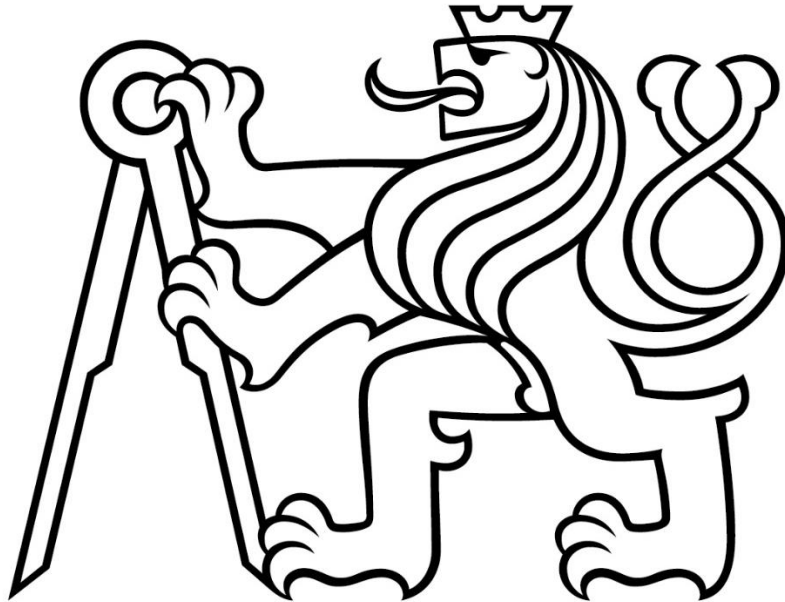


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Konstrukční návrh atletického centra v Ústí nad Labem
(Structural design of athletic centre in Ústí nad Labem)

Bc. Alena Malá

2022

Vedoucí práce: Ing. Martin Tipka, Ph.D.

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Malá</u>	Jméno: <u>Alena</u>	Osobní číslo: <u>468396</u>
Zadávací katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Konstrukční návrh atletického centra v Ústí nad Labem</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Structural design of athletic centre in Ústí nad Labem</u>	
Pokyny pro vypracování: Výpočetní metody a modely pro řešení stěnových železobetonových nosníků. Variantní návrh nosné konstrukce sportovního centra, podrobná analýza vybraných konstrukčních prvků, základní výkresová dokumentace řešených prvků	
Seznam doporučené literatury: ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992 Procházka, Šmejkal: Modelování a vyztužování železobetonových konstrukcí. ČVUT 2020 Procházka, Šmejkal: Betonové vícepodlažní a halové konstrukce. ČVUT 2018 Archiv časopisu Beton TKS Další vhodná samostatně vyhledaná literatura	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>Ing. Martin Tipka, Ph.D.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>22.9.2021</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>2.1.2022</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)
-----------------------	---------------------

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. Alena Malá

Název diplomové práce: Konstrukční návrh atletického centra v Ústí nad Labem

Základní část: BZK podíl: 90 %

Formulace úkolů:

Rešerše na téma stěnových železobetonových nosníků - statické působení, metody navrhování, způsoby vyztužování, možnosti využití softwaru.

Konstrukční návrh objektu Atletického centra v Ústí nad Labem:

- variantní návrh konstrukčního systému

- podrobný statický návrh a posouzení nosných konstrukcí běžeckého tunelu v 2NP

- výkresy tvaru řešené části 1NP a 2NP, výkresy výztuže vybraných prvků

Podpis vedoucího DP: Datum:

Případné další části diplomové práce (části a jejich podíl určí vedoucí DP):

2. Část: Geotechnika podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Jan Kos, CSc., K135

Formulace úkolů:

Předběžný návrh založení objektu - typ založení, geometrie základů, ověření 1. MS, 2. MS

Podpis konzultanta: Datum:

3. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: Datum:

4. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: Datum:

Poznámka:

Zadání včetně vyplněných specifikací je nedílnou součástí diplomové práce a musí být přiloženo k odevzdané práci. (Vyplněné specifikace není nutné odevzdat na studijní oddělení spolu s 1. stranou zadání již ve 2. týdnu semestru)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci na téma konstrukční návrh atletického centra v Ústí nad Labem zpracovala samostatně za pomoci všech uvedených zdrojů, dosud získaných znalostí a na základě konzultací s vedoucím mé diplomové práce.

V Praze dne:

.....

Bc. Alena Malá

Poděkování

Touto cestou bych ráda poděkovala svému vedoucímu diplomové práce Ing. Martinu Tipkovi, Ph.D. za užitečné a odborné rady, ochotný přístup, trpělivost a pomoc během vypracování této diplomové práce. Dále bych ráda poděkovala paní konzultantce Ing. Lence Ingrišové za rady se skladbami konstrukcí a panu konzultantovi Ing. Janu Kosovi za rady v oblasti zakládání. Rovněž mé poděkování patří i odborným pracovníkům firmy PROVOD – inženýrská společnost, s.r.o, za poskytnuté materiály. V neposlední řadě bych ráda poděkovala své rodině za podporu po celou dobu studia.

Abstrakt

Tématem diplomové práce je konstrukční návrh atletického centra v Ústí nad Labem. Tato stavba je situována v areálu městského stadionu, do sousedství fotbalového a atletického hřiště. Účelem stavby je vznik nového tréninkového sportoviště pro lehkou atletiku. Součástí objektu jsou šatny, zázemí atletického klubu, rehabilitační centrum, posilovna a v 2.NP krátká atletická dráha a sektor pro skok do dálky.

Rešeršní část práce je zaměřena na analýzu chování stěnových železobetonových nosníků, jejichž návrh a posouzení je rovněž náplní konstrukční části práce. Obsahuje přehled výpočetních metod a modelů, které se používaly a používají pro jejich navrhování a posuzování. Chování nosníků je popsáno s ohledem na konkrétní okrajové podmínky.

Druhou částí diplomové práce je samotný konstrukční návrh atletického centra v Ústí nad Labem. V rámci předběžného výpočtu jsou navrženy geometrické rozměry a uspořádání jednotlivých nosných prvků objektu. Podrobný výpočet je zaměřen na nosný systém části 2.NP, umožňující vykonzolování běžeckého tunelu mimo půdorys 1.NP. Zvláštní pozornost je věnována chování železobetonových stěn v kombinaci s monoliticky připojenou železobetonovou stropní deskou. Konečným výstupem této části jsou výkresy tvaru a výztuže 1.NP a 2.NP a výztuže stěnových nosníků.

Klíčová slova

Atletické centrum, konstrukční návrh, železobeton, výztuž, D-oblast, stěnový nosník, příhradová analogie, nelineární analýza

Abstract

The topic of this diploma thesis is a structural project of an athletic centre in Ústí nad Labem. The building is situated in a city stadium, in the neighbourhood of a football and athletic field. Purpose of this building is to create a new training centre for track and field. Changing rooms, an athletic club headquarters, a rehabilitation centre and a gym are included in the facility. A short athletic track and a sector for long jump are located on the second floor.

Research part of this thesis is focused on behavioural analysis of wall reinforced concrete beams. Their design is also a part of the structural section. Overview of methods and computational models that were and still are used for beams' design is subject matter of the structural section as well. Specific boundary conditions were taken into consideration when describing beams' behaviour.

Second part of this diploma thesis is the structural design of the Athletic centre in Ústí nad Labem. Geometrical dimensions and layout of load-bearing elements are designed in preliminary calculation. Detailed calculation is focused on a load-bearing system of the second floor, which enables overhanging of the running tunnel out of the first-floor plan. Particular attention was given to a behaviour of reinforced concrete walls in combination with connected cast-in-situ floor slab. The final output of this part are formwork and reinforcement drawings of the first and second floor and a reinforcement drawings of deep beams.

Key words

Athletic centre, structural design, reinforced concrete, reinforcement, D-regions, deep beam, strut and tie models, nonlinear analysis



Obsah

OBSAH	8
SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK	10
1 ÚVOD	11
1.1 Téma.....	11
1.2 Cíle práce.....	11
2 ŽELEZOBETONOVÉ STĚNOVÉ NOSNÍKY	13
2.1 Definice.....	13
2.2 Historie.....	15
2.3 Statické působení.....	16
2.3.1 Prostě uložený stěnový nosník	17
2.3.2 Spojitý stěnový nosník	22
2.3.3 Stěnový nosník s konzolou.....	24
2.4 Vyztužení stěnových nosníků	25
2.5 Metody navrhování.....	26
2.5.1 Metoda sítí.....	27
2.5.2 Nekonečné Fourierovy řady	29
2.5.3 Zjednodušená metoda.....	30
2.5.4 Metoda náhradní příhradoviny	32
2.5.5 Metoda konečných prvků	39
2.6 Programy	40
2.6.1 ANSYS.....	40
2.6.2 ATENA	42
2.6.3 IDEA StatiCa.....	43
2.6.4 Midas.....	46
3 KONSTRUKČNÍ NÁVRH	49
3.1 Předběžný návrh konstrukce	51
3.2 Rozdíly mezi variantami A a B	51
3.3 Podrobný návrh pro variantu A	54



3.4 Kritická místa v konstrukci	56
4 ZÁVĚR	58
SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ A LITERATURY	59
Normy, technická pravidla.....	59
Odborná literatura a články	59
Webové zdroje.....	62

SEZNAM PŘÍLOH

A Statický výpočet

B Výkresová dokumentace

- B1 Výkres tvaru desky nad 1.NP
- B2 Výkres tvaru desky nad 2.NP
- B3 Výkres výztuže desky nad 1.NP – část objektu B
- B4 Výkres výztuže desky nad 2.NP – část objektu B
- B5 Výkres výztuže stěnového nosníku SN1
- B6 Výkres výztuže stěnového nosníku SN2
- B7 Výkres výztuže stěnového nosníku SN3
- B8 Výkres výztuže stěnového nosníku SN4



Seznam použitých zkratk

A_c	Plocha betonu
$E_{c,eff}$	Účinný modul pružnosti v betonu
E_{cm}	Sečný modul pružnosti betonu
f_{cd}	Návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{ck}	Charakteristická pevnost betonu v tlaku
f_t	Pevnost v tahu betonářské výztuže
f_y	Mez kluzu betonářské výztuže
f_{yd}	Návrhová hodnota meze kluzu oceli
h	Výška nosníku
l	Rozpětí nosníku
MKP	Metoda konečných prvků
M_{Ed}	Návrhová hodnota ohybového momentu
MSÚ	Mezní stav únosnosti
MSP	Mezní stav použitelnosti
t	Tloušťka nosníku
V_{Ed}	Návrhová hodnota posouvající síly
V_{Rd}	Smyková únosnost
z	Rameno vnitřních sil
ŽB	Železobeton



1 Úvod

1.1 Téma

Při návrhu běžných ŽB konstrukcí se vychází většinou z globálního výpočtu. V tom případě se navrhují jednotlivé průřezy konstrukce dle účinků zatížení, které působí na konstrukci jako na celek. V konstrukci se však nacházejí i oblasti, kde globální výpočet není možné použít, neboť by to vedlo ke vzniku značného množství poruch. Návrh je tak nutné rozšířit o výpočet lokální. Tyto poruchové části konstrukce se označují jako tzv. D-oblasti a neplatí zde zachování rovinnosti průřezu před a po přetvoření. Do této skupiny se řadí mimo jiné i stěnové nosníky. Stěnové neboli vysoké nosníky, jsou v dnešní době velmi oblíbené u architektů a lze je spatřit na čím dál více pozemních stavbách. Ze statického hlediska se jedná o velmi efektivní konstrukce, jejichž návrh je však v porovnání s běžnými ohybově štíhlými průvlakami či přímo podepřenými stěnami značně složitější, obzvláště pokud se jedná o stěnový nosník s mnoha či velkými otvory.

S ohledem na odlišné chování stěnových nosníků se k návrhu a posouzení přistupuje odlišně. V normě lze nalézt pouze obecné zásady pro návrh D-oblastí, nikoli konkrétní postup. V dnešní době lze k návrhu využít zjednodušených vztahů, příhradovou analogii či nelineární výpočet. Příhradová analogie je jedna z nejčastějších a nejvíce propracovaných metod pro návrh stěnových nosníků, ale její přesnost do značné míry závisí na schopnostech statika. Nejpokročilejším nástrojem pro statický návrh stěnových nosníků jsou v dnešní době výpočetní programy založené na metodě konečných prvků, umožňující případně i provedení nelineární analýzy chování konstrukce.

1.2 Cíle práce

Cílem diplomové práce je detailnější prostudování problematiky poruchových oblastí, konkrétně stěnových nosníků, a následné využití těchto znalostí v konstrukční části.

Rešeršní část se zaměřuje na chování stěnových nosníků, jednotlivé výpočetní metody a modely, které se při návrhu stěnových železobetonových nosníků používali či používají.

V konstrukční části diplomové práce, jenž je stěžejním bodem, je cílem samotný návrh konstrukce sportovního centra. Nejprve návržení nosných prvků konstrukce včetně umístění okenních a dveřních otvorů v ŽB obvodových stěnách, které na řadě míst působí



1 Úvod

jako stěnové nosníky. Následuje vypracování podrobné analýzy vybraných konstrukčních prvků. Hlavním nástrojem pro řešení stěnových nosníků jsou výpočetní programy SCIA Engineer a StatiCa IDEA. Na závěr je vypracovaná základní výkresová dokumentace řešených prvků.

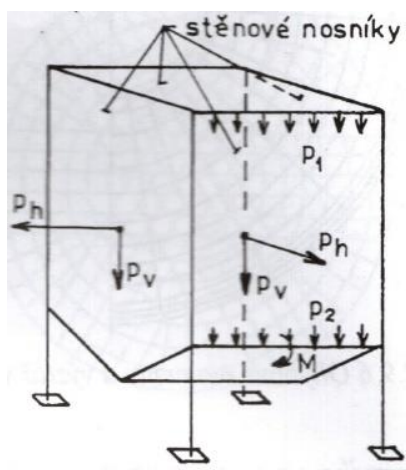


2 Železobetonové stěnové nosníky

2.1 Definice

Stěnové nosníky představují efektivní konstrukční prvky pro přenos zatížení na větší rozpětí. Jejich charakteristickým znakem je vysoká ohybová tuhost ve směru namáhání, což má za následek výrazné snížení deformací. Zároveň se výrazně zvyšuje poměr smykové deformace na úkor deformace ohybové. Z konstrukčního hlediska se jedná o dvourozměrný plošný prvek, jehož tloušťka t je ve srovnání s výškou h a rozpětím l malá. Poměr výšky k rozpětí nabývá u stěnových nosníků vyšších hodnot, než u běžných ohybově štíhlých nosníků [10]. Dle [5] musí být tento poměr vyšší než $1/3$, respektive platí: $3 \cdot h \geq l$. Zatřídění stěnových nosníků se dle [7] řídí poměrem $h:l$, který se liší pro různá statická schémata a různé způsoby zatížení. Pro prostě uložené stěnové nosníky je hodnota poměru 2 ($2 \cdot h \geq l$), pro spojitě stěnové nosníky o dvou polích či pro krajní pole spojitých nosníků s více poli je hodnota 2,5 ($2,5 \cdot h \geq l$), pro vnitřní pole spojitěho nosníku o více polích je hodnota poměru 3,33 ($3,33 \cdot h \geq l$), pro konzolový stěnový nosník nabývá poměr hodnoty 1 ($1 \cdot h \geq l$) [7] a pro zatížení osamělými břemeny hodnota poměru nabývá až hodnoty 5 ($5 \cdot h \geq l$) [21]. Jestliže podmínka poměru není splněna, pak se jedná o prostý či spojitý ohybově štíhlý nosník.

Ze statického hlediska se jedná o tenkostěnnou rovinnou konstrukci namáhanou ve střednicové rovině. Jestliže dojde k zatížení nejen ve střednicové rovině, ale i kolmo na ni, tak lze u stěnového nosníku pozorovat nejen stěnové chování, ale i deskové působení. Takové konstrukce se označují jako deskostěnové, neboli deskové stěny. S deskostěnami se lze setkat např. u zásobníků (Obr. 1), kde jsou stěny zásobníku namáhány jak svislým zatížením od vlastní tíhy konstrukce, svislé reakce střechy či svislými složkami tíhy výplně, tak i vodorovným zatížením od vodorovných složek náplně zásobníku [10].



Obr. 1: Schéma zásobníku [10]

V dnešní době lze vidět stěnové nosníky stále na více stavbách, jedná se o moderní typ konstrukcí. Jsou oblíbené zejména pro svou rozmanitost použití i možných tvarových provedení. Využívají se hlavně v průmyslových stavbách, u mostních konstrukcí, ale i ve stavbách pozemních [21]. Typické využití u pozemních staveb je v případě potřeby vynechání některého z podporujících prvků v nižším podlaží a tím uvolnit dispozici (Obr. 2). Se stěnovými nosníky se můžeme setkat i u pozemních staveb menšího rozsahu, kdy umožňují vykonzolování vyšších podlaží přes okraje podlaží nižších (typicky 1.NP) (Obr. 3).



Obr. 2: Jardine House, Hong Kong [42]



Obr. 3: Evangelické gymnázium, Bad Marienberg [41]

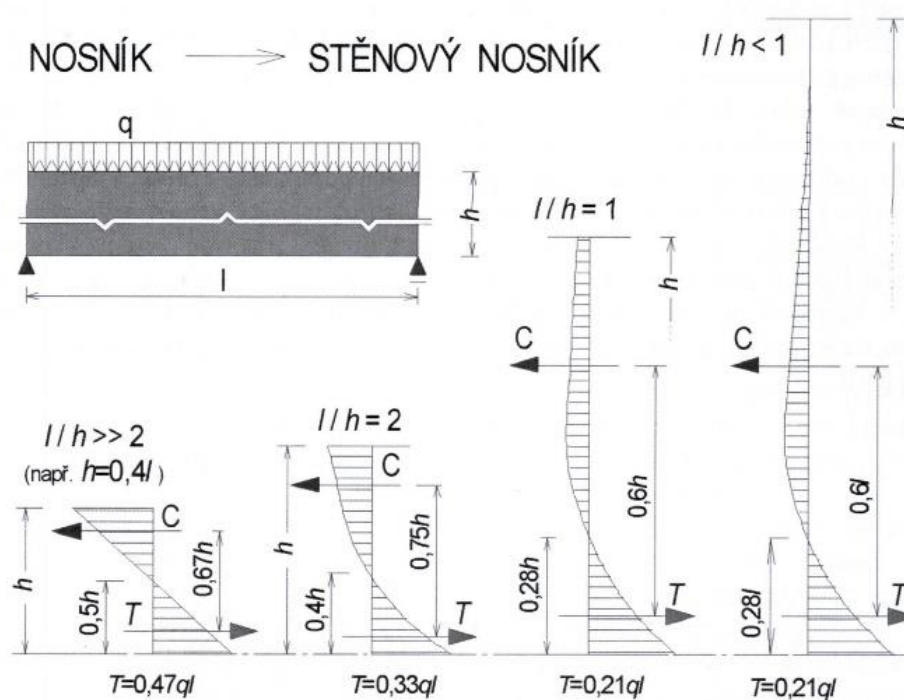
2.2 Historie

Stěnové nosníky se navrhovaly až do roku 1963 podle standardů pro návrh stěn z roku 1910, které vydala Národní asociace uživatelů cementu (NACU 1910). V roce 1956 dle ACI v [2] se snížil požadavek na minimální poměr celkové výztuže stěn k ploše betonu o 0,1 %, z 0,25 % na 0,15 %. V roce 1958 J. L. Delpini a C. A. Sciammarella představili nový přístup k navrhování nosníků, a to fotoelastickou analýzu [8]. Tato studie zahrnovala i nosník o dvou polích. Studie navazovala na přednášku z roku 1956, kde byly publikovány výsledky chování stěn zkoumané touto metodou. A to vše vzniklo kvůli budově balírny v Buenos Aires v Argentině, kterou projektoval J. L. Delpini. V roce 1961 H. Linse publikoval rozsáhlou fotoelastickou studii o chování nosníků. V této studii bylo zkoumáno sedm různých nosníků, a byl zahrnut i vliv tuhosti sloupů [8]. Samotný pojem stěnový nosník se poprvé objevil až v roce 1963, kdy byly v [3] poprvé definovány požadavky pro jeho návrh. V této normě bylo definováno, že nosníky s poměrem výšky k rozpětí větším než dva k pěti ($h/l \geq 2/5$) pro spojitě nosníky a s poměrem čtyři k pěti ($h/l \geq 4/5$) pro prosté nosníky musí být navrhovány jako vysoké nosníky s ohledem na nelineární rozdělení napětí, příčný vzpěr a další související efekty. V roce 1971 byl poprvé v [4] do návrhu stěnových nosníků zahrnut i vliv smyku. Poté byl návrh stěnových nosníků téměř beze změny až do roku 2002. Až v tomto roce se změnil přístup k návrhu stěnových nosníků z rovnice, která počítala příspěvek únosnosti betonu a výztuže, na návrh stěnových nosníků pomocí nelineární analýzy a metody náhradní příhradoviny. V dnešní době je možné stěnové nosníky navrhovat podle několika norem, např. podle české normy ČSN EN 1992-1-1, nebo v USA podle americké normy ACI 318-08 [11].



