šířky 900 mm byly vedeny čtyři předpínací kabely, které ve výsledku působí na konstrukci radiálními silami. Pro jednoduchost prvotní analýzy zvolíme jednotkovou sílu v jedné předepnuté výztuži $P = 10$ kN. Celkem byly na konstrukci uvažovány čtyři předpínací lana. Poloměr střednice oblouku ztužované klenby je $r = 2,9$ m. Výsledné zatížení radiálními silami na střednici je tedy rovno $f_p = 4 \cdot P / r = 4 \cdot 10 / 2,9 = 13,79$ kN/m.



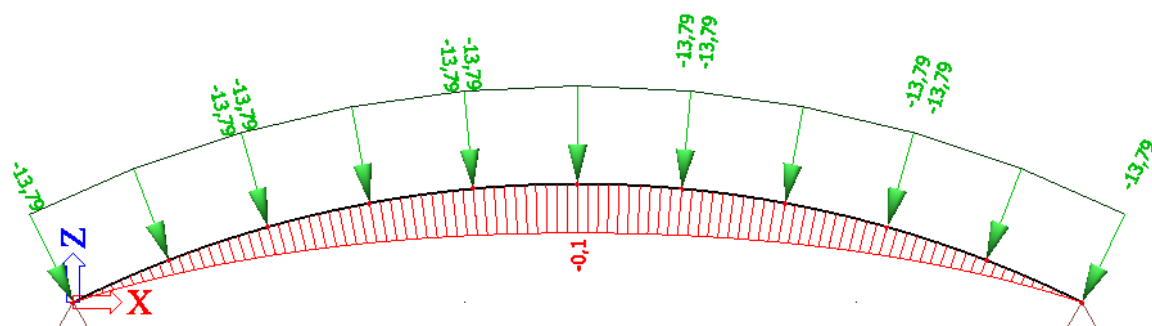
Obr. 18 Průběh normálových sil N od jednotkového předpětí



Obr. 19 Průběh ohybových momentů M od jednotkového předpětí



Obr. 20 Průběh posouvajících sil V od jednotkového předpětí



Obr. 21 Deformace konstrukce u_z od jednotkového předpětí

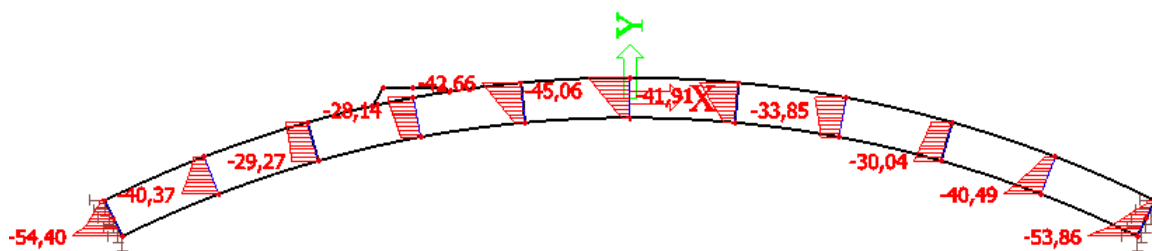
Od předpětí, které působí na konstrukci pouze radiálními silami, vzniká v konstrukci tlaková normálová síla N , která se téměř rovná předpínací síle P . Celková vnášená předpínací síla vnášená do konstrukce čtyřmi lany byla $P = 40$ kN. A vidíme, že v konstrukci vzniká tlaková normálová síla $N \approx -39,4$ kN. Zároveň nám vzniká ohybový moment a posouvající síla. Můžeme si všimnout podobnosti se symetricky rotační konstrukcí, kterou zesilujeme ovinutím předpětím v kapitole 8 tohoto textu (tehdy nám vzniká pouze tlaková normálová síla N). Tento rozdíl je způsobem modelem klenby, která je oboustranně uložena na kloubových neposuvných podporách.

2.3. Základní stěnový model

Druhý typ modelu byl stěnový, ze kterého je patrné rozdělení normálových napětí (sil) po výšce průřezu. Z modelu je patrné, kde v konstrukci vznikají tlakové a kde tahové síly. Jelikož se jedná o modelovou konstrukci, která byla provedena z pěti segmentů z lehkého betonu (nevyztuženého), je tedy zřejmé, že tahové namáhání pro konstrukci nebude působit příznivě. Klenba byla zesílena lokálně pod zatěžovací silou dodatečně vlepenou výztuží. Jednoduchý stěnový model jsem udělal z důvodu následného modelování a výpočtu S&T modelem²², pro vhodné umístění tlačných a tažených prutů.

2.3.1. Zatížení vlastní tíhou

Pro výpočet byl použit stejně jako v prutovém modelu vlastní vytvořený nový materiál LC 20/22 D1,2, který měl příslušné pevnosti, ale hlavně objemovou hmotnost $1\,200\text{ kg/m}^3$. Podepření na okraji bylo provedeno jako liniová kloubová podpora. Ve výstupu jsem si nechal vykreslit průběh normálových sil v charakteristických řezech (vždy na kraji či styku betonových segmentů a ve středu rozpětí betonového segmentu) po výšce průřezu.



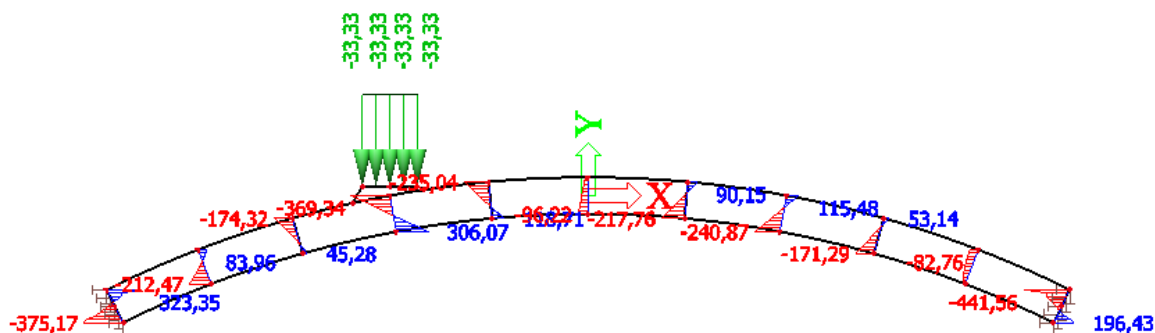
Obr. 22 Průběh normálového napětí n po výšce průřezu od vlastní tíhy

Z výsledků je vidět, že je celý průřez tlačен. Stejně tak, jako tomu bylo u prutového modelu, kde převládala tlaková normálová síla a ohybový moment byl relativně malý. Vliv právě zmíněného ohybového momentu je patrný na průběhu normálových sil po výšce průřezu. Vidíme, že například ve vrcholu vzniká největší tlak na horních vláknech, zatímco u dolních vláken se tlak výrazně snižuje (v prutovém modelu zde byl největší ohybový moment táhnoucí právě dolní vlákna).

²² S&T model - „strut-and-tie“ neboli „vzpěra a táhlo“

2.3.2. Zatížení osamělou silou

Ve stěnovém modelu jsem mohl přesněji namodelovat náletek zatěžovací oblasti. Náletek je šířky 300 mm a byl tedy pro výslednou jednotkovou zatěžovací sílu 10 kN zatížen rovnoměrným liniovým zatížením $10/0,3 = 33,33$ kN/m.



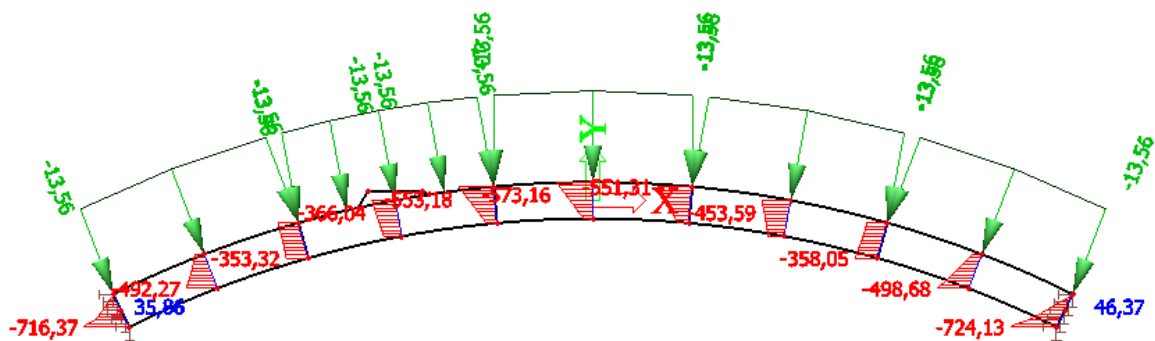
Obr. 23 Průběh normálového napětí n po výšce průřezu od jednotkové síly

Zde je vidět, že od osamělého břemene je průřez namáhán jak tahovými tak tlakovými silami po výšce průřezu. Je patrné, tak jako tomu bylo na prutovém modelu, že pod osamělou silou vzniká tlak na horních vláknech a naopak výrazný tah na dolních vláknech. To odpovídá průběh ohybových momentů na prutovém modelu (největší ohybový moment je právě pod osamělou silou). Naopak na pravé straně klenby vidíme tlak na dolních vláknech a tah na horních vláknech.

Vhodné je si všimnout i tlakového a tahového namáhání v podporách. Je vidět, že v levé podpoře se tlak přenáší dolní částí průřezu a naopak v pravé podpoře se tlak přenáší v horní části průřezu. Toto bude více zohledněno v S&T modelu.

2.3.3. Zatížení předpětím

Konstrukce byla vyztužena externí výztuží z předepnuté kompozitní výztuže jako v předchozím prutovém modelu. V tomto případě se ale zatížení přikládá na hranu plochy, tedy s poloměrem vnějšího oblouku $r = 2,95$ m. Výsledné zatížení radiálními silami na vnější hranu plochy je tedy rovno $f_p = 4 \cdot P / r = 4 \cdot 10 / 2,95 = 13,56$ kN/m. Pro příklad průběhu normálových sil po výšce průřezu jsem použil jednotkovou předpínací sílu $P = 10$ kN v jednom laně (celkem 4 předpínací lana).



Obr. 24 Průběh normálového napětí n po výšce průřezu od jednotkového předpětí

Zde můžeme opět vidět, že je celý průřez namáhán tlakovými silami (zanedbáme-li minimální tah v podpoře oproti hodnotě tlaku). Například ve vrcholu klenby je krásně vidět, jak jsou horní vlákna namáhána výrazně větším tlakem než dolní vlákna. Snížení tlaku v dolních vláknech nám způsobuje právě ohybový moment, který můžeme vidět na prutovém modelu, kde je průběh ohybového momentu takový, že vzniká tah v dolních vláknech.

2.4. Závěr základní analýzy klenby

Z vypočtených výsledků (průběhů vnitřních sil) je zřejmé, že konstrukce zatížená pouze vlastní tíhou a osamělým břemenem (zatěžovací silou) umístěným s excentricitou vůči ose symetrie by měla mít nižší únosnost, než klenba, která je zesílena vnější předepnutou výztuží.

Tato vnější předepnutá výztuž sice do konstrukce vnáší další namáhání (napětí), ale toto napětí je pro betonovou konstrukci příznivé. Jedná se o tlakové namáhání konstrukce, kde od zesílení předpětím vzniká tlaková normálová síla. Čili oblasti, kde od zatížení osamělým břemenem vznikají tahy, budou vlivem předpětí stlačovány a vznikající tahová síla bude redukována a snižována o tlakovou hodnotu vnášenou předpětím. Tedy konstrukce by měla přenést větší zatížení od osamělé síly, než konstrukce nezesílená.

3. Model náhradní příhradoviny

Jedná se o model konstrukce, kterou idealizujeme náhradní příhradovinou (v konstrukci působí pouze vzpěry a táhla). V běžné praxi se model často označuje pomocí anglické zkratky „S&T model“²³. Tímto vhodně zvoleným modelem dostaneme poměrně přesné zjednodušení konstrukce, která se skládá pouze z jednotlivých prutů, které jsou namáhány pouze osovou silou (tlakovou nebo tahovou) a lze je tedy relativně jednoduše řešit ručním výpočtem, nebo pomocí výpočetní techniky s běžně dostupnými výpočetními programy na prutové konstrukce. V literatuře²⁴ se dočteme, že tímto modelem je vhodné nahradit tzv. oblasti diskontinuity, neboli místa, kde při deformaci není zachována rovinnost průřezu. V případě této diplomové práce použiji model náhradní příhradoviny do celé konstrukce klenby, která byla zatěžována osamělou silou, umístěnou na excentricitě vůči ose symetrie. *„Výpočetní proces není jednoznačný a mnohdy si vyžaduje vrátit se zpět k předešlému kroku a např. upravit množství výztuže či rozměry jednotlivých prvků. Při řešení složitějších příhradových modelů je vhodné určité iterace mezi jednotlivými kroky výpočtu. Především při řešení staticky neurčitých příhradových modelů se objevuje otázka optimalizace výpočtu.“*²⁵ To je případ i mé předkládané diplomové práce, kde se výpočetní modely postupně vylepšovaly a jsou zde tedy ponechány i výpočetní modely, které mají určité nedostatky, aby bylo na konci možné porovnat jednotlivé výsledky.

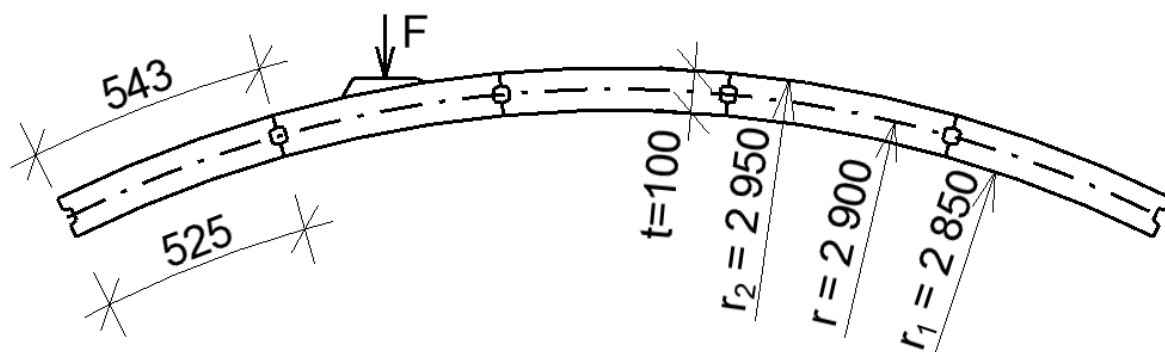
3.1. Model 1 a 2 náhradní příhradoviny v klenbě

V předkládané diplomové práci jsem provedl výpočet únosnosti klenby pomocí S&T modelu. V první části jsem provedl náhradní konstrukci příhradoviny do řešené klenby. Jelikož se jedná o poměrně tenkou konstrukci s tloušťkou 100 mm, která je poskládána z pěti kusů prefabrikovaných segmentů z lehkého betonu, musíme provést vhodný návrh náhradní příhradoviny. Postupným zjišťováním určitých nedostatků v jednotlivých modelech byly nakonec vypracovány tři modely náhradní příhradoviny. Model 1 a 2 je ve statickém výpočtu posouzen od strany 6 do strany 33.

²³ S&T model - „strut-and-tie“ neboli „vzpěra a táhlo“

²⁴ PROCHÁZKA, J., ŠMEJKAL, J., VÍTEK, L.J., VAŠKOVÁ, J. *Navrhování betonových konstrukcí. Příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-1*. Praha: 2010, str. 36

²⁵ Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie. [cit. 2015-12-1] Dostupné z: http://concrete.fsv.cvut.cz/pomucky/down/Resene_prikklady_BK_pomoci_prihradove_analogie.pdf



Obr. 25 Základní geometrie řešené klenby

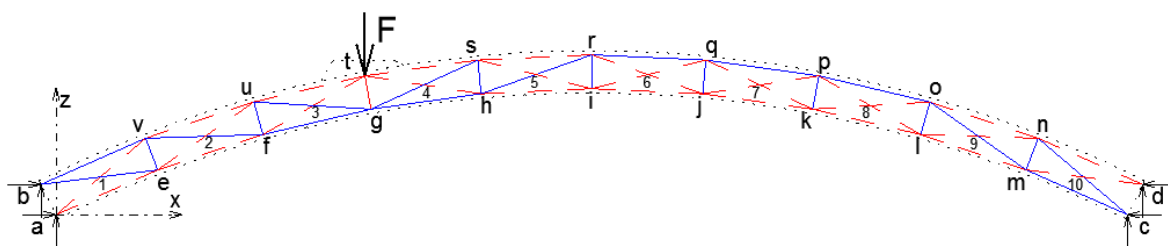
Na vloženém Obr. 25 vidíme složení klenby z pěti segmentů, do kterých jsem se pokusil vhodně uspořádat konstrukci náhradní příhradoviny.

Zvolil jsem následující přístup pro model 1 a 2: v místech uložení a styku jednotlivých segmentů jsem zvolil uzlové oblasti. Zároveň, jelikož tloušťka klenby je pouhých 100 mm a délka střednice jednoho segmentu 534 mm jsem zvolil ještě jednu uzlovou oblast vždy uprostřed segmentu, jak je patrné na následujícím obrázku - Obr. 26. Při úvahách o poloze náhradních os příhradové konstrukce jsem vycházel z předpokladu, že rameno vnitřních sil pro konstrukce namáhané ohybovým momentem a normálovou silou je z intervalu: $z \approx (0,7 - 0,8) \cdot h$. Pro model 1 a 2 náhradní příhradoviny jsem zvolil $z = 0,8 \cdot 100 = 80$ mm, tedy uzlové oblasti náhradní příhradoviny jsou umístěny 10 mm od horního, respektive od dolního líce konstrukce. Z toho plyne, že přibližná výška tlačných prutů (u horního a dolního líce) se bude pohybovat přibližně kolem hodnoty $2 \cdot 10 = 20$ mm.

Na následujících schématech náhradní příhradoviny platí:

Modrá plná čára – tažený prut

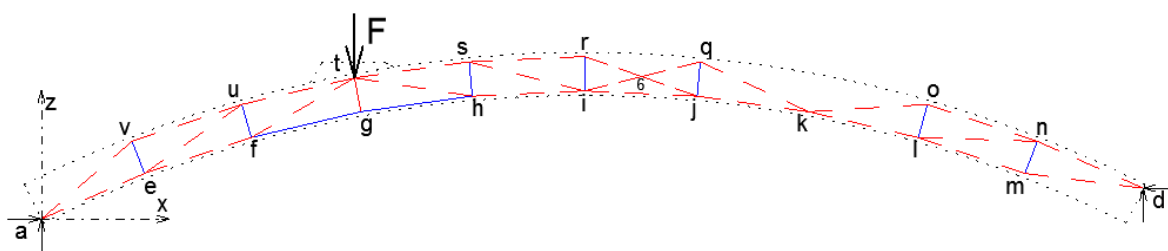
Červená čárkovaná čára – tlačný prut



Obr. 26 Základní model náhradní příhradoviny

Vidíme, že dostaneme staticky neurčitou konstrukci, jejíž výpočet je podrobně popsán v příloženém statickém výpočtu. Nicméně se jednalo o klenbu z nevyztuženého betonu, kde byla výztuž vložena pouze v místě pod osamělou silou. Musíme tedy upravit základní model náhradní příhradoviny tak, abychom neměli v konstrukci tažené pruty. Toho nejsme schopni nikdy docílit, proto po prvním výpočtu vnitřních sil jsem postupoval následovně. Téměř ve všech svislicích vzniká tahová síla, která je oproti ostatním vnitřním silám poměrně malá. Tedy ponechám tyto tažené pruty v konstrukci náhradní příhradoviny a v posouzení budu uvažovat s pevností betonu v tahu.

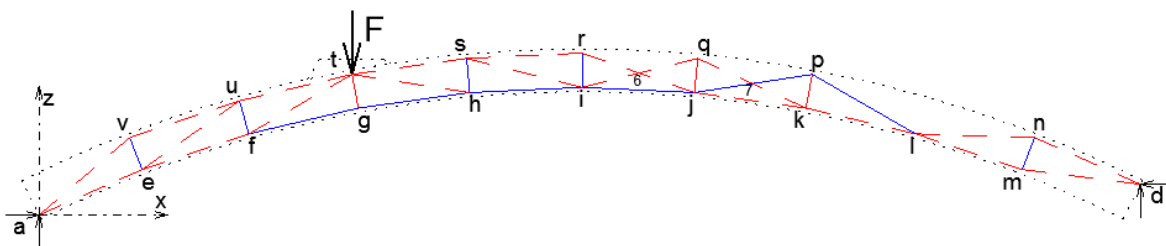
Z konstrukce tedy postupně můžeme odstraňovat tažené pruty až do fáze, kdy dostaneme staticky určitou konstrukci. V mém případě jsem postupně odstraňoval tažené pruty (viz. statický výpočet) a dospěl k následující konstrukci náhradní příhradoviny – Obr. 27.



Obr. 27 Model 1 náhradní příhradoviny - kloub ve středu segmentu

Tento model dobře reprezentuje tlakové namáhání v konstrukci, jak je od zatěžovací síly přenášeno do podpor. Vidíme, že model respektuje stejný průběh tlakových sil, jak bylo ukázáno v předchozí analýze stěnovým nosníkem, kde byl vidět průběh normálových sil po výšce nosníku. Je zřejmé, že v levé podpoře se tlak přenáší v dolní oblasti, zatímco v pravé podpoře je tlak přenášen u horního líce. Takovéhoho modelu jsem docílil odstraňováním tažených prutů z konstrukce v závislosti na vznikajících vnitřních silách. Vzniklý kloub v označeném uzlu „k“ se nachází uprostřed betonového segmentu.

Vznik takovéhoho kloubu uprostřed betonového segmentu v konstrukci, která je poskládána z jednotlivých prefabrikátů spojených zálivkovou maltou, je nepravděpodobný. Proto jsem model znovu upravil, s tím záměrem, abych postupným odstraňováním tažených prutů získal kloub v místě styku jednotlivých segmentů. Podle mého názoru je to totiž oblast, ve které může vzniknout kloub s větší pravděpodobností, než uprostřed segmentu.

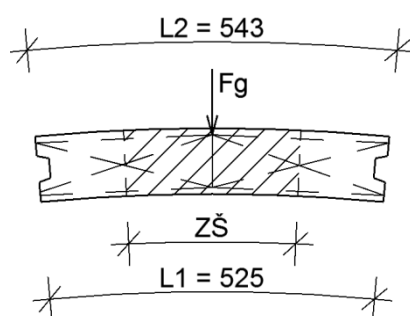


Obr. 28 Model 2 náhradní příhradoviny - kloub ve spáře mezi segmenty

Na Obr. 28 je zřejmé, že vzniká více prutů, které jsou tažené, a při posouzení tyto pruty musíme uvažovat pouze s pevností betonu v tahu, jelikož konstrukce je z lehkého nevyztuženého betonu, jak již bylo kolikrát zmíněno.

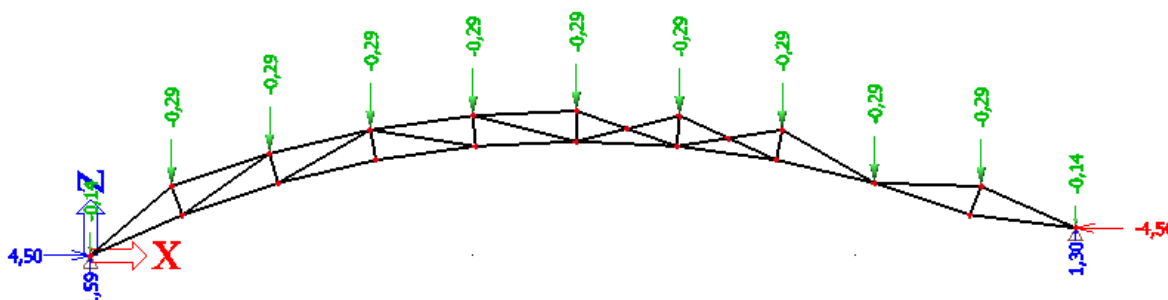
3.1.1. Zatížení vlastní tíhou

Pro výpočet a následné posouzení musíme model náhradní příhradoviny zatížit. Na každou konstrukci vždy působí vlastní tíha. U S&T modelu, který je tvořen pouze pruty, musíme toto zatížení přepočítat na osamělé síly, kterými zatížíme jednotlivé uzly.