2.3 Statické působení

Stěnové železobetonové nosníky řadíme mezi tzv. D-oblasti, kde neplatí tzv. Bernoulliho hypotéza o rovinnosti deformace průřezu (lineární přetvoření). Tato hypotéza zjednodušuje výpočet vnitřních sil při působícím zatížení kolmo na střednicovou rovinu. U vysokých nosníků dochází ke křivočarému průběhu vodorovných přetvoření a vodorovných napětí (Obr. 4) [10]. Maximální hodnota tahového napětí průřezu se velmi liší od maximální hodnoty tlakového napětí. U stěnových nosníků se vždy musí uvažovat se smykovými deformacemi [24].

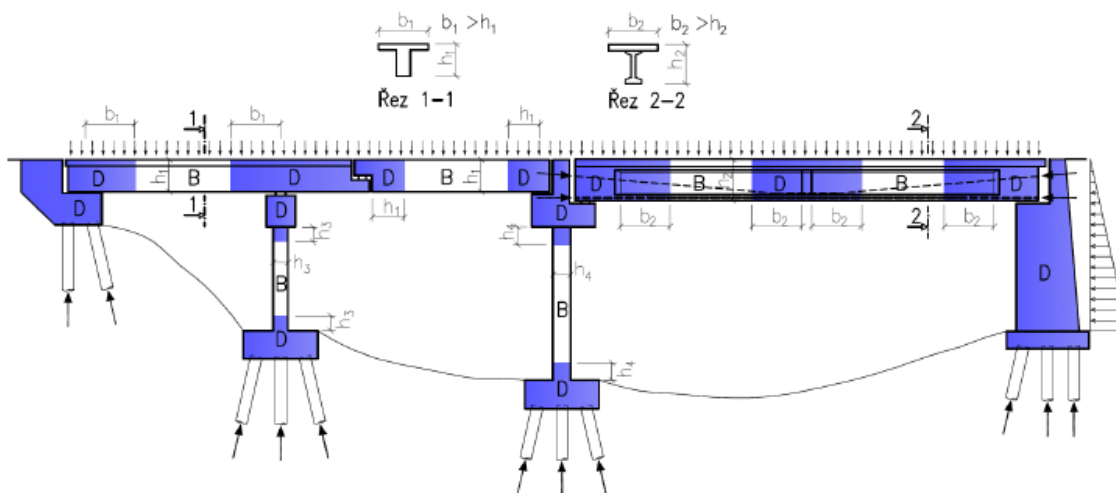


Obr. 4: Rozdíl průběhu normálových napětí ohybově štíhlého a stěnového ŽB nosníku [21]

V konstrukci se nachází dva typy oblastí. B-oblast (Bernoulliho) se navrhuje běžnými principy a platí pro ni zachování rovinnosti průřezu před i po deformaci. Poruchová oblast, neboli D-oblast (Discontinuity), je taková část konstrukce, u které je přerušen tok průběhu vnitřních sil. Mezi D-oblasti patří místa v blízkosti podpor, část konstrukce v okolí soustředných zatížení, rámové styčníky, místa s náhlou změnou průřezu, kotevní oblasti předpjatých prvků či stěnové nosníky (Obr. 5). Při návrhu D-oblastí se inkriminovaná část konstrukce řeší odděleně, pouze doplněná o známé okrajové podmínky v místě navazující části. Velikost D-oblasti pro lokální řešení je dána celkovou geometrií konstrukce, obvykle je rovna dvojnásobku výšky průřezu. To vychází z St. Venantova principu. Tento princip předpokládá, že geometrická



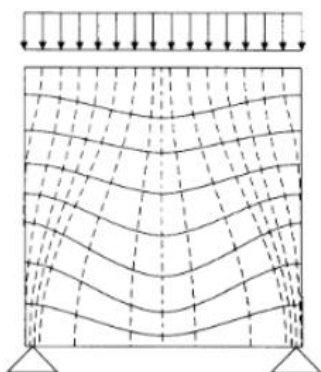
nespojitosť v konstrukci či účinek osamělé síly zmizí približne do vzdalenosti výšky průřezu od místa namáhání [27].



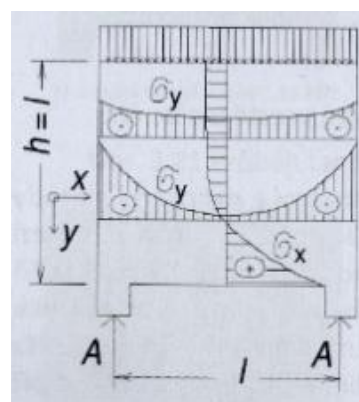
Obr. 5: Příklady D-oblastí [27]

2.3.1 Prostě uložený stěnový nosník

Přímo zatíženým nosníkem se označuje takový nosník, který je spojitě zatížen při horním okraji. Trajektorie tlakového napětí σ_1 směřují od místa působení zatížení do podpor – čárkovaná čára na obr. 6. Trajektorie tahového napětí σ_2 jsou vždy kolmé na trajektorie tlakového napětí – plná čára na obr. 6. Jelikož trhliny vnikají kolmo na tahová napětí, dochází u přímo zatíženého stěnového nosníku zejména ke vzniku svislých trhlin. U podpor dochází ke koncentraci velkého namáhání (trajektorie tlakového namáhání se zhušťují), a proto musí být toto místo řádně vyztuženo. Průběh vodorovného napětí σ_x je po celém rozpětí relativně téměř neměnné, ale průběh svislého napětí σ_y se po výšce výrazně mění (Obr. 7) [24].



Obr. 6: Průběh hlavních napětí σ_1 , σ_2 prostě podepřeného stěnového nosníku přímo zatíženého [43]



Obr. 7: Průběh vodorovného σ_x a svislého σ_y napětí prostě podepřeného stěnového nosníku přímo zatíženého [21]



Tahová síla v poli se u přímo zatíženého prostého stěnového nosníku určí na základě analogie s ohybově štíhlým nosníkem při redukovaném ramenu vnitřních sil (Obr. 8). Tahová síla je dána vztahem: $T = \frac{M_{Ed}}{z}$, (2.1)

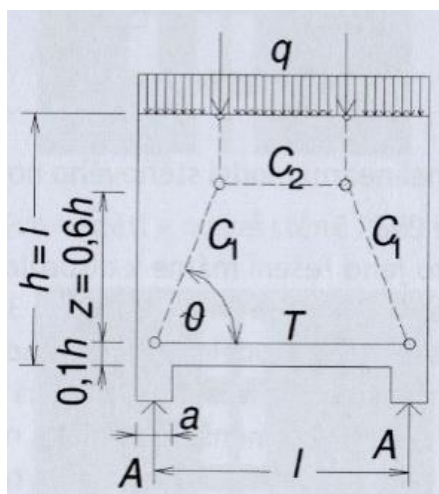
kde z je rameno vnitřních sil a M_{Ed} je ohybový moment stanovený z nosíkové analogie.

Rameno vnitřních sil se stanoví jedním z dvojice možných vztahů v závislosti na poměru výšky k rozpětí stěnového nosníku [7].

$$\bullet \quad z = 0,3 \cdot h \cdot (3 - h/l) \quad \text{pro} \quad 0,5 \leq h/l \leq 1,0 \quad (2.2)$$

$$\bullet \quad z = 0,6 \cdot l \quad \text{pro} \quad h/l > 1,0 \text{ je} \quad (2.3)$$

Na obr. 8 lze vidět model náhradní příhradoviny, který vychází z průběhu hlavních napětí na stěnovém nosníku (Obr.6). Čárkovaná čára na obr. 8 představuje tlak (vzpěra) a plná čára představuje tah (táhlo). Sklon tlačených diagonál θ vychází z geometrie náhradní příhradoviny.



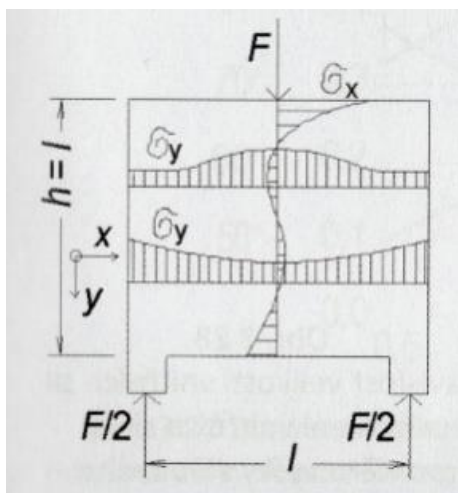
Obr. 8: Model náhradní příhradoviny pro prostě podepřený stěnový nosník přímo zatížený [21]

Průběh vodorovných napětí σ_x u prostě podepřeného stěnového nosníku zatíženého osamělým břemenem se v závislosti na rozpětí mění obzvláště v horních vláknech (Obr. 9). U takto zatížených nosníků a pro poměr $h/l \geq 1,5$ je tahová síla:

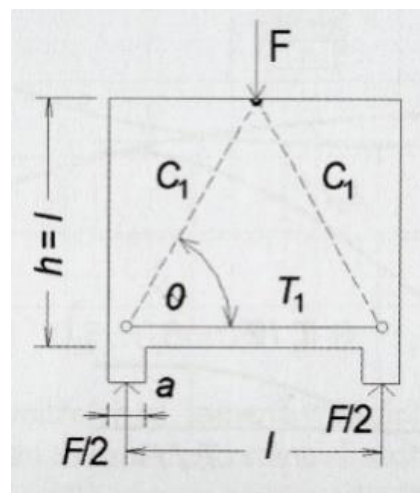
$$T_1 = 0,2 \cdot F, \quad (2.4)$$

kde F je velikost zatížení.

Na obr. 10 lze vidět model náhradní příhradoviny pro prostě podepřený stěnový nosník zatížený osamělým břemenem. Vzpěry (čárková čára) a táhla (plná čára) reprezentují průběh hlavních napětí. Sklon tlačené diagonály opět vychází z poměru h/l .

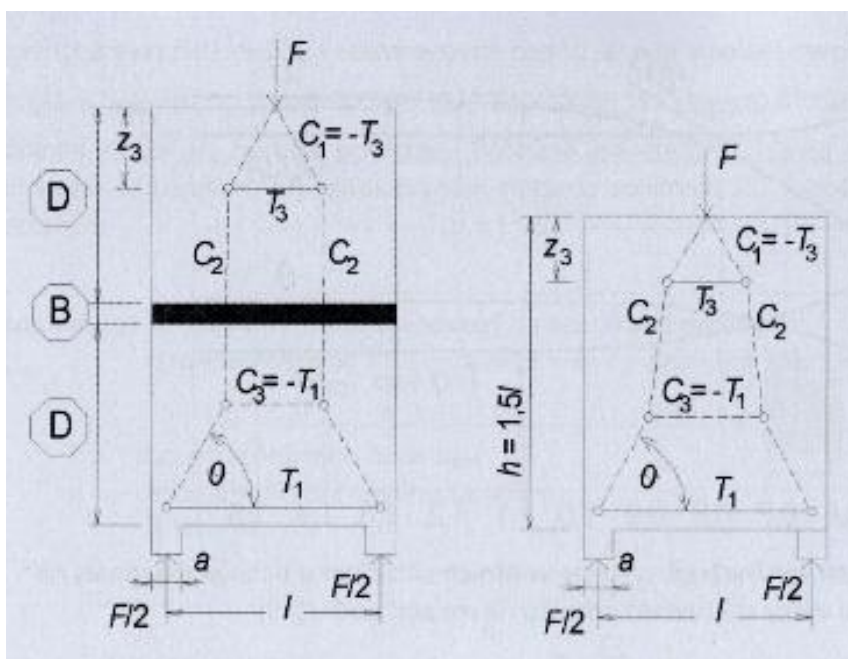


Obr. 9: Průběh vodorovného σ_x a svislého σ_y napětí prostě podepřeného stěnového nosníku zatíženého osamělým břemenem [21]



Obr. 10: Model náhradní příhradoviny pro prostě podepřený stěnový nosník zatížený osamělým břemenem [21]

Pro velmi vysoké nosníky lze dle St. Venantova principu uvažovat část konstrukce po výšce jako B-oblast (Obr. 11) [24].

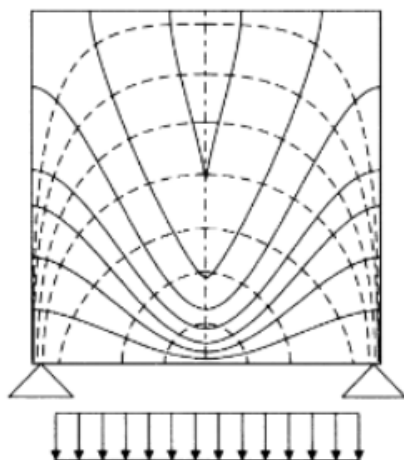


Obr. 11: Vysoký stěnový nosník zatížený osamělým břemenem [21]

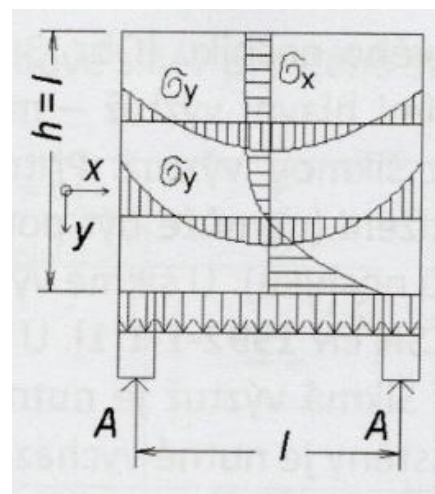
Prostý stěnový nosník nepřímo zatížený je takový nosník, který je zatížen spojitým zatížením při dolním okraji. Trajektorie tlakového napětí σ_1 zde vytváří klenbu opřenou do podpor (Obr. 12). Trajektorie tahového napětí σ_2 jsou při spodním okraji téměř vodorovné, postupně s vyšší výškou v konstrukci se zešikmují, až uprostřed rozpětí při horním povrchu jsou ve svislém směru. Průběh svislého napětí σ_y se u stěnových



nosníků nepřímě zatížených po výšce mění výrazněji než u stěnových nosníků přímo zatížených (Obr. 13) [21].

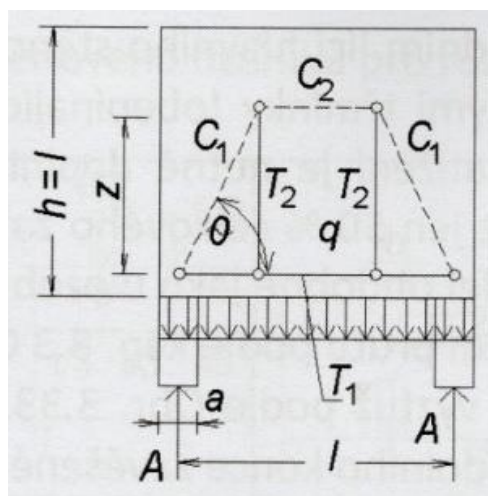


Obr. 12: Průběh hlavních napětí σ_1 , σ_2 prostě podepřeného stěnového nosníku nepřímě zatíženého [43]



Obr. 13: Průběh vodorovného σ_x a svislého σ_y napětí prostě podepřeného stěnového nosníku nepřímě zatíženého [21]

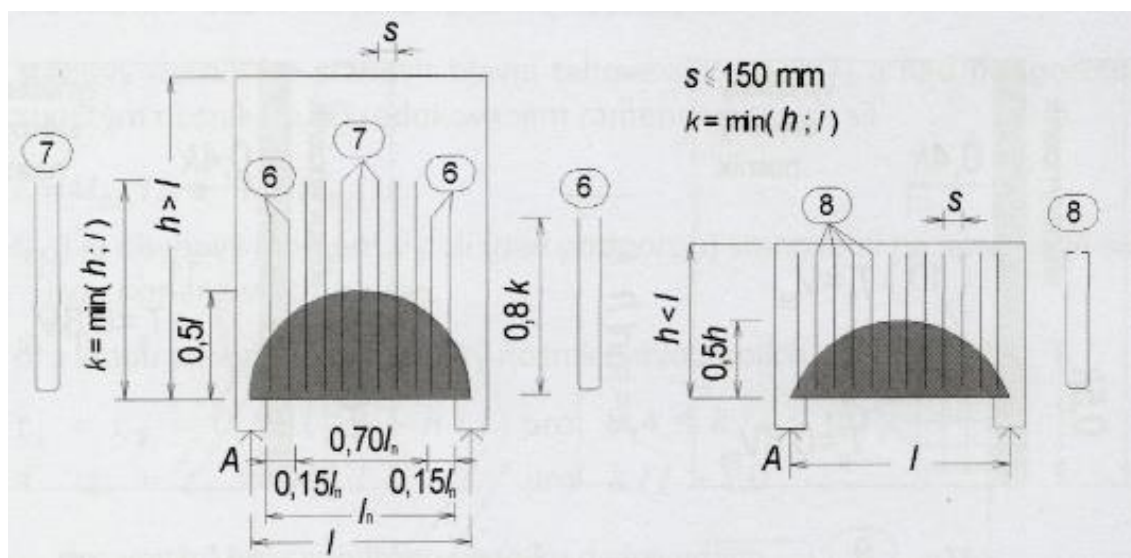
Tahová síla u prostého nosníku nepřímě zatíženého se vypočítá ze stejných vztahů jako u prostého stěnového nosníku přímo zatíženého (rov. 2.1), a to včetně ramene vnitřních sil (rov. 2.2, 2.3). Tahová síla v táhle T_2 se stanoví z působícího zatížení při dolním okraji (Obr. 14). Model náhradní příhradoviny vychází z obr. 12. Čárkovaná čára na obr. 14 reprezentuje vzpěru a plná čára reprezentuje táhlo. Poloha vzpěry C_2 vychází z ramena vnitřních sil. Sklon tlačených diagonál θ je ovlivněn poměrem h/l a také polohou zatížení [24].



Obr. 14: Model náhradní příhradoviny pro prostě podepřený stěnový nosník nepřímě zatížený [21]

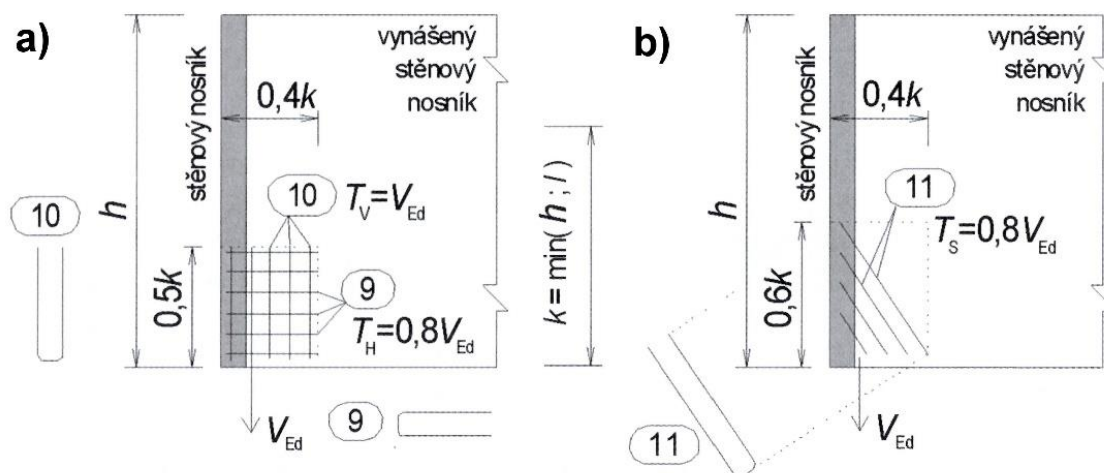


Třmínky, které vynášejí zatížení, se navrhují na tahovou sílu T_2 . Táhlo T_2 se u nosníků zatížených pouze vlastní tíhou vypočítá z tmavé plochy u obr. 15. U vysokých nosníků je tato plocha ve tvaru půlkruhu s průměrem rozpětí. U nižších stěnových nosníků je tato plocha ohraničena parabolou s vrcholem rovným polovině výšky stěnového nosníku [21].



Obr. 15: Princip vyztužení nepřímo zatíženého nosníku [21]

Stěnový nosník zatížený nepřímo osamělým břemenem je např. stěnový nosník, který vynáší jiný stěnový nosník. Osamělé břemeno lze vynést pomocí svislých třmínků, které budou umístěny blíže k povrchu (Obr. 16a). Jestliže by svislá výztuž na osamělé břemeno nestačila, tak je nutno doplnit i šikmou výztuž s příslušným poloměrem zakřivení (Obr. 16b) [22].



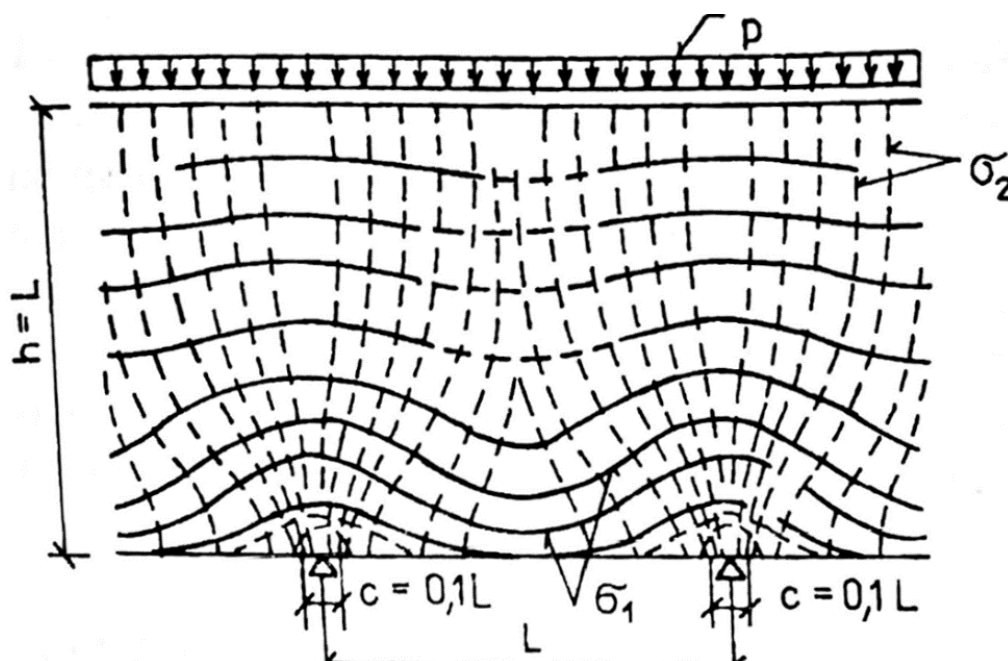
Obr. 16: Doplnující výztuž pro stěnový nosník s osamělým břemenem [21]



2.3.2 Spojitý stěnový nosník

Vnitřní síly u spojitého stěnového nosníku jsou ovlivněny způsobem podepření nosníku. Pro stanovení reakcí lze využít lineárně pružný výpočet nebo popřípadě příhradovou analogii [24].

Na obr. 17. lze vidět průběh hlavních napětí na spojitém stěnovém nosníku, který je spojitě zatížen při horním okraji. Čárkované čáry (σ_2) reprezentují tlak a plné čáry (σ_1) reprezentují tah. Trajektorie tlakového napětí spěňují od zatížení do podpor, lze vidět že u podpor se trajektorie zhušťují. Lze vidět podobu s průběhem hlavních trajektorií u prostě podepřeného spojitého nosníku stejně zatíženého (Obr. 6).



Obr. 17: Průběh hlavních napětí na spojitém nosníku [10]

Z obr. 17 vychází příhradový model na obr. 18, kde vzpěry a táhla reprezentují polohu a směr tlačných a tažených hlavních napětí.

Tahová síla se vypočítá stejně jako u prostě podepřeného stěnového nosníku (rov. 2.1). Tahová síla T_1 se počítá z ohybového momentu v poli a tahová síla T_2 se počítá z ohybového momentu nad podporou (Obr.18). Ramena vnitřních sil nad podporou či v poli se počítají ze stejných vztahů, ale jsou ovlivněna počtem polí nosníku a skutečností, zda se jedná o vnitřní, či vnější pole [7].

Pro stěnový nosník o dvou polích, nebo pro krajní pole stěnového nosníku o více polích se rameno vnitřních sil vypočítá jedním ze dvou vztahů, v závislosti na poměru výšky a rozpětí stěnového nosníku:



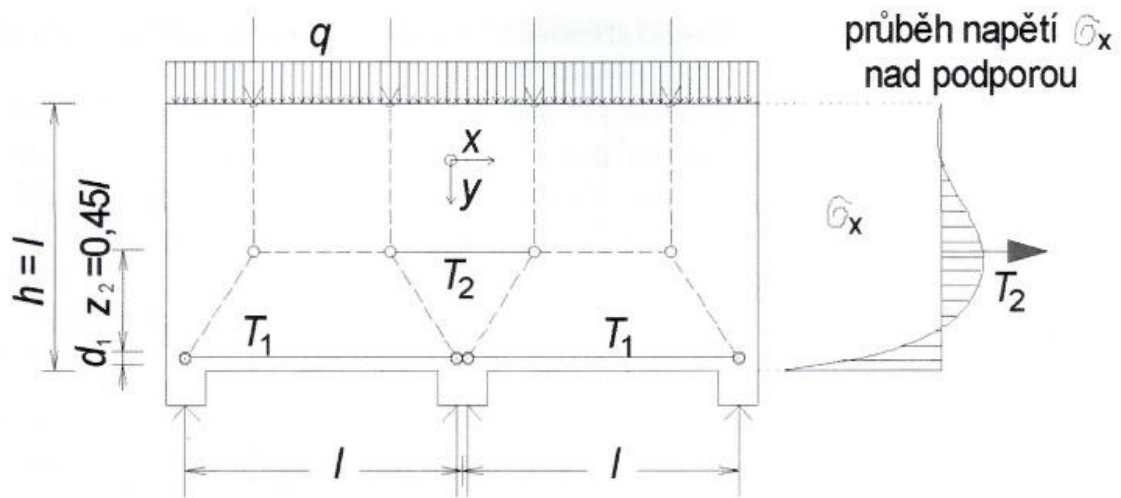
- $z = 0,5 \cdot h \cdot (1,9 - h/l)$ pro $0,4 \leq h/l \leq 1,0$ (2.5)

- $z = 0,45 \cdot l$ pro $h/l > 1,0$ (2.6)

Pro vnitřní pole stěnového nosníku o více polích se rameno vnitřních sil vypočítá dle vztahů:

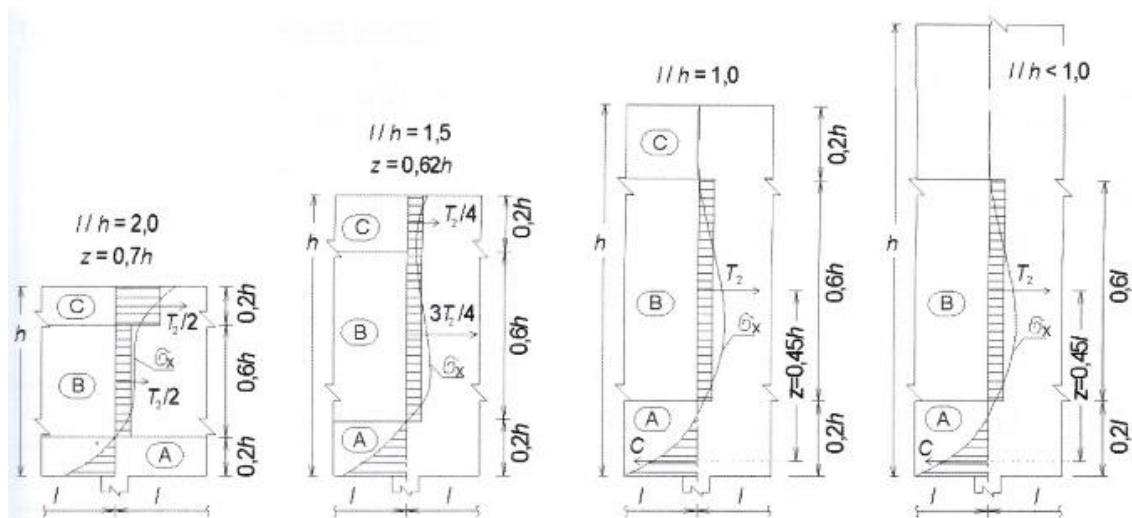
- $z = 0,5 \cdot h \cdot (1,8 - h/l)$ pro $0,3 \leq h/l \leq 1,0$ (2.7)

- $z = 0,4 \cdot l$ pro $h/l > 1,0$ (2.8)



Obr. 18: Model náhradní příhradoviny pro spojitý stěnový nosník [21]

Průběh vodorovných napětí σ_x závisí u spojitého nosníku na jeho výšce (Obr. 19). U nosníků s poměrem $h/l > 1$ se tažená oblast nad podporou nenachází v horních vláknech průřezu, ale v úseku $0,2 \cdot h$ až $0,8 \cdot h$.

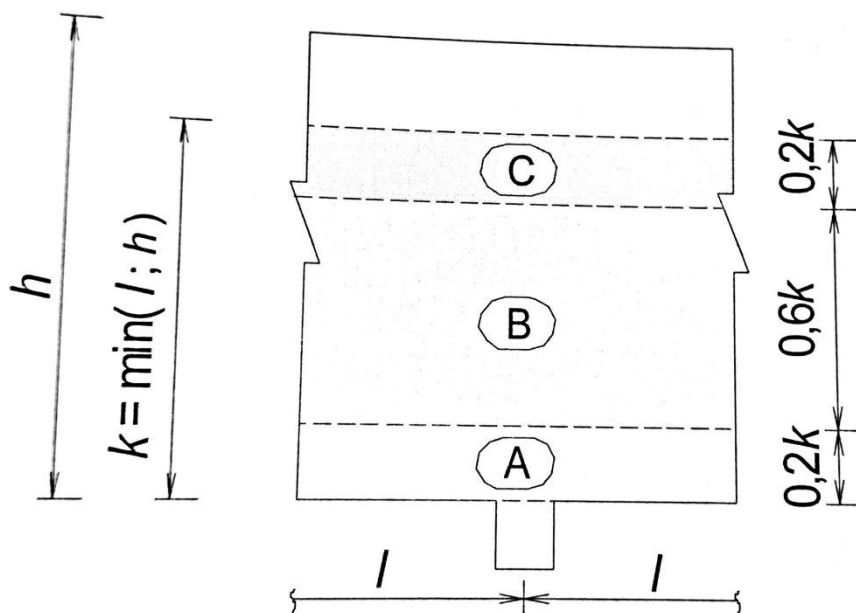


Obr. 19: Průběh vodorovného napětí v závislosti na výšce stěnového spojitého nosníku [21]



2 Železobetonové stěnové nosníky

Dle výšky stěnového nosníku se rozmisťuje i hlavní výztuž (Obr. 20). Vodorovná výztuž se vždy rozmisťuje, do oblasti B a C, od spodního kraje odsazená o minimum z hodnot $0,2 \cdot h$, nebo $0,2 \cdot l$. U nosníků, kdy je výška větší, než rozpětí se výztuž rozmístí, do oblasti B, pouze do výšky $0,8 \cdot l$. U nižších nosníků se výztuž rozmisťuje až do výšky minima z výšky stěnového nosníku či rozpětí stěnového nosníku, i do oblasti C [22].



Obr. 20: Rozmístění výztuže stěnového nosníku nad vnitřní podporou [24]

Jestliže bude spojitý nosník zatížen lokálními břemeny, pak je potřeba navrhnout výztuž umístěnou pod lokální síly, aby vzdorovala příčným tahům [22].

Při návrhu spojitých stěnových nosníků nesmí být opomenuty veškeré objemové změny. Proto musí být vyztužen i tlačný okraj u vysokého nosníku, aby bylo zamezeno vzniku či rozvoji trhlin, která vzniká např. při smršťování betonu [21].

2.3.3 Stěnový nosník s konzolou

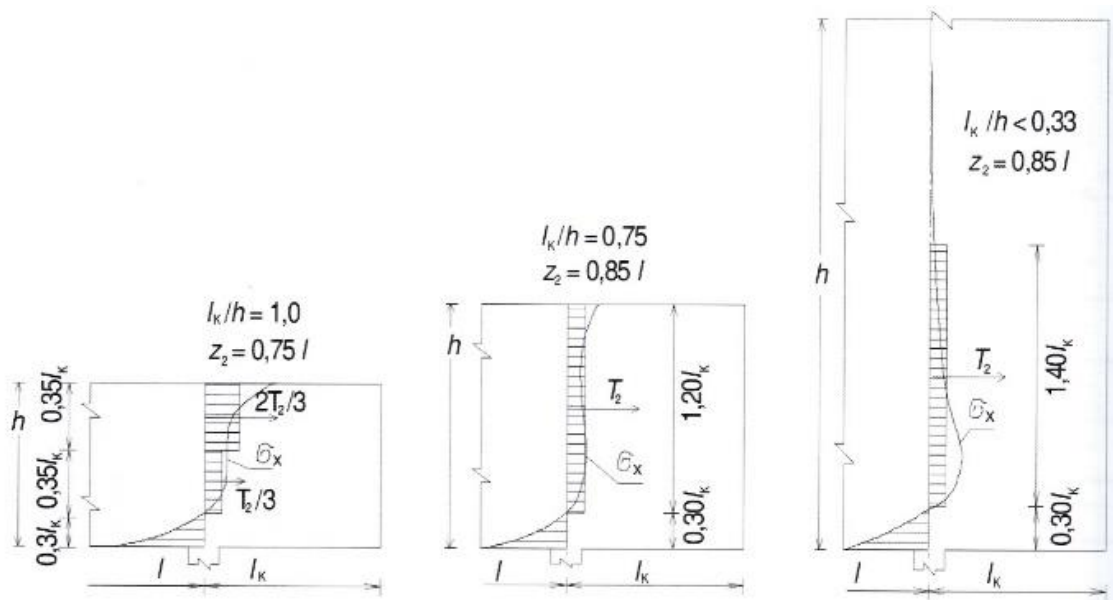
Průběh vodorovných napětí σ_x je u stěnového nosníku s vykonzolovanou částí velmi podobný jako u spojitého stěnového nosníku. Tahová síla ve vetknutí se vypočítá ze stejného vztahu jako u prostého nosníku (rov. 2.1). Rameno vnitřních sil se vypočítá jedním ze dvou vztahů, v závislosti na poměru výšky a vyložení konzolové části stěnového nosníku [21].

- $z = 0,65 \cdot l_k + 0,1 \cdot h$ pro $1,0 \leq h/l_k \leq 2,0$ (2.9)

- $z = 0,85 \cdot l_k$ pro $h/l_k > 2,0$ (2.10)



Průběh vodorovných napětí σ_x závisí u stěnového nosníku s konzolou na jeho výšce (Obr. 21). U nosníků s poměrem $h/l_k > 3$ se tažená oblast nad podporou nenachází v horních vláknech průřezu [21].



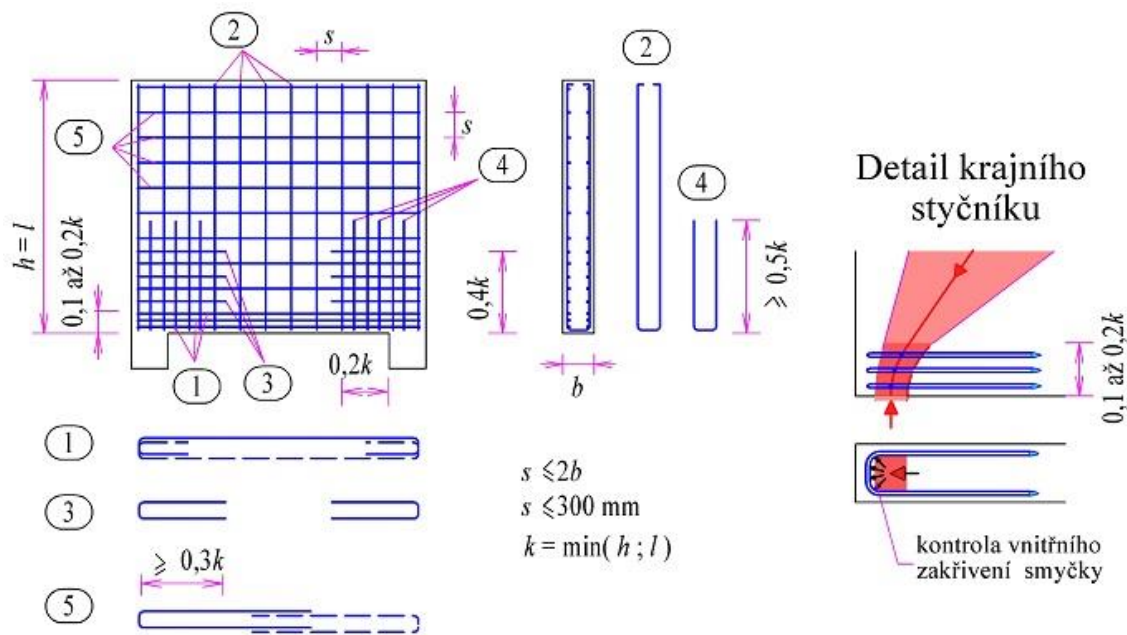
Obr. 21: Průběh vodorovného napětí v závislosti na výšce stěnového nosníku [21]

2.4 Vyztužení stěnových nosníků

Stěnové nosníky se vyztužují při každém povrchu ortogonální výztuží s minimální průřezovou plochou $A_{s,min} = 0,001 \cdot A_c$. Avšak tato hodnota nesmí být menší než $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ při každém povrchu. Maximální osová vzdálenost sousedních prutů musí splňovat podmínku, kdy:

$$s \leq \min(2 \cdot t, 300 \text{ mm}). \quad (2.11)$$

Spodní výztuž musí být řádně zakotvena nad podporami, např. pomocí háků, kotevních spojek, příložných smyček či rovným prutem, který splňuje kotevní délku. Kotevní délku lze vypočítat z tahové síly redukované součinitelem 0,8. Rovný prut s dostatečnou kotevní délkou se využívá u spojitých nosníků nad prostředními podporami. Kotevní smyčky se využívají k zajištění dostatečného kotvení tahové výztuže u krajních podpor. Hlavní tahová výztuž se rozmisťuje rovnoměrně do výšky $v = 0,25 \cdot h - 0,05 \cdot l$, tato hodnota musí být menší nebo rovna dvaceti procentům rozpětí. Druhá možnost, jak určit tuto výšku je omezit ji hodnotou $0,1 \cdot k$ až $0,2 \cdot k$, kde k je menší z hodnot výšky a rozpětí stěnového nosníku (Obr. 22) [25].



Obr. 22: Princip vyztužení stěnového prostě podepřeného ŽB nosníku [25]

U vysokých nosníků je nutné pokaždé zkontrolovat mezní stav použitelnosti, a to zejména šířku trhlin. MSP se v dnešní době kontroluje pomocí programů založených na MKP, na nelineárním řešení. Jestliže by MSP nevyhovělo, je nutné přidat výztuž na omezení šířky trhlin. Také je potřeba pokaždé zkontrolovat maximální napětí ve styčné spáře s podporující konstrukcí [22].

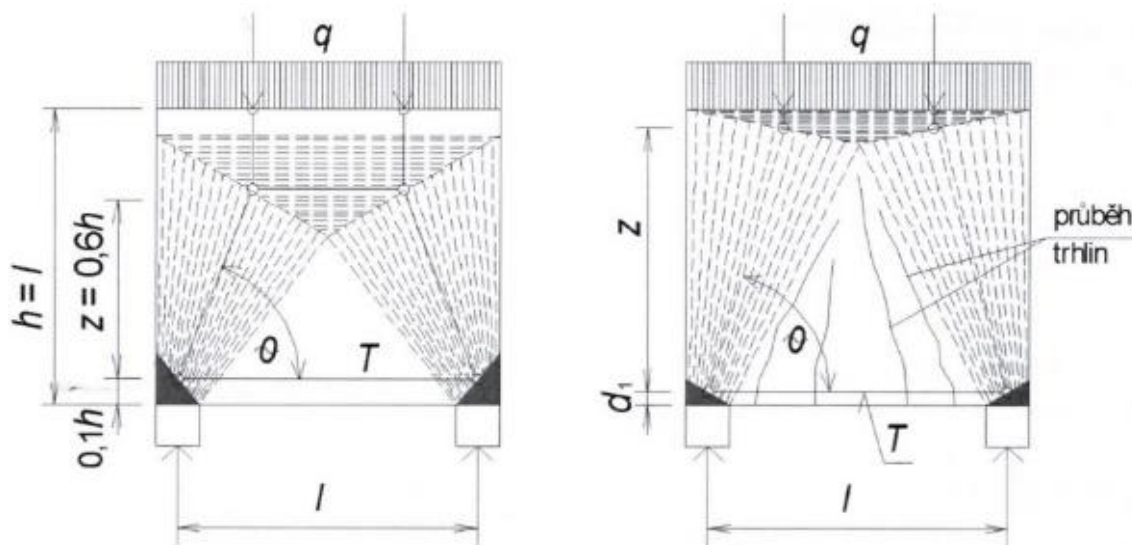
Protože se stěnové nosníky řadí mezi D-oblasti, tak při návrhu výztuže nesmí být opomenuta výztuž na příčné tahy. Příčné tahy u stěnových nosníků vznikají v tlačných betonových vzpěrách. Tyto tahy nabývají hodnot 0,22 % až 0,25 % tlakové síly a navrhuje se na ně výztuž ve vodorovném i svislém směru. Maximální hodnota příčných tahů je přibližně ve čtvrtinách délky vzpěry, výztuž ale musí být rozdělena rovnoměrně po celé její délce. Další příčné tahy, které ve stěnových nosnicích vznikají, jsou kolmé ke střednicové rovině. Tyto tahy se zachycují pomocí spon, které nesmí být ve výkresu výztuže opomenuty [24].