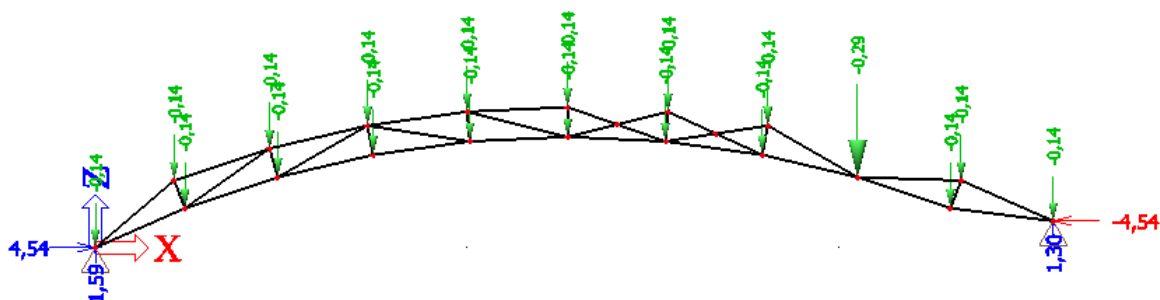
Obr. 29 Výpočet náhradní síly od vlastní tíhy

Touto vypočítanou náhradní silou od vlastní tíhy zatížíme model náhradní příhradoviny v jednotlivých uzlech. Výpočet této síly od vlastní tíhy je podrobně zpracován ve statickém výpočtu.



Obr. 30 Zatížení náhradní příhradoviny silami od vlastní tíhy

Předchozí model na Obr. 30 byl použit pro výpočet, kdy zatížení od vlastní tíhy je vnášeno pouze do „horních“ uzlů. Pro kontrolu, zda tímto zjednodušením není vnesena do výpočtu velká nepřesnost, jsem vypracoval ještě druhý model pro výpočet vnitřních sil od vlastní tíhy. V následujícím modelu jsem zatížení vlastní tíhou ještě rozdělil na polovinu a vnášení zatížení do konstrukce bylo všemi styčníky (dolní i horní).

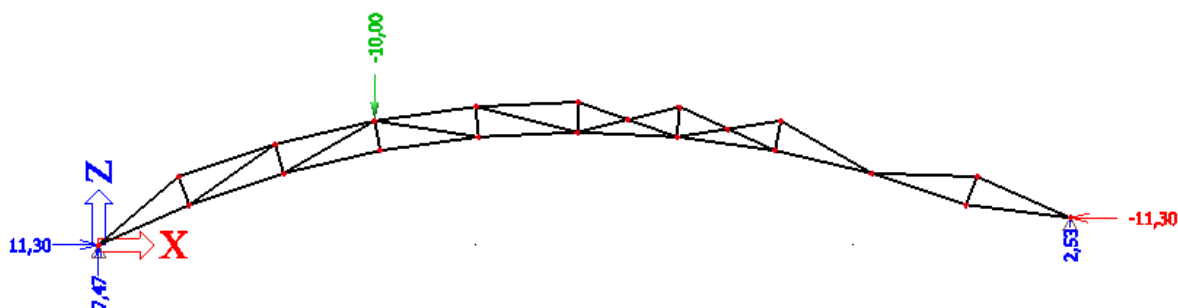


Obr. 31 Kontrolní model pro výpočet vnitřních sil od vlastní tíhy

Porovnáním výsledků normálových sil od obou modelů zatížení vlastní tíhou jsem zjistil, že výsledky se liší pouze minimálně. Vidět to můžeme i například na horizontální reakci od jednotlivých modelů. Model, který byl následně použit pro výpočet na Obr. 30, má horizontální reakci 4,50 kN. Oproti tomu kontrolní model na Obr. 31 má horizontální reakci 4,54 kN. Pokud tedy porovnáme tyto reakce $(4,54 / 4,50) * 100 = 100,88\%$ vidíme, že rozdíl ve výsledcích jednotlivých modelů je řádově 1%.

3.1.2. Zatížení jednotkovou silou

Při zatížení modelu náhradní jednotkovou zatěžovací silou $F = 10$ kN byl zvolen jediný model, kdy síla byla umístěna do jediného styčníku.



Obr. 32 Zatížení náhradní příhradoviny jednotkovou silou

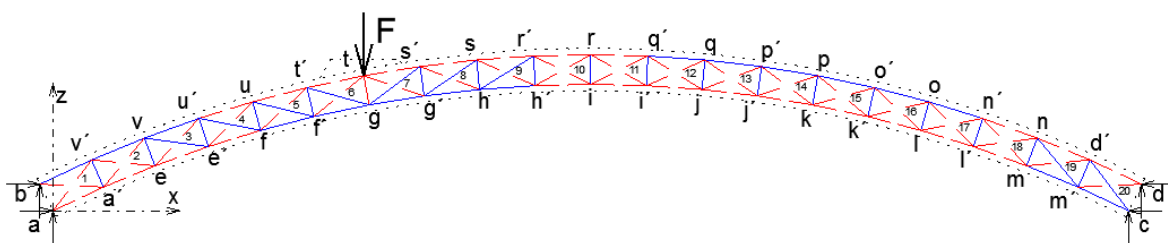
3.2. Model 3 náhradní příhradoviny

Pro zpřesnění, jsem přistoupil k vypracování dalšího výpočetního modelu (statický výpočet na od strany 34 až strana 52). K tomuto kroku bylo přistoupeno ze dvou hlavních důvodů. Zaprvé byla provedena změna ramene vnitřních sil, kdy pro model konstrukce bylo zvoleno rameno vnitřních sil $z = 0,7 \cdot h = 0,7 \cdot 100 = 70$ mm. Tedy uzlové oblasti byly umístěny 15 mm od líce konstrukce a tlačené vzpěry při horním a dolním okraji byly navrženy přibližné šířky $2 \cdot 15 = 30$ mm. K tomuto kroku bylo přistoupeno hlavně proto, abych ověřil, že první dva modely nebyly špatně navrženy z pohledu využití konstrukce.

Zadruhé jsem při dalším studiu základních pravidel pro tvorbu S&T modelu zjistil drobné nepřesnosti, kterých jsem se dopustil v předchozích dvou modelech a chtěl jsem je tedy tímto modelem odstranit. Jedná se o následující pravidla, které v modelu 1 a 2 nebyly dodrženy a mohlo tedy dojít k nepřesnosti ve výpočtu:

- „Vzpěry se nesmějí křížit – pokud by se vzpěry křížili, došlo by k jejich přetížení.
- Úhly, které svírají tlačené a tažené pruty v jednom uzlu volit blízké 45° , nejmenší dovolený sklon vzpěry a táhla je 25° .“²⁶

Zpřesnění modelu a odstranění nepřesností bylo provedeno následující úpravou. Řešená konstrukce klenby byla ještě více rozčleněna. Oproti modelu 1 a 2, kdy byl jeden segment rozdělen „na polovinu“ byl v modelu 3 rozdělen na čtvrtiny. Tím došlo ke zkrácení tlačných prutů, ale hlavně k výrazné změně sklonu diagonál, které v modelu 1 a 2 svíraly s taženými pruty úhle menší než 25° a v modelu 3 tento úhel byl v daném intervalu a pohyboval se o kolo 28° .

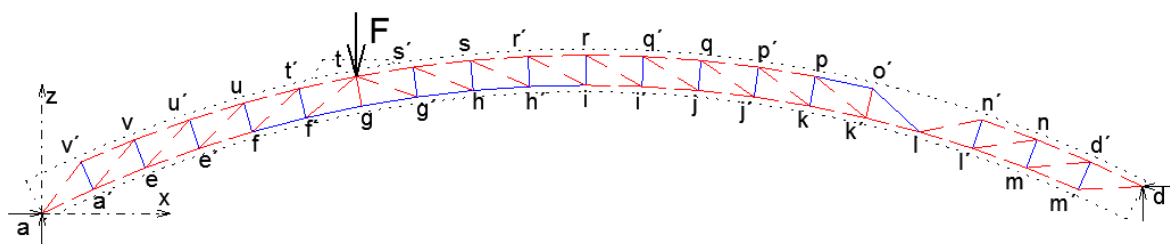


Obr. 33 Základní model náhradní příhradoviny – zpřesněný

Na Obr. 33 vidíme základní členění náhradní příhradovinou v konstrukci pro zpřesněný model 3, kterým se pokusím odstranit veškeré nedostatky předchozích modelů. Vidíme,

²⁶ Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie. [cit. 2015-12-1] Dostupné z: http://concrete.fsv.cvut.cz/pomucky/down/Resene_prikklady_BK_pomoci_prihradove_analogie.pdf

že se opět jedná o staticky neurčitou konstrukci, kde můžeme postupně odstraňovat tažené pruty, které nebyli vyztuženy, až do fáze, kdy získáme konstrukci staticky určitou.

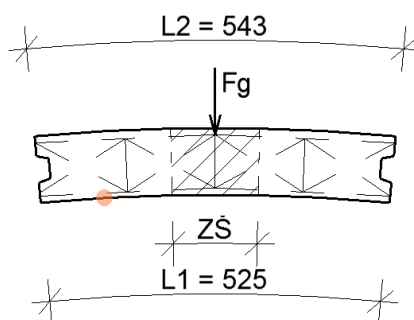


Obr. 34 Model 3 náhradní příhradoviny - kloub ve spáře mezi segmenty

Výslednou konstrukci náhradní příhradoviny pro model 3 můžeme vidět na Obr. 34. Jedná se o staticky určitou konstrukci, kdy v konstrukci převládá tlak. Tažené jsou pouze svislice a pruty l-o', o'-p, kde je tahové namáhání velice malé. Dále jsou taženy pruty při dolním povrchu pod zatěžovací silou, kde byla vložena výztuž. V tomto modelu jsou odstraněny nedostatky předchozích modelů. Nekříží se zde žádné vzpěry a úhel mezi tlačеныmi a taženými pruty je v intervalu 25° až 45° a zároveň v tomto modelu byla zvětšena tlačená plocha jednotlivých vzpěr.

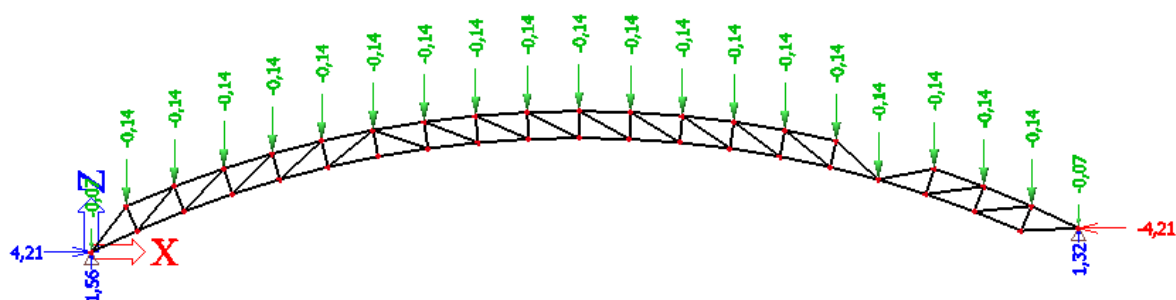
3.2.1. Zatížení vlastní tíhou

Stejně tak jako pro model 1 a 2 byl i tento zpřesněný model 3 zatížen vlastní tíhou v jednotlivých uzlech, která byla přepočítána podle následujícího schématu na Obr. 35.



Obr. 35 Schéma pro výpočet náhradní síly od vlastní tíhy

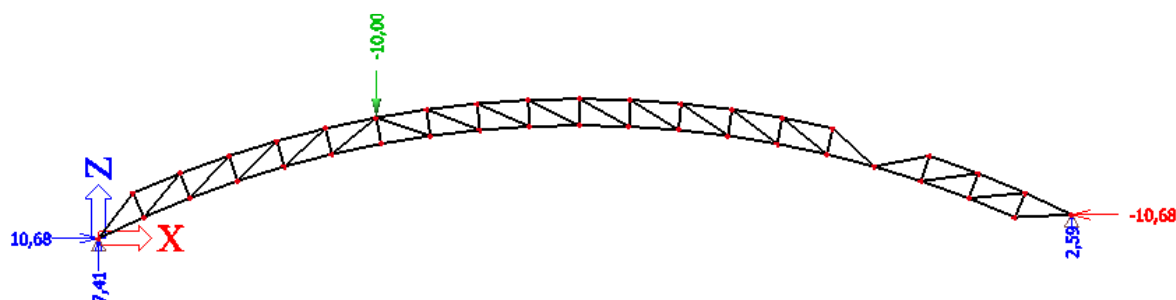
Zatížení vlastní tíhou bylo vneseno do konstrukce pouze v uzlech při horním okraji, čímž je do výpočtu vnesena pouze minimální chyba, jak bylo prokázáno u předchozího modelu.



Obr. 36 Zatížení náhradní příhradoviny modelu 3 silami od vlastní tíhy

3.2.2. Zatížení jednotkovou silou

Stejně tak, jako v předchozích modelech, i zde byla náhradní jednotková zatěžovací síla umístěna do jediného styčnicku.



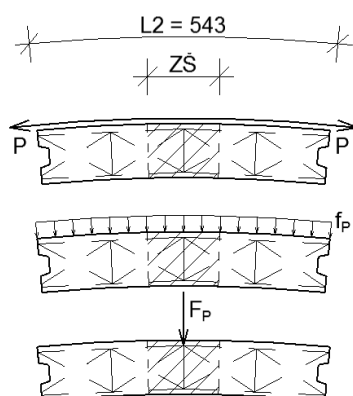
Obr. 37 Zatížení náhradní příhradoviny modelu 3 jednotkovou silou

3.2.3. Zesílení předpětím

Postupným zlepšováním a upravováním výpočetního modelu, kdy byly postupně odstraněny veškeré chyby a nedostatky, byl model 3 analyzován pro zesílení předpětím.

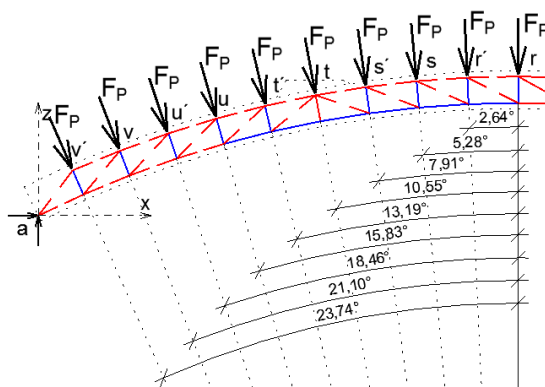
Analyzovaná konstrukce klenby z betonových segmentů byla ztužena externí nesoudržnou předepnutou výztuží. Tato výztuž na klenbu působila pouze radiálními silami. Pro výpočet musíme toto zatížení přepočítat do jednotlivých styčnicků náhradní příhradoviny. Konstrukce byla zesílena externí výztuží z předepnuté kompozitní výztuže, kde výsledná předpínací síla v jednom laně po ztrátách byla $P = 15,5$ kN. Předpínací lana byla kladena na horní líc, tedy s poloměrem vnějšího oblouku $r = 2,95$ m. Výsledné zatížení radiálními silami na vnější hranu plochy je tedy rovno $f_p = 4 \cdot P / r = 4 \cdot 15,5 / 2,95 = 21,02$ kN/m. Z geometrie náhradní příhradoviny známe délku horního líce mezi jednotlivými uzly, která

je rovna hodnotě $L = 543 / 4 = 135,75$ mm. Z toho vypočítáme výslednici radiální síly, který působí do jednoho styčníku. $F_P = f_P * L = 21,02 * 0,13575 = 2,85$ kN.



Obr. 38 Schéma přepočtu zatížení od předpětí na náhradní sílu pro Model 3

Výsledné radiální síly působí vždy kolmo na konstrukci. Pro zadání do výpočetního programu Scia Engineer proto musíme přepočítat jednotlivé síly rozkladem do směru základních os x a z.

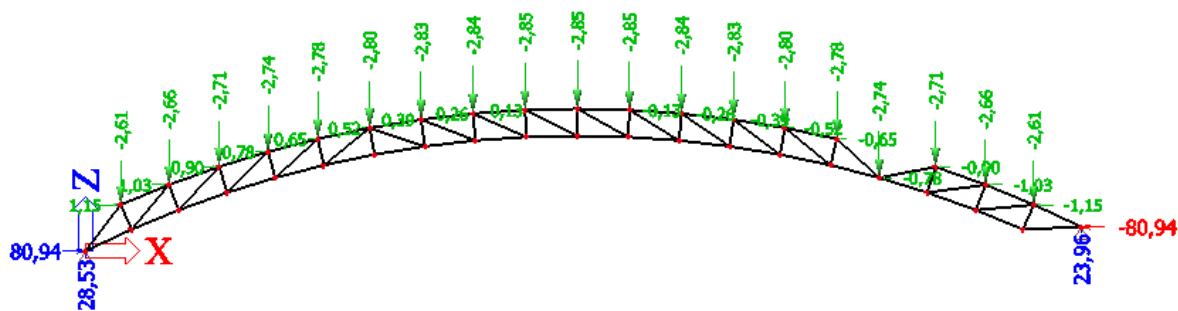


Obr. 39 Schéma pro přepočet zatížení směru x a z

Jednotlivé přepočty jsou ve statickém výpočtu, kdy byly použity základní goniometrické funkce.

$$F_{Px} = F_P * \sin \alpha$$

$$F_{Pz} = F_P * \cos \alpha$$



Obr. 40 Zatížení náhradní příhradoviny modelu 3 předpětím

3.3. Posouzení jednotlivých S&T modelů

Základními vstupními údaji pro posouzení je zjištění vnitřních sil v jednotlivých prutech konstrukce. Náhradní S&T model jsem si rozkreslil a označil jednotlivé styčníky. Ve statickém výpočtu jsem nejprve vypsál normálové síly v jednotlivých prutech od vlastní tíhy „ N_g “ a také od zatížení jednotkovou silou $F = 10 \text{ kN}$ – „ N_F “. Hodnoty normálových sil byly převzaty z programu Scia Engineer poté, co byla provedena kontrola reakcí a alespoň dvou vnitřních sil ručním výpočtem, kde byla použita průsečná metoda. Jelikož se jedná o analýzu konstrukce, která byla experimentálně zkoušena, byli součinitelé zatížení $\gamma_g = \gamma_q = 1,0$.

3.3.1. Analýza tažených a tlačných prutů

Základním součtem normálové síly od vlastní tíhy a od jednotkového zatížení byla zjištěna síla v jednotlivých prutech náhradní příhradoviny. Zvolená jednotková síla $F = 10 \text{ kN}$ je dostatečně velká, aby výsledné normálové síly od této jednotkové síly převyšovaly normálovou sílu od vlastní tíhy.

$$N_d = N_{gd} + N_{Fd}$$

Díky tomu získáme základní představu o tom, které pruty jsou tlačené a které tažené.

3.3.2. Maximální napětí v prutech

Pro posouzení jednotlivých prutů a uzlů se musí určit normou přípustné maximální napětí. Norma stanovuje návrhové napětí v tlačných prutech (s příčnými tlaky nebo bez příčných tlaků) a také návrhové napětí v tažených prutech (s příčnými tahy). V tomto případě, kdy řešíme nevyztužený beton, jsem ještě určil mezní napětí v tažených svislicích jako pevnost betonu v tahu.

Kde pro tlačené pruty (s příčnými tlaky nebo bez příčných tlaků)

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$$

Pro tlačené pruty (s příčnými tahy)

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 * v' * f_{cd}$$

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

Pro tažené svislice (pevnost betonu v tahu)

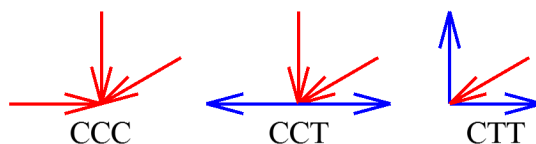
$$\sigma_{Rd,max} = f_{ctm}$$

Respektive pro oblasti s vloženou výztuží

$$\sigma_{Rd,max} = f_{yd}$$

3.3.3. Maximální napětí ve styčnících

Podle sil směřujících do styčníku rozeznáváme tři druhy styčníků. Jedná se o styčníky typu CCC²⁷, CCT²⁸ a CTT²⁹. Pro jednotlivé styčníky je nutné určit maximální přípustné napětí, stejně tak jak tomu bylo pro jednotlivé pruty.



Obr. 41 Schémata základních styčníků

Maximální napětí pro styčník CCC se stanoví:

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 * v' * f_{cd}$$

Maximální napětí pro styčník CCT se stanoví:

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 * v' * f_{cd}$$

Maximální napětí pro styčník CTT se stanoví:

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 * v' * f_{cd}$$

²⁷ CCC – styčník pouze s tlakovými silami, ve styčníku nejsou kotvena táhla

²⁸ CCT – styčník s tlaky i tahy, táhla jsou pouze v jednom směru

²⁹ CTT – styčník s tlaky i tahy, táhla jsou orientována ve více směrech

Kde hodnoty „ k_1 “, „ k_2 “ a „ k_3 “ jsou určeny národní přílohou daného státu. Pro ČR platí následující hodnoty:

$$k_1 = 1,00$$

$$k_2 = 0,85$$

$$k_3 = 0,75$$

3.3.4. Posouzení uzlů a prutů náhradní příhradoviny

Provedeme posouzení jednotlivých uzlových oblastí a jednotlivých prutů náhradní příhradoviny. Posudek provedeme v absolutní hodnotě. Pro stanovení napětí v jednotlivých prutech a bylo nutné rozkreslit si danou konstrukci a navrhnout jednotlivé šířky náhradní příhradoviny. Pro posouzení musíme vypočítat napětí v posuzovaných oblastech.

$$\sigma = \frac{|N_d|}{A}$$

Posouzení prvně provedeme na kombinaci zatížení vlastní tíhou a jednotkovou silou. Při posouzení jsme zjistili, že konstrukce na zatížení jednotkovou silou vyhoví a zároveň vykazuje značnou rezervu.

3.3.5. Analýza maximální zatěžovací síly

Cílem tohoto S&T modelu je získat maximální zatěžovací sílu, při které dojde k porušení (selhání) konstrukce a zároveň zjistit místo, ve kterém k tomuto porušení dojde.

Pro výpočet jsem zvolil následující postup: jednotlivé pruty a uzlové oblasti jsem měl rozděleny tak, že bylo známo jejich maximální přípustné napětí. Z tohoto předpokladu a známých rozměrů daného prutu nebo styčníku lze tedy dopočítat maximální zatěžovací sílu.

$$N_{max} = \sigma_{Rd,max} * A$$

Uvedeným výpočtem dostaneme maximální přípustnou normálovou sílu v daném prutu nebo styčníku dané uzlové oblasti v absolutní hodnotě. Abychom zjistili maximální zatěžovací sílu, při které dojde k porušení, musíme pro daný prvek (uzel) znát normálovou sílu od vlastní tíhy a zároveň od zatížení jednotkovou silou, která byla zvolena $F = 10 \text{ kN}$. Na základě této znalosti musí platit následující:

$$N_{max} = n * N_{F=10,k} + N_{gk}$$

Z úpravy této rovnice dostaneme násobitel „ n “, kterým je nutné vynásobit zatěžovací sílu tak, aby došlo k porušení prvku.