2.5 Metody navrhování

V minulosti se stěnové nosníky navrhovaly kontinuálním řešením pomocí nekonečných Fourierových řad nebo diskontinuální numerickou metodou sítí s diskrétními hodnotami řešení [10]. Jak metoda sítí, tak metoda Fourierových řad využívá k návrhu stěnovou rovnici. V dnešní době se stěnové nosníky libovolného tvaru a zatížení řeší pomocí lineární a nelineární metody (Obr. 23) založené na MKP a pomocí



metody náhradní příhradoviny. Pro stěnové nosníky s konstantní tloušťkou stěny a s malými otvory lze pro návrh využít zjednodušené vzorce. Při návrhu složitějších stěnových nosníků se využívá metoda náhradní příhradoviny, která je sestavena za pomoci výsledků lineárně pružného 2D výpočtu vyšetřených metodou konečných prvků. Je doporučeno vycházet z lineárních modelů, protože u nelineárního modelu se v důsledku vzniku trhlin posouvá tlačенá oblast nahoru. To ve výsledku způsobuje zvětšování šířky trhlin, neboť větší rameno vnitřních sil snižuje potřebnou plochu výztuže při dolním líci [22].



Obr. 23: Lineárně pružný a nelineární model stěnového nosníku [21]

2.5.1 Metoda sítí

Metoda sítí se při návrhu stěnových nosníků využívala dříve, dnes se již nevyužívá. Je založena na náhradě derivací ve stěnové rovnici diferencemi, čímž dochází k náhradě diferenciální rovnice soustavou algebraických rovnic. Z těchto rovnic se vypočítají přibližné hodnoty neznámé funkce v několika bodech v dané oblasti [16].

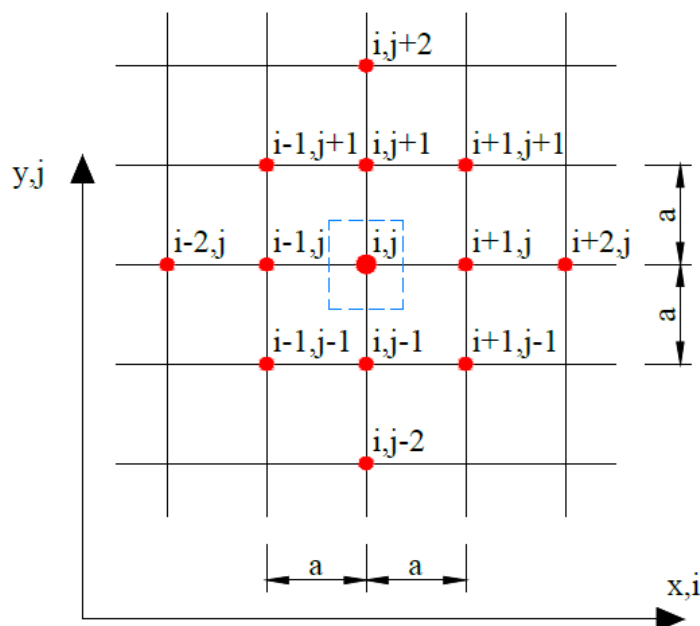
Aby se mohla tato metoda využít, tak je nutno konstrukci považovat za stěnu. Stěna představuje rovinnou tenkostěnnou konstrukci zatíženou ve střednicové rovině. Je nutno splnit dvě rozměrové podmínky. První podmínka se týká výšky nosníku h , kdy musí platit: $h \geq \left(\frac{1}{5} \text{ až } \frac{1}{4}\right) \cdot l$. (2.12)

Druhá podmínka se týká tloušťky konstrukce t , kdy: $t \leq \frac{1}{10} \cdot \min(h, l)$. (2.13)

Jestliže jsou splněny obě tyto podmínky, pak lze považovat napjatost ve stěně za rovinnou, a pole napětí bude tak obsahovat pouze tři nenulové složky, oproti původním šesti. Složky

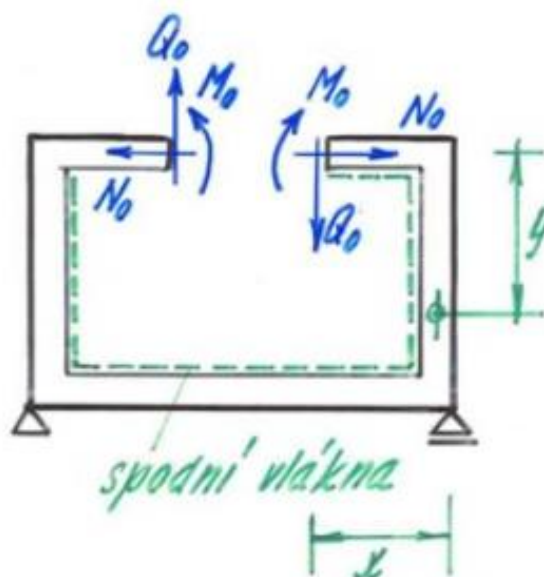


napětí se u metody sítí vyjadřují pomocí Airyho funkce napětí T . Airyho funkce napětí je neznámá v algebraických rovnicích [17].



Obr. 24: Schéma zavedení diferenčních náhrad

Stěnu je třeba pokrýt sítí, která má určitý krok ve svislém i vodorovném směru. Stěny mají obvykle tvar obdélníku, proto se využívají obdélníkové sítě, či pravidelná čtvercová síť (Obr. 24). Síť pokrývá stěnu tak, aby uzly padly do hraničních oblastí a okrajové podmínky mohly být zavedeny zjednodušeně. Okrajové podmínky se zavádí pomocí L'Hermiteovy analogie, která je založena na vytvoření fiktivního rámu kolem stěny, který je možný přerušit v libovolném místě [16]. Průběh funkce napětí F na hranici stěny je stejný jako průběh ohybového momentu na náhradním rámu. Z tohoto důvodu lze v místě přetnutí rámu nahradit vnitřní síly v řezu známými silami (Obr. 25). Fiktivní rám lze přetnout v libovolném místě, tím se změní hodnoty (od staticky neurčitých veličin) M_0 , Q_0 a N_0 , ale napjatost zůstane stejná [14].



Obr. 25: Přetnutý rám [14]

Pro každý uzel existuje vlastní stěnová rovnice s neznámou Airyho funkcí napětí. Pro výpočet všech Airyho funkcí napětí je potřeba sestavit tolik rovnic, kolik je vnitřních uzlů. Po získání všech Airyho funkcí napětí, lze dopočítat pole napětí $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}$. Jednotlivé složky napětí se vypočítají pro každý uzel, dle již známých vztahů a vykreslí se průběh napětí ve stěně. [17].

2.5.2 Nekonečné Fourierovy řady

Použití Fourierových řad a transformací je velmi rozmanité, lze je využít k řešení obyčejných i parciálních diferenciálních rovnic, v akustice, elektrodynamice, optice, nebo při výpočtu vedení tepla [15].

Kontinuitní řešení pomocí nekonečných Fourierových řad převládalo v minulosti, ale dnes se již tato metoda při návrhu stěnových nosníků nevyužívá.

Stěnové nosníky se navrhovaly pomocí Fourierových řad zejména v případě, kdy byl stěnový nosník zatížen nespojitou zatěžovací funkcí. Pro řešení stěnových nosníků zatížených spojitou funkcí bylo výhodnější použití početně jednodušší metody sítí. Okrajové podmínky se zapíšou pomocí funkce ve tvaru trigonometrické řady. Proto musí být i funkce napětí (stěnová rovnice) zapsána v obdobném trigonometrickém tvaru, a to pomocí základních goniometrických funkcí sinus a kosinus. Díky tomu bude možno porovnávat pravou stranu s funkcemi napětí a levou stranu s okrajovými podmínkami, a tím získat rovnice pro určení integračních konstant. Okrajových podmínek



2 Železobetonové stěnové nosníky

musí být u stěn splněno obecně osm. Jelikož však v průběhu výpočtu vyjdou pouze čtyři integrační konstanty, stěnová rovnice přepsaná pomocí goniometrických funkcí zahrnuje pouze čtyři okrajové podmínky [31].

Při výpočtu je praktičtější rozdělit zatížení na dvě části – symetrické a nesymetrické. Tím dojde k zjednodušení řešených rovnic, kdy pro symetrické zatížení vymizí členy s lichou funkcí (sinus) a zůstanou členy pouze se sudou funkcí (cosinus) a obráceně [18, 31].

2.5.3 Zjednodušená metoda

Jednoduché stěnové nosníky bez velkých otvorů a s konstantní tloušťkou lze navrhnout zjednodušenou tabulkovou metodou. Pro typové jednoduché nosníky (viz kap. 2.3) lze v literatuře nalézt tabulky (Tab. 1) podle kterých lze zjistit výslednou tahovou sílu.

Tab. 1: Výsledné tahové síly pro prostý stěnový nosník zatížený osamělým břemenem [7]

		h/l	–	0,1	$\geq 0,2$	$\geq 0,1$	0,1	$\geq 0,2$	$\geq 0,1$	
0,5	0,37	0,66	0,64	0,50	0,66	0,64	0,50	T/F		
0,6	0,31	0,55	0,53	0,41	0,55	0,53	0,42	T/F		
0,7	0,27	0,45	0,44	0,35	0,49	0,47	0,36	T/F		
0,8	0,24	0,38	0,37	0,30	0,46	0,44	0,32	T/F		
0,9	0,22	0,32	0,31	0,25	0,43	0,41	0,30	T/F		
1,0	0,21	0,27	0,27	0,23	0,41	0,39	0,29	T/F		
1,1	0,21	0,24	0,24	0,22	0,39	0,37	0,29	T/F		
1,2	0,20	0,22	0,22	0,21	0,38	0,36	0,28	T/F		
–	–	0,04	0,03	–	–	–	–	T'/F		
1,5	0,20	0,20	0,20	0,20	0,38	0,36	0,28	T/F		
–	–	0,11	0,09	0,02	–	–	–	T'/F		
$\geq 2,0$	0,20	0,20	0,20	0,20	0,38	0,36	0,28	T/F		
–	–	0,20	0,17	0,07	–	–	–	T'/F		

Ve zjednodušené metodě se návrhové hodnoty momentů, posouvajících sil a krajních reakcí vypočítají dle předpokladu, že se jedná o trémový prvek působící pružně. Pro podporové reakce se hodnoty zvětší o 10 %. U této metody se nebere zřetel na snížení



2 Železobetonové stěnové nosníky

tuhosti konstrukce v důsledku vzniku trhlin. Potřebná plocha hlavní tahové výztuže se vypočítá ze vztahu:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}}, \quad (2.14)$$

Rameno vnitřních sil se vypočítá ze vztahů, které lze nalézt v kap. 2.3, dle daného typu stěnového nosníku a zatížení [44].

$$\text{Nad podporou musí být splněna podmínka: } V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (2.15)$$

Smyková únosnost V_{Rd} je přímo úměrná tloušťce, rozpětí, výšce stěnového nosníku a na pevnosti betonu v tlaku.

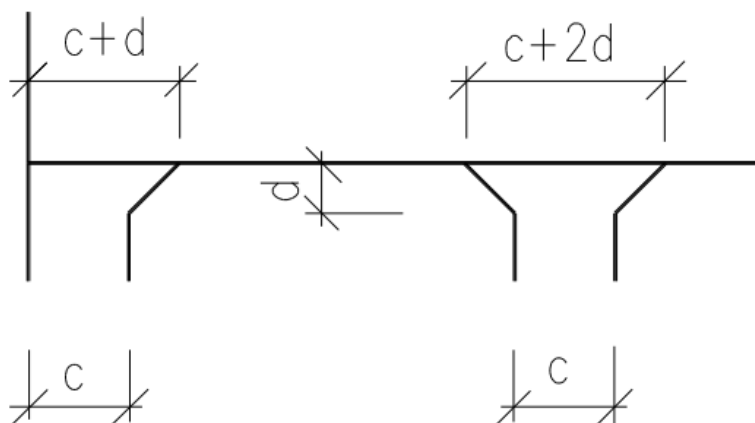
Další podmínkou, která musí být splněna je maximální hodnota reakce ve styčné spáře A_{Ed} . Tato podmínka je rozdílná pro vnitřní a pro krajní podporu. V krajní podpoře musí být splněna podmínka:

$$A_{Ed} \leq 0,8 \cdot t \cdot (c + d) \cdot f_{cd}, \quad (2.16)$$

a ve vnitřní podpoře musí být splněna podmínka:

$$A_{Ed} \leq 1,2 \cdot t \cdot (c + 2 \cdot d) \cdot f_{cd}, \quad (2.17)$$

kde rozměry c a d odpovídají obr. 26. Maximální hodnota c je 20 % z rozpětí stěnového nosníku. Nejsou-li podmínky splněny, je potřeba zvětšit délku podepření, rozšířit stěnu či zvolit beton vyšší pevnosti [10].



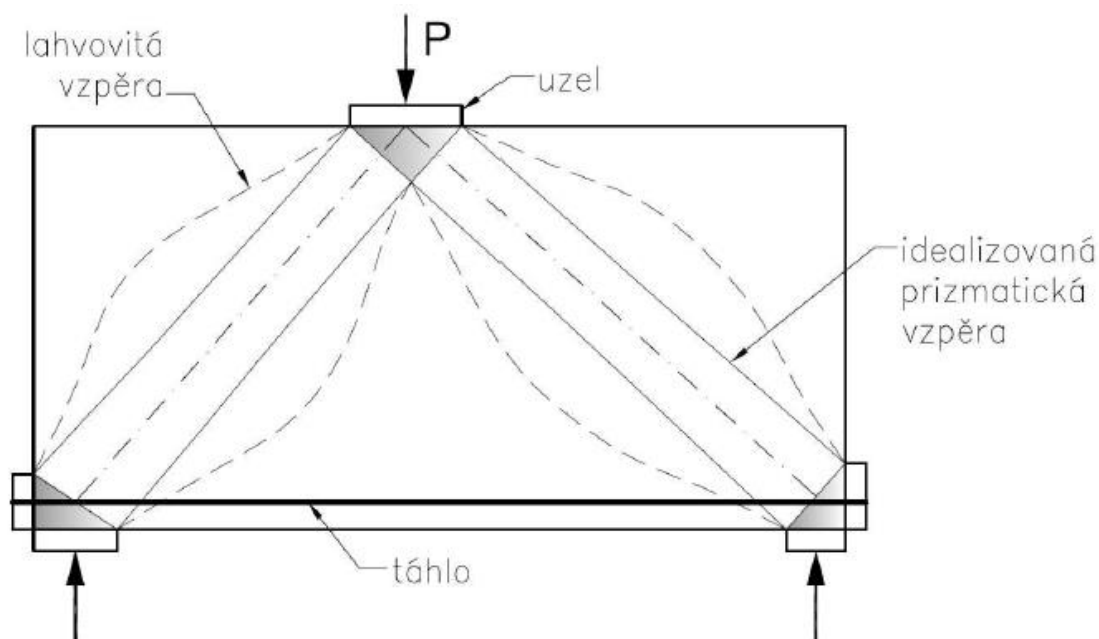
Obr. 26: Podepření stěnového nosníku [44]

Při návrhu výztuže je rovněž nutné respektovat veškeré podmínky vyztužování stěnových nosníků.

2.5.4 Metoda náhradní příhradoviny

Metoda náhradní příhradoviny, zkráceně STM (z anglického strut and tie models), je v dnešní době velmi využívanou metodou k návrhu poruchových oblastí, mezi něž se řadí i stěnové nosníky. V této metodě je souvislá konstrukce nahrazena prutovým příhradovým modelem. Modely náhradní příhradoviny se využívají při návrhu na MSÚ v oblastech nespojitosti a pro uspořádání výztuže v oblastech konstrukce, kde není zachována linearita přetvoření průřezu. V odůvodněných případech je lze použít i pro návrh oblastí s lineárním rozdělením přetvoření po průřezu. Mohou být využity i pro posouzení MSP, např. při kontrole šířky trhlin, ovšem za podmínky, že je zaručena přibližná kompatibilita prutových modelů [5].

Modely náhradní příhradoviny se skládají ze vzpěr (struts), táhel (ties) a uzlů (nodes) (Obr. 27). Vzpěry reprezentují pole tlakového napětí a táhla reprezentují výztuž. Síly v prvcích se stanoví z podmínky zachování rovnováhy v MSÚ. Poloha vzpěr a táhel musí respektovat rozložení hlavních napětí v konstrukci a rozdělení namáhání dle lineární teorie pružnosti. Jednotlivé modely lze optimalizovat energetickým kritériem [5].



Obr. 27: Příhradový model [27]

Aby šlo využít příhradovou analogii, je potřeba dodržet několik základních předpokladů výpočtu. Mezi ně patří:

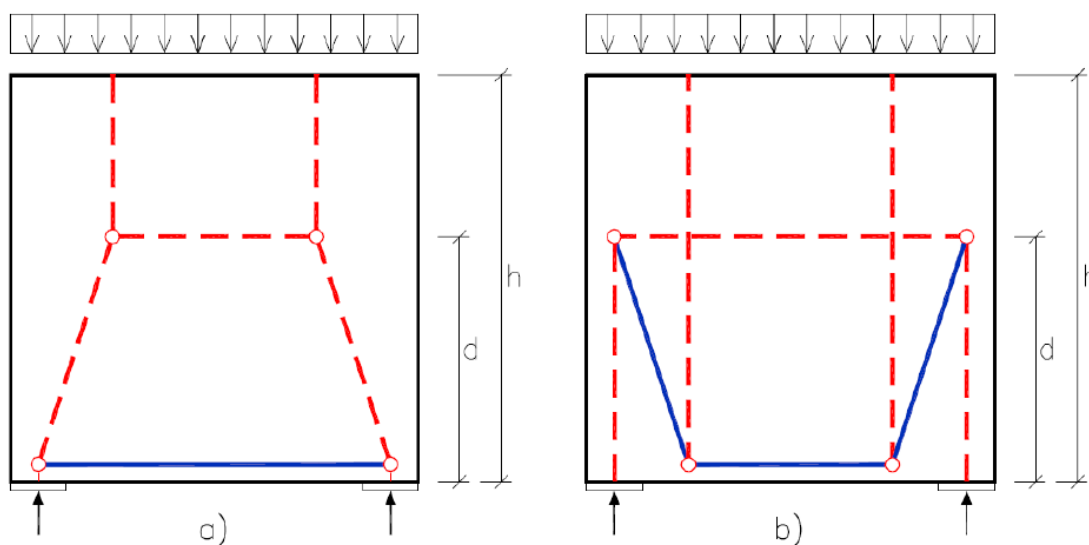
- idealizace chování konstrukce (plastické chování)
- síly v táhlech a vzpěrách se uvažují jako jednoosé



2 Železobetonové stěnové nosníky

- beton v tahu se neuvažuje
- vnější síly se do modelu vnáší pouze v uzlech
- předpětí se uvažuje jako vnější zatížení [30]
- zachování rovnováhy sil ve všech styčnicích, mezi vnitřními silami a vnějším zatížením či reakcemi
- k redistribuci sil a aktivaci táhel dojde až po vzniku trhlin
- kompatibilita vytvořeného modelu s přilehlou B-oblastí
- vytvořený model lze upravit s ohledem na vznik trhlin [26].

Při tvorbě příhradového modelu je potřeba se držet základní pravidla. Pro tvorbu modelu se vychází z lineárně pružného stavu. Rozmístění a sklon vzpěr i táhel by měl odpovídat rozložení napětí v konstrukci, maximální odchylka sklonu by se měla pohybovat okolo 15° . Vzpěry se umisťují do modelu rovnoběžně s očekávaným vznikem trhlin od tahových sil. Vzpěry a táhla se musí uvažovat s příslušnou šířkou (nikoli pouze prut), která je závislá na šířce podpor a ploch pro vnesení zatížení. Táhla se volí dle způsobu skutečného vyztužení. Úhel mezi táhlem a vzpěrou je ideální kolem 45° , minimální je však 25° . Soustředěná zatížení se rozkládají na větší plochu. Vždy je lepší vzít osvědčený model a přizpůsobit ho vlastní situaci, než vytvářet model nový. Vhodný model má obvykle kratší délku tahových prvků a platí pro něj, že vnější zatížení je přeneseno nejkratší cestou do podpor (Obr. 28). Nevhodný model lze poznat také podle toho, že pro tahové porušení výztuže potřebuje velké přetvoření konstrukce [27].



Obr. 28: Vhodný model (a) x nevhodný model (b) [27]

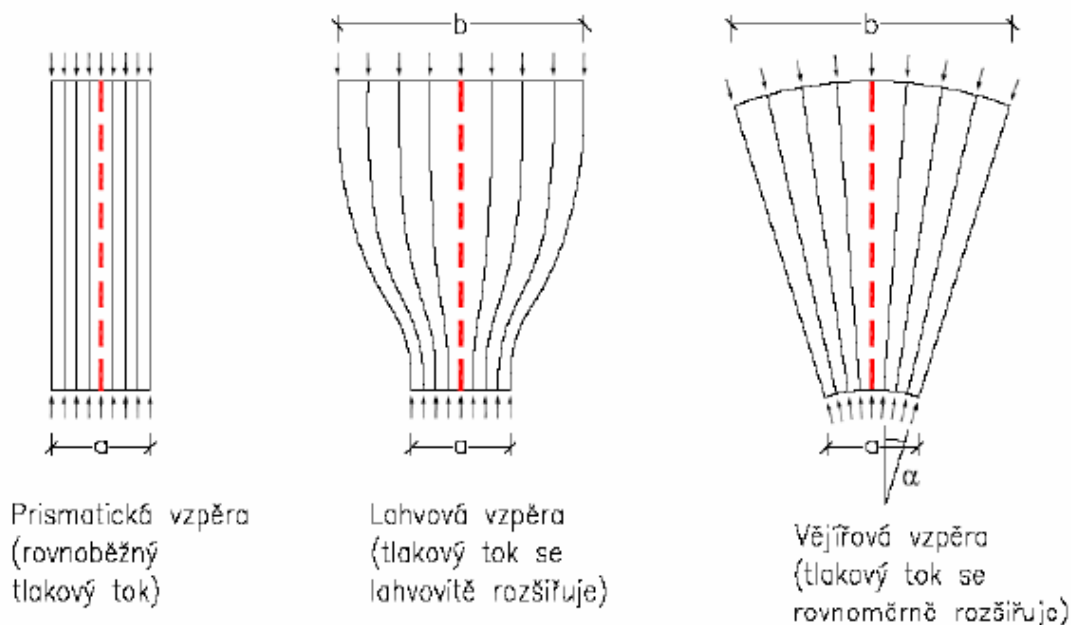


Při návrhu vzpěr, táhel i uzlů se musí vždy zkontrolovat, zda napětí od zatížení nedosáhlo pevnostních hodnot.

Postup sestavení modelu má pět kroků:

- 1) určení poruchové oblasti a definování reakcí v podporách a vnějšího zatížení konstrukce
- 2) sestavení příhradového modelu podle trajektorií hlavních napětí a vypočítání jednotlivé vnitřní síly v prutech
- 3) volba plochy výztuže odpovídající únosnosti táhla, včetně kotvení
- 4) ověření dostatečné únosnosti v uzlech a vzpěrách
- 5) návrh uspořádání výztuže do míst jednotlivých táhel [26].

Vzpěra reprezentuje trajektorie tlakového napětí. Únosnost vzpěry vychází z návrhové hodnoty pevnosti betonu v tlaku f_{cd} , je však upravena v závislosti na typu vzpěry, příčném napětí a výskytu trhlin. Napětí ve vzpěře se uvažuje po celém průřezu konstantní. Existují tři typy vzpěr, prismatická, lahvová a vějířová (Obr. 29). Typ vzpěry se určí dle tlakového pole. Vzpěry jsou obvykle uprostřed širší než na konci, z důvodu menší šířky podpory [28]. V modelech se často modelují lahvovité či vějířovité vzpěry pomocí vzpěr prismatických [1].



Obr. 29: Typy vzpěr [30]

Únosnost vzpěry je přímo úměrná návrhové pevnosti betonu v tlaku f_{cd} . Plnou hodnotu (2.18) lze uvažovat pouze v případě, kdy v příčném směru nevzniká tah,

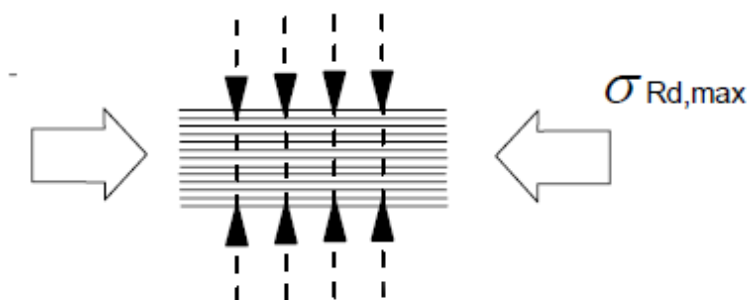


nebo v případě příčného tlakového sevření (dvojosá napjatost) (Obr. 30). U víceosé napjatosti lze hodnotu pevnosti zvětšit až na trojnásobek (2.19) [23]:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (2.18)$$

$$\sigma_{Rd,max} = v_2 \cdot f_{cd}, \quad (2.19)$$

kde v_2 nabývá hodnoty až tři [28].



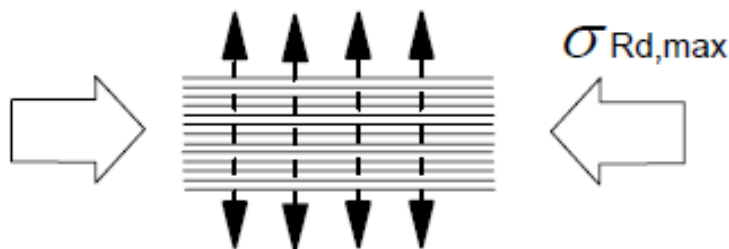
Obr. 30: Návrhové napětí na mezi únosnosti betonu s příčným tlakem [5]

Hodnotu pevnosti je naopak potřeba zmenšit, jestliže se jedná o oblast s příčným tahem (Obr. 31):

$$\sigma_{Rd,max} = v \cdot v_2 \cdot f_{cd}, \quad (2.20)$$

$$\text{kde } v \text{ se určí ze vztahu } v = 1 - f_{ck}/250, \text{ (} f_{ck} \text{ v [MPa])}, \quad (2.21)$$

a v_2 nabývá hodnot 0,45 až 0,8 dle typu vzpěr a trhlin.



Obr. 31: Návrhové napětí na mezi únosnosti betonu s příčným tahem [5]

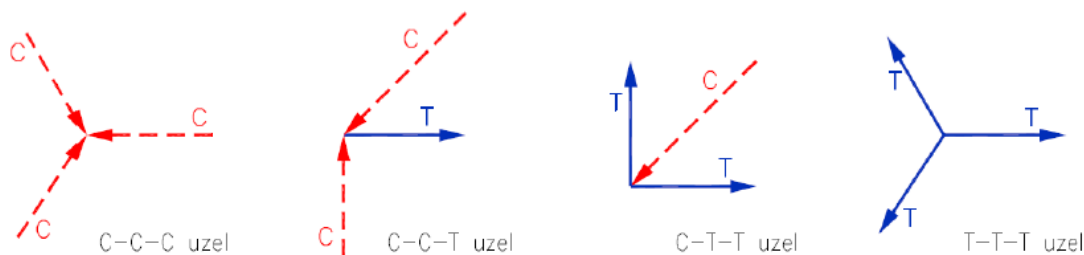
U vzpěr se nesmí opomenout vyztužení proti příčným silám [1].

Táhla v modelu prezentují výztuž. Návrhové napětí táhel na mezi únosnosti odpovídá mezi kluzu betonářské výztuže. Únosnost táhla je dána množstvím a uspořádáním výztuže, kdy nesmí být opomenuto řádné zakotvení. Umístění táhla se uvažuje ve střednici skupiny výztuže [28].

Styčníky v STM představují styk táhel a vzpěr. Při návrhu styčníku musí být vždy zkontrolováno, že nebyla porušena rovnováha v jednotlivých styčnicích. Dále musí být vždy uvažovány příčné tahy kolmé k rovině styčníku. A nesmí být opomenuto ověření



pevnosti betonu v uzlu. V příhradových modelech se lze setkat se čtyřmi typy styčnicků (Obr. 32). Jednotlivé typy styčnicků se liší počtem vzpěr a táhel, které do něj vstupují a v jakém poměru. Do typu styčnicku C-C-C vstupují tři vzpěry, do T-T-T vstupují tři táhla [6].

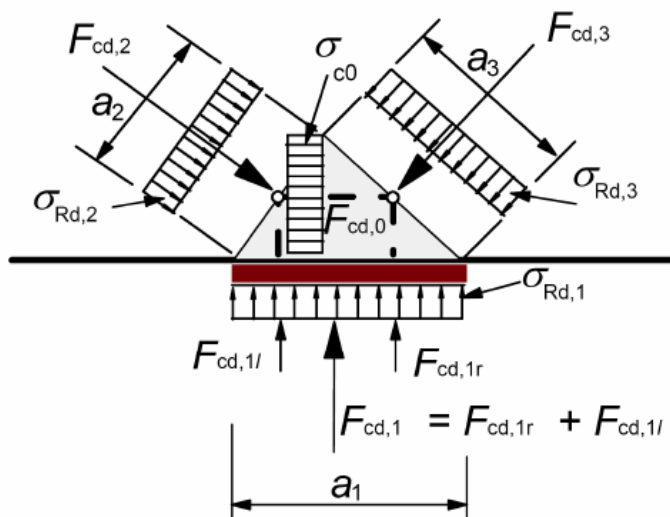


Obr. 32: Typy styčnicků [30]

Dle typu styčnicku se počítá maximální tlakové napětí, které může ve styčnicku působit. Pro styčnick C-C-C, pouze s tlakovými silami, kde není kotveno táhlo (Obr. 33), je:

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (2.22)$$

kde v je dáno vztahem 2.21 a k_1 je uvedeno v národní příloze příslušného státu, doporučená hodnota je rovna 1,0 [5].

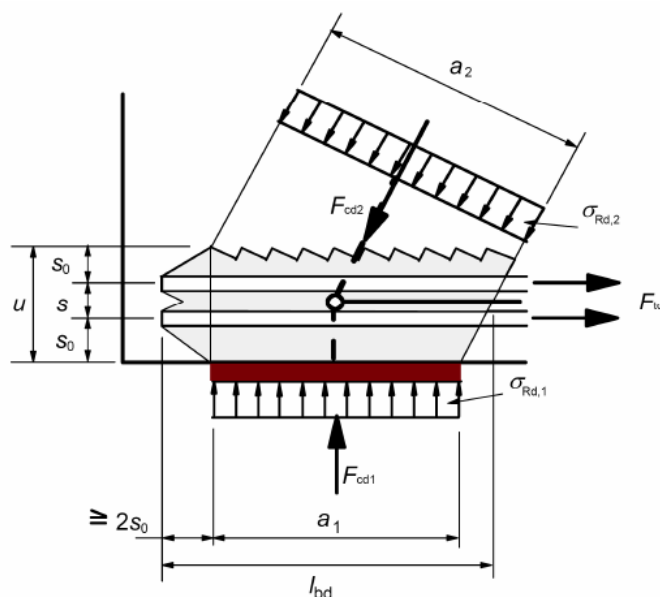


Obr. 33: Styčnick s tlakovými silami bez táhel [5]

Ve styčnicku s tlakovými i tahovými silami s táhly kotvených pouze v jednom směru (Obr. 34) se maximální hodnota přípustného tlakového napětí vypočítá ze vztahu:

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (2.23)$$

kde v odpovídá vztahu 2.21 a k_2 je uvedeno v národní příloze příslušného státu, doporučená hodnota je rovna 0,85 [5].

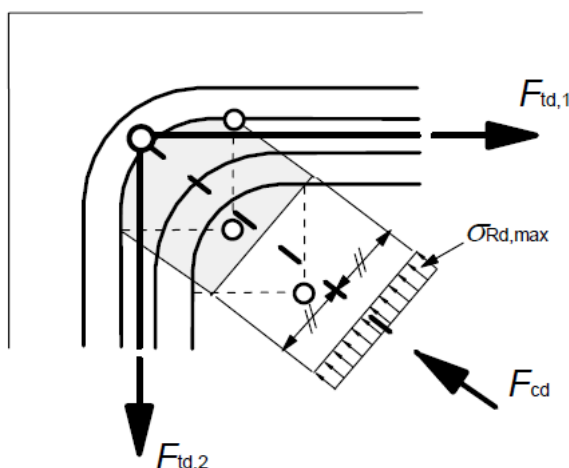


Obr. 34: Stýčnik s tlakovými i tahovými silami a výztuží v jednom směru [5]

Ve stýčniku s tlakovými i tahovými silami s táhly kotvených ve více směrech (Obr. 35) se maximální hodnota přípustného tlakového napětí vypočítá ze vztahu:

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (2.24)$$

kde v odpovídá 2.21 a k_3 je uvedeno v národní příloze příslušného státu, doporučená hodnota je rovna 0,75 [5].



Obr. 35: Stýčnik s tlakovými i tahovými silami a výztuží ve dvou směrech [5]

Pro trojose tlačené stýčníky, při známém zatížení do všech směrů, lze použít vztah:

$$\sigma_{Rd,max} \leq k_4 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (2.25)$$

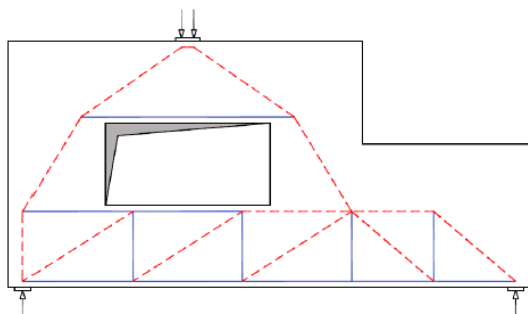
kde v odpovídá 2.21 a k_4 je uvedeno v národní příloze příslušného státu, doporučená hodnota je rovna 3,0 [5].



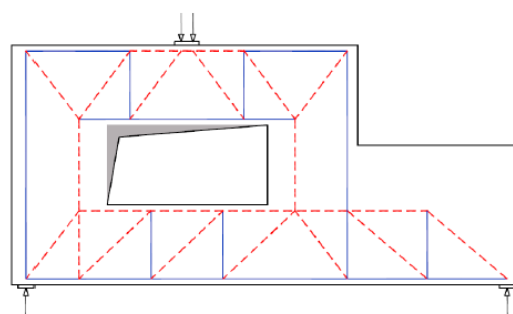
Hodnoty $\sigma_{Rd,max}$ lze zvýšit o 10 %, jestliže je zajištěn trojosý tlak nebo veškeré úhly mezi vzpěrami a táhly jsou $\geq 55^\circ$ nebo je výztuž rozmístěna ve více vrstvách či je dostatečně omezen pohyb styčníku [5].

Při návrhu nesmí být opomenuta dostatečná kotevní délka výztuže. Kotevní délka se počítá od hranice mezi táhlem a rozšířenou uzlovou oblastí. Kotvení výztuže může být provedeno pomocí rovného prutu s dostatečnou kotevní délkou, zahnutím výztuže, nebo pomocí kotev [29].

Stěnové nosníky je lepší navrhovat pomocí metody příhradové analogie, i v případě, že se jedná o jednodušší konstrukci zatíženou osamělými břemeny. STM může být doplněna metodou konečných prvků či naopak. Dostatečná pozornost musí být věnována již volbě vhodného příhradového modelu, který ovlivňuje následné vyztužení konstrukce. Pro jednu konstrukci existuje více modelů a na statikovi je, aby vybral ten nejvhodnější [26].



Obr. 36: Model 1 [30]



Obr. 37: Model 2 [30]

Na obr. 36 a na obr. 37 lze vidět dva různé příhradové modely pro stejný stěnový nosník s otvorem. Jedná se o stěnový nosník zatížený osamělým břemenem a podporovaný dvěma sloupy. Oba modely jsou navrženy dle veškerých zásad pro návrh příhradové analogie a respektují trajektorie hlavních napětí. Model 2 (Obr. 37) sice zohledňuje rámové chování svislých částí konstrukce, ale nezohledňuje tah vlevo pod oknem. Model 1 (Obr. 36) splňuje podmínku minimalizace přetvárné energie, proto je vhodnější pro výpočet [29].

Tato metoda je velmi rychlá a je doporučovaná normami pro návrh poruchových oblastí. Spolehlivě se dá pomocí metody příhradové analogie posoudit MSÚ, ale posudek MSP je u této metody omezen podmínkami.



2.5.5 Metoda konečných prvků

Metoda konečných prvků (MKP) je v současnosti nejpokročilejší metodou při návrhu poruchových oblastí a je na ní založena většina výpočetních programů. Jedná se o univerzální metodu, která vychází ze základních variačních principů mechaniky [33]. MKP se využívá při návrhu stěnových nosníků, jestliže se jedná o složitější konstrukci, či jako doplnění pro metodu příhradové analogie. Výhodou této metody je, že ji lze využít u prostorových konstrukcí libovolného tvaru, pro libovolný materiál, izotropní i ortotropní, nebo pro řešení dynamických, stabilitních či reologických úloh [20].

Tato metoda využívá postupného zatěžování konstrukce, v případě potřeby může zohlednit nelineární chování materiálu, včetně vzniku a rozvoje trhlin. MKP lze využít při návrhu MSÚ i MSP, ale pouze za určitých podmínek [32].

Metoda konečných prvků je příbuzná Ritzově metodě. Hlavní rozdíl mezi těmito metodami spočívá ve volbě báze funkcí. U Ritzovy metody je tato volba velmi obtížná a komplikace nastávají u složitějších konstrukcí, např. při otvoru ve stěně. U MKP se konstrukce rozdělí na velký počet malých oblastí a pro tyto oblasti se volí báze funkce a počítá se potenciální energie. Podle neznámých veličin (deformační či silové) se volí příslušný variační princip, který bude pro MKP využit. Lagrangeův variační princip se využívá u deformační metody konečných prvků a je ve stavební praxi nejrozšířenější. Castiglianův variační princip se volí, když jsou neznámé silové veličiny [12].

Postup řešení MKP má osm následujících kroků:

- 1) stanovení typu úlohy – rozhodující pro určení neznámých $\{r\}$, obecně má uzel prostorové konstrukce 6 neznámých (3 pootočení a 3 posuny)
- 2) síť konečných prvků – důležité pro správné výsledky, síť tvořena obvykle jednoduchými tvary (čtverec, trojúhelník)
- 3) volba báze funkcí – jednoduché funkce (polynomy)
- 4) sestavení lokálních matic tuhosti – vypočítá se z matice materiálových konstant D a geometrické matice B (= matice derivací báze funkcí)
- 5) sestavení globální matice tuhosti $[K]$
- 6) sestavení vektoru zatížení $\{F\}$ – zatížení působící na stěně se nahradí bodovým zatížením v jednotlivých uzlech sítě, stanoveném v globálním systému



- 7) řešení soustav rovnic - $[K] \cdot \{r\} = \{F\}$
- 8) výpočet vnitřních sil – výpočet poměrné deformace z uzlových posunů pomocí geometrických rovnic, výpočet napětí z poměrného přetvoření pomocí fyzikálních rovnic [33].

Výhodou MKP je, že lze využít polynomy i vyšších stupňů a síť nemusí být pravidelná [20].

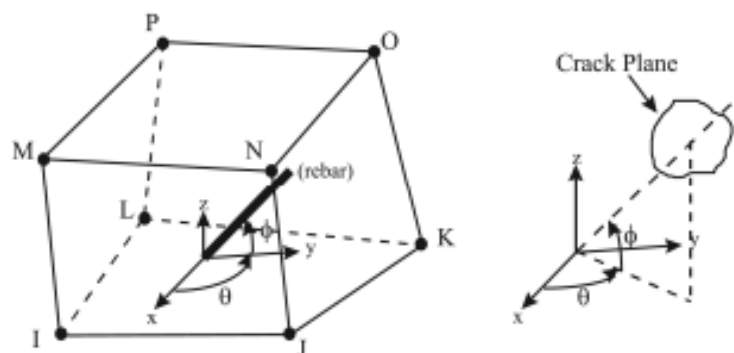
2.6 Programy

V dnešní době se lze setkat především v praxi s návrhem poruchových oblastí pomocí softwaru. První možností je vytvoření jednoduchého výpočetního algoritmu v tabulkovém procesoru Excelu pro určitý typ diskontinuity. Toto řešení však je použitelné pouze pro prvky s jednoduchou topologií. Jestliže by statik, chtěl řešit složitější detail či jiný typ diskontinuity bylo by takové řešení příliš komplikované a neefektivní. Další možností je využití výpočetních programů, které umožňují pružné řešení deskostěnových prvků, např. Scia Engineer, a na základě zobrazených vnitřních sil a napětí následně vytvořit náhradní příhradový model např. v programu CAST. Toto řešení je časově náročnější. Poslední možností je využití specializovaných programů, např. ANSYS, IDEA StatiCA, Midas či ATENA, fungující na principech popsanych v předchozí kapitole, jejíž řešení povede k finálnímu návrhu výztuže a posouzení.

2.6.1 ANSYS

Ansys je americká společnost, která vyvinula a stále vyvíjí stejnojmenný inženýrský software pro využití v mechanice, v elektronice, při modelaci proudění a v mnoha dalších oblastech. Program rovněž umožňuje provádění nelineárních výpočtů chování konstrukcí [34].