Výraz, který platí v případě, že je „ $N_{F=10,k}$ “ kladná (působí tah):

$$n = \frac{N_{max} - N_{gk}}{N_{F=10,k}}$$

Výraz, který platí v případě, že je „ $N_{F=10,k}$ “ záporná (působí tlak):

$$n = \frac{-N_{max} - N_{gk}}{N_{F=10,k}}$$

Z těchto rovnic dostaneme násobitel „ n “ jednotkové zatěžovací síly, při které dojde k porušení prvku. Hledáme minimální hodnotu „ n “, tedy minimální zatěžovací sílu. Výsledná zatěžovací síla, při které dojde k porušení, se určí takto:

$$F_{max} = \min n * F_{jedn.} = \min n * 10$$

3.4. Vyhodnocení výsledků jednotlivých S&T modelů

Konstrukce klenby z prefabrikovaných segmentů byla modelována náhradní příhradovinou. V konečné fázi po odstranění všech nepřesností byly vytvořeny tři modely, kde byly ponechány i modely s nedostatky, aby bylo možné porovnat výsledky všech modelů a zjistit případný vliv těchto chyb na zjištěné výsledky.

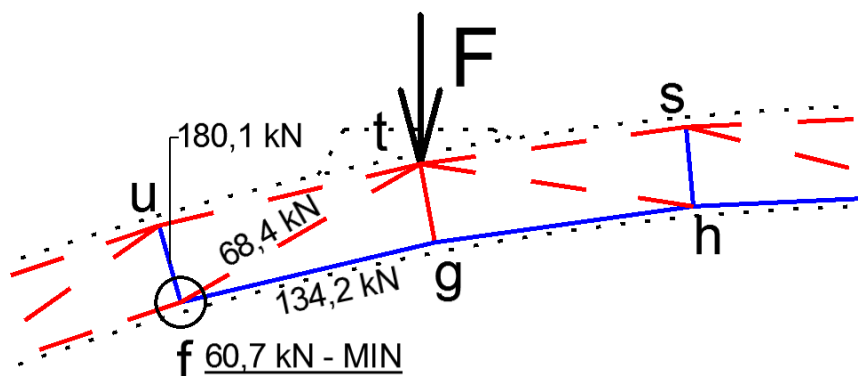
3.4.1. Nezesílený model zatěžovaný osamělou silou

Jedná se o model, který byl zatížen pouze vlastní tíhou a již zmíněnou zatěžovací silou. Pro tento model byly provedeny a posouzeny všechny tři výpočetní modely. Model 1, 2 a 3, kdy model 3 by měl být nej přesnější, jelikož byly postupně odstraňovány nedostatky předchozích modelů.

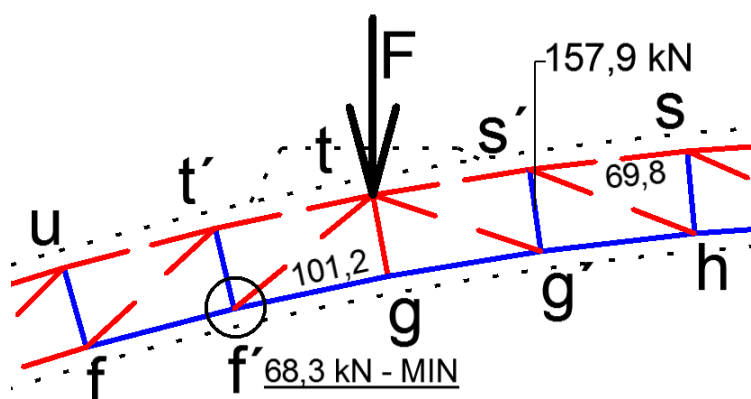
	<u>Model 1</u>	<u>Model 2</u>	<u>Model 3</u>
Svislice (+)	h-s 134,8	f-u 180,1	g'-s' 157,9
Uzel	f-g <u>58,0</u>	f-g <u>60,7</u>	f'-g <u>68,3</u>
Výztuž	f-g 129,6	f-g 134,2	f'-g 101,2
Prut (-)	f-t 67,6	f-t 68,4	s-s' 69,8

Tab. 3 Přípustná zatěžovací síla F [kN], při které dojde k porušení nezesílené konstrukce v jednotlivých výpočetních modelech

V předcházející Tab. 3 přehledně vidíme přípustnou zatěžovací sílu, při které dojde k porušení konstrukce. Je patrné, že ve všech třech modelech dojde k porušení v uzlové oblasti, která se nachází u dolního líce na styku první sestupné diagonály jdoucí od zatěžovací síly a vložené výztuže. Jedná se o uzel, kde se stýká sestupná (tlačená) diagonála a vložená výztuž, která byla vedena při dolním líci a zakotvena až do následujícího segmentu.



Obr. 42 Schéma porušení zatěžovací silou nezesílené konstrukce pro výpočetní model 2



Obr. 43 Schéma porušení zatěžovací silou nezesílené konstrukce pro výpočetní model 3

Podíváme-li se na druhou nejnižší hodnotu, kde by došlo k porušení, je zřejmé, že tentokrát by se konstrukce porušila v tlakem namáhaných prutech. U modelu 1 a 2 se jedná právě o již zmíněnou první diagonálu pod osamělou zatěžovací silou. Uvědomíme-li si, že u běžných stěnových nosníků, které se v místě podpory modelují náhradním S&T modelem z důvodu výpočtu a přenosu smykových sil (tlak se přenáší u horního líce a diagonálami a naopak tah je přenášen svislými třmínky a výztuží u dolního povrchu), mohlo by se i v tomto případě jednat o určitý druh smykového porušení. V modelu 3 došlo k tlakovému porušení v tlačeném prutu při horním povrchu. Tato změna je způsobena

změnou výpočetního modelu, jeho zpřesněním, změnou sklonu diagonál a hlavně větším počtem a plochou tlačných diagonál. V každém případě se opět jedná o porušení v oblasti lokálně vnášené síly.

Porovnáme-li vypočtené výsledky se skutečnou hodnotou, která byla naměřena experimentem, k porušení zkoušené konstrukce došlo při zatěžovací síle $F = 66,5 \text{ kN}$. Vidíme, že všemi třemi modely jsme se poměrně přesně přiblížili k reálné hodnotě, která byla naměřena při reálné zatěžovací zkoušce.

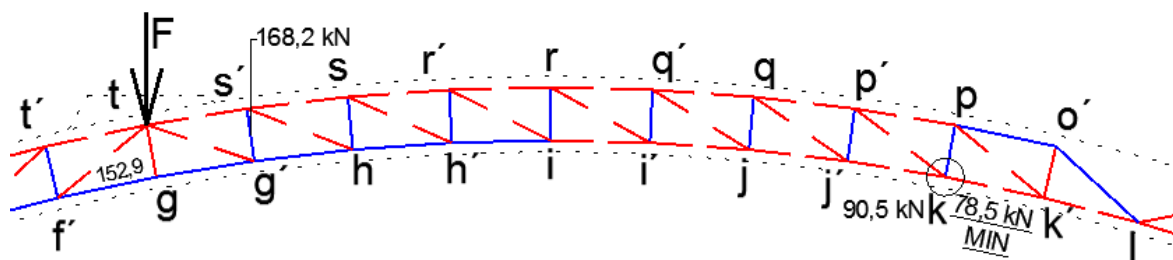
Z výsledků je možné také říci, že chyba v modelu 1 a 2, kdy se mi křížily ve výpočetním modelu diagonály a mohlo by tedy dojít k přetížení diagonál, neměla pro tento konkrétní příklad zásadní vliv na výsledky, protože oblast, kde docházelo ke křížení diagonál, nebyla nejvíce zatíženou a tyto posuzované diagonály vykazovaly výrazně větší únosnost, než při které dojde k prvnímu porušení konstrukce.

3.4.2. Zesílený model předpětím

Po vypracování nezesílených modelů a odstranění jednotlivých nedostatků jsem posouzení konstrukce zesílené předpětím provedl pouze na výpočetním modelu 3.

	<u>Model 3</u>
Svislice (+)	g'-s' 168,2
Uzel	k-k' 90,5
Výztuž	f'-g 152,9
Prut (-)	k-k' <u>78,5</u>

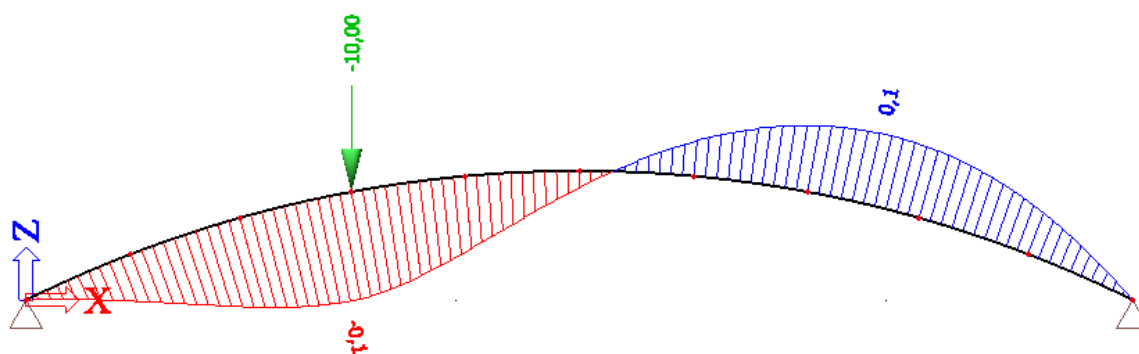
Tab. 4 Přípustná zatěžovací síla F [kN], při které dojde k porušení zesílené konstrukce předpětím ve výpočetním modelu 3



Obr. 44 Schéma porušení zatěžovací silou zesílené konstrukce předpětím pro výpočetní model 3

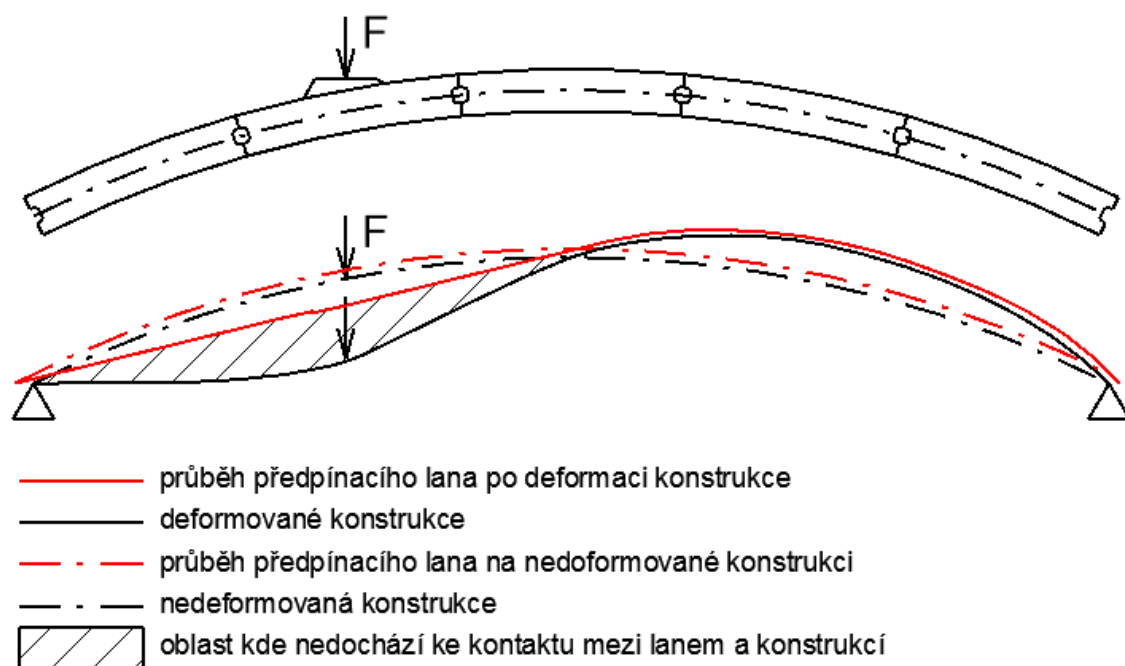
Z předcházející Tab. 4 zjistíme, že zesílením konstrukce předpětím dojde k navýšení únosnosti od zatěžovací síly, ale nejedná se o zásadní nárůst, který bychom očekávali, a kterého bylo dosaženo v experimentu.

Vysvětlením pro dosažení takto rozdílných výsledků je nevhodnost S&T modelu pro klenutou konstrukci zesílenou nesoudržnou předpínací výztuží. Hlavním problémem je fakt, že nejsme schopni přesně určit velikost předpínací síly, která je v jednotlivých styčnicích vnášena do konstrukce v momentě, kdy konstrukci zatížím osamělou silou. V ten okamžik se začne konstrukce deformovat. Jelikož je zesílení provedeno formou nesoudržného předpínacího lana vedeného po vnějším povrchu, toto lano nekopíruje deformovanou konstrukci, a tedy v daný okamžik neplatí vstupní údaje, kdy bylo vypočteno zatížení předpětím na nedeformované konstrukci. Základní průběh deformované konstrukce od zatěžovací síly je na Obr. 45.



Obr. 45 Deformace konstrukce od zatěžovací síly

Nejpřehlednější je zobrazit vše graficky na Obr. 46, kde můžeme vidět řešenou konstrukci, která je dále idealizována pouze střednicí.



Obr. 46 Průběh nesoudržného předpínacího lana po deformaci konstrukce

Před zatížením konstrukce osamělou silou je předpínací lano v kontaktu po celé konstrukci a tlakové namáhání je do konstrukce vnášeno rovnoměrně po celém průmětu. Jakmile konstrukci zatížíme osamělou silou, dojde k deformaci zatěžované konstrukce a zároveň vzniká oblast, kde nedochází ke kontaktu mezi konstrukcí a předpínacím lanem, která je na Obr. 46 vyšrafována.

To je případ, který nejsme schopni S&T modelem postihnout a provést výpočet tak, aby respektoval přerozdělení sil v závislosti na deformaci konstrukce. Je totiž zřejmé, že v okamžiku deformace, kdy dojde ke ztrátě kontaktu mezi lanem a konstrukcí v „levé“ části. Tehdy předpínací lano na určitém úseku kde došlo k deformaci a ztrátě kontaktu přestane na konstrukci působit svými radiálními silami. Také dojde ke změně vnášených radiálních sil do konstrukce v „pravé“ části, kam se konstrukce deformuje a zároveň působí proti směru působení zesilujícího předpínacího lana.

Další otázkou je, zda nedojde k určité ztrátě předpětí v zesilujícím laně vlivem zmíněné deformace konstrukce a ztrátě kontaktu. Při zesílení lano kopíruje konstrukci, která je tvořena částí kružnice. Délku lana a horního povrchu konstrukce si označme jako délku „ L_1 “, po zatížení osamělou silou se konstrukce deformuje a horní líc konstrukce má stále stejnou délku „ L_1 “, ale předpínací lano, které ztratilo kontakt s konstrukcí ve tvaru

kružnice, změni svůj průběh v této oblasti do přímky, a tedy délka předepnutého lana, kterou můžeme označit jako „ L_2 “ < „ L_1 “. Platí tedy:

$$\Delta\sigma = E * \varepsilon = E * \frac{\Delta L}{L} = E * \frac{(L_2 - L_1)}{L_1}$$

Z toho tedy můžeme usuzovat, že vlivem deformace by také došlo ke změně (snížení) napětí v předpínacím laně, které opět S&T modelem nejsme schopni postihnout a které má zásadní vliv na změnu výpočtu radiálních sil působících na konstrukci a tedy i výpočet vnitřních sil, které v konstrukci působí od zesílení předpětím.

4. Zesílení stávajícího betonového průřezu - materiály

V této části diplomové práce se zaměřím na analýzu a posouzení stávajícího betonového průřezu namáhaného ohybovým momentem „M“ a normálovou silou „N“, který bude dodatečně zesilován. V jednom případě zesílení provedeme soudržnou kompozitní výztuží na straně tažených vláken a provedeme posouzení na nový zatěžovací stav. V druhém případě provedeme zesílené rotačně symetrické konstrukce vnější nesoudržnou výztuží, do které vneseme předpínací sílu. Jedná se o stávající obdélníkový průřez, který je nesymetricky vyztužen. Šablony pro výpočet, které jsou tvořeny v tabulkovém prostoru Excel, jsou nastaveny v co největší míře editovatelné, aby uživatel zadával pouze známé vstupní údaje.

4.1. Základní charakteristiky betonového průřezu

Výpočetní algoritmus je proveden na jednoduchém obdélníkovém průřezu. Jedná se o obdélníkový průřez, který je vyztužen při dolním a horním povrchu. Vyztužení můžeme nastavit libovolně tedy i nesymetricky (například tlačnou konstrukční výztuž a více výztuže pro taženou výztuž). Obdélníkový průřez je zadán editovatelnými rozměry, a to šířkou „b“ a výškou „h“. V průřezu lze nastavit různé krytí horní a dolní výztuže. Dále je editovatelná plocha horní a dolní výztuže, stejně tak jako průměr rozdělovací výztuže (třmínků) u horního či dolního povrchu, nachází-li se tato výztuž blíže vnějšímu líci betonového průřezu, tak aby se automaticky dopočítávala poloha těžiště výztuže a ramene vnitřních sil ve výztuži vzhledem k těžišti průřezu.

4.2. Charakteristika použitých materiálů

Výpočet je závislý na pevnostních parametrech použitých materiálů, se kterými je uvažováno, a také na volbě zjednodušených pracovních diagramů. V předkládané práci jsem pro výpočet zvolil bilineární pracovní diagram pro beton a pracovní diagram bez zpevnění pro ocel. Nejprve zadáme vlastnosti stávajících materiálů a následně i konstrukčních materiálů použitých při zesilování konstrukce.

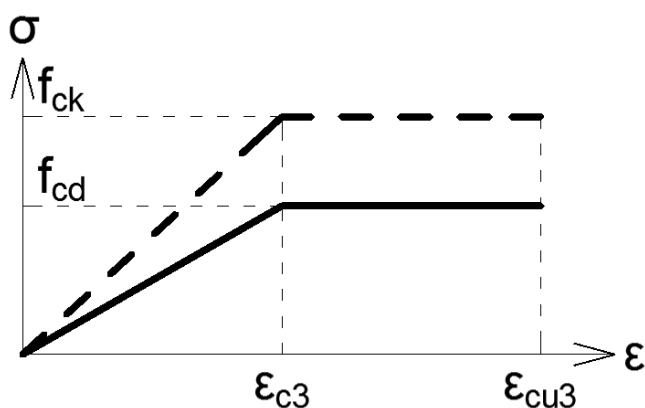
4.2.1. Beton

Nejdůležitější údaj pro posouzení železobetonového průřezu je zadání pevnostní třídy betonu a jeho příslušnou hodnotu válcové pevnosti v tlaku v charakteristické hodnotě „ f_{ck} “ a vypočteme jeho návrhovou pevnost v tlaku „ f_{cd} “.

$$f_{cd} = \alpha_c * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Kde „ α_c “ je součinitel uvažující dlouhodobé účinky na tlakovou pevnost betonu, který je pro pozemní stavby uvažován hodnotou $\alpha_c = 1,0$. Hodnota součinitele spolehlivosti betonu „ γ_c “ je závislá na mezním stavu, který počítáme. Zdali řešíme mezní stav únosnosti nebo použitelnosti. V tomto případě pro mezní stav únosnosti a pro trvalou nebo dočasnou návrhovou situaci jsem uvažoval hodnotu $\gamma_c = 1,5$. Hodnota součinitele spolehlivosti materiálu je nastavena v editovatelné buňce a její hodnotu lze dle potřeby změnit.

Ve výpočtu bylo uvažováno s bilineárním pracovním diagramem betonu, který vidíme na Obr. 47, kdy byly uvažovány hodnoty poměrného přetvoření $\epsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$ a $\epsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$ (platí pro betony běžných pevností menší nebo rovno C 50/60, pro vysokopevnostní betony jsou poměrná přetvoření jiná pro různé pevnostní třídy betonů a jsou také nastaveny samostatně v editovatelné buňce, čili tato šablona je použitelná i pro vysokopevnostní betony).



Obr. 47 Bilineární pracovní diagram betonu

4.2.2. Betonářská výztuž

Betonářská výztuž byla zvolena B 500B, respektive B 550B s charakteristickou mezí kluzu f_{yd} . Kdy je tato hodnota opět nastavena editovatelná pro různé hodnoty meze kluzu. Pro následující výpočet jsem zvolil pracovní diagram betonářské oceli bez zpevnění (Obr. 48), s návrhovou hodnotou modulu pružnosti $E_s = 200 \text{ GPa}$. Hodnotu poměrného přetvoření, která stanovuje mez, kdy je betonářská výztuž plně využita, jsem spočítal dle vzorce.

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

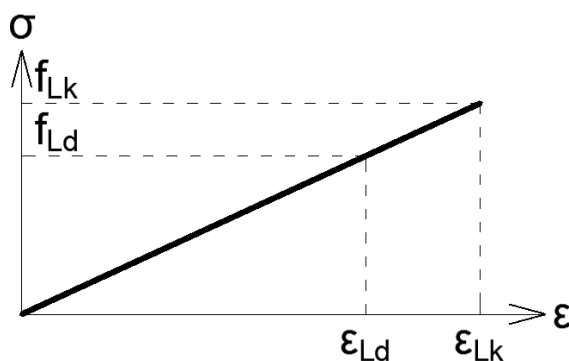


Obr. 48 Pracovní diagram betonářské výztuže

Pracovní diagram betonářské výztuže bez zpevnění může teoreticky nabývat hodnot poměrného přetvoření $(-\infty; \infty)$. Abychom měli možnost porovnat mezní poměrné přetvoření kompozitní výztuže s nějakou hodnotou pro běžnou betonářskou ocel, našel jsem v tabulkách pro betonářskou výztuž hodnotu $\epsilon_{uk} \geq 50 \text{ ‰}$ (tato hodnota platí pro pracovní diagram se zpevněním a třídu tažnosti „B“) ³⁰. Tuto hodnotu jsem uvažoval, abych dostal reálný interval pro porovnání mezních přetvoření $(-50 \text{ ‰}; 50 \text{ ‰})$. S tímto intervalem bylo uvažováno i ve statickém výpočtu.

4.2.3. Kompozitní výztuž zesílení

Pro zesílení stávajícího železobetonového průřezu použijeme kompozitní výztuž, kterou zadáváme její plochou, respektive šířkou a tloušťkou lamely ze které dopočítáváme příslušnou plochu tažené zesilující lamely. Nejpodstatnějším parametrem lamely je její tahová pevnost v charakteristické hodnotě „ f_{Lk} “ a modul pružnosti lamely „ E_L “. Součinitel spolehlivosti materiálu pro lamelu z kompozitní výztuže $\gamma_L = 1,25$. Pracovní diagram lamely z kompozitní výztuže je lineárně závislý, jak je patrné z Obr. 49.



Obr. 49 Pracovní diagram kompozitní výztuže

³⁰ Třída tažnosti „A“ – $\epsilon_{uk} \geq 25 \text{ ‰}$; třída tažnosti „B“ – $\epsilon_{uk} \geq 50 \text{ ‰}$; třída tažnosti „C“ – $\epsilon_{uk} \geq 75 \text{ ‰}$

Návrhovou hodnotu tahové pevnosti lamely „ f_{Ld} “ z kompozitní výztuže vypočítáme dle následujícího vztahu.

$$f_{Ld} = \frac{f_{Lk}}{\gamma_L}$$

Pracovní diagram kompozitní výztuže je omezen mezním poměrným přetvořením lamely, které je závislé na pevnosti kompozitní výztuže „ f_L “ a modulu pružnosti „ E_L “.

$$\varepsilon_L = \frac{f_L}{E_L}$$

Kompozitní výztuž, kterou přidáváme na stranu tažených vláken, ochráníme betonovou krycí vrstvou. Tato betonová krycí vrstva nám zvyšuje tlakovou únosnost pro body „0“ a „1“ interakčního diagramu. Pro následující body interakčního diagramu, kdy kompozitní výztuž začne spolupůsobit v tahu, se betonová krycí vrstva poruší trhlinami a také nebude mít vliv na výslednou únosnost zesíleného průřezu. Zároveň vliv krycí vrstvy má vliv na zvýšení únosnosti v ohybu pro body „1′, 2′ a 3′“.