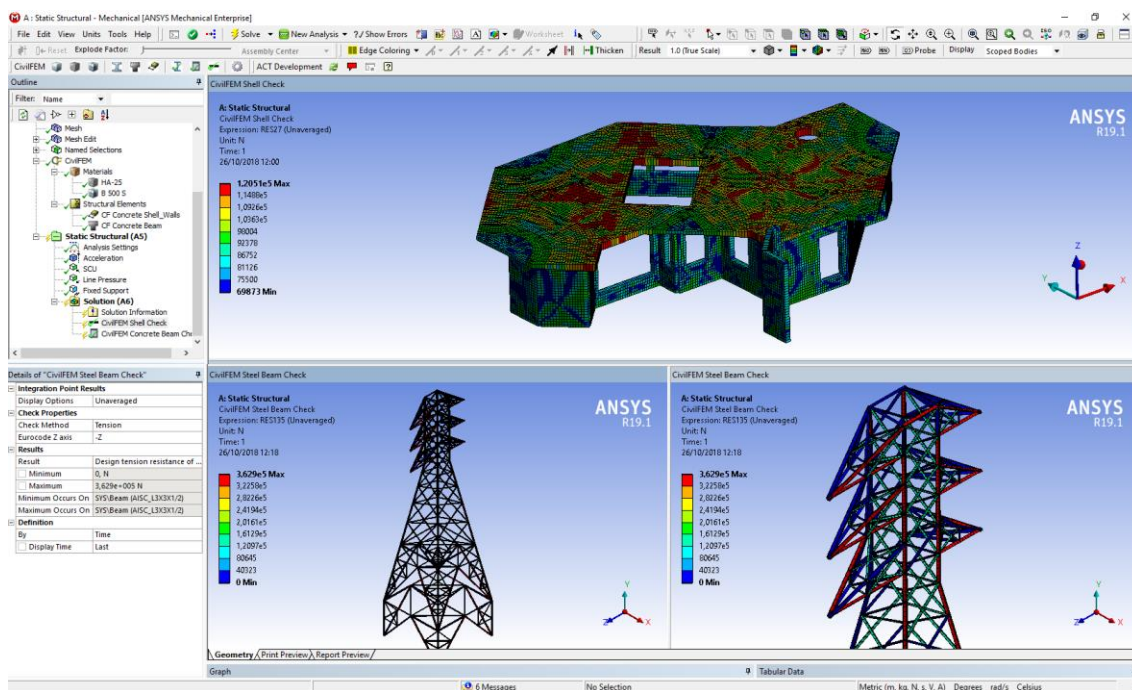
Pro modelování betonu s výztuží či bez výztuže lze v knihovně prvků ANSYS nalézt typ prvku Solid65. Prvek má osm uzlů se třemi stupni volnosti (Obr. 38). Tímto prvkem je možné popsat drcení betonu v tlaku, chování trhlin a plastické deformace. Předpokládá se plná soudržnost mezi betonem a výztuží. Trhliny se mohou vytvořit u každého prvku Solid65 ve třech směrech pro každý Gaussův integrační bod, maximálně tedy 24 trhlin. Jednotlivé trhliny se označují jako první, druhé a třetí, dle pořadí výskytu. Novinkou v ANSYSu je „*SMART mixed mode crack growth*“, který umožní simulaci šíření trhliny při kombinovaném namáhání [13].



Obr. 38: Prvek Solid65 pro modelování betonu v programu ANSYS [13]

Materiálový model v tlaku prvku se může skládat ze dvou či více definic materiálu. Další možnost, jak materiálový model prvku nadefinovat je využít model zpevnění. Výztuž lze modelovat v rámci prvku rozmazaně nebo ji nadefinovat pomocí samostatných prvků. Výztužné pruty lze namodelovat ve všech třech směrech [13].

CivilFEM for ANSYS jakožto programové prostředí orientované na stavební inženýrství nabízí speciální typy zatížení, materiálů a prvků s orientací na stavařinu. Toto programové prostředí je vytvořeno v souladu s Eurokódý. Výhodou softwaru je možnost modelace libovolného konstrukčního detailu. Nevýhodou jsou komplikovanější vstupy, čímž se modelace v softwaru stává časově náročnější. Software ANSYS lze díky jeho nelineárním analýzám využít i pro návrh stěnových ŽB nosníků [34].



Obr. 39: Modely v programu ANSYS [35]



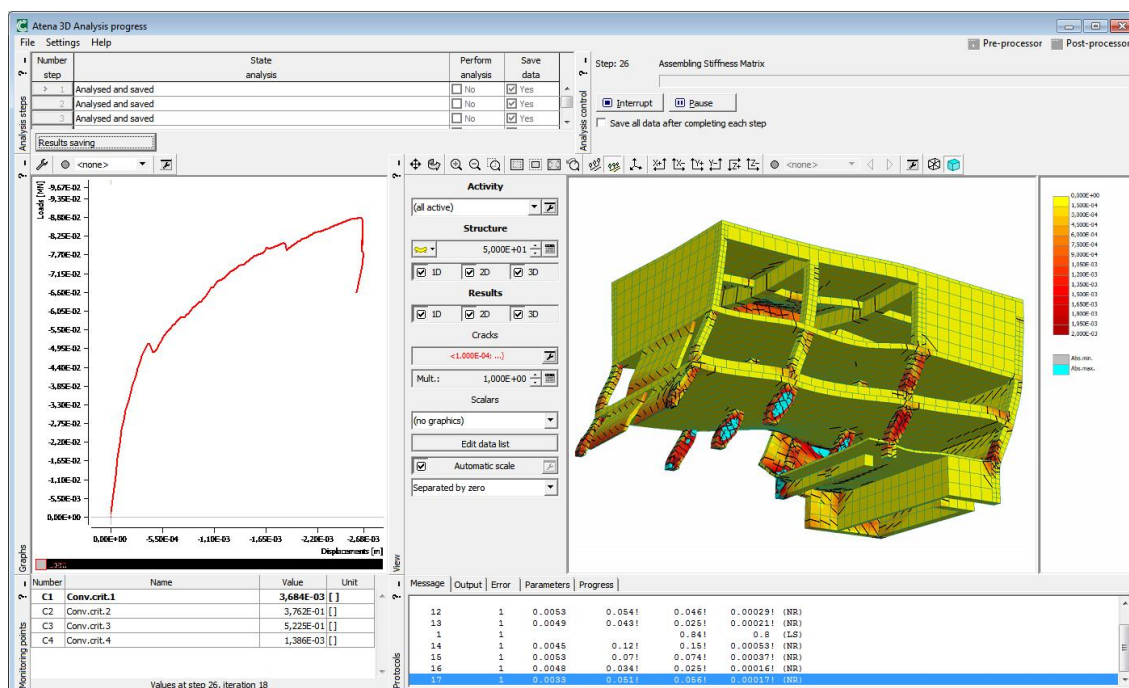
2.6.2 ATENA

Software ATENA (*Advanced tool for Engineering nonlinear analysis*) vyvinula firma Červenka Consulting, která se specializuje na numerickou analýzu betonových konstrukcí. Software je určen pro nelineární analýzu železobetonových konstrukcí metodou konečných prvků. Nelineární materiálové modely jsou založené na teoriích lomové mechaniky a plasticity. Software je možné využít k řešení komplexních problémů, jako jsou dynamické výpočty, výpočty statických napětí, výpočty teplotní analýzy a proudění vlhkosti, výpočty dotvarování a smršťování betonu či analýza chování materiálu při požáru [36]. Program ATENA dokáže velmi kvalitně simulovat chování železobetonových prvků, a to včetně poruchových oblastí [9].

Software je dostupný ve třech základních verzích:

- Engineering 2D – řešení statických úloh rovinné napjatosti
- Engineering 3D – složitější konstrukce, když nestačí 2D
- Science – modelování časově závislých jevů [37].

Prvním krokem výpočtu je vytvoření geometrického modelu, ve kterém je definována geometrie konstrukce, doplněná o okrajové podmínky a přiřazen fyzikální model materiálů. Analytický model si vytvoří program sám v rámci pre-processingu pomocí generátoru MKP sítě. Tato síť je vytvořena na základě velikosti prvků, které se programu určili v rámci geometrie konstrukce při zadávání makroelementů. Vymodelovanou síť lze dodatečně lokálně zjemnit kolem linií a styčníků. Jestliže je modelovaný prvek tvořen čtyřmi stranami, generátor sítě využívá mapovací techniku, díky které vytváří přesnou a rovnoměrnou síť. Výpočet odezvy konstrukce je prováděn v postupných zatěžovacích krocích. Před výpočtem lze zadat zatěžovací krok, při kterém bude výpočet ukončen. Výsledky se zobrazují v okně post-processingu, ve kterém lze nastavit krok výpočtu, ve kterém mají být výsledky ukázány. Výstupní data jsou dána typem analýzy a materiálovým modelem. Výhodou tohoto programu jsou zatěžovací diagramy, které ukazují chování konstrukce v průběhu výpočtu [36].



Obr. 40: Model v programu ATENA [36]

2.6.3 IDEA StatiCa

Jedná se o software pro návrh všech typů betonových konstrukcí od desek, nosníků, sloupů, stěn, přes rámové rohy až po mostní příčníky. Je možné navrhovat jak monolitické, tak prefabrikované konstrukce. Předností programu je možnost navrhování a posuzování D-oblastí. K tomu slouží modul IDEA StatiCa Detail. Software nabízí návrh podle dvou norem, včetně eurokódu, a devíti národních příloh, a to včetně české. Výhodou tohoto softwaru je propojení s mnoha dalšími programy, např. Scia Engineer, Tekla Structures, Autodesk Revit, MIDAS a mnoho dalších [38].

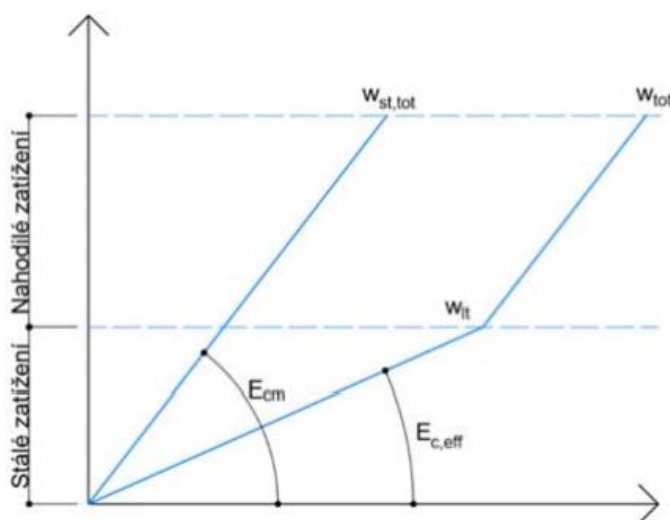
Poruchové oblasti se v tomto softwaru dají řešit pomocí návrhového přístupu CSFM, který je doplněn o metodu příhradové analogie.

Metoda CSFM (*compatible stress field method*) umožňuje navrhnout dimenze betonového prvku, včetně výztuže. Pro posouzení se využívá model tlakových polí vytvořený metodou konečných prvků. Model tlakových polí je zobecněnou metodou příhradové analogie, s tím rozdílem, že v CSFM jsou uvažovány skutečné oblasti namáhání, oproti výslednicím sil vzpěr a táhel. CSFM předpokládá tlakové působení betonu a tahové namáhání výztuže. Výhodou tohoto programu je, že posuzuje i MSP, vznik a rozvoj trhlin, omezení napětí i průhyby [38].

V programu lze uživatelsky zvolit optimální typ pracovního diagramu betonu vhodný pro daný typ výpočtu. V MSÚ je možný výběr mezi parabolicko-rektangulárním

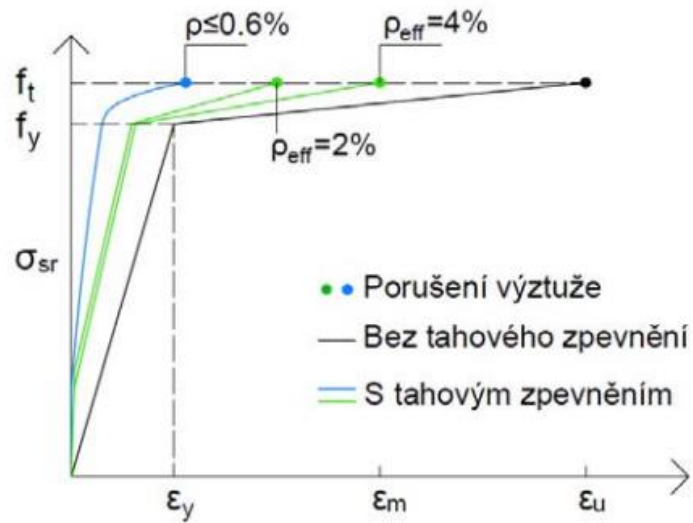
2 Železobetonové stěnové nosníky

a bilineárním diagramem. V MSP jsou možné dva typy pracovního diagramu betonu z důvodu krátkodobých a dlouhodobých účinků zatížení. První model je krátkodobý a uvažuje okamžitou reakci konstrukce na zatížení. Pro tento model se uvažuje bilineární pracovní diagram betonu s E_{cm} . Druhý model je dlouhodobý a uvažuje dlouhodobou reakci konstrukce na zatížení. U tohoto modelu se mění moduly pružnosti v závislosti na zatížení. Pro stálé zatížení, které je dlouhodobé, se uvažuje s efektivní modul pružnosti betonu $E_{c,eff}$, protože zohledňuje efekt dotvarování a smršťování. A pro nahodilé zatížení, které se uvažuje jako krátkodobé, se uvažuje střední hodnota modulu E_{cm} (Obr. 41). Pracovní diagram výztuže je pro MSP i MSÚ stejný, rozlišuje se zde pouze diagram se stoupající a plastickou větví [38].



Obr. 41: Moduly pružnosti betonu pro jednotlivé zatěžovací stavy [38]

Tato metoda umožňuje zohlednit tahové zpevnění, které vystihuje chování výztuže obalené betonem (Obr. 42). Díky tahovému zpevnění lze rozlišit případy stabilizovaného a nestabilizovaného rozvoje trhlin. Další předpoklad, který metoda uvažuje, je tlakové změkčení, které si program dopočítává pomocí dvojsose napjatosti.

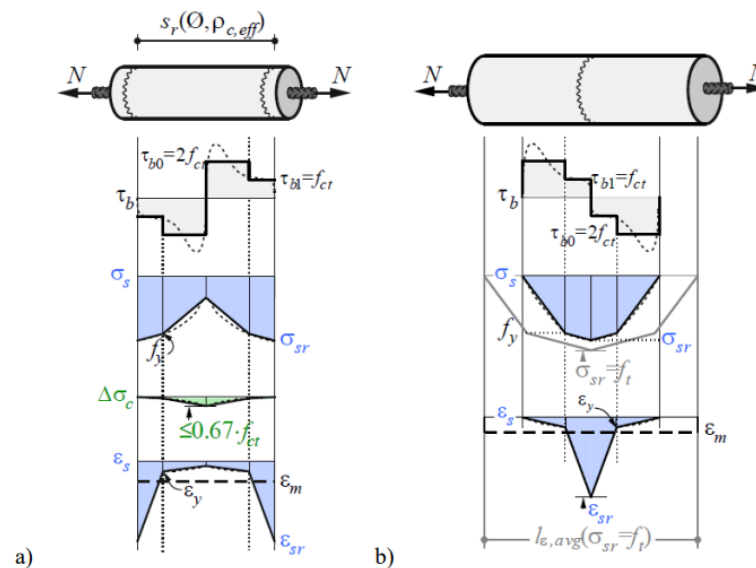


Obr. 42: Pracovní diagram betonářské výztuže bez a s tahovým zpevněním [38]

Dále metoda respektuje závislost pokluzu na smykovém napětí mezi betonem a výztuží dle tuho-plastického diagramu [38].

Napětí v betonu a ve výztuži se počítá na síti konečných prvků a porovnává se s limitními hodnotami z normy [38].

Pro výpočet šířky trhlin v konstrukci lze požit dva odlišné modely. První model uvažuje tzv. stabilizované trhliny, kdy se předpokládá rovnoměrné rozmístění trhlin na určitém úseku (Obr. 43a). Druhým modelem jsou tzv. nestabilizované trhliny, které jsou lokální a vznikají v místech koncentrace velkých napětí (Obr. 43b). Oba modely jsou závislé na typu a stupni vyztužení a na možném tahovém zpevnění. Směr trhlin se určí dle směrů hlavních tahových přetvoření [38].



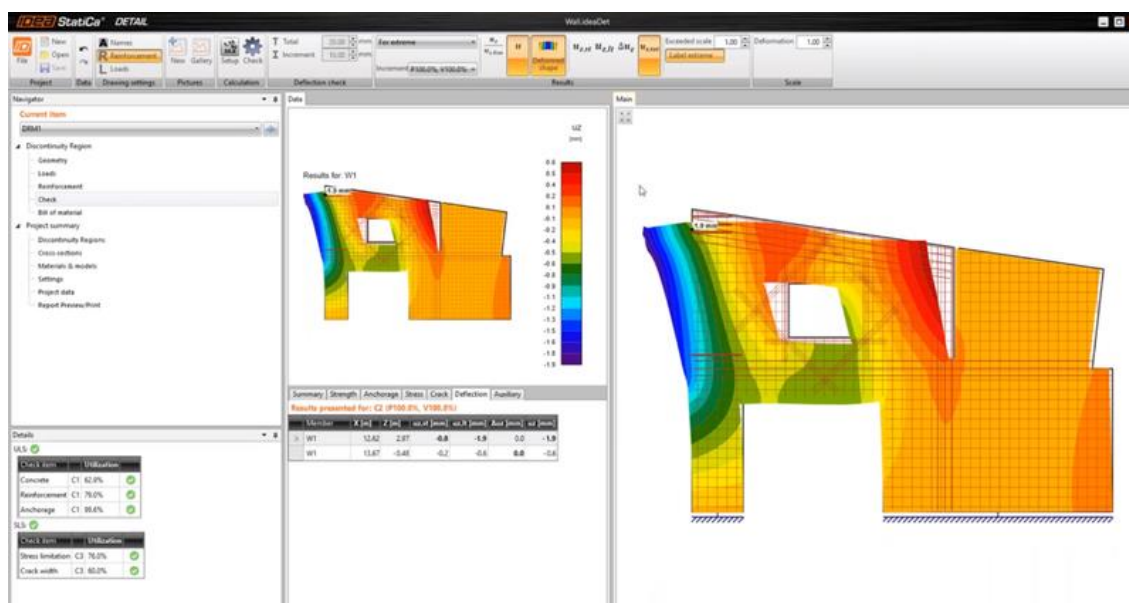
Obr. 43: Stabilizované trhliny (a), nestabilizované trhliny (b)



Deformace konstrukce jsou počítány krátkodobé od celkového zatížení a dlouhodobé od kvazistálého zatížení včetně vlivu dotvarování a celkový průhyb. Vypočítané průhyby lze porovnat s hodnotou zadanou uživatelem [38].

Při návrhu a umístění výztuže v rámci přístupu CSFM se používá topologická optimalizace. Jedná se o typ výpočtu založený na energetickém principu. Při optimalizačním výpočtu dochází k postupnému odebírání nevyužitých prvků a výstupem jsou upravené STM modely, kde lze vidět hlavní vzpěry a táhla. Princip výpočtu je založen na hledání celkové tuhosti konstrukce, proto se STM modely určují pro různé účinné objemy, což znamená, kolik hmoty betonu je využito [38].

Model je validován a verifikován Ústavem stavebního inženýrství ETH Zürich a veškeré výsledky jsou interpretovány z hlediska [5]. Výsledky z tohoto programu jsou srozumitelné a výstižné [19].



Obr. 44: Model v programu IDEA StatiCa DETAIL [38]

Program IDEA StatiCa je pro řešení stěnových nosníků uživatelsky jednodušší oproti nelineárním programům typu ATENA či ANSYS a má uživatelsky přívětivější manuály. Nevýhodou však je, že v programu IDEA StatiCa nelze namodelovat vše.

2.6.4 Midas

Společnost MIDAS byla založena v roce 1989 a v dnešní době se její software využívá pro návrh mostních konstrukcí, pozemních konstrukcí, geotechniky či pro strojní inženýrství [39].

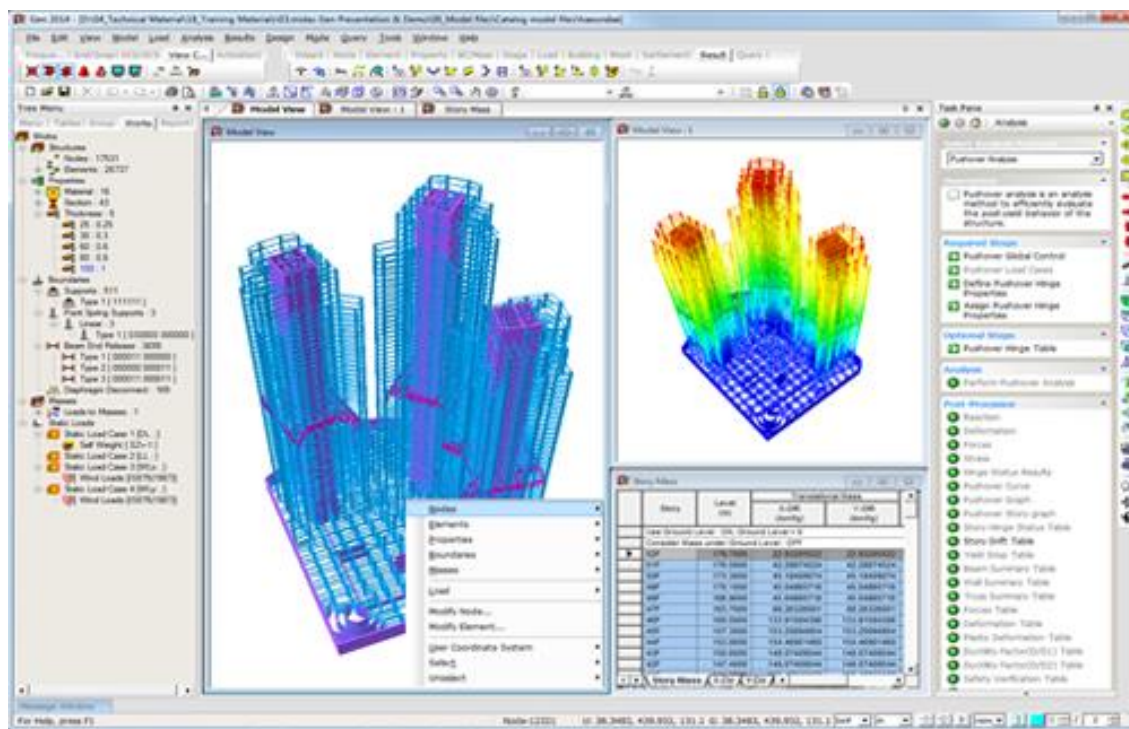


Pro kompletní návrh budov se používá program *midas Gen*. Software je založen na metodě konečných prvků a zahrnuje mnoho analýz – statickou, stabilitní, teplotní, nelineární a mnoho dalších. Posouzení konstrukcí je v souladu s Eurokódy. Pro rychlejší modelaci konstrukce program využívá generátory geometrie [39].