5. Únosnost stávajícího betonového průřezu

Jak je napsáno výše, výpočet řeší únosnost obdélníkového průřezu, který je nesymetricky vyztužen a definován šířkou „b“ a výškou „h“. Mezní únosnost průřezu je stanovena výpočtem jednotlivých bodů interakčního diagramu.

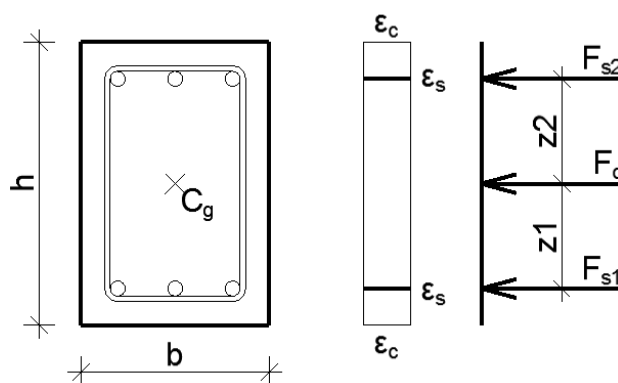
Únosnost stávajícího průřezu je ve statickém výpočtu vždy na začátku kapitoly 5, 6 a 7. Na straně 74-77, 94-97 a 114-117.

5.1. Výpočet jednotlivých bodů interakčního diagramu

Nejlépe názorným přístupem pro posouzení průřezu namáhaného kombinací normálové síly „N“ a ohybovém momentu „M“ je vypočítat jednotlivé body interakčního diagramu, které pak proložíme křivkou a získáme uzavřenou oblast únosnosti průřezu pro kombinaci „M+N“. Pro zjednodušení výpočtu je možné nahradit křivku mezi jednotlivými body přímkami a dostaneme uzavřený nepravidelný mnohoúhelník. Toto zjednodušení je na stranu bezpečnou a v některých výpočtech bude také použito.

5.1.1. Bod 0 – dostředný tlak

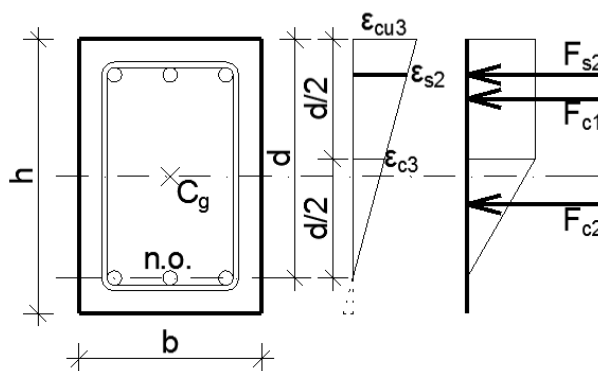
Bod 0, neboli dostředný tlak, kdy je v celém průřezu uvažováno pro zvolený bilineární pracovní diagram betonu konstantní přetvoření $\epsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$. Stejného přetvoření musí být dosaženo i ve výztuži, čili $\epsilon_{c3} = \epsilon_s = 1,75 \text{ ‰}$ jak je vidět na Obr. 50 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 0. Následně můžeme spočítat sílu v tlaceném betonu a v tažené výztuži v závislosti na dosaženém napětí v betonářské výztuži.



Obr. 50 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 0

5.1.2. Bod 1 – neutrální osa prochází těžištěm výztuže (dolní)

Bod 1, kdy volíme neutrální osu procházející těžištěm dolní výztuže (výztuž na straně uvažovaných kladných ohybových momentů). Z daného předpokladu vypočteme poměrné přetvoření po výšce průřezu, s tím předpokladem, že na straně tlačенých vláken betonu uvažujeme mezní hodnotu poměrného přetvoření betonu $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$, tak aby bylo dosaženo mezní únosnosti. Takového stavu je v průřezu dosaženo tehdy, je-li alespoň jeden materiál využit na hranici mezního přetvoření. Na základě tohoto předpokladu můžeme dopočítat mez, kde je v betonu dosaženo poměrného přetvoření $\varepsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$, čili rozhraní mezi lineárně narůstající pevností betonu v tlaku a konstantní pevností betonu v tlaku. Zároveň také výpočtem získáme poměrné přetvoření v tlačенé betonářské výztuži a k ní odpovídající tlakovou sílu.



Obr. 51 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 1

5.1.3. Bod 2 – rozhraní mezi tlakovým a tahovým porušením

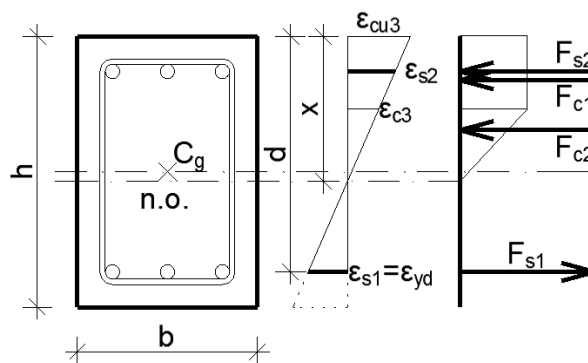
Bod 2 je rozhraní mezi tlakovým porušením betonového průřezu a tahovým porušením betonářské výztuže. Základním předpokladem je následující úvaha. V tlačенém betonu je dosaženo mezního poměrného přetvoření $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$ a v tažené výztuži je dosaženo právě hodnoty na mezi kluzu ε_{yd} ,

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

neboli hodnoty poměrného přetvoření, od které je betonářská výztuž plně využita (výztuž se může dále přetvářet, ale už se nezvyšuje její výsledná pevnost). Z této úvahy vypočteme polohu neutrální osy,

$$x = \frac{d * \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} * \varepsilon_{yd}}$$

kde „d“ je vzdálenost osy tažené výztuže a vnějšího povrchu tlačného betonu. Z těchto omezujících podmínek opět můžeme dopočítat sílu v tlačném betonu, tlačné a tažené výztuži a vypočítat výslednou normálovou sílu a k ní příslušný ohybový moment na mezi únosnosti daného průřezu. Samozřejmě při výpočtu síly v tlačné výztuži musíme kontrolovat její poměrné přetvoření, zdali je menší nebo větší než hodnota poměrného přetvoření ε_{yd} , která nám stanovuje, je-li tlačná výztuž plně započitatelná či nikoli.



Obr. 52 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 2

5.1.4. Bod 3 – prostý ohyb

„Bod 3“, prostý ohyb, tedy stav v průřezu takový, kde je výsledná normálová síla rovna $N = 0$ kN. Tedy musí platit podmínka, že síla v tlačném betonu musí být rovna síle v tažené výztuži. S betonem, který je namáhán tahovými silami se nepočítá. Pro přesnější výpočet můžeme uvažovat i tlačnou betonářskou výztuž, jejíž poměrné přetvoření $\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$ a výztuž tedy není plně započitatelná. Pro dané přetvoření stanovíme odpovídající napětí v betonářské výztuži a tedy odpovídající sílu v tlačné výztuži. V momentě, kdy zanedbáme tuto tlačnou výztuž, se sice dopouštíme nepřesnosti ve výpočtu, ale zároveň ruční výpočet značně zjednodušíme. Dostaneme následující rovnost: síla v betonu $F_c = F_s$, neboli síla v tažené výztuži. Tuto jednoduchou silovou podmínku můžeme dále rozepsat následovně. Síla v tlačném betonu pro bilineární pracovní diagram „ F_c “, která platí za předpokladu, že $\varepsilon_{c3} = 0,5 * \varepsilon_{cu3}$.

$$F_c = \frac{1}{2} * x * b * f_{cd} + \frac{1}{4} * x * b * f_{cd} = \frac{3}{4} * x * b * f_{cd}$$

Dále vyjádříme sílu v tažené výztuži „ F_s “:

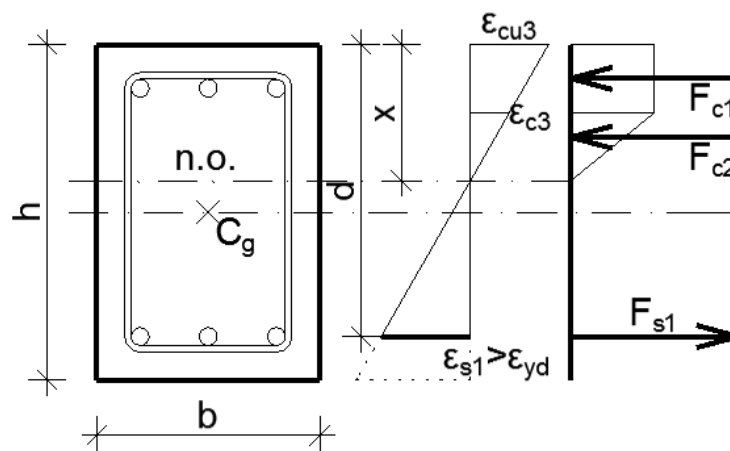
$$F_s = A_s * f_{yd}$$

Dosadíme-li předešlé výrazy do základní rovnice ve tvaru:

$$F_c = F_s$$

Dostaneme po úpravě vyjádření polohy neutrální osy „x“:

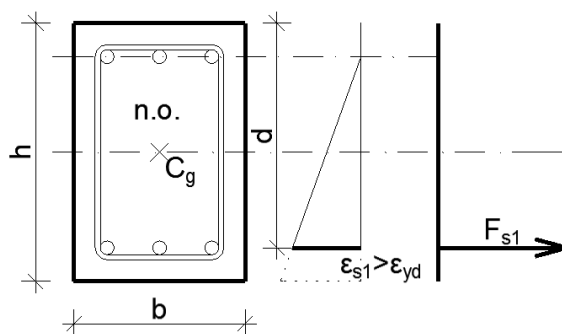
$$x = \frac{4}{3} * \frac{A_s * f_{yd}}{b * f_{cd}}$$



Obr. 53 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 3

5.1.5. Bod 4 – neutrální osa prochází těžištěm výztuže (horní)

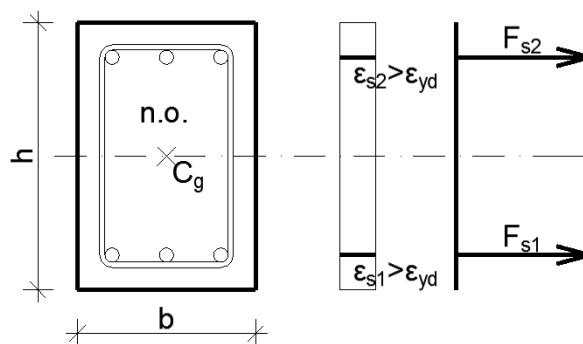
Bod 4, kdy neutrální osa prochází těžištěm „tlačené“ horní výztuže. Betonový průřez je tedy tažen a za předpokladu, kdy beton v tahu nepůsobí, v průřezu je jediná síla F_s , což je tahová síla v dolní výztuži.



Obr. 54 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 4

5.1.6. Bod 5 – dostředný tah

Bod 5, neboli dostředný tah, kdy celý tažený betonový průřez zanedbáváme, a v průřezu nám vznikají dvě tahové síly, kterými jsou tahová síla v dolní a horní výztuži.



Obr. 55 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 5

5.1.7. Bod 1', 2', 3', 4' - doplnění interakčního diagramu

Stejně tak, jako byl proveden výpočet jednotlivých bodů interakčního diagramu (1, 2, 3, 4), kdy jsme postupně posunovali neutrální osu od spodního líce průřezu po horní, tak provedeme naprosto stejnou úlohu, s tím rozdílem, že budeme posunovat neutrální osu od horního líce ke spodnímu a tlačaná oblast betonu bude u dolního povrchu. Tím dostaneme požadované body interakčního diagramu a po propojení nám vznikne uzavřená oblast.

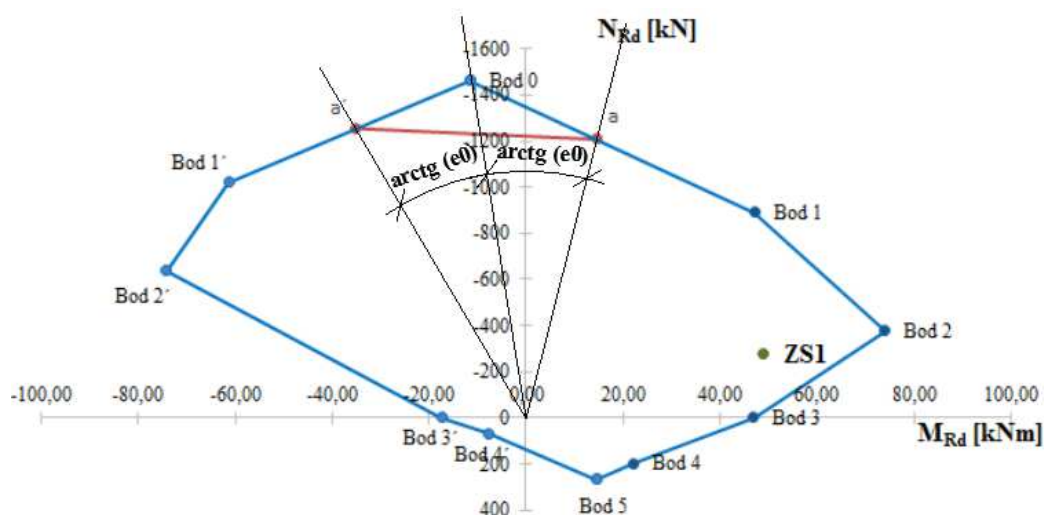
5.1.8. Omezení interakčního diagramu v tlaku

Omezení tlačené oblasti interakčního diagramu se provádí na základě stanovení minimální výstřednosti „ e_0 “, která zahrnuje vliv nehomogenity plně využitého tlačného betonového průřezu.

$$e_0 = \max\left(\frac{h}{30}; 20 \text{ mm}\right)$$

Omezení interakčního diagramu je provedeno následujícím způsobem:

Z počátku je vedena přímka, která má odklon od přímky procházejícím počátkem o souřadnicích [0;0] a „Bodem 0“ interakčního diagramu. Odklon přímky je roven úhlu „ $\arctg(e_0)$ “ na obě strany. V místě, kde dojde k protnutí se se spojnicí bodů 0 a 1, respektive bodů 0 a 1', dojde k oříznutí interakčního diagramu v oblasti dostředného tlaku. Základní konstrukce omezení tlačené oblasti je na Obr. 56.



Obr. 56 Schéma konstrukce omezení interakčního diagramu v tlaku

Ve výpočtu jsem toto omezení provedl následujícím způsobem:

Vyjádril jsem si rovnici přímky mezi známými body interakčního diagramu „0 – 1“, „0 – 1'“, ze kterých jsem si odvodil směrnici „k“ a parametr „q“, tedy bod, kde přímka protíná osu y.

$$y = kx + q$$

Kdy hodnotu směrnice přímky mezi body „0 – 1“ se určí následujícím způsobem:

$$k = \frac{y_0 - y_1}{x_0 - x_1}$$

A hodnotu, kde se daná přímka protíná s osou y následovně:

$$q = y_1 - kx_1$$

Stejným způsobem provedeme vyjádření mezi body „0 – 1'“ a také mezi počátkem a bodem 0, kde ze známe směrnice přímky „k“ určíme odklon přímky od osy x.

$$\varphi = \arctg(k)$$

Následně víme, že přímky, které nám omezují tlačnou oblast, mají odklon od této přímky, která se rovná hodnotě:

$$\Delta\varphi = \arctg(e_0)$$

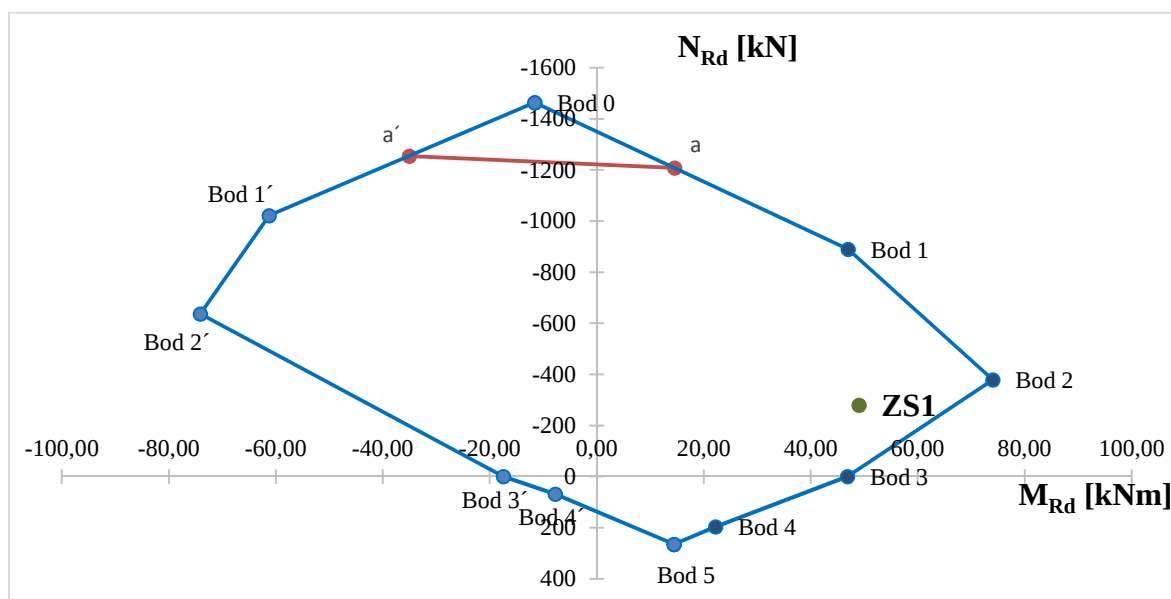
Z tohoto můžeme vypočítat směrnici přímky „00 – a“, respektive „00 – a'“.

$$k = tg(\varphi \pm \Delta\varphi)$$

Jakmile známe rovnici těchto omezujících přímek, jednoduše vypočítáme průsečík přímek „0 – 1“ a „00 – a“, čímž dostaneme souřadnice bodu „a“ a stejným způsobem dopočítáme souřadnice bodu „a'“. Spojnice těchto dvou bodů nám omezí tlačnou oblast betonu, který je namáhám dostředným tlakem.

5.1.9. Výsledný interakční diagram stávajícího průřezu

Zde vidíme interakční diagram oboustranně nesymetricky vyztuženého betonového průřezu s omezením tlačené oblasti v dostředném tlaku.



Obr. 57 Interakční diagram stávajícího průřezu

6. Skutečná napjatost a poměrné přetvoření v průřezu

V případě, kdy není dosaženo v průřezu mezního poměrného přetvoření ani v jednom z použitých materiálů, je možné průřez zesilovat. Abychom toto zjistili, musíme provést výpočet skutečné napjatosti v průřezu (viz. kapitola 5 a 6 ve statickém výpočtu).

Prvním posudkem je zobrazení konkrétního zatěžovacího stavu do interakčního diagramu v návrhových hodnotách. Jakmile se daný zatěžovací stav nachází uvnitř interakčního diagramu, víme, že daný průřez na zatížení vyhoví a také, že není plně využit. To je důvodem pro výpočet skutečné napjatosti v průřezu, abychom zjistili výchozí stav pro zesilování konstrukce.

6.1. Obecný postup výpočtu skutečné napjatosti v průřezu

V následujícím výpočtu hledáme závislost mezi skutečnou napjatostí (poměrným přetvořením) v průřezu a zatížením, které na průřez působí. Průběh poměrného přetvoření po výšce průřezu je lineární.

6.1.1. Základní předpoklady výpočtu

Abychom byli schopni provádět následující výpočty, musíme uvažovat se základními předpoklady, abychom byli schopni výpočet linearizovat:

- Zachování rovinnosti průřezu i po deformaci (po deformaci je průřez stále rovinný – kolmý ke střednici)
- Předpoklad dokonalé soudržnosti mezi výztuží a betonem (poměrné přetvoření v betonu je rovno poměrnému přetvoření ve výztuži)
- S pevností betonu v tahu se neuvažuje (beton v tahu nepůsobí)
- Skutečné napětí v tlačeném betonu (tlačené výztuži) nebo tažené výztuži určujeme z pracovních diagramů v závislosti na skutečném přetvoření průřezu (poměrné přetvoření má lineární průběh po výšce průřezu)
- Pro MSÚ musí být alespoň v jednom z materiálů dosaženo mezního poměrného přetvoření (tento předpoklad není pro výpočet skutečného poměrného přetvoření uvažován)

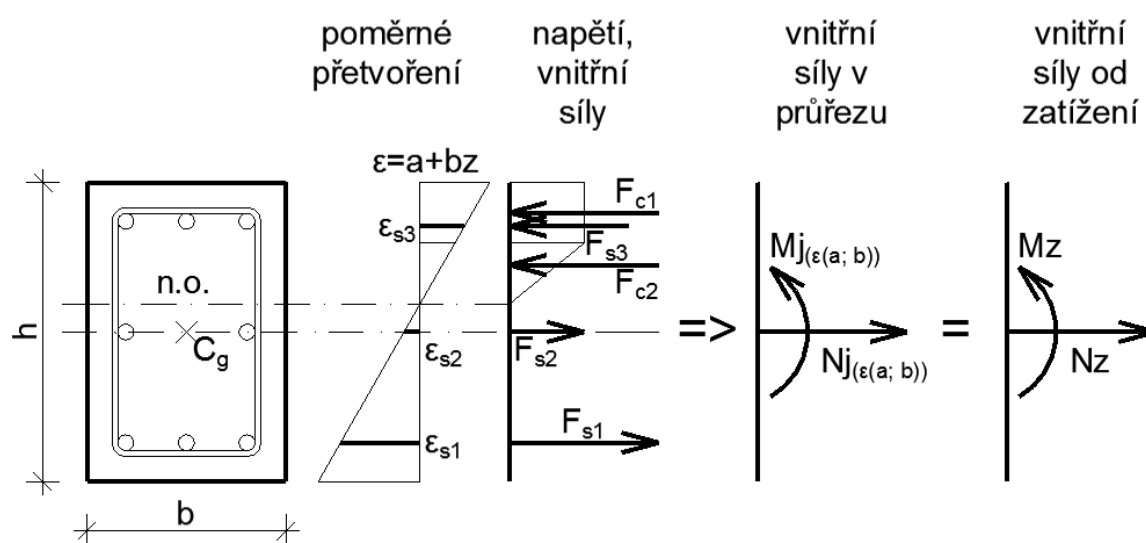
6.1.2. Základní podmínka rovnováhy

Uvažujeme-li průřez namáhaný ohybovým momentem a normálovou silou, kde nám v průřezu vznikají od zatížení následující vnitřní síly. Ohybový moment „ M_z “ a normálová síla „ N_z “ od působícího zatížení.

Těmto silám musí odpovídat skutečné vnitřní síly, které vznikají v průřezu. Ohybový moment „ $M_{j(\varepsilon(a; b))}$ “ a normálová síla „ $N_{j(\varepsilon(a; b))}$ “, které jsou závislé na skutečném přetvoření v průřezu ε , které můžeme zapsat následující rovnicí:

$$\varepsilon = a + b * z$$

Závislost mezi geometrií průřezu, průběhem skutečného poměrného přetvoření v průřezu, průběhu napětí a tedy vnitřních sil v průřezu je nejlépe vidět na následujícím Obr. 58.



Obr. 58 Průběh skutečného poměrného přetvoření a napjatosti v průřezu

Zde je zřejmé, že pro skutečné poměrné přetvoření a skutečnou napjatost v průřezu musí platit základní rovnost:

$$N_{j(\varepsilon(a; b))} = Nz$$

$$M_{j(\varepsilon(a; b))} = Mz$$

Získáme tedy systém dvou rovnic o dvou neznámých, které nejsou lineární. Řešení je tedy nutné hledat iteračně.

6.1.3. Počáteční odhad vstupních parametrů

Pro první iteraci, kdy „ $j = 1$ “ zvolíme vstupní parametry „ a_0 “ a „ b_0 “. Tedy platí:

$$a_j = a_0$$

$$b_j = b_0$$

Následně můžeme provést výpočet skutečných sil v průřezu:

$$N_{j(\varepsilon(a;b))} = \iint_{A_c} \sigma_{c(\varepsilon(a;b))} dA_c + \sum_{i=1}^n \sigma_{si(\varepsilon(a;b))} * A_{si}$$

$$M_{j(\varepsilon(a;b))} = \iint_{A_c} \sigma_{c(\varepsilon(a;b))} z dA_c + \sum_{i=1}^n \sigma_{si(\varepsilon(a;b))} * A_{si} * z_{si}$$

6.1.4. Kontrola podmínek rovnováhy – kritérium ukončení

Máme-li pro „j = 1“ spočítány skutečné vnitřní síly v průřezu, můžeme je porovnat se skutečnými vnitřními silami od zatížení. Pro posouzení dostatečné přesnosti použijeme následující kritérium ukončení:

$$\delta = \frac{\sqrt{(N_z - N_j)^2 + (M_z - M_j)^2}}{\sqrt{N_z^2 + M_z^2}} \leq \frac{1}{100}$$

Kritérium ukončení si mohu zvolit podle požadované přesnosti výpočtu. Pokud je splněna daná nerovnost, mám hledané řešení a ukončím výpočet. Pokud podmínka splněna není, hledám přesnější řešení.

6.1.5. Zpřesnění výpočtu

Pokud nebylo splněno předchozí kritérium ukončení, musíme provést další výpočet, kdy hledáme přesnější parametry rovnice přímky poměrného přetvoření.

$$a_{j+1} = a_j + da$$

$$b_{j+1} = b_j + db$$

Když použijeme „Taylorův rozvoj“ dostaneme následující rovnice, ze kterých jsme schopni dopočítat diferenciál „da“ a „db“.

$$N_z = N_j + 1 * da + z * db$$

$$M_z = M_j + z * da + z^2 * db$$

6.1.6. Opakující se cyklus, dokud nebude dosaženo požadované přesnosti

Získáme-li v předchozím kroku diferenciální přírůstek, můžeme se vrátit do bodu (6.1.3) a provést celý výpočet znovu. Pokud bude splněno kritérium ukončení, považujeme výpočet za ukončený. Pokud kritérium splněno nebude, opakujeme výpočetní cyklus tak dlouho, nedosáhneme-li požadované přesnosti.

6.2. Výpočet skutečného poměrného přetvoření – funkcí Řešitel

Pro výpočet lze využít tzv. metodu mezních přetvoření. Je to metoda, kterou je nutné řešit iteračně. Obecný postup výpočtu byl popsán v předcházejícím oddíle (6.1.) V předkládané diplomové práci, kdy jsem výpočet automatizoval v tabulkovém prostředí Excel, jsem pro přesné stanovení poměrného přetvoření využil funkci „Řešitel“, která je součástí programu Excel. Tedy iterační výpočet jsem neprováděl ručně krok po kroku, ale nechal jsem iterační výpočet provést automaticky, kdy „Řešitel“ dosazuje jednotlivé vstupní parametry tak dlouho, dokud nejsou splněny všechny omezující podmínky včetně požadované přesnosti. Výpočet skutečného poměrného přetvoření jsem počítal ze známého zatěžovacího stavu v charakteristické hodnotě.

Pro to, aby bylo možné „Řešitel“ spustit, jsem musel zadat jednotlivé rovnice pro výpočet vnitřních sil v tlaceném betonu, tlačené či tažené výztuži, v závislosti na poměrném přetvoření betonu a výztuže. Výpočet byl následně spuštěn nastaveným „Řešitelem“, který iteračně dosazoval jednotlivá poměrná přetvoření betonu a výztuže tak dlouho, než byly splněny všechny omezující podmínky.

6.2.1. Základní proměnné pro výpočet skutečného přetvoření

Základními vstupními údaji do výpočtu jsou dvě buňky, které chceme vypočítat jako výsledek. Skutečné poměrné přetvoření betonu „ ε_c “ a skutečné poměrné přetvoření výztuže „ ε_s “, které mohou teoreticky nabývat následujících hodnot.

$$\varepsilon_c = \langle -\varepsilon_{cu3}; 0 \rangle$$

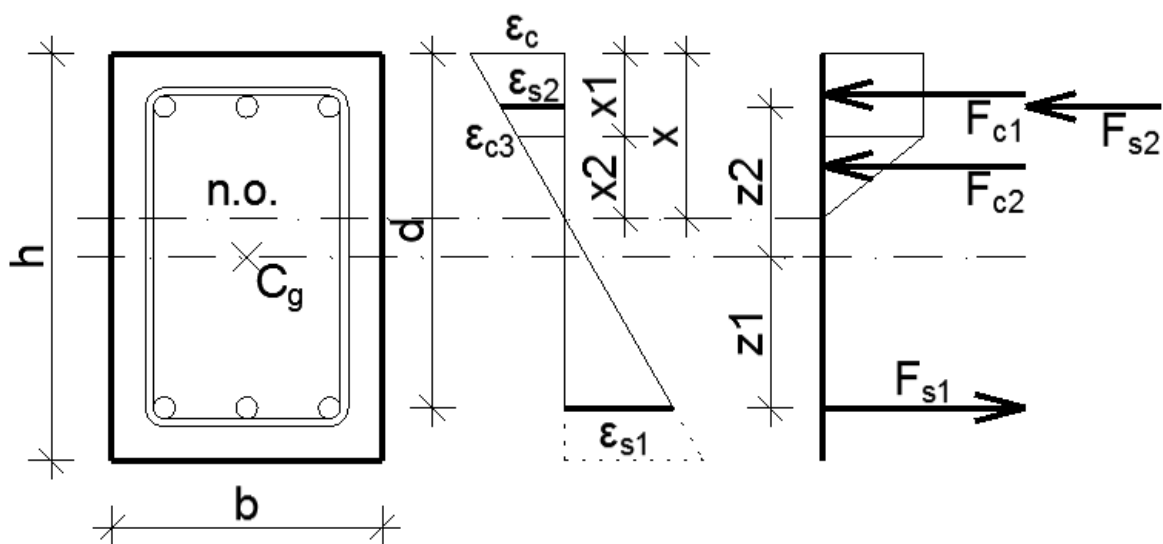
$$\varepsilon_c = \langle -\varepsilon_{uk}; \varepsilon_{uk} \rangle$$

6.2.2. Výpočet pro kladný ohybový moment

V tomto případě jsou tažena dolní vlákna, kdy se vychází z předpokladu, že beton v tahu nepůsobí. Čili poloha neutrální osy se vypočte z následujícího vztahu:

$$x = d \frac{|\varepsilon_c|}{|\varepsilon_c| + \varepsilon_s}$$

Z tohoto základního předpokladu odvodíme další hodnoty pro výpočet jednotlivých sil v tlaceném betonu při uvažovaném bilineárním pracovním diagramu. Pro následující uspořádání v průřezu.



Obr. 59 Schéma vnitřních sil pro kladný ohybový moment

Výšku tlačené oblasti, kde je napětí v betonu rovnoměrné „ x_1 “ a výšku tlačené oblasti, kdy pevnost v betonu narůstá lineárně „ x_2 “.

$$x_2 = x \frac{\varepsilon_{c3}}{\varepsilon_c}$$

$$x_1 = x - x_2$$

Na základě těchto údajů a velikosti skutečného poměrného přetvoření v krajních vláknech betonu dopočítáme skutečnou napjatost v tlačeném betonu „ σ_{c1} “ a „ σ_{c2} “.

Pro $|\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c3}|$:

$$\sigma_{c2} = f_{cd} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c3}}$$

$$\sigma_{c1} = 0$$

Pro $|\varepsilon_{c3}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu3}|$:

$$\sigma_{c2} = \sigma_{c1} = f_{cd}$$

Na základě znalosti velikosti napětí v tlačeném betonu a průběhu napětí po výšce můžeme dopočítat síly v tlačeném betonu.

$$F_c = F_{c1} + F_{c2} = b x_1 \sigma_{c1} + \frac{1}{2} b x_2 \sigma_{c2}$$

V tlačené oblasti ještě pro přesnější výpočet nesmíme zapomenout na tlačenou výztuž, které odpovídá poměrné přetvoření.

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_c \frac{x - \frac{h}{2} + z_2}{x}$$

Pokud známe přetvoření v tlačené i tažené výztuži, můžeme dopočítat odpovídající napětí ve výztuži „ σ_s “ a odpovídající sílu „ F_s “.

Pro $|\varepsilon_s| < |\varepsilon_{yd}|$:

$$\sigma_s = f_{yd} \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{yd}}$$

Pro $|\varepsilon_{yd}| \leq |\varepsilon_s| \leq |\varepsilon_{uk}|$:

$$\sigma_s = f_{yd}$$

Síla ve výztuži se vypočte z následujícího vzatu:

$$F_s = A_s \sigma_s$$

Poté, co známe všechny síly, které působí při daném poměrném přetvoření v průřezu, vypočítáme výslednou normálovou sílu „ N_d “ a k ní příslušný ohybový moment „ M_d “.

6.2.3. Nastavení „Řešitele“ pro iterační výpočet

Po té, co máme sestaveny předešlé rovnice, ze kterých vypočítáme při konkrétním poměrném přetvoření odpovídající vnitřní síly, můžeme využít funkce v prostředí Excel, která se nazývá „Řešitel“ a automaticky provede za nás iterační výpočet s odpovídající přesností, dokud nebudou platit všechny zadané omezující podmínky.

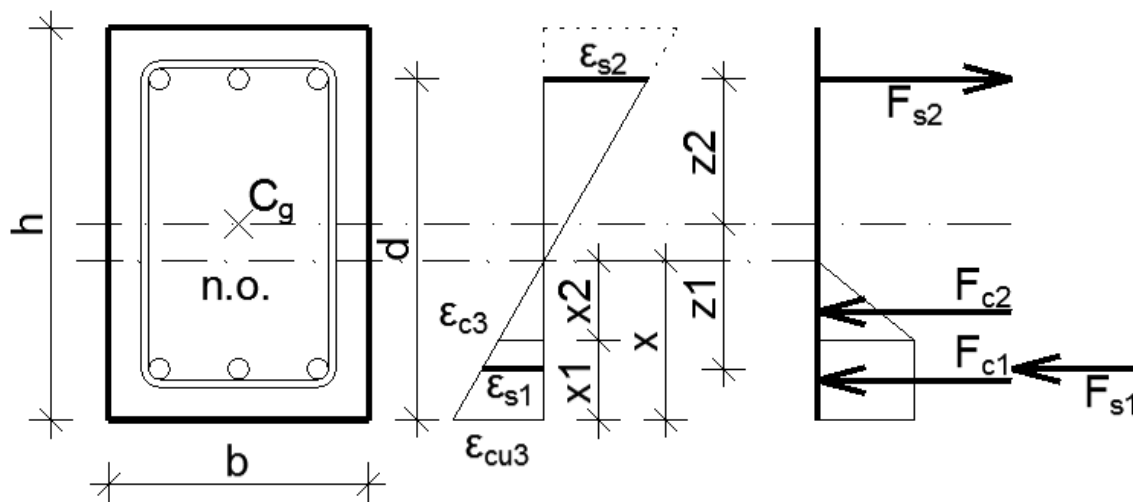
Nastavení funkce „Řešitel“ v prostředí Excel:

- Účelová funkce – nastavena buňka ε_c , kterou nastavím jako hledané minimum (tak aby byl beton využit v co největší míře)
- Proměnné modelu – zde nastavíme buňky ε_c a ε_s (to jsou proměnné, které chceme vypočítat a kterými měníme polohu neutrální osy v průřezu a tedy odpovídající vnitřní síly)
- Omezující podmínky:
 - o Poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_c \leq 0$ (předpoklad - beton v tahu nepůsobí)
 - o Poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu3}$ (mezní poměrné přetvoření betonu)
 - o Poměrné přetvoření výztuže $\varepsilon_s \leq +\varepsilon_{uk}$
 - o Poměrné přetvoření výztuže $\varepsilon_s \geq -\varepsilon_{uk}$
 - o Podmínka rovnosti vnitřních sil, vypočtená normálová síla $N_d = N_{Ed}$
 - o Podmínka rovnosti vnitřních sil, vypočtená normálová síla $M_d = M_{Ed}$
- Jako metodu zvolíme „Gradientní metodu“

Po spuštění „Řešitele“ je proveden iterační výpočet, kdy dostaneme výsledné hodnoty poměrného přetvoření v betonu „ ϵ_c “ a v tažené výztuži „ ϵ_s “.

6.2.4. Výpočet pro záporný ohybový moment

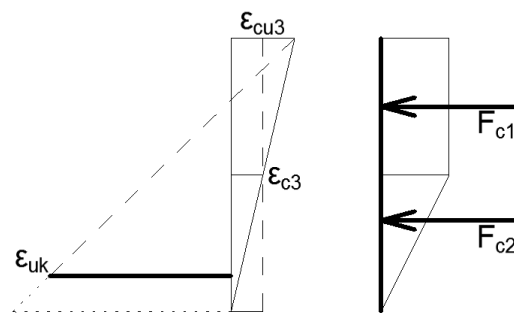
Výpočet pro záporný ohybový moment je principiálně absolutně stejný, pouze s tím rozdílem, že tlačaná oblast betonu je při dolním povrchu a tažená výztuž je nahoře. Pro tento výpočet platí stejné podmínky pro nastavení „Řešitele“.



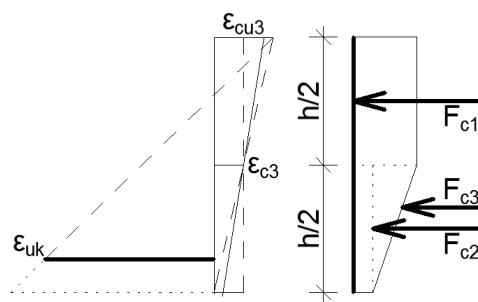
Obr. 60 Schéma vnitřních sil pro záporný ohybový moment

6.2.5. Výpočet za předpokladu, kdy je celý průřez tlačén

Doposud, kdy byl na jedné straně tlak a na druhé straně tah, jsme hledali polohu neutrální osy. V tomto případě, kdy se dostaneme do situace, kdy je celý průřez tlačén, čili jeden mezní případ nastane tehdy, je-li na jedné straně průřezu dosaženo mezní poměrné přetvoření betonu ϵ_{cu3} a na druhé straně je $\epsilon_c = 0$. Druhý mezní případ je tehdy, je-li při dostředném tlaku dosaženo poměrného přetvoření ϵ_{c3} po celé výšce průřezu. Přechod mezi těmito dvěma mezními případy nastává pootáčením přímky poměrného přetvoření kolem těžiště průřezu (toto platí pro případ bilineárního pracovního diagramu betonu, kdy je $\epsilon_{cu3} = 2 * \epsilon_{c3}$).



Obr. 61 Přechodový stav



Obr. 62 Stav blížící se dostřednému tlaku

7. Zesílení stávajícího průřezu soudržnou kompozitní výztuží

Předpoklady pro zesilování jsou následující. Stávající průřez musí mít rezervu v mezním poměrném přetvoření betonu a stávající výztuže. Průřez budeme zesilovat jednostranně, na straně tažených vláken soudržnou kompozitní výztuží, která bude chráněna dodatečnou betonovou vrstvou (viz. kapitola 5 statického výpočtu).

7.1. Výpočet nových bodů interakčního diagramu po zesílení

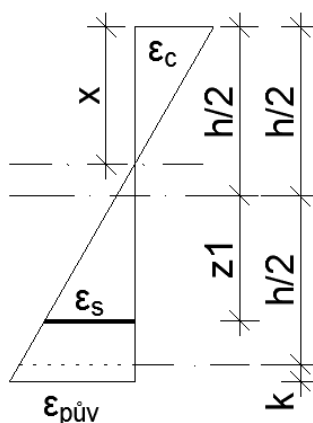
Pro posouzení provedeme postupně výpočet bodů interakčního diagramu s vlivem zesilující soudržné kompozitní výztuže.

7.1.1. Výpočet teoretického poměrného přetvoření v ose přídavné výztuže

Než začneme výpočet zesílené konstrukce, musíme si vypočítat teoretické poměrné přetvoření „ $\varepsilon_{p\underline{uv}}$ “ v ose přidávané kompozitní výztuže, abychom zjistili hodnotu, od které začne kompozitní výztuž působit, a jaký bude průběh poměrného přetvoření v průřezu po zesílení konstrukce.

$$\varepsilon_{p\underline{uv}} = \varepsilon_s \frac{k + h - x}{z_1 + \frac{h}{2} - x}$$

Kde „ k “ je vzdálenost osy přídavné kompozitní výztuže od líce stávajícího průřezu.

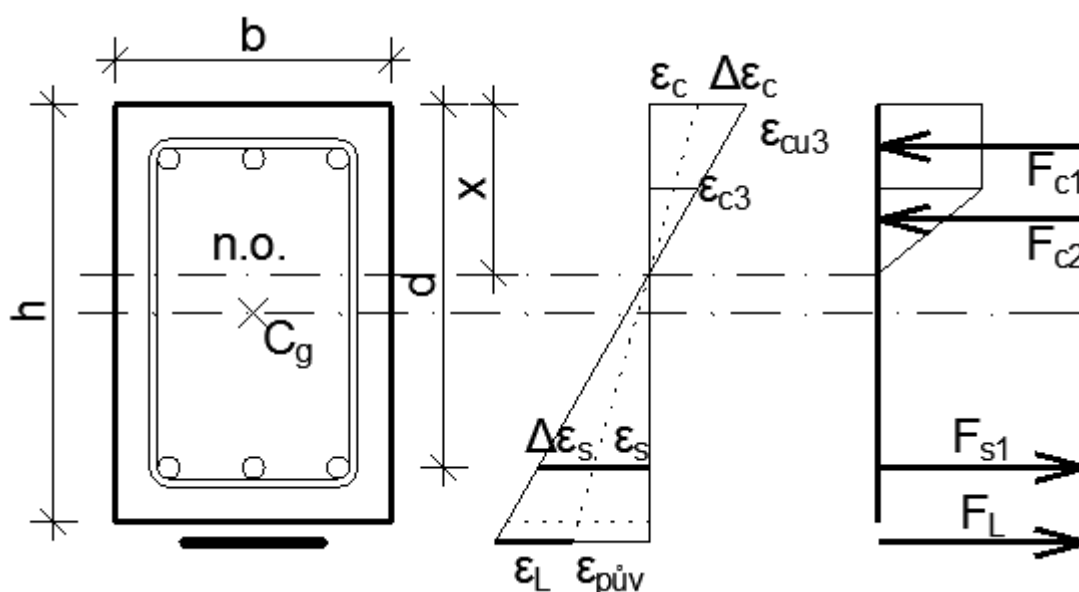


Obr. 63 Teoretické poměrné přetvoření v ose přidávané výztuže

7.1.2. Výpočet bodu 2 interakčního diagramu – po zesílení

Bod 2 je rozhraní mezi tahovým a tlakovým porušením průřezu. Jelikož v betonu nebylo dosaženo mezního poměrného přetvoření ε_{cu3} , můžeme využít beton na tuto hodnotu. Zároveň přidáme na stranu tažených vláken kompozitní výztuž, kterou můžeme využít

na její maximální hodnotu poměrného přetvoření ε_L , které přidáme za teoreticky vypočtené poměrné přetvoření $\varepsilon_{p\dot{u}v}$. Těmito vstupními údaji známe průběh poměrného přetvoření po výšce průřezu. Můžeme dopočítat polohu neutrální osy, poměrné přetvoření v tlačené a tažené výztuži a následně jednotlivé síly v průřezu, jako jsou síla v tlačném betonu, tlačné výztuži a naopak síly v tažené stávající výztuži a tažené zesilující kompozitní výztuži. Z tohoto vypočteme výslednou normálovou sílu na mezi únosnosti $N_{Rd,2}$ a k ní odpovídající ohybový moment $M_{Rd,2}$ zesíleného průřezu.



Obr. 64 Vnitřní síly a poměrné přetvoření na dodatečně zesíleném průřezu

7.1.3. Výpočet bodu 3 interakčního diagramu – po zesílení

Zesilování kompozitní výztuží má úskalí, na která si je třeba dávat pozor. Kompozitní výztuž má lineární závislost poměrného přetvoření a pevnosti po celé délce pracovního diagramu a mezní hodnota je poměrně brzo omezena v závislosti na návrhové pevnosti kompozitní výztuže. To je zásadní rozdíl oproti běžné betonářské výztuži, která nemá svou taženou větev omezenou (pro pracovní diagram bez zpevnění). Tedy teoreticky může poměrné přetvoření nabývat hodnot $(-\infty; \infty)$. Abychom měli možnost porovnat mezní poměrné přetvoření kompozitní výztuže s nějakou hodnotou pro běžnou betonářskou ocel, našel jsem v tabulkách pro betonářskou výztuž hodnotu $\varepsilon_{uk} \geq 50 \text{ ‰}$ (tato hodnota platí pro pracovní diagram se zpevněním a třídu tažnosti „B“)³¹. Tuto hodnotu jsem uvažoval, abych

³¹ Třída tažnosti „A“ – $\varepsilon_{uk} \geq 25 \text{ ‰}$; třída tažnosti „B“ – $\varepsilon_{uk} \geq 50 \text{ ‰}$; třída tažnosti „C“ – $\varepsilon_{uk} \geq 75 \text{ ‰}$

dostal reálný interval pro porovnání mezních přetvoření (-50 ‰; 50 ‰). S tímto intervalem bylo uvažováno i ve statickém výpočtu.

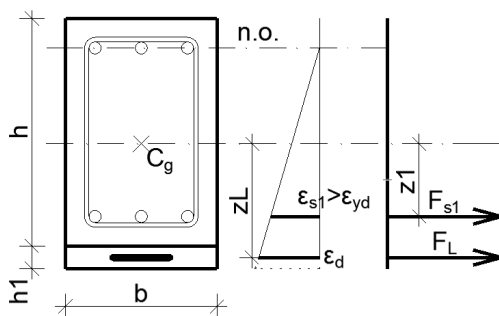
Výpočet, kdy je v obou materiálech dosaženo mezního poměrného přetvoření, je pro bod 2 interakčního diagramu (což je popsáno v předcházejícím bodě), ze kterého v přiloženém statickém výpočtu vidíme, že stále převládá tlak (vychází tlaková výslednice normálových sil). Abychom získaly výslednou normálovou sílu $N_{Rd,3} = 0$ kN, bude nutné upravit (snížit) poměrné přetvoření v betonu, čímž zmenšíme tlakovou výslednici normálových sil.

Tedy provedeme takovou úpravu, kdy nebude dosaženo mezního poměrného přetvoření v betonu, ale v kompozitní výztuži. Zde je nutné tento krok řádně kontrolovat, protože pro různé pevnosti kompozitní výztuže to může vzniknout i naopak (tak jak je to běžné u klasické betonářské výztuže s neomezenou mezí kluzu). Tedy že beton bude využit na maximum (dosaženo mezní poměrné přetvoření) a bude se omezovat (snižovat) využití kompozitní výztuže.