Midas FEA NX je program, který se využívá pro řešení pokročilých nelineárních detailních výpočtů. Výhodou tohoto programu je řešení jakkoli složitého detailu. Tento detail nemusí být namodelován přímo v *midas FEA NX*, ale může být převzat z jiných programů *midas*. I když je prvek namodelován v jiném programu jako 1D, lze ho při převodu upravit na 2D či 3D prvek. Program obsahuje tři generátory sítě (auto-mesh, map-mesh a protrude-mesh), které lze případně lokálně upravit, např. zjemnění sítě v místě lokálních napětí. Program má několik typů prvků, jež využívá pro generování sítě, každý prvek je určen svými uzly a obecně se jedná o 1D, 2D a 3D. Tetraedrické elementy sítě se využívají pouze k přechodu mezi hrubší a jemnější sítí. Pro správné vykreslení napětí ohýbaných prvků je vhodnější použití elementů vyššího řádu. Tím vznikne hrubší síť, nedojde k efektu smykového zaklínění a nezvýšila se tuhost prvku. *Midas FEA NX* je specializovaný program na detailní a nelineární analýzu konstrukcí, proto zahrnuje mnoho analytických funkcí - např. stavební stupeň, hydratační teplo, stabilita svahu, konsolidace, přenos tepla, smršťování, atd. V programu lze volit různé materiálové modely. Vznik trhlin je predikován na základě vybraných materiálových modelů, proto se musí nadefinovat materiálové modely jak v tlaku, tak v tahu. Jestliže je potřeba, aby byly modelovány trhliny, pak se zvolí *crack smeared approach*, kde je kontinuum, které se diskretizuje pomocí sítě konečných prvků. Další možností je diskrétní řešení trhliny. Dále je potřeba zvolit mezi modelem fixní či rotující trhliny. V programu se výztuž modeluje dvěma způsoby. První možnost je ji vymodelovat jako tzv. *embedded truss*, který pracuje s materiálovou nelinearitou. Druhou možností je využít *embedded beam*, který se využívá pouze pro elastický materiál, např. při zapuštění ocelového I do sloupu. Výztuž je napojena na síť konečných prvků pomocí speciálních vazeb, je pevně spojena s betonem a díky tomu nedochází k pokluzu. Lze zadat také interface pro pokluz, kde je potřeba znát parametry normálové a smykové tuhosti. To se využívá u předpínání. Ve výsledcích lze zobrazit celkové přetvoření konstrukce, napětí jak v betonu, tak ve výztuži, či status trhlín. *Midas FEA NX* nevykresluje samotné trhliny, ale ukáže, v jakém místě budou dosahovat trhliny maximální šířky a v jaké rovině se trhliny vytváří [39].



Midas uvažuje po celou dobu výpočtu beton bez porušení trhlinami, proto může v tomto programu vyjít jiné napětí než jiných obdobných výpočetních programů (např. IDEA StatiCa) [38]. Program midas je více vědecky orientovaný a vstupy se zadávají komplikovaněji. Výpočet trvá časově delší dobu než u programu StatiCa IDEA, přičemž výsledky jsou velmi podobné [38].

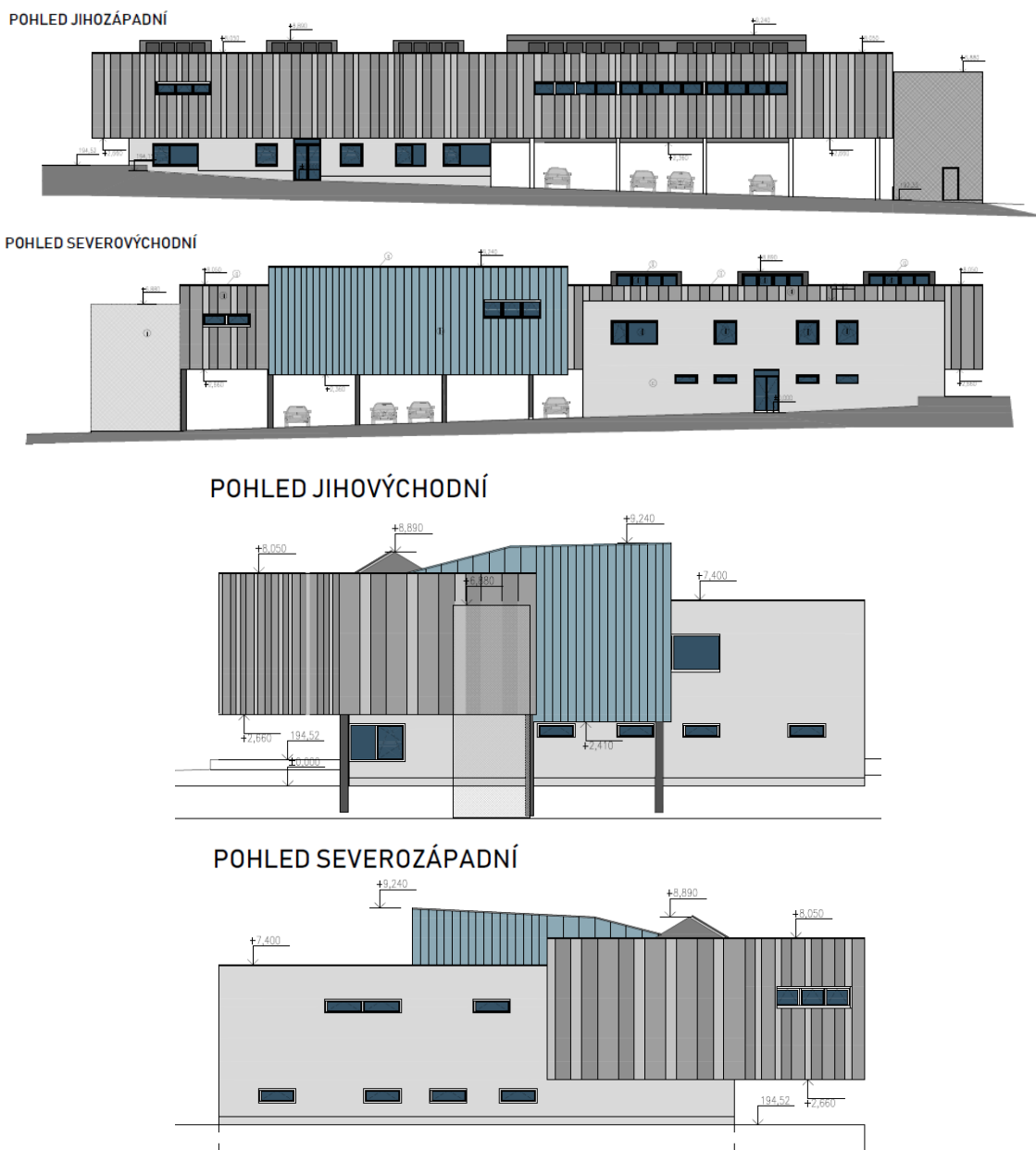


Obr. 45: Model v programu midas gen [40]



3 Konstrukční návrh

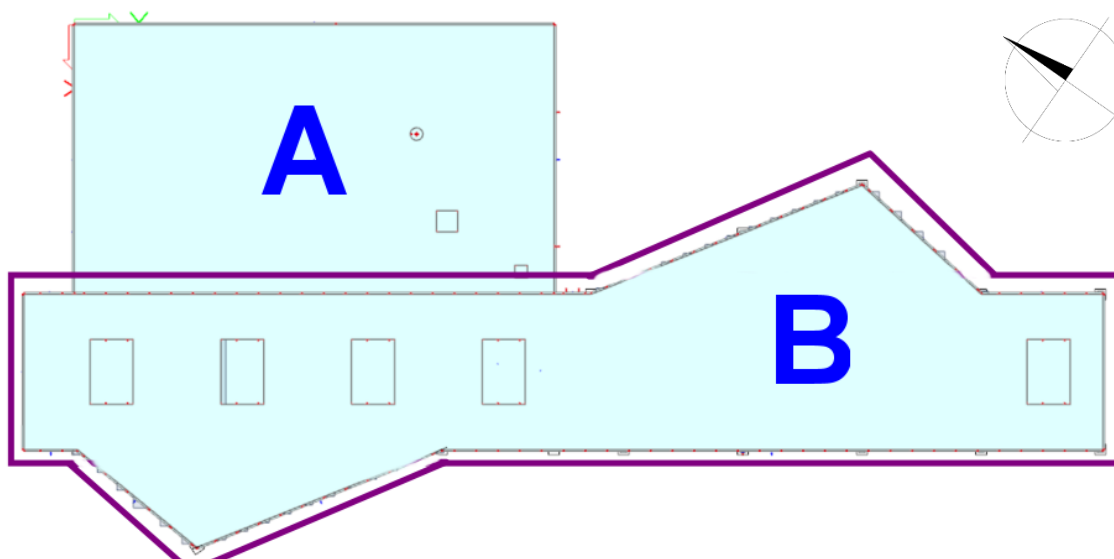
Náplní konstrukční práce je návrh atletického centra umístěného v areálu městského stadionu v Ústí nad Labem v sousedství fotbalového a atletického hřiště (Obr. 46). Dvoupodlažní objekt slouží jako zázemí atletických klubů v rámci celého městského stadionu. Součástí objektu jsou klubové kanceláře, šatny se sociálním zařízením, rehabilitační centrum, posilovna, pokoje pro krátkodobé ubytování a krytá tréninková běžecká a skokanská dráha.



Obr. 46: Pohledy na atletické centrum



Podkladem pro zpracování konstrukční části diplomové práce je dokumentace pro stavební povolení. Předmětem této práce je předběžný návrh všech nosných konstrukcí a poté podrobnější návrh zaměřený na 2.NP, fialově ohraničená část objektu B (Obr. 47).



Obr. 47: Řešená část objektu

Budova má složitý půdorys, přibližně ve tvaru velkého písmene L. Je nepodsklepená s dvěma nadzemními podlažními a plochou střechou. V 1.NP se nachází kanceláře, sprchy, šatny, zázemí, sklad a archiv. V 2.NP se nachází rehabilitace, posilovna, místnosti pro ubytování, šatna, sprcha, krytá atletická a skokanská dráha.

Podlaží 1.NP je téměř čtvercového půdorysu o rozměrech 22,2 x 19,2 m. V navazující otevřené části obdélníkového půdorysu o rozměrech 7,3 x 25,1 m s trojúhelníkovým výčnělkem na severovýchodní straně se nachází skeletový systém s prostorem pro parkování automobilů, nad tímto prostorem se rozprostírá atletická a skokanská dráha. Část 2.NP sekce B půdorysně přesahuje 1.NP. Výčnělek na jihozápadní straně je konzolovitě vysunutý o trojúhelníkovém půdorysu nad 1.NP. Na severovýchodní straně je výčnělek podepřen sloupem v 1.NP.

Nosná konstrukce objektu je řešena jako monolitická železobetonová v kombinaci stěnového a skeletového systému. Vodorovné nosné prvky nacházející se v konstrukci jsou desky a trámy. Svislé nosné konstrukce jsou tvořeny sloupy, stěnami a stěnovými nosníky. Vertikální komunikace je tvořena dvouramenným schodištěm a výtahem.



3.1 Předběžný návrh konstrukce

Konstrukční návrh je zaměřen na část objektu B (oblast atletické a skokanské dráhy). Z toho důvodu část objektu A (oblast zázemí) nebyla řešena podrobně, ale pouze byla navržena v předběžném výpočtu. V předběžném statickém výpočtu byly navrženy dvě varianty konstrukce.

Objekt je založen na základových patkách a pasech z prostého betonu. Základový pas je široký 2,0 m a vysoký 1,8 m se základovou spárou v hloubce 2,2 m. Základová patka je čtvercového půdorysu o rozměrech 2,2 x 2,2 m a výšce 1,85 m, základová spára je také v hloubce 2,2 m, z důvodu únosnosti zeminy, jelikož je objekt umístěn na navážce. Celkové sednutí základového pasu je 11,9 mm a základové patky je 11,7 mm. Z tohoto důvodu může být a je celá konstrukce řešena jako jeden dilatační celek.

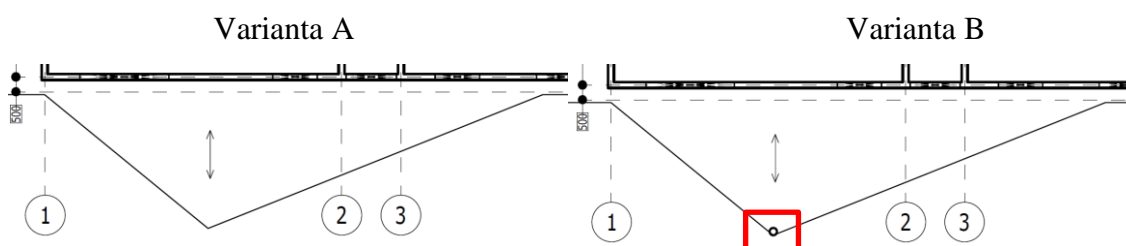
Stropní deska nad 1.NP v oblasti atletické dráhy je plná železobetonová tloušťky 300 mm. Tato deska je výškově posunuta o 260 mm v oblasti doskočiště. Deska je z důvodu protlačení lokálně zesílena v místě sloupů o 150 mm. Stropní deska nad 2.NP je žebrová monolitická železobetonová. Tloušťka desky nad žebírky je 150 mm a rozměr jednotlivých žeber je 180 x 450 mm.

Sloupy v 1.NP, podpírající atletickou dráhu, jsou kruhového půdorysu o průměru 300 mm. Sloupy jsou rozmístěny tak, aby pod atletickou dráhou vzniklo parkoviště. Vždy mezi sloupy se vejdu dvě parkovací místa.

3.2 Rozdíly mezi variantami A a B

Odlišnost navržených variant se věnuje stěnovým nosníkům v části objektu B. Konkrétně se jedná o rozdílné podepření konstrukce a rozdílnou velikost otvorů. Rozdíly v konstrukci jsou následující:

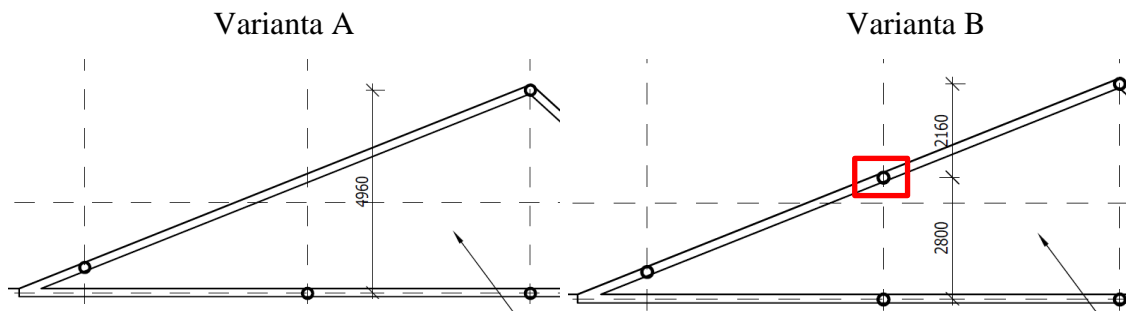
- ve variantě B je přidán sloup do rohu desky, mezi osy 1 a 2, pod vykonzolovanou část atletické dráhy,



Obr. 48: Rozdíl v podepření výčnělku na jihozápadní straně

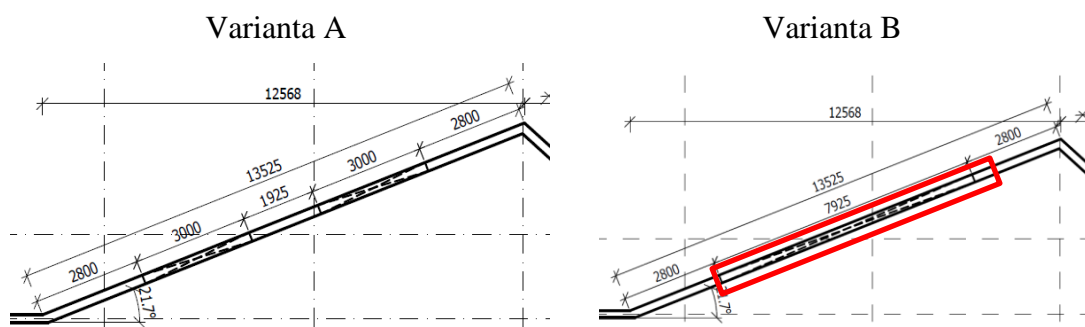


- ve variantě B je přidán sloup na osu 6, pod doskočiště,



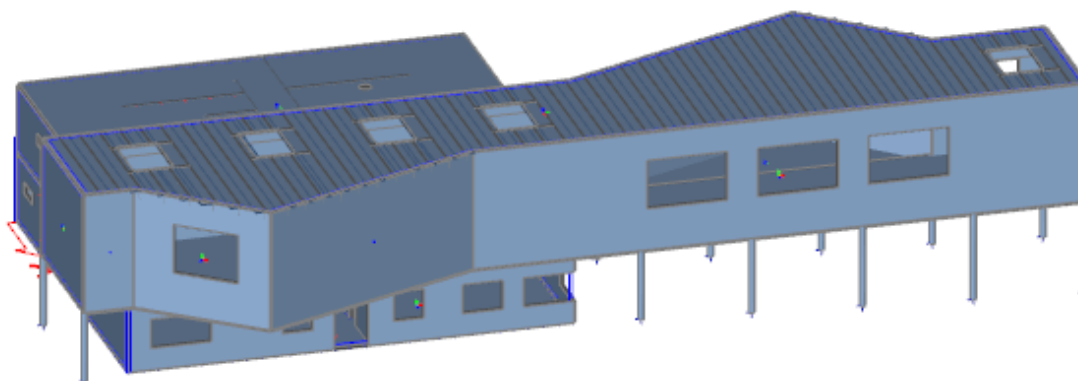
Obr. 49: Rozdíl v podepření výčnělku na severovýchodní straně

- ve variantě A se na stěnovém nosníku nachází dva menší otvory, ve variantě B se nachází pouze jeden velký otvor.

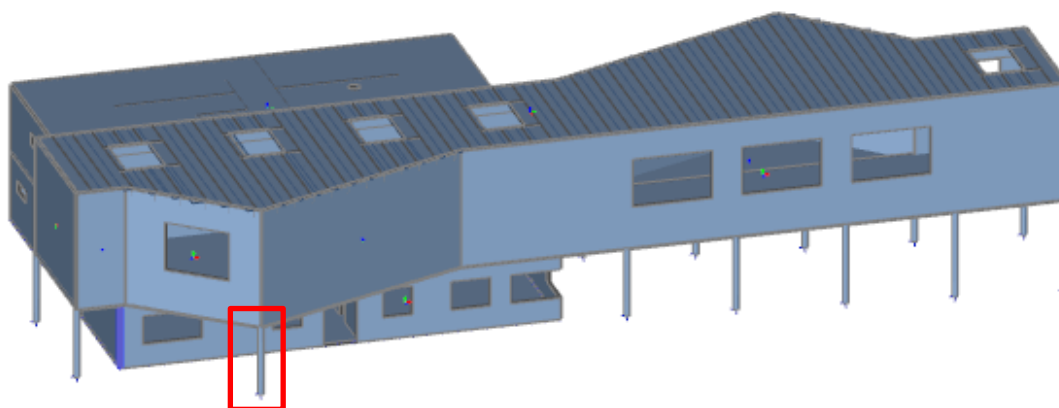


Obr. 50: Rozdíl velikosti okenních otvorů

Podepření vykonzolované části desky, varianta B, na jihozápadní straně vede k menší tloušťce stěnových nosníků oproti variantě A, a tím i k hospodárnějšímu návrhu konstrukce. Tato úprava také ovlivnila desku nad 1.NP, konkrétně roh stěny na průsečičku os 1E. Roh ve variantě B již není tolik smykově namáhaný, a nemusí se do desky navrhovat ocelové profily.



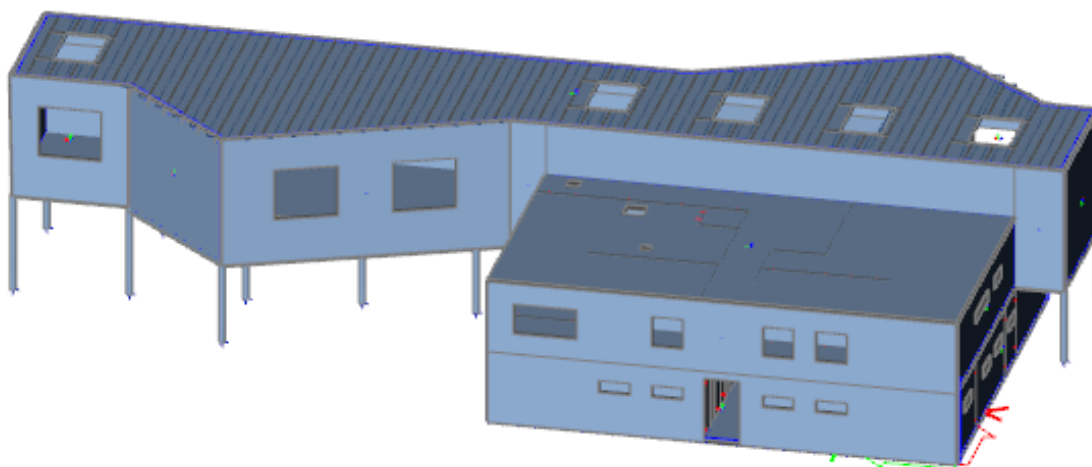
Obr. 51: Pohled na konstrukci – varianta A



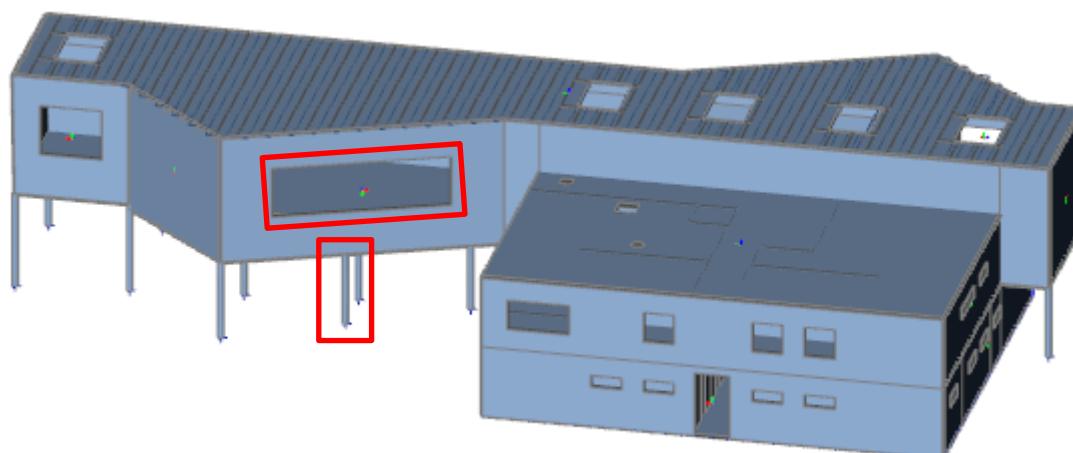
Obr. 52: Pohled na konstrukci – varianta B

Na severozápadní straně došlo ke dvěma úpravám stěnového nosníku z varianty A. Ve variantě B je přidán sloup a zároveň je propojen okenní otvor z varianty A. Tyto úpravy vedly k odlišnému statickému působení navrhovaného prvku. Ve variantě A je prvek navrhován jako stěnový nosník, přičemž ve variantě B nadpraží působí jako ohybově štíhlý nosník.

Podrobný návrh je zpracován pro variantu A. A to z důvodu složitějších a ze statického hlediska zajímavějších stěnových nosníků oproti variantě B. Dále ve variantě A je více stěnových nosníků, na které je zaměřená diplomová práce, oproti variantě B.



Obr. 53: Pohled na konstrukci – varianta A

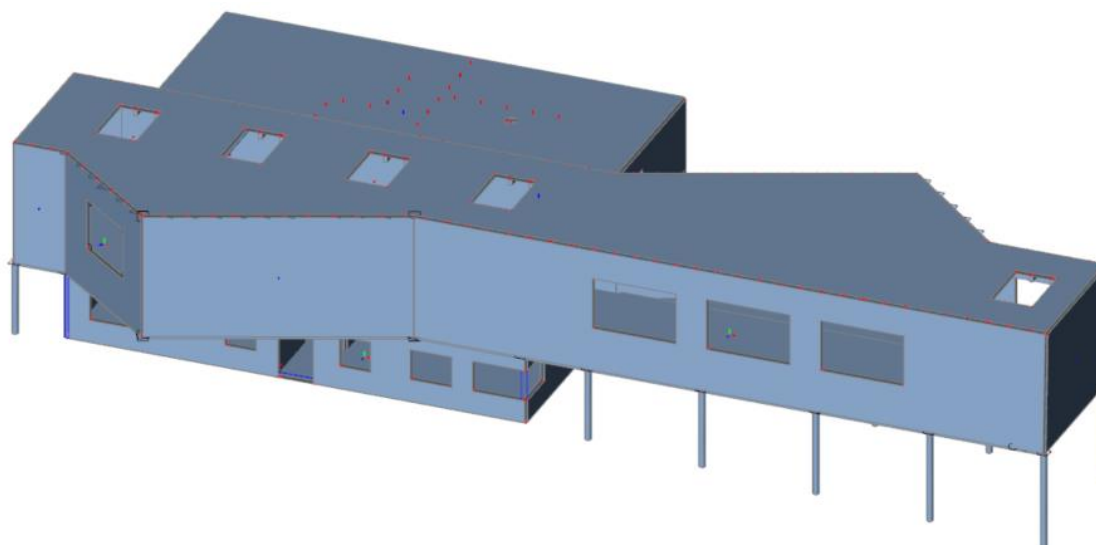


Obr. 54: Pohled na konstrukci – varianta B

3.3 Podrobný návrh pro variantu A

Podrobné řešení konstrukčního návrhu je zaměřeno na část objektu B (oblast atletické a skokanské dráhy).

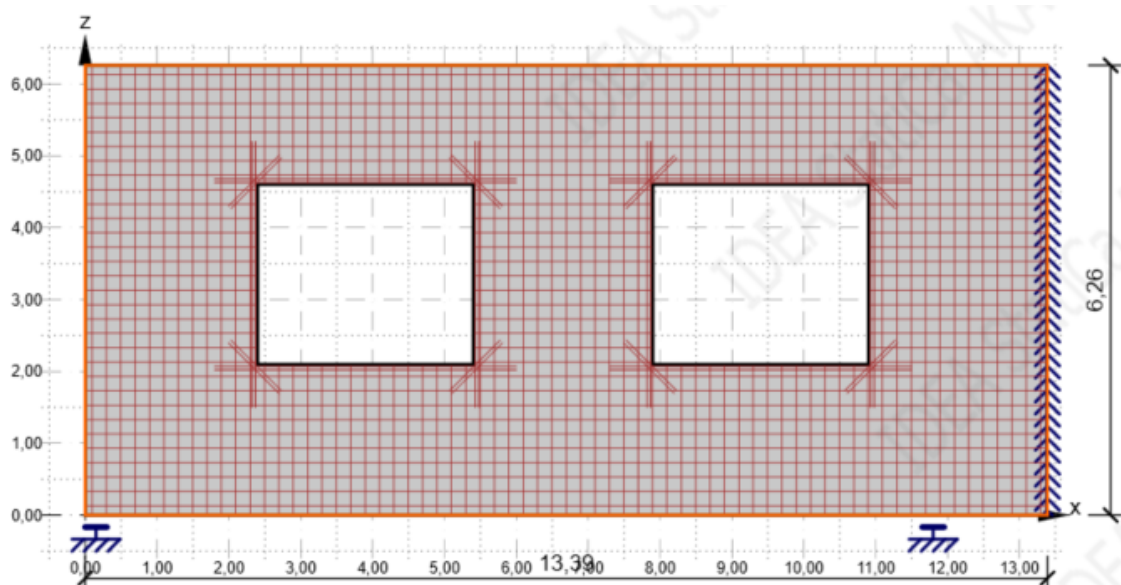
Pro návrh objektu byly využity programy SCIA Engineer 19.1 a IDEA StatiCa Detail. Nejprve byla budova vymodelována jako 3D objekt v programu SCIA Engineer (Obr. 55). Pro výpočet byla využita metoda konečných prvků, lineární výpočet, s velikostí oka 0,2 m. Dále pro stěnové nosníky nacházející se v konstrukci byl využit i program IDEA StatiCa. V tomto programu byl namodelován jako 2D prvek příslušný stěnový nosník s idealizací podepření. Stěnový nosník byl zatížen pružnými silami, které byly přebrány z programu SCIA Engineer. Pro výpočet byla využita metoda konečných prvků, nelineární výpočet.



Obr. 55: 3D model atletického centra



Hlavní částí konstrukčního návrhu jsou stěnové nosníky, kterými se zabývá i teoretická část diplomové práce. Stěnové nosníky byly původně tloušťky 200 mm, ale z důvodu velké vykonzolované části musela být tloušťka zvětšena na 300 mm. Stěnové nosníky jsou navrženy pomocí kombinace programů SCIA Engineer a IDEA StatiCa (Obr. 56). Pouze návrh pomocí programu SCIA Engineer by byl nevyhovující, jelikož počítá lineárně. Proto byly z Programu SCIA Engineer přebrány síly působící na hrany stěnových nosníků a vloženy do programu IDEA StatiCa, díky tomu byl aspoň částečně uvažován vliv spolupůsobení konstrukcí. V programu IDEA StatiCa byl proveden kompletní návrh stěnových nosníků, jak posouzení na mezní stav únosnosti, tak na mezní stav použitelnosti. Program IDEA StatiCa byl využit k návrhu stěnových nosníků, jelikož používá metodu konečných prvků a počítá nelineárně. Dalšími důvody byl návrh podle českých norem a propojení i s programem SCIA Engineer. Původní myšlenkou návrhu bylo konstrukci namodelovanou v programu SCIA Engineer převést pomocí XML souboru do programu IDEA StatiCa, kde by proběhlo následné posouzení nelineárním výpočtem určitých konstrukcí. Tento postup nebyl možný z důvodu studentské verze programu SCIA Engineer, která neumožňuje vygenerovat XML soubor. Proto byly stěnové nosníky modelovány jako 2D prvky s idealizací podepření i sil působících na konstrukci. Pro návrh stěnových nosníků nebyla využita metoda náhradní příhradoviny z důvodu časové náročnosti oproti využití programu IDEA StatiCa, která je o metodu příhradové analogie doplněna.



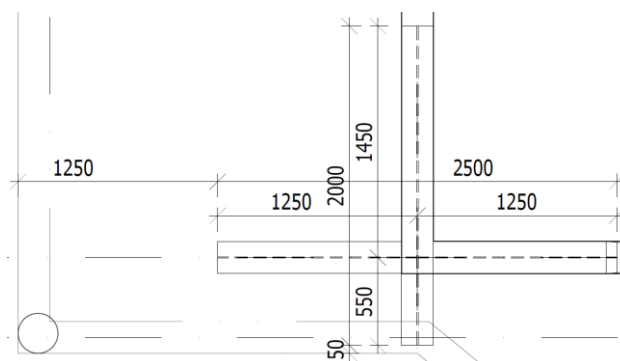
Obr. 56: Stěnový nosník v programu IDEA StatiCa



3.4 Kritická místa v konstrukci

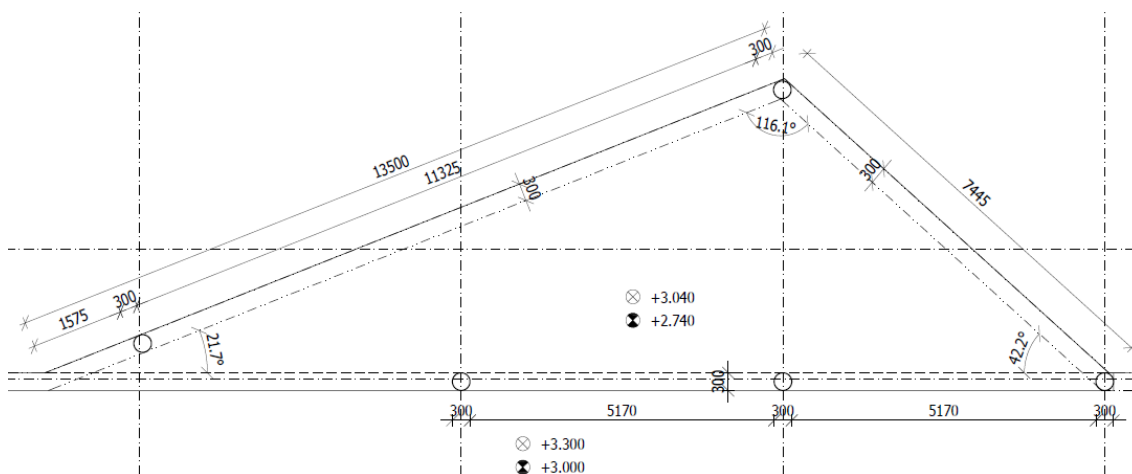
V konstrukci se kromě stěnových nosníků, které se řadí mezi D-oblasti, nacházejí další tři kritická místa, kterým je potřeba věnovat větší pozornost.

První kritické místo je roh stěny na průřezu os 1E. V tomto je deska nad 1.NP namáhána velkým smykem. Z důvodu velké posouvající síly a umístění rohu blízko hrany desky není možné desku v tomto místě vyztužit na protlačení smykovými trny ani třmínky. Proto jsou do desky vloženy ocelové profily HEB200 ve směru x a y.

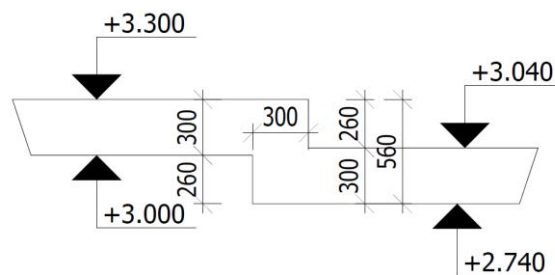


Obr. 57: Ocelové profily v desce nad 1.NP

Druhé kritické místo v konstrukci se nachází v desce nad 1.NP. Doskočiště se nachází na severozápadní straně v místě půdorysně vykonzolovaného trojúhelníku, aby nepřekáželo atletickým drahám. Dle atletických pravidel musí být obdélníkového půdorysu s mocností písku v doskočišti 400 mm. Skladba podlahy atletické dráhy je tloušťky 140 mm. Proto musí být horní hrana desky v oblasti doskočiště oproti horní hraně desky výškově posunuta o $400 - 140 = 260$ mm. Z důvodu komplikovaného vyztužení (více položek) a konstrukčních detailů, kdyby byl uskočen pouze půdorys doskočiště, je výškově posunut celý trojúhelníkový půdorys o 260 mm.

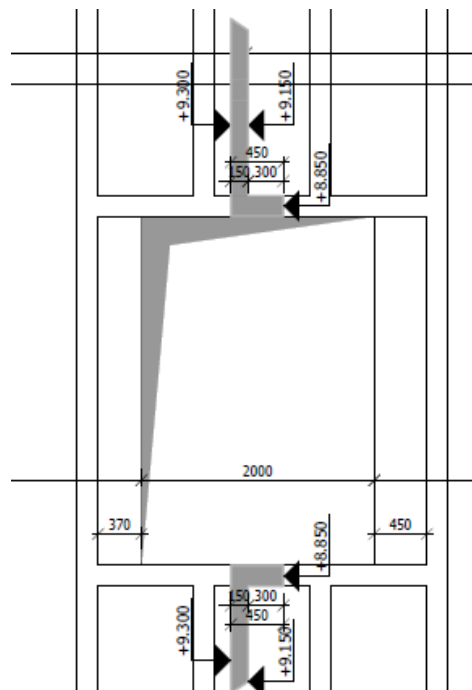


Obr. 58: Půdorysné schéma výškového přechodu



Obr. 59: Řez výškovým přechodem

Třetím kritickým místem je deska nad 2.NP. Tato deska je monolitická žebírková železobetonová na rozpětí 12,0 m. Tato deska je oslabeno otvory 2 x 3 m. V místě otvoru jsou žebra ve směru y.



Obr. 60: Otvor v desce nad 2.NP



4 Závěr

Stěnové železobetonové nosníky jsou jako konstrukční prvky díky své tvarové a koncepční rozmanitosti velmi oblíbené mezi současnými architekty. Jedná se o typ konstrukce, který se řadí mezi poruchové oblasti, a proto je důležité jejich návrhu věnovat patřičnou pozornost.

V rámci rešeršní části diplomové práce bylo popsáno statické působení stěnových nosníků pro různé typy podepření. Byly uvedeny rozdíly ve statickém působení mezi stěnovými a ohybově štíhlými nosníky. Dále byly shrnuty metody pro jejich navrhování, které se využívali v minulosti, a především metody používané dnes. Na závěr byly představeny numerické výpočetní programy, které se v dnešní době používají k návrhu stěnových železobetonových nosníků. Jeden z programů popsáný v této části byl následně použit v konstrukční části při návrhu stěnových nosníků řešeného objektu.

V konstrukční části diplomové práce byl proveden návrh části objektu Atletického centra v Ústí nad Labem. Byly zpracovány dvě varianty konstrukčního systému objektu, které se lišily tvarem a uspořádáním hlavních nosných prvků 2.NP (stěnové nosníky s otvory / parapetní nosník s průběžným oknem) a systémem rozmístění svislých podpor (sloupů) v 1.NP. V celém objektu byly nejprve předběžně navrženy geometrické dimenze jednotlivých nosných prvků pro obě varianty, za účelem zpracování výkresů tvaru. Varianta A (varianta se stěnovými nosníky) byla následně řešena podrobněji, včetně návrhu výztuže jednotlivých prvků a jejich posouzení na MSÚ a MSP. Tato varianta byla zvolena záměrně z důvodu přítomnosti složitějších stěnových nosníků, které jsou hlavní náplní diplomové práce. Pro řešenou část objektu (běžecká a skokanská dráha v 2.NP) byl vytvořen 3D výpočetní model v programu SCIA Engineer, pomocí kterého byly navrženy a posouzeny stropní desky nad 1.NP a 2.NP. Zároveň okrajové reakce stropních desek, získané z tohoto modelu, byly využity jako vstupní hodnoty zatížení pro následný návrh stěnových nosníků. Návrh a posouzení obvodových železobetonových stěn (stěnových nosníků) byl proveden pomocí 2D modelů v programu IDEA StatiCa – výsledky chování, získané z 3D modelu v programu SCIA Engineer, v případě stěnových nosníků neodpovídají realitě a nelze je použít pro návrh výztužení ani posouzení. Na závěr byly zpracovány výkresy výztuže stropních desek a vybraných železobetonových stěn.



Seznam použitých zdrojů a literatury

Normy, technická pravidla

- [1] ACI 318-14. *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Farmington Hills, USA: American Concrete Institute
- [2] ACI 318-56. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. Detroit. American Concrete Institute
- [3] ACI 318-63. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. Detroit. American Concrete Institute
- [4] ACI 318-71. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. Detroit. American Concrete Institute
- [5] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. listopad 2006.
- [6] FIB. *Design examples for strut and tie models*. [online]. 2011. [cit. 2021-10-20]. Dostupné z: <https://books.google.cz/books?id=n0PLnVPqaPEC&printsec=frontcover&hl=cs#v=onepage&q&f=false>
- [7] PROCHÁZKA, Jaroslav, ŠMEJKAL, Jiří, VÍTEK, Jan, VAŠKOVÁ, Jitka. *Navrhování betonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knihovna (ČKAIT). ISBN 978-80-87438-03-9.
- [8] SCIAMMARELLA, Ceasar. A. *Technical Paper No. 274: Effect of Holes in Deep Beams With Reinforced Vertical Edges*. Florida engineering and industrial experiment station, prosinec 1963.

Odborná literatura a články

- [9] BAIRÁN, Jesús Miguel. *Nonlinear modelling of reinforced concrete structures*. 1994. [online]. [cit. 2021-10-25]. Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/313497563_Introducing_SARA_ATENA_FREET
- [10] BAŽANT, Zdeněk. *Plošné betonové konstrukce*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 1998. Učební texty vysokých škol. ISBN 80-214-0975-4.



- [11] BIRRCHEER, David, TUCHSCHERER, Robin, HUIZINGA, Matt, BAYRAK, Oguzhan, WOOD, Sharon, JIRSA, James. *Strength and serviceability design of reinforced concrete deep beams*. [online]. The University of Texas at Austin, duben 2009. [cit. 2021-10-04]. Dostupné z: http://ctr.utexas.edu/wp-content/uploads/pubs/0_5253_1.pdf
- [12] BROŽOVSKÝ, Jiří, MATERNA, Alois. *Metoda konečných prvků ve stavební mechanice*. Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava a Západočeská univerzita v Plzni, 2012.
- [13] DERE, Yunus. *Nonlinear Finite Element Analysis of an R/C Frame Under Lateral Loading*. Selcuk University, Konya, Turkey. 2011. [online]. [cit. 2021-10-25]. Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/284672766_Nonlinear_Finite_Element_Analysis