Tento výpočet byl ve statickém výpočtu řešen pomocí sestavených rovnic a následnému využití citlivostní analýzy, která nám měnila hodnotu poměrného přetvoření betonu tak dlouho, dokud nebyla splněna podmínka nulové výslednice normálových sil v průřezu $N_{Rd,3} = 0$ kN.

7.1.4. Výpočet bodu 4 interakčního diagramu – po zesílení

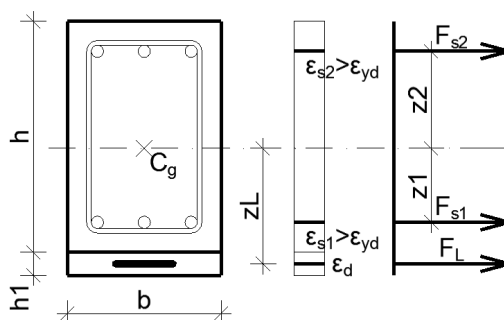
Neutrální osa prochází těžištěm tlačené výztuže, v průřezu tedy působí pouze stávající tažená výztuž a přidaná zesilující kompozitní výztuž. V tomto případě je předpoklad plného využití kompozitní výztuže s limitní hodnotou ϵ_d . Je-li stávající průřez vyztužen běžnou betonářskou výztuží, která je již využita, i přesto je její limitní hodnota ϵ_{uk} řádově větší a nebude jí s velkou pravděpodobností dosaženo (nutno zkontrolovat).



Obr. 65 Vnitřní síly pro bod 4

7.1.5. Výpočet bodu 5 interakčního diagramu – po zesílení

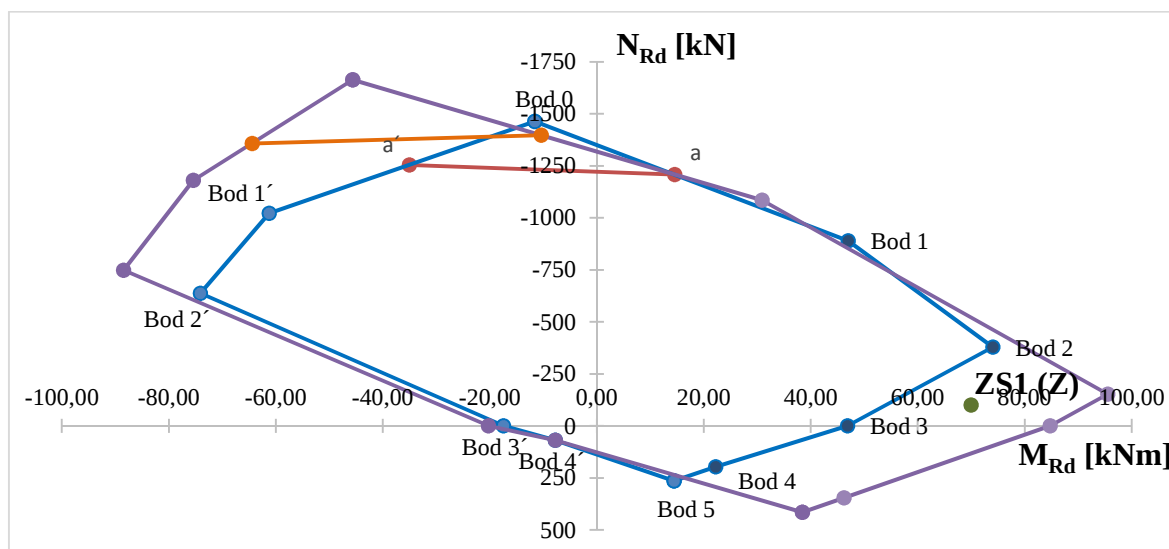
Beton v tahu nepůsobí, v průřezu tedy působí stávající výztuž a přidaná kompozitní výztuž. Zde platí stejný předpoklad využití stávající výztuže jako v bodě 4 interakčního diagramu.



Obr. 66 Vnitřní síly pro bod 5

7.1.6. Výsledný interakční diagram – po zesílení

Na následujícím Obr. 67 vidíme interakční diagram stávajícího průřezu (modrá barva) a interakční diagram průřezu zesíleného kompozitní výztuží na straně tažených vláken a betonovou krycí vrstvou této přídavné výztuže (fialová barva).



Obr. 67 Interakční diagram stávajícího a dodatečně zesíleného průřezu

Vidíme, že k výraznému navýšení únosnosti (hlavně v ohybu) došlo pro body 2, 3, 4 a 5 což je způsoben přídanou výztuží právě na stranu tažených vláken. Naopak vliv přídavné

betonové krycí vrstvy se výrazně projeví pro body 0, 1' a 2'. Tato betonová krycí vrstva nám zvyšuje tlakovou únosnost a také únosnost pro záporný ohybový moment.

7.2.Srovnávací příklad, zesílený průřez od nulového napětí

Pro srovnání výsledků jsem provedl výpočet bodů interakčního diagramu pro případ, kdy by byla dodatečná kompozitní výztuž vložena do průřezu hned na začátku před zatížením a průřez by byl vybetonován najednou, teoreticky ze dvou různých pevnostních tříd betonů (beton stávajícího průřezu a beton krycí vrstvy kompozitní výztuže).

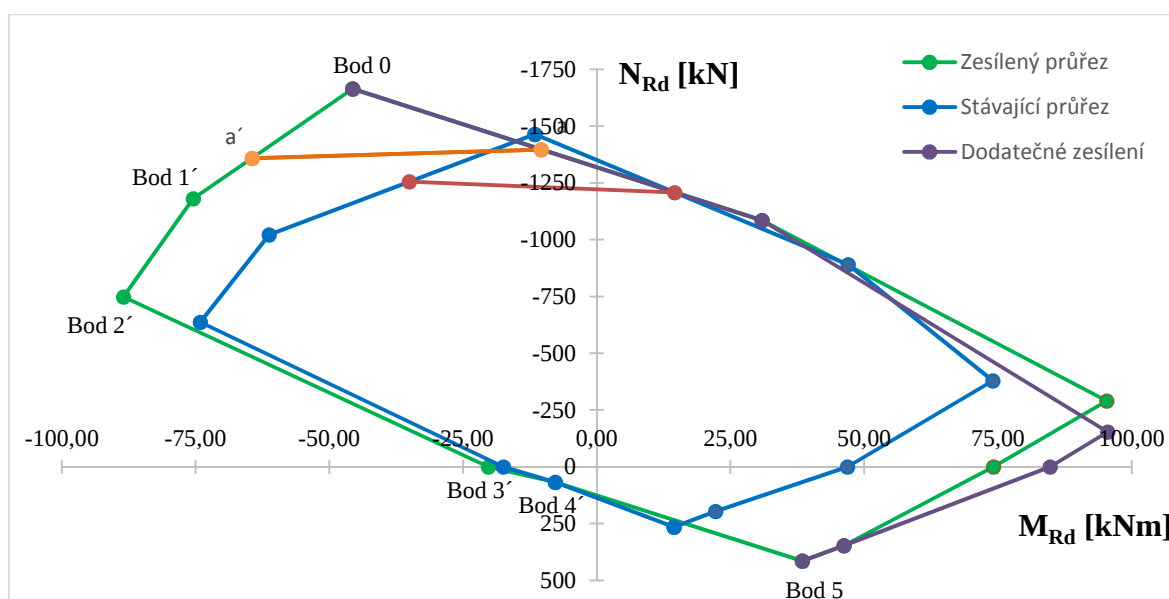
7.2.1. Geometrie průřezu

Geometrie a základní rozměry jsou stejné jako u stávajícího prvku. Jedná se o výšku průřezu „h“ a šířku „b“, kterou jsem uvažoval stejnou. Stejně tak byla uvažována hodnota přídavné krycí vrstvy výšky „h1“, která je nastavena editovatelná s možností přiřazení různé pevnosti betonové vrstvy.

7.2.2. Výpočet bodů interakčního diagramu

Pro posouzení jsem provedl postupně výpočet všech bodů interakčního diagramu tak, jak bylo popsáno výše. S tím rozdílem, že přídavná kompozitní výztuž začne působit hned od začátku, tedy musíme v závislosti na jejím skutečném poměrném přetvoření dopočítávat sílu v tažené výztuži a musíme dopočítávat poměrné přetvoření a skutečné napětí v tažené betonářské výztuži. Pro bod 3 interakčního diagramu, kdy chceme v průřezu docílit nulové výslednice normálových sil, musíme upravit poměrné přetvoření betonu tak, abychom této rovnosti docílili. Podrobný výpočet včetně schémat vnitřních sil je zpracován v příloženém statickém výpočtu.

7.2.3. Interakční diagram zesílovaného průřezu



Obr. 68 Interakční diagram stávajícího, zesíleného a dodatečně zesíleného betonového průřezu pomocí kompozitní výztuže

7.3. Porovnání výsledků zesíleného průřezu

V následujících bodech porovnáme výsledky jednotlivých interakčních diagramů. Stávajícího průřezu nezesíleného, stávajícího průřezu zesíleného dodatečnou soudržnou kompozitní výztuží a srovnávacího příkladu, kdy byla zesilující kompozitní výztuž vložena do průřezu před vnesením napětí do průřezu.

7.3.1. Porovnání stávajícího průřezu a dodatečně zesíleného průřezu

V případě dodatečně zesíleného průřezu soudržnou kompozitní výztuží, kdy jsme uvažovali s předpokladem zanedbání betonové krycí vrstvy, vidíme, že únosnost v bodech 0 a 1 se nezmění, jelikož přidaná kompozitní výztuž nepůsobí. Výrazné navýšení únosnosti nastane pro bod 2, 3, 4 a 5. Je to dáno tím, že zesilující výztuž byla vložena na stranu tažených vláken.

7.3.2. Porovnání stávajícího průřezu a zesíleného průřezu před zatížením

Zde vidíme, že se podle předpokladů musí změnit všechny body interakčního diagramu. Výsledné vnitřní síly v průřezu byly počítány k těžišti stávajícího průřezu tak, aby se daly výsledky porovnávat.

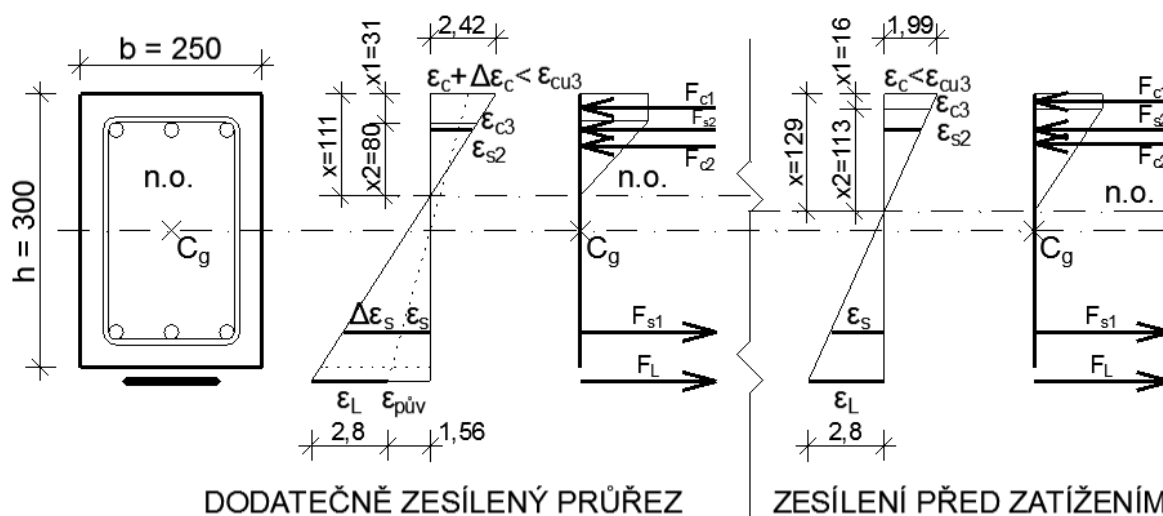
Vidíme, že vlivem přídavné betonové krycí vrstvy, která nám zvětšila průřez a tedy i ramena vnitřních sil, se nám výrazně zvýšila únosnost v tlaku a hlavně se nám zvýšila únosnost pro záporný ohybový moment. Body 0, 1', 2' se výrazně posunuli doleva.

Zároveň je zřejmé, že dojde ke zvýšení únosnosti i na druhé straně a to vlivem přidané kompozitní výztuže. Jedná se o výrazné zvýšení únosnosti pro body 2, 3, 4 a 5.

7.3.3. Porovnání dodatečně zesíleného průřezu a zesílení před zatížením

Zde jsem dospěl k nečekanému výsledku. Nastalo vzájemné protnutí těchto dvou interakčních diagramů, kdy průřez, který byl zesilován dodatečně soudržnou kompozitní výztuží, má v bodě 3, tedy v bodě pro čistý ohyb větší únosnost v ohybu než průřez, který by byl betonován najednou před zatížení.

Když se na výsledky podíváme podrobněji, zjistíme, že je to dáno polohou neutrální osy, která je závislá na jednotlivých mezních poměrných přetvoření. Pokud si to nakreslíme v měřítku, pomůže to k objasnění, proč tomu tak je.



Obr. 69 Schéma polohy neutrální osy u dodatečně zesíleného průřezu a zesíleného průřezu před zatížením - použití kompozitní výztuže

Vidíme, že podstatný vliv na výsledky má kompozitní výztuž, jejíž mezní poměrné přetvoření je limitující pro porušení průřezu. V obou případech tedy musíme zmenšovat poměrné přetvoření betonu tak, abychom dostali nulovou výslednici normálových sil. Vidíme, že v případě dodatečně zesilovaného průřezu nanášíme mezní poměrné přetvoření

zesilující výztuže „ ε_L “ až za hodnotu teoretického poměrného přetvoření „ $\varepsilon_{p\dot{u}v}$ “ v ose přídatné výztuže.

Naopak ve srovnávacím teoretickém příkladu, kdy je průřez zesílen před vnesením zatížení do průřezu, nám mezní poměrné přetvoření kompozitní výztuže „ ε_L “ začíná nabíhat od samého počátku. V obou případech bylo v tažené betonářské výztuži dosaženo mezního poměrného přetvoření většího než „ ε_{yd} “, čili výsledné tahové síly „ F_L “ a „ F_{s1} “ jsou stejné v obou případech. Z toho plyne, že výsledná tlaková síla v betonu a tlačené výztuži musí být také stejná v obou variantách. Jelikož výchozí bod průběhu přímky poměrného přetvoření v místě tažené kompozitní výztuže je jiný, bude průběh poměrného přetvoření po výšce průřezu jiný a z toho plyne, že bude rozdílné poměrné přetvoření v horních vláknech tlačného betonu.

Na základě skutečnosti, že výsledné síly jsou stejné, ale v každé variantě jsou rozdílná ramena vnitřních sil k těžišti stávajícího průřezu. Změna vzdáleností ramen těchto vnitřních sil má za následek rozdílný výsledek únosnosti v ohybu. Je vidět, že ve variantě, kdy zesilujeme průřez dodatečně, je poloha neutrální osy výše, tedy ramena tlakových vnitřních sil musí být větší. To má vliv na výsledný ohybový moment, který musí vyjít větší než v druhém případě, kdy teoreticky průřez zesílíme před zatížením a tedy poloha neutrální osy je níže. To znamená, že ramena vnitřních sil jsou menší a výsledný ohybový moment je také menší.

7.3.4. Závěr z vypočtených výsledků a průběhu výpočtu

V případě zesilování kompozitní výztuží je nutné důrazně kontrolovat, ve kterém z materiálů bude dosaženo mezního poměrného přetvoření. Jelikož závislost poměrného přetvoření na pevnosti je lineární na celém intervalu. Kompozitní výztuž nemá plastickou větev, kdy by narůstalo poměrné přetvoření a výsledná síla už by se nezvětšovala (tak jako u klasické betonářské výztuže). U běžné betonářské výztuže nastává tedy situace, že předpokládáme dosažení mezního poměrného přetvoření v tlačném betonu, které je dosaženo dříve než v tažené výztuži. Tento předpoklad v případě zesilování kompozitní výztuží platit nemusí.

8. Zesílení stávajícího průřezu soudržnou betonářskou výztuží

Výpočet zesílení stávajícího betonového průřezu za pomoci klasické betonářské výztuže je proveden stejně jako výpočet pro zesílení průřezu kompozitní výztuží. Výpočet zesílení soudržnou betonářskou výztuží byl proveden z důvodu možnosti porovnání výsledků s výpočtem zesílení konstrukce pomocí kompozitní výztuží. Hlavně vliv různého chování jednotlivých výztuží v závislosti na pracovním diagramu. Podrobný výpočet viz. kapitola 6 statického výpočtu.

8.1. Výpočet nových bodů interakčního diagramu po zesílení

Postup výpočtu byl podrobně popsán v kapitole 7 této práce. V případě zesílení klasickou betonářskou výztuží byla zásadní změna při výpočtu bodu 3 interakčního diagramu. V tomto bodě hledáme rovnováhu tlakových a tahových sil v průřezu tak, že výsledná normálová síla „ $N = 0$ “.

8.1.1. Výpočet bodu 3 interakčního diagramu

Mezní únosnosti je v průřezu dosaženo tehdy, je-li alespoň v jednom z materiálů dosaženo mezního napětí (poměrného přetvoření). V případě zesilování dodatečnou soudržnou kompozitní výztuží nebylo jednoznačné, v kterém materiálu bude tohoto mezního poměrného přetvoření dosaženo dříve. To je způsobeno hlavně volbou přídatné kompozitní výztuže a tedy pracovním diagramem, který má lineární průběh až do porušení. Tedy vždy se změnou poměrného přetvoření se mění skutečná napjatost a tedy síla v tažené výztuži. To ovšem neplatí v případě zesílení klasickou betonářskou výztuží, kdy po dosažení meze kluzu máme konstantní napětí (výslednou tahovou sílu) v přídatné výztuži. Zároveň můžeme u klasické betonářské výztuže uvažovat pracovní diagram bez zpevnění, který nemá teoreticky omezenou hodnotu mezního poměrného přetvoření.

Je tedy zřejmé, že mezního poměrného přetvoření bude vždy dosaženo v betonu. Abychom dostali rovnováhu vnitřních sil, docílíme toho změnou polohy neutrální osy, tak jako tomu je při výpočtu klasické ŽB konstrukce namáhané pouze ohybovým momentem.

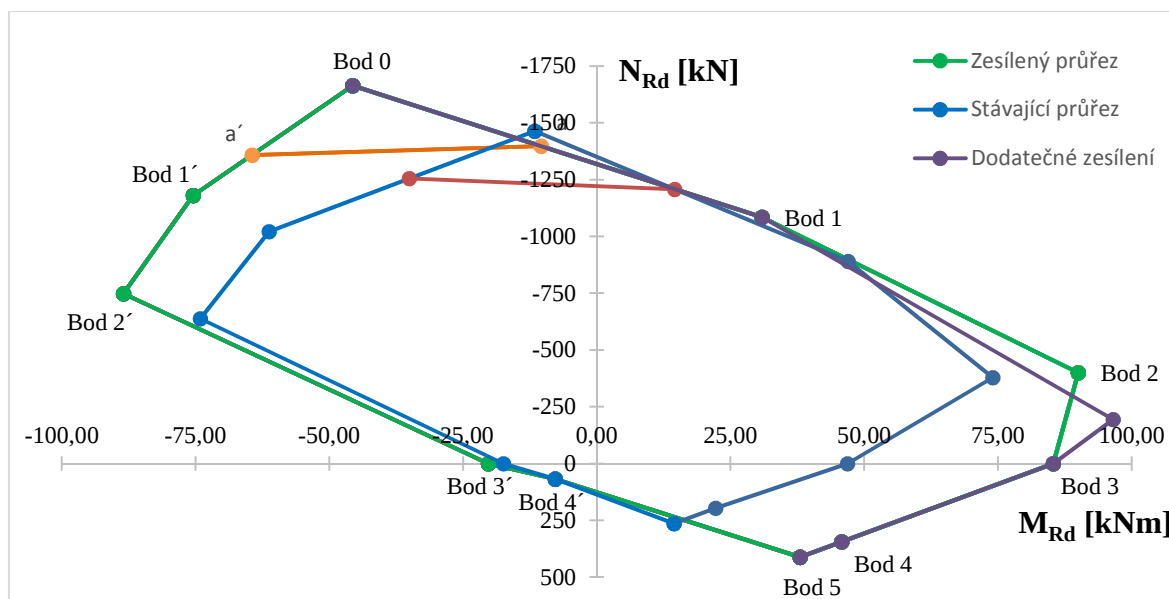
8.2. Srovnávací příklad, zesílený průřez od nulového napětí

Stejně tak jako u výpočtu zesílení přídatnou soudržnou kompozitní výztuží, tak i v případě zesílení soudržnou klasickou betonářskou výztuží byl proveden teoretický výpočet, kdy uvažujeme zesilování konstrukce od nulového počátečního napětí.

8.2.1. Výpočet bodů interakčního diagramu

Výpočet jednotlivých bodů interakčního diagramu proběhl jako u běžného železobetonového průřezu, který je vyztužen ve dvou vrstvách. V případě dostředného tlaku bylo uvažováno i s různými pevnostmi betonu stávajícího průřezu a betonu přídavné krycí vrstvy.

8.2.2. Interakční diagram zesilovaného průřezu



Obr. 70 Interakční diagram stávajícího, zesíleného a dodatečně zesíleného betonového průřezu pomocí klasické betonářské výztuže

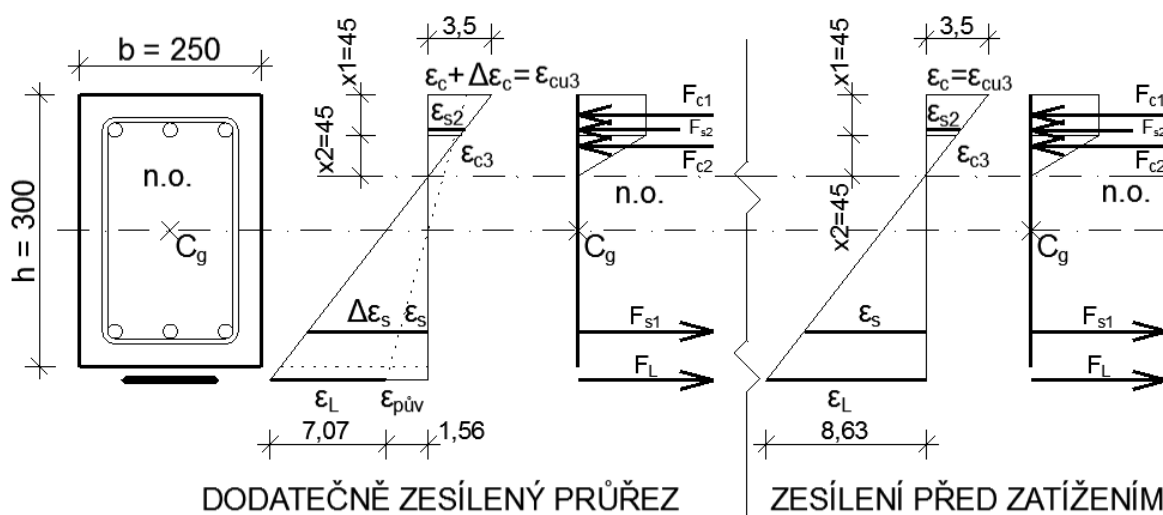
8.3. Porovnání výsledků zesíleného průřezu

V následujícím odstavci zhodnotím dosažené výsledky zesíleného průřezu. Stejně jako při zesilování pomocí kompozitní výztuže, pro bod 2 interakčního diagramu nám výslednou únosnost ovlivňuje velikost počátečního napětí v průřezu. Tedy je vždy různý průběh poměrného přetvoření v průřezu v okamžiku, kdy uvažujeme dosažení mezního poměrného přetvoření v betonu a zároveň dosažení poměrného přetvoření na mezi kluzu u přídavné betonářské výztuže. Pro bod 3 interakčního diagramu vychází výsledná únosnost stejná pro případ dodatečně zesíleného průřezu, tak pro průřez, který teoreticky zesílíme rovnou při nulovém poměrném přetvoření.

8.3.1. Porovnání dodatečně zesíleného průřezu a zesílení před zatížením

Při výpočtu únosnosti bodu 3 interakčního diagramu musíme získat nulovou výslednici normálových sil. Zesílujeme-li průřez klasickou betonářskou výztuží, která má neomezenou plastickou větev, musíme kontrolovat, zda bylo dosaženo meze kluzu v přídavné betonářské výztuži.

V okamžiku kdy je dosaženo meze kluzu v přídavné betonářské výztuži, jsou výsledné síly v tažených výztužích stejné. Dosažení mezní únosnosti je tedy tehdy, je-li v betonu mezní poměrné přetvoření „ ϵ_{cu} “. Jsou-li stejné síly v tažené výztuži, musí být stejné výsledné síly i v tlačeném betonu. Výsledný průběh poměrného přetvoření po výšce průřezu je stejný v obou případech, a tedy poloha neutrální osy je ve stejné pozici.



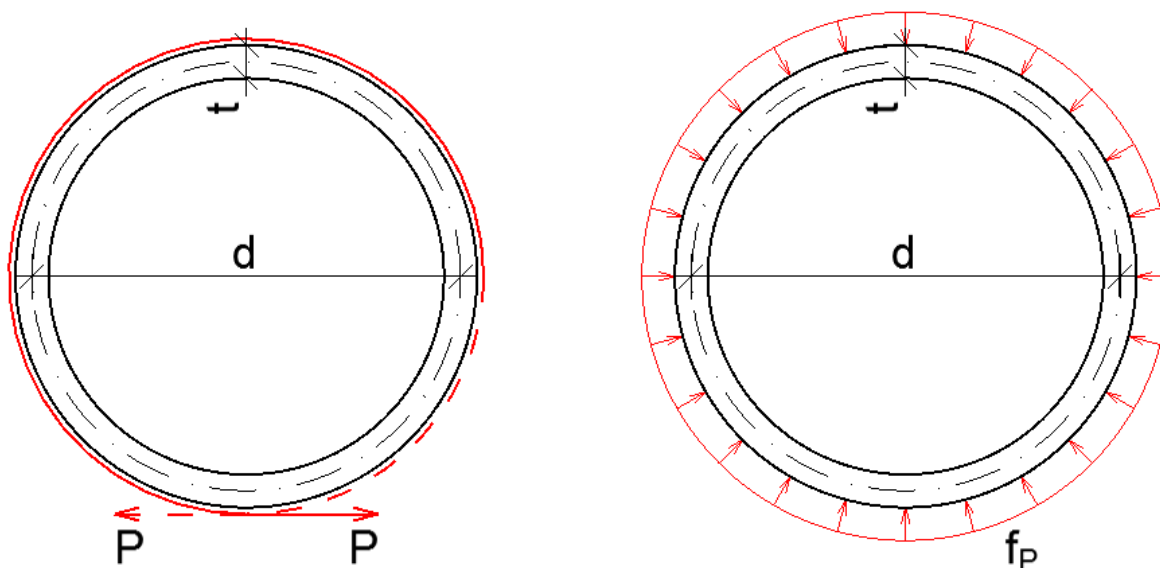
Obr. 71 Schéma polohy neutrální osy u dodatečně zesíleného průřezu a zesíleného průřezu před zatížením - použití klasické betonářské výztuže

8.3.2. Závěr z vypočtených výsledků a průběhu výpočtu

V případě zesilování kompozitní výztuží je nutné důrazně kontrolovat, ve kterém z materiálů bude dosaženo mezního poměrného přetvoření (kompozitní výztuž nemá plastickou větev, jako klasická betonářská výztuž). To v případě zesilování klasickou betonářskou výztuží není nutné. Zde kontrolujeme dosažení meze kluzu v přídavné výztuži a mezního poměrného přetvoření je dosaženo v tlačeném betonu.

9. Zesílení průřezu nesoudržnou výztuží

Základním předpokladem pro zesilování konstrukcí nesoudržnou výztuží je ovinutí rotačně symetrických konstrukcí výztuží, do které vneseme předpětí a tím do celé konstrukce vneseme konstantní „tlakovou“ normálovou sílu (viz. kapitola 7 statického výpočtu).



Obr. 72 Základní princip zesilování rotačně symetrických konstrukcí nesoudržnou výztuží

Na předcházejícím Obr. 72 vidíme základní princip zesilování. Jedná se o ovinutí konstrukce předpínací výztuží, která na konstrukci po celém obvodu působí pouze radiálními silami. Od takto působícího zatížení vzniká v celé konstrukci jediná vnitřní síla a to konstantní „tlaková“ normálová síla „ $N = \text{konstante}$ “. Ostatní vnitřní síly jsou nulové. Posouvající síla „ $V = 0$ “ a také ohybový moment „ $M = 0$ “.

9.1. Závislost mezi předpínací silou „ P “ a normálovou silou „ N “

Jak bylo prokázáno v přiloženém výpočtu, platí jednoduchá závislost mezi předpínací silou „ P “, kterou vnášíme ovinutou výztuží do konstrukce a vznikající tlakovou normálovou silou „ N “, která je konstantní v celém průřezu.

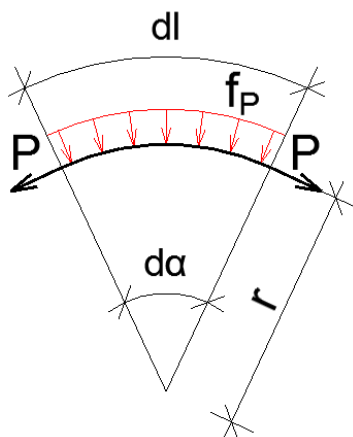
Pro ilustraci uvedu jeden příklad závislosti „ P “ a „ N “, kdy tato závislost není nijak závislá na geometrii konstrukce (průměr rotačně symetrické konstrukce, tloušťka stěny). Pro přepočítání předpínací síly na radiální účinky působící na konstrukci použijeme následující vzorec.

$$f_P = \frac{P d\alpha}{r d\alpha} = \frac{P}{r}$$

Uvažujeme-li poloměr například „ $r = 2 \text{ m}$ “ a vnášíme-li předpínací sílu „ $P = 2 \text{ kN}$ “, působí na konstrukci radiální síly „ $f_P = 2/2 = 1 \text{ kN/m}$ “, necháme-li si vykreslit normálovou vnitřní sílu „ $N = -2 \text{ kN}$ “. Lze tedy napsat závěr závislosti mezi předpínací silou „ P “ a normálovou vnitřní silou „ N “ takto:

$$F = -N$$

Více příkladů zatížení různou velikostí předpínací síly i konstrukce různého poloměru, následného přepočtu na radiální zatížení a výslednou normálovou sílu je provedeno v přehledné tabulce přiloženého výpočtu.



Obr. 73 Působení nesoudržné předpjaté výztuže radiálními silami na konstrukci

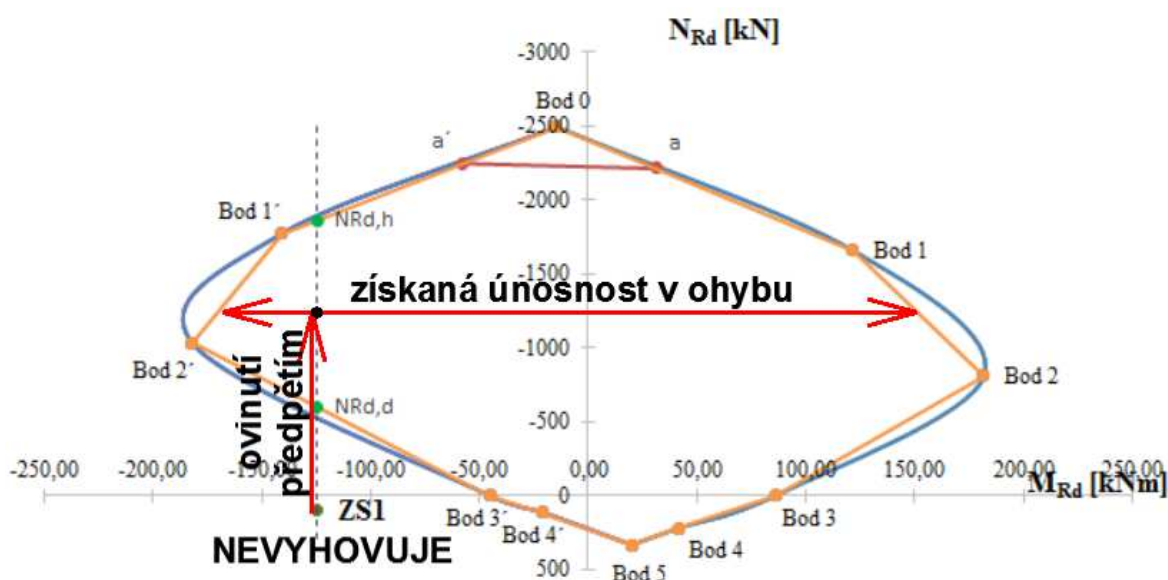
9.2. Zesílení vlivem zvýšení tlakové síly v průřezu

Z předchozí závislosti je patrné, že vlivem ovinutí vnášíme do konstrukce další namáhání ve formě tlakového napětí. Kdy je vhodné použít tento způsob zesilování a jakým způsobem vlastně docílíme zesílení, když vlastním zesilováním vnášíme do konstrukce další namáhání?

V podstatě mohou nastat dva případy, kdy můžeme konstrukci takto zesílit a dosáhnout stavu, kdy konstrukce vyhoví na daný zatěžovací stav, nebo získat konstrukci s vyšší únosností.

9.2.1. Zesílení konstrukce, která nevyhovuje na daný zatěžovací stav

Jedná se o případ, kdy máme stávající průřez známých rozměrů a známého vyztužení. Jsme tedy schopni dopočítat jednotlivé body interakčního diagramu, jak bylo podrobněji popsáno výše. Pro zjednodušení výpočtu jsem mezi jednotlivými body interakčního diagramu proložil přímkou. Je to zjednodušení na stranu bezpečnou.



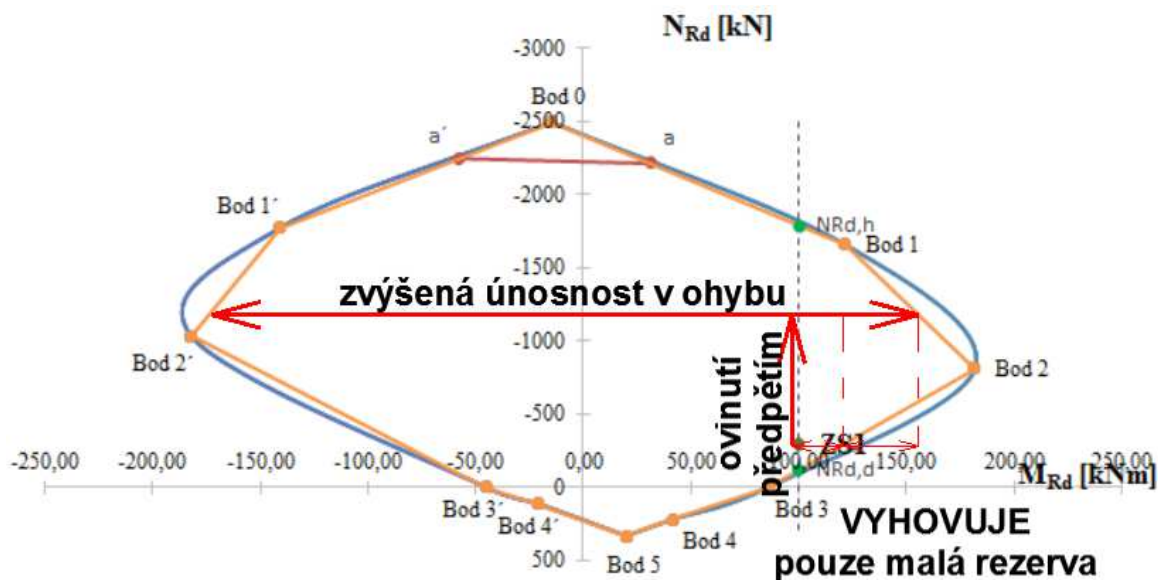
Obr. 74 Princip zesílení, kdy konstrukce nevyhovuje na daný zatěžovací stav

Z předchozího Obr. 74 vidíme základní princip zesílení vlivem dodatečně vnášené tlakové normálové síly. Máme-li zatěžovací stav „ZS1“, který se nachází mimo interakční diagram únosnosti daného průřezu, můžeme ovínutím konstrukce předpětím a vnesením tlaku do konstrukce posunout zatěžovací stav do oblasti uvnitř interakčního diagramu a zároveň získat potřebnou únosnost v ohybu. Zároveň dostaneme konstrukci, která je schopna přenést i další zatížení, které může na konstrukci během jejího užívání působit.

Vidíme také, že máme dvě limitující hodnoty, které ovlivní návrh velikosti předpínací síly respektive tlakové normálové síly. Jedná se o hodnotu „ $N_{Rd,d}$ “ a o hodnotu „ $N_{Rd,h}$ “, což jsou dvě hodnoty, mezi kterými se musíme pohybovat s výslednou normálovou silou „ N_{Ed} “ po zesílení předpětím.

9.2.2. Zvýšení únosnosti stávající konstrukce

V tomto případě se jedná o konstrukci, která vyhovuje danému zatěžovacímu stavu. Naším cílem je zvýšit únosnost konstrukce pro předpokládané další zatížení, které může na konstrukci začít působit.



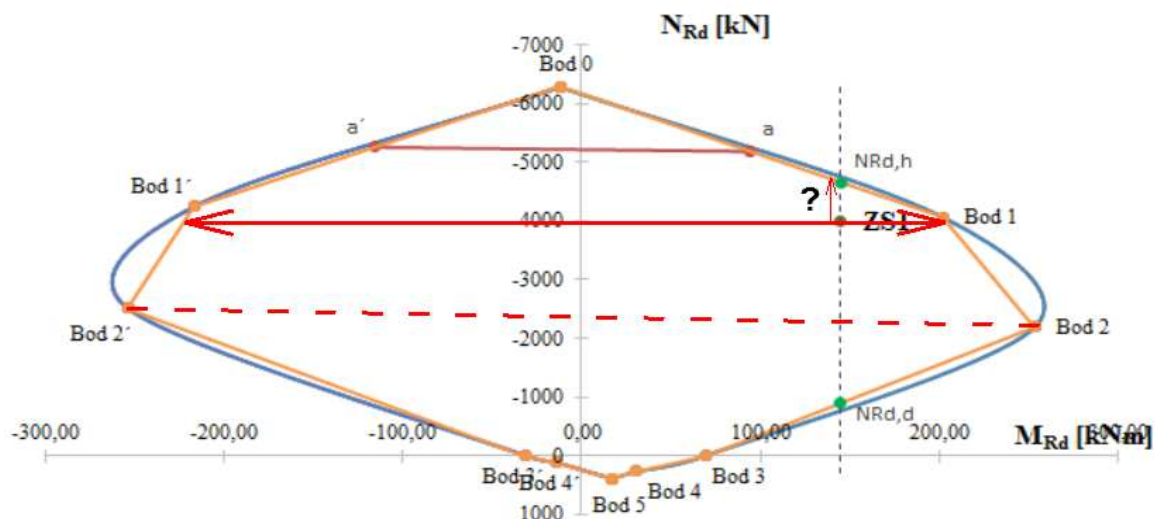
Obr. 75 Princip zvýšení únosnosti stávajícího průřezu

Na Obr. 75 vidíme, že stávající konstrukce vyhovuje na konkrétní zatěžovací stav „ZS1“. Předpokládáme-li další zatěžování konstrukce hlavně ohybovým momentem „M“, máme v dané situaci pouze malou rezervu (únosnost), kterou lze využít. Vneseme-li do konstrukce tlakovou normálovou sílu, můžeme získat výrazné navýšení únosnosti konstrukce v ohybu.

9.2.3. Omezení, kdy již nelze zesilovat dodatečnou tlakovou silou

Zesilování konstrukce zvětšením tlakové normálové síly ale samozřejmě nemůžeme provést vždy. Neboť vnesením dalšího namáhání do konstrukce může nastat i opačný efekt než bychom chtěli dosáhnout. Mohli bychom si snížit únosnost stávající konstrukce. Nacházíme-li se se zatěžovacím stavem nad spojnicí bodů „2'-2“, neboli rozhraním mezi tlakovým a tahovým porušením, má vliv zvýšení tlakové normálové síly nepříznivý vliv na výslednou únosnost. Základní princip je patrný z následujícího Obr. 76, kde je zřejmé, že zvýšíme-li tlakovou sílu v průřezu, získáváme vždy nižší únosnost v ohybu. V krajním případě, kdybychom zvolili příliš velkou předpínací sílu, dostali bychom se vně interakčního diagramu.

Je tedy zřejmé, že zesílení dodatečně vnášenou tlakovou silou vlivem ovinutí a předpětí konstrukce je vhodné v případě, kdy se zatěžovací stav nachází v oblasti tahového porušení konstrukce.



Obr. 76 Nevhodná oblast pro zesílení ovinutím a vnášením tlakové síly do průřezu

9.3. Výpočet mezních hodnot předpínací síly

Jak bylo již dříve zmíněno, vnášíme-li další tlakovou sílu, musíme se s výsledným zatěžovacím stavem pohybovat mezi hodnotami „ $N_{Rd,d}$ “ a „ $N_{Rd,h}$ “. Pro výpočet těchto mezních hodnot využijeme zjednodušení, kdy mezi jednotlivými body interakčního diagramu proložíme přímky. Toto zjednodušení je na stranu bezpečnou.

9.3.1. Výpočet pomocí rovnice přímky

Pro známý zatěžovací stav známe hodnotu ohybového momentu $M_{Ed} = M_{Rd}$. Tento ohybový moment nastane právě ve dvou případech, kdy výslednice normálových sil v průřezu je rovna hodnotě „ $N_{Rd,d}$ “ nebo „ $N_{Rd,h}$ “. Pro výpočet použijeme obecnou rovnici přímky ve směrnicovém tvaru. Kde hodnoty k a q jsou vždy konstanty pro danou přímku.

$$y = kx + q$$

Když tuto základní rovnici přímky vhodně upravíme na potřebný tvar, kdy známe hodnoty ohybového momentu M a normálové síly N , jak je patrné na Obr. 77, získáme následující tvar rovnice:

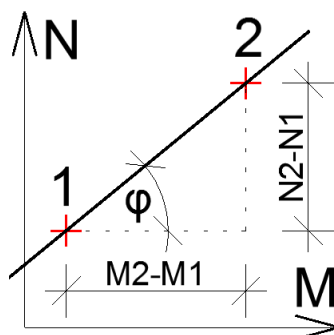
$$N = kM + q$$

Po úpravách této rovnice pro známé body dostaneme vyjádření směrnice přímky k .

$$k = \operatorname{tg} \varphi = \frac{\Delta N}{\Delta M} = \frac{N_2 - N_1}{M_2 - M_1}$$

Následně můžeme dopočítat konstantu q .

$$q = N_2 - kM_2$$



Obr. 77 Schéma pro výpočet rovnice přímky

Pokud známe tyto konstanty jednotlivých přímk mnohouhelníku, které ohraničují oblast interakčního diagramu, můžeme snadno dopočítat hodnoty „ $N_{Rd,d}$ “ a „ $N_{Rd,h}$ “. A to za podmínky leží-li známý ohybový moment v intervalu:

$$M_{Rd} \in < M_1; M_2 >$$

Poté výpočet normálové síly na mezi únosnosti je následující:

$$N_{Rd} = kM_{Rd} + q$$

9.4. Ideální návrh zesilující předpínací síly

Jak již bylo naznačeno, největší únosnost průřezu v ohybu je přibližně okolo bodu 2 interakčního diagramu. Výslednou tlakovou sílu, které se snažíme v průřezu dosáhnout, můžeme určit následujícím způsobem a to jako aritmetický průměr mezi „ $N_{Rd,d}$ “ a „ $N_{Rd,h}$ “. Právě tyto dvě hodnoty nám udávají teoreticky možný rozptyl předpínací síly.

$$\Delta P = \min(N_{Rd,d} - N_{Ed}; N_{Ed} - N_{Rd,h})$$

Teoreticky ideální velikost předpínací síly můžeme určit dle následujícího vzorce:

$$P_{ideál} = -\Delta N_1 + \frac{\Delta P}{2}$$

Kde:

$$\Delta N_1 = N_{Rd,d} - N_{Ed}$$

9.5. Ztráty předpětí

Velikost předpínací síly není nikdy konstantní a její velikost se mění po délce předpjetého kabelu a také v průběhu času. Ztráty dělíme do dvou hlavních skupin a to na ztráty okamžité (výrobní) a na ztráty dlouhodobé (provozní).

Ztráty okamžité (výrobní):

- Ztráta třením mezi kabelem a konstrukcí
- Ztráta pokluzem v kotvě
- Ztráta okamžitým pružným přetvořením betonu
- Ztráta postupným předpínáním
- Ztráta relaxací předpínací výztuže
- Ztráta přetvořením opěrného zařízení
- Ztráta od rozdílu teplot (mezi předpínací výztuží a opěrným zařízením)
- Ztráta způsobená otlacením betonu (rotačně symetrické konstrukce malého poloměru)

Ztráty dlouhodobé (provozní):

- Ztráta relaxací předpínací výztuže
- Ztráta smršťováním betonu
- Ztráta dotvarováním betonu
- Ztráta pružným přetvořením betonu od proměnného zatížení

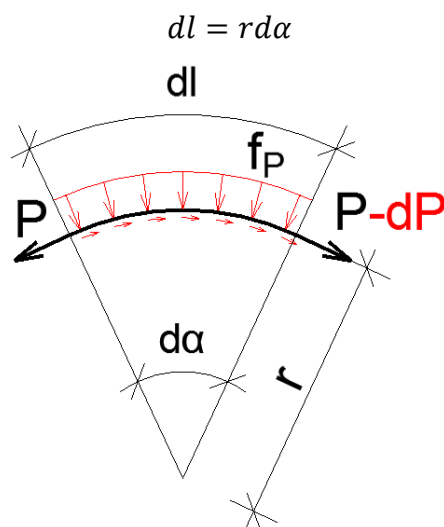
V návaznosti na náš řešený případ, kdy zesilujeme rotačně symetrickou konstrukci s velkým poloměrem (řádově desítky metrů) ovinutím předpětím, čímž vnášíme do konstrukce tlakovou normálovou sílu, bude mít významný vliv na návrh ztráta třením.

9.5.1. Ztráta třením mezi kabelem a konstrukcí

Ovíjíme-li rotačně symetrickou konstrukci vnější nesoudržnou výztuží, do které vnášíme předpjetí, působí tato výztuž na konstrukci radiálními silami. Základní schéma můžeme vidět na Obr. 78. Na kontaktu mezi výztuží a konstrukcí dochází ke tření, které způsobuje ztrátu předpínací síly, kterou můžeme vyjádřit následovně:

$$dP = -\mu P d\alpha$$

Kde „dP“ je ztráta předjetí na konci řešeného úseku, „P“ je vnášená předpínací síla na začátku řešeného úseku, „μ“ je součinitel tření mezi kabelem a konstrukcí a „dα“ vyjadřuje vliv délky kabelu (řešeného úseku), kdy „r“ je poloměr řešené konstrukce a platí:

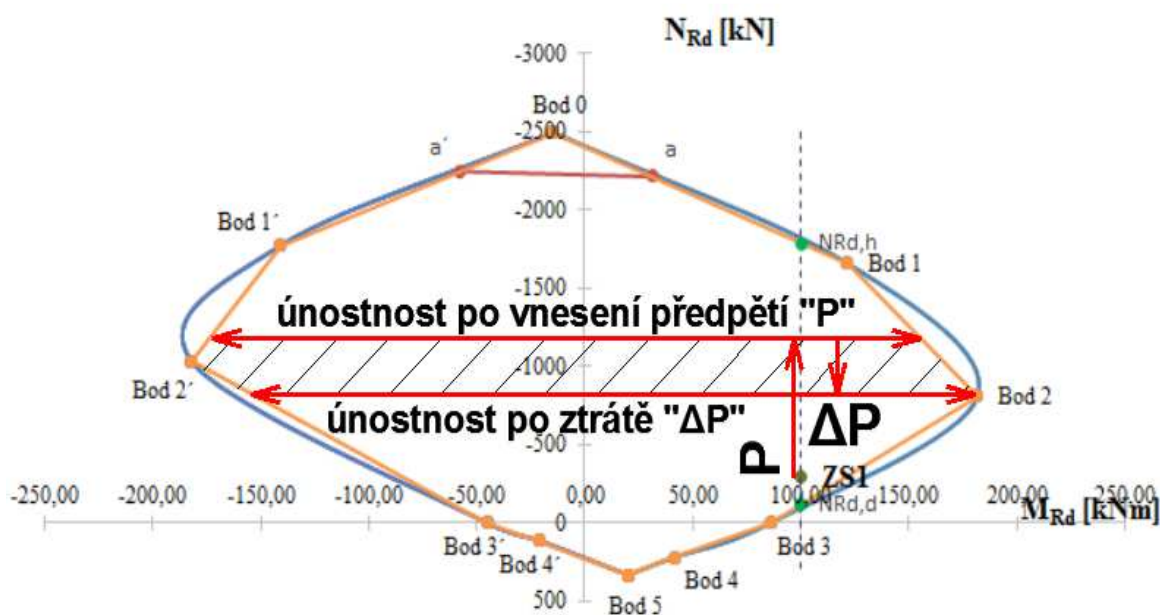


Obr. 78 Ztráta třením na kontaktu výztuže a rotačně symetrické konstrukce

Z hlediska provádění je pro nás podstatné zjistit, maximální možnou délku úseku, na které můžeme provádět předpětí.

9.5.2. Výpočet délky, na které probíhá předem stanovení ztráta třením

Abychom mohli takovýto výpočet vůbec provést, musíme sami zvolit ztrátu způsobenou třením, která je pro nás přípustná.



Obr. 79 Vliv ztráty třením

Z předchozího Obr. 79 vidíme pokles normálové síly na konci řešeného úseku vlivem ztráty třením „ ΔP “. Přípustnou ztrátu volíme na základě předpokládaného zatěžovacího stavu, který bude na konstrukci působit. Z provedeného návrhu tedy známe předpínací sílu „ P “ po stanovení přípustné ztráty vlivem tření známe i hodnotu „ ΔP “, můžeme tedy vypočítat délku úseku, na které dojde k této ztrátě, upravíme-li vhodně předcházející vztahy.

$$d\alpha = \frac{dl}{r}$$

Po dosazení dostaneme následující výraz:

$$dP = -\mu P \frac{dl}{r}$$

Ze kterého můžeme vyjádřit hledanou délku úseku „ dl “:

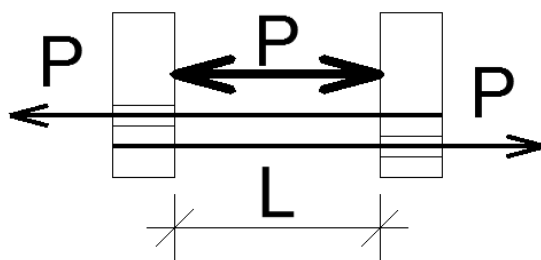
$$dl = \frac{dPr}{\mu P}$$

Tímto dostaneme délku úseku pro realizaci, pokud bude prováděno jednostranné napínání.

9.6. Omezení z důvodu technologie provádění

Prvním omezením je právě vypočítaná délka pracovního úseku, na které je přípustná zmíněná ztráta třením. Druhým a neméně podstatným omezením je způsob vnášení předpětí do konstrukce. Předpokládáme-li zesilování kompozitní výztuží, nemůžeme pro zakotvení použít klasické ocelové kotevní kuželíky s vroubkováním, které vnáší do výztuže příčné stlačení, podélný smyk a osový tah. Tuto kombinaci namáhání není schopna kompozitní na styku s ocelovým kotevním kuželíkem přenést.

Výhodou kotevních kuželíků je, že můžeme výztuž předepnout bez omezení protažení. To je právě důvod, který nás bude limitovat, když zvolíme pevné zakotvení a zároveň budeme vnášet předpětí do výztuže na levé i pravé straně.



Obr. 80 Princip vnášení předpětí do výztuže

Známe-li tedy maximální délku pracovního úseku „ dl “ a známe-li návrhové mezní přetvoření předpínací výztuže „ ε_d “, můžeme vypočítat protažení od předpětí „ L “, kterého bude dosaženo při námi zvolené předpínací síle.

$$L = \varepsilon_d dl$$

Závěr

V první kapitole diplomové práce jsem zpracoval stručnou teoretickou část o kompozitní výztuži. Je zde proveden základní přehled používaných druhů kompozitních výztuží a jejich základní mechanické vlastnosti, které mají obrovské rozptyly v závislosti na technologii výroby a procentuálnímu podílu výztužných vláken a matrice. Při navrhování je tedy nutné velice podrobně specifikovat druh kompozitní výztuže, se kterou bylo uvažováno ve statickém výpočtu. Na závěr této kapitoly jsou uvedeny základní výhody a nevýhody kompozitních výztuží v porovnání s klasickou betonářskou výztuží, která je v současnosti nejpoužívanější pro vyztužování betonových konstrukcí.

V praktické části diplomové práce jsem řešil zesílení konstrukcí pomocí kompozitních výztuží. Základní náplní práce byl výpočet reálného experimentu betonové klenby, kterou jsem řešil náhradní příhradovinou – S&T modelem. Nejprve jsem provedl základní analýzu chování konstrukce klenby. Poté jsem vytvořil první model náhradní příhradoviny, u kterého jsem zjistil určité nedostatky, které jsem postupně odstraňoval a zpřesňoval výpočetní S&T model, až jsem dostal třetí nejpřesnější model. Výsledky, které byly získány ze všech třech modelů, pro nezesílenou konstrukci se velice blížily hodnotě, která byla naměřena skutečným experimentem. Model 3 byl ovšem nejpřesnější, jelikož byly odstraněny veškeré nedostatky předešlých modelů. Nicméně i předešlé modely (Model 1 a 2) udávaly poměrně přesné výsledky.

Třetí model náhradní příhradoviny byl následně použit pro posouzení i konstrukce klenby, která byla zesílena nesoudržnou kompozitní výztuží vedenou po horním líci konstrukce. V tomto případě se ukázalo, že pro toto posouzení to není vhodný model, protože není schopen postihnout deformaci konstrukce. Při deformaci dochází ke ztrátě kontaktu mezi zesilující výztuží a zatěžovanou klenbou. Dochází tedy ke změně vnitřních sil vnášených do konstrukce vlivem radiálních sil, což jsem nebyl schopen tímto modelem postihnout.

Následně byly provedeny obecné výpočty a možnosti zesílení stávajícího železobetonového průřezu. Řešil jsem dvě varianty – zesilování soudržnou výztuží a zesilování nesoudržnou předepnutou výztuží (ovinutím). Před návrhem zesílení bylo vždy potřeba vypočítat únosnost stávajícího betonového průřezu, což jsem vždy provedl výpočtem jednotlivých bodů interakčního diagramu.

Při výpočtu zesílení pomocí soudržné kompozitní výztuže jsem zjistil, že je nutné řádně kontrolovat, ve kterém z materiálů je dosaženo mezního napětí (poměrného přetvoření). Jelikož kompozitní výztuž má lineární pracovní diagram až do meze porušení (nemá plastickou větev), není pro čistý ohyb (bod 3 interakčního diagramu) dopředu jasné, v kterém materiálu bude dosaženo dříve právě mezního poměrného přetvoření při nulové výslednici normálových sil. To je zásadní rozdíl oproti klasické betonářské výztuži, která má neomezenou plastickou větev a tedy mezního poměrného přetvoření je dosaženo dříve v tlačeném betonu.

Kompozitní výztuž má výrazně vyšší pevnost v tahu než u klasické betonářské výztuže, tedy při zesilování nám poměrně malá plocha přídatné tažené výztuže vyvodí velkou tahovou sílu a tedy výrazně zvýší únosnost v ohybu (bod 2 a 3 interakčního diagramu).

Zesílení pomocí nesoudržné předepnuté výztuže bylo uvažováno pro zesílení ovinutím rotačně symetrických konstrukcí. V takovémto případě vnášíme do konstrukce pouze tlakovou normálovou sílu N , která se rovná předpínací síle P a není nijak závislá na geometrii konstrukce. A i vnesením dalšího tlakového napětí do konstrukce jsme schopni získat větší únosnost. Z důvodu provádění bylo nutné kontrolovat ztrátu třením, které vzniká na styku konstrukce a předpínacího lana. Také technologie kotvení předepnuté kompozitní výztuže nám nedovoluje postupné posouvání předpínací pistole, jako u klasického ocelového předpínacího lana a jsme tedy omezeni maximálním protažením předpínané výztuže.

Seznam obrázků

Obr. 1 Schématický příčný řez typické FRP výztuže	16
Obr. 2 Idealizovaný pracovní diagram kompozitní výztuže	19
Obr. 3 Skutečný pracovní diagram kompozitní GFRP výztuže z naměřených dat zatěžovací zkoušky – lineární průběh chování vzorků až do porušení	20
Obr. 4 Připravené vzorky před zatěžovací zkouškou	20
Obr. 5 Porušené vzorky po zatěžovací zkoušce	21
Obr. 6 Závislost napětí a poměrného přetvoření různých kompozitních výztuží (GFRP, CFRP a AFRP) a klasické betonářské ocelové výztuže	22
Obr. 7 Idealizovaný vývoj deformace FRP výztuže v závislosti na čase	25
Obr. 8 Základní geometrie posuzované klenby	28
Obr. 9 Axonometrický pohled na klenbu	29
Obr. 10 Průběh normálových sil N od vlastní tíhy	30
Obr. 11 Průběh ohybových momentů M od vlastní tíhy	30
Obr. 12 Průběh posouvajících sil V od vlastní tíhy	30
Obr. 13 Deformace konstrukce u_z od vlastní tíhy	30
Obr. 14 Průběh normálových sil N od jednotkové síly	31
Obr. 15 Průběh ohybových momentů M od jednotkové síly	31
Obr. 16 Průběh posouvajících sil V od jednotkové síly	31
Obr. 17 Deformace konstrukce u_z od jednotkové síly	32
Obr. 18 Průběh normálových sil N od jednotkového předpětí	32
Obr. 19 Průběh ohybových momentů M od jednotkového předpětí	33
Obr. 20 Průběh posouvajících sil V od jednotkového předpětí	33
Obr. 21 Deformace konstrukce u_z od jednotkového předpětí	33
Obr. 22 Průběh normálového napětí n po výšce průřezu od vlastní tíhy	34
Obr. 23 Průběh normálového napětí n po výšce průřezu od jednotkové síly	35
Obr. 24 Průběh normálového napětí n po výšce průřezu od jednotkového předpětí	36
Obr. 25 Základní geometrie řešené klenby	38
Obr. 26 Základní model náhradní příhradoviny	38
Obr. 27 Model 1 náhradní příhradoviny - kloub ve středu segmentu	39
Obr. 28 Model 2 náhradní příhradoviny - kloub ve spáře mezi segmenty	40
Obr. 29 Výpočet náhradní síly od vlastní tíhy	40
Obr. 30 Zatížení náhradní příhradoviny silami od vlastní tíhy	40

Obr. 31 Kontrolní model pro výpočet vnitřních sil od vlastní tíhy.....	41
Obr. 32 Zatížení náhradní příhradoviny jednotkovou silou.....	41
Obr. 33 Základní model náhradní příhradoviny – zpřesněný	42
Obr. 34 Model 3 náhradní příhradoviny - kloub ve spáře mezi segmenty	43
Obr. 35 Schéma pro výpočet náhradní síly od vlastní tíhy.....	43
Obr. 36 Zatížení náhradní příhradoviny modelu 3 silami od vlastní tíhy	44
Obr. 37 Zatížení náhradní příhradoviny modelu 3 jednotkovou silou	44
Obr. 38 Schéma přepočtu zatížení od předpětí na náhradní sílu pro Model 3	45
Obr. 39 Schéma pro přepočet zatížení směru x a z	45
Obr. 40 Zatížení náhradní příhradoviny modelu 3 předpětím	46
Obr. 41 Schémata základních styčníků.....	47
Obr. 42 Schéma porušení zatěžovací silou nezesílené konstrukce pro výpočetní model 2 .	50
Obr. 43 Schéma porušení zatěžovací silou nezesílené konstrukce pro výpočetní model 3 .	50
Obr. 44 Schéma porušení zatěžovací silou zesílené konstrukce předpětím pro výpočetní model 3	52
Obr. 45 Deformace konstrukce od zatěžovací síly	52
Obr. 46 Průběh nesoudržného předpínacího lana po deformaci konstrukce.....	53
Obr. 47 Bilineární pracovní diagram betonu.....	56
Obr. 48 Pracovní diagram betonářské výztuže	57
Obr. 49 Pracovní diagram kompozitní výztuže	57
Obr. 50 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 0.....	59
Obr. 51 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 1.....	60
Obr. 52 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 2.....	61
Obr. 53 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 3.....	62
Obr. 54 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 4.....	62
Obr. 55 Schéma vnitřních sil a poměrného přetvoření - Bod 5.....	63
Obr. 56 Schéma konstrukce omezení interakčního diagramu v tlaku	64
Obr. 57 Interakční diagram stávajícího průřezu.....	65
Obr. 58 Průběh skutečného poměrného přetvoření a napjatosti v průřezu	67
Obr. 59 Schéma vnitřních sil pro kladný ohybový moment.....	70
Obr. 60 Schéma vnitřních sil pro záporný ohybový moment.....	72
Obr. 61 Přechodový stav	73
Obr. 62 Stav blížící se dostřednému tlaku	73
Obr. 63 Teoretické poměrné přetvoření v ose přidávané výztuže.....	74

<i>Obr. 64 Vnitřní síly a poměrné přetvoření na dodatečně zesíleném průřezu.....</i>	<i>75</i>
<i>Obr. 65 Vnitřní síly pro bod 4</i>	<i>76</i>
<i>Obr. 66 Vnitřní síly pro bod 5</i>	<i>77</i>
<i>Obr. 67 Interakční diagram stávajícího a dodatečně zesíleného průřezu.....</i>	<i>77</i>
<i>Obr. 68 Interakční diagram stávajícího, zesíleného a dodatečně zesíleného betonového průřezu pomocí kompozitní výztuže</i>	<i>79</i>
<i>Obr. 69 Schéma polohy neutrální osy u dodatečně zesíleného průřezu a zesíleného průřezu před zatížením - použití kompozitní výztuže</i>	<i>80</i>
<i>Obr. 70 Interakční diagram stávajícího, zesíleného a dodatečně zesíleného betonového průřezu pomocí klasické betonářské výztuže</i>	<i>83</i>
<i>Obr. 71 Schéma polohy neutrální osy u dodatečně zesíleného průřezu a zesíleného průřezu před zatížením - použití klasické betonářské výztuže.....</i>	<i>84</i>
<i>Obr. 72 Základní princip zesilování rotačně symetrických konstrukcí nesoudržnou výztuží</i>	<i>85</i>
<i>Obr. 73 Působení nesoudržné předpjaté výztuže radiálními silami na konstrukci</i>	<i>86</i>
<i>Obr. 74 Princip zesílení, kdy konstrukce nevyhovuje na daný zatěžovací stav</i>	<i>87</i>
<i>Obr. 75 Princip zvýšení únosnosti stávajícího průřezu</i>	<i>88</i>
<i>Obr. 76 Nevhodná oblast pro zesílení ovinutím a vnášením tlakové síly do průřezu.....</i>	<i>89</i>
<i>Obr. 77 Schéma pro výpočet rovnice přímky</i>	<i>90</i>
<i>Obr. 78 Ztráta třením na kontaktu výztuže a rotačně symetrické konstrukce</i>	<i>92</i>
<i>Obr. 79 Vliv ztráty třením.....</i>	<i>92</i>
<i>Obr. 80 Princip vnášení předpětí do výztuže.....</i>	<i>93</i>

Seznam tabulek

<i>Tab. 1 Typické základní mechanické vlastnosti FRP vnitřních výztuží (platí pro objemové množství vláken $V_f = 50$ až 75 %) a jejich srovnání s běžnou betonářskou ocelí.....</i>	<i>18</i>
<i>Tab. 2 Zvolené mechanické vlastnosti jednotlivých porovnávaných materiálů</i>	<i>21</i>
<i>Tab. 3 Přípustná zatěžovací síla F [kN], při které dojde k porušení nezesílené konstrukce v jednotlivých výpočetních modelech</i>	<i>49</i>
<i>Tab. 4 Přípustná zatěžovací síla F [kN], při které dojde k porušení zesílené konstrukce předpětím ve výpočetním modelu 3</i>	<i>51</i>

Seznam použitých zdrojů

Normy

- 1) ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Český normalizační institut, březen 2004
- 2) ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, Český normalizační institut, duben 2004
- 3) ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Český normalizační institut, prosinec 2006
- 4) ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb, Technická normalizační komise, září 2010

Knižní zdroje

- 5) PROCHÁZKA, J., ŠMEJKAL, J., VÍTEK, L.J., VAŠKOVÁ, J. *Navrhování betonových konstrukcí. Příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-1*. Praha: 2010. 338 s. ISBN 978-80-87438-03-9.
- 6) ZICH, M. a kol. *Příklady posouzení betonových prvků dle eurokódu*. Praha: 2010. 145 s. ISBN 978-80-86897-38-7.
- 7) HOŘEJŠÍ, J., ŠAFKA, J. a kol. *Statické tabulky*. Praha: 1987. 688 s. Typové číslo L 17-C3-IV-51/78276.
- 8) NAVRÁTIL, J. *Předpjaté betonové konstrukce*. Brno: 2004. 161 s. ISBN 80-214-2649-7.
- 9) KOLEKTIV AUTORŮ: *Sborník semináře FRP výztuže*. Brno: 2014. 100 s. ISBN 978-80-214-4925-1.
- 10) KOLEKTIV AUTOROV: *Zborník príspevkov z 9. seminária SANÁCIA BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ*. Brno: 2015. 141 s. ISBN 978-80-263-0882-9.

Elektronické zdroje

- 11) Kompozitní výztuž. *iMaterialy* [online]. [cit. 2015-11-2] Dostupné z: http://imaterialy.dumabyt.cz/rubriky/materialy/moderni-kompozitni-materialy-jako-nahrada-klasicke-vyztuze-do-betonu_42548.html
- 12) Kompozitní výztuž. *iMaterialy* [online]. [cit. 2015-11-2] Dostupné z: http://imaterialy.dumabyt.cz/rubriky/materialy/vyvoj-nekovovych-vyztuzi-do-betonu-1_101464.html

- 13) Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie. *ČVUT v Praze, fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí* [cit. 2015-12-1] Dostupné z: http://concrete.fsv.cvut.cz/pomucky/down/Resene_priklady_BK_pomoci_prihradove_analogie.pdf
- 14) Manuál na navrhovanie GFRP výstuže do betónových konštrukcií. *CSP, spol. s r.o., Obchodná spoločnosť* [cit. 2015-12-10] Dostupné z: <http://www.armastek-csp.sk/data/Manual%20na%20navrhovanie%20GFRP%20vystuze%20do%20betonovych%20konstrukcii.pdf>

Seznam použitých zkratek a symbolů

FRP	fiber reinforced polymers – vlákno vyztužené polymerem
GFRP	glass fiber reinforced polymers – polymer vyztužen skleněným vláknem
AFRP	aramid fiber reinforced polymers – polymer vyztužen aramidovým vláknem
CFRP	carbon fiber reinforced polymers – polymer vyztužen uhlíkovým vláknem
f_m, f_k	střední krátkodobá pevnost, charakteristická krátkodobá pevnost
f_{Lk}, f_{Ld}	charakteristická dlouhodobá pevnost, návrhová dlouhodobá pevnost
G_k, g_k	charakteristická hodnota stálého zatížení
G_d, g_d	návrhová hodnota stálého zatížení
Q_k, q_k	charakteristická hodnota proměnného zatížení
Q_d, q_d	návrhová hodnota proměnného zatížení
h, b, l	výška, šířka, délka
Z.Š.	zatěžovací šířka
ZS	zatěžovací stav
f_k, f_d	charakteristická, návrhová hodnota pevnosti
y	betonářská ocel (dolní index)
c	beton (dolní index)
LC	lehčený beton
$\gamma_s, \gamma_c, \gamma_L$	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu (oceli, betonu, lamely)
γ	objemová hmotnost materiálu
E_s, E_{cm}, E_L	modul pružnosti (oceli, betonu, lamely)
A	plocha (zatěžovací, výztuže, kontaktní, ...)
F, P	zatěžovací síla, předpínací síla
γ_g, γ_q	dílčí součinitel zatížení (stálého, proměnného)
R_x, R_z	podporová reakce ve směru x a z
M, V, N	ohybový moment, posouvající síla, normálová síla
M_{Ek}, M_{Ed}	charakteristická, návrhová hodnota působícího ohybového momentu
M_{Rk}, M_{Rd}	charakteristická, návrhová hodnota únosnosti ohybového momentu
V_{Ek}, V_{Ed}	charakteristická, návrhová hodnota působící posouvající síly
V_{Rk}, V_{Rd}	charakteristická, návrhová hodnota únosnosti posouvající síly
N_{Ek}, N_{Ed}	charakteristická, návrhová hodnota působící normálové síly
N_{Rk}, N_{Rd}	charakteristická, návrhová hodnota únosnosti normálové síly
c	krytí výztuže

d	účinná výška průřezu
z	rameno vnitřních sil
x	poloha neutrální osy
r	poloměr konstrukce
t	tloušťka konstrukce
ε	poměrné přetvoření
l_{bd}	návrhová kotevní délka
α, β	dílčí součinitele
F_c, F_s	tlaková síla v betonu, síla ve výztuži
S&T	strut and tie – vzpěra a táhlo (model náhradní příhradoviny)
CCC	styčník pouze s tlakovými silami, ve styčníku nejsou kotvena táhla
CCT	styčník s tlaky i tahy, táhla jsou pouze v jednom směru
CTT	styčník s tlaky i tahy, táhla jsou orientována ve více směrech
$\sigma_{Rd,max}$	maximální napětí pro styčník
k_1, k_2, k_3	dílčí součinitele, určeny národní přílohou (pro výpočet S&T modelu)
η_1, η_2, η_3	dílčí součinitel kotvení kompozitní výztuže
k_T, k_D	modifikační součinitel (pro teplotu, pro trvanlivost))
n_s	stupeň statické neurčitosti příhradoviny
p, a, b	počet prutů, vazeb, uzlů (pro výpočet statické (ne)určitosti)
SNS	staticky neurčitá soustava
SUS	staticky určitá soustava

Seznam příloh

P1) Použité podklady

P2) Statický výpočet

P3) Schémata S&T modelů

P3) – 1 Schéma S&T modelu – model 1

P3) – 2 Schéma S&T modelu – model 2

P3) – 3 Schéma S&T modelu – model 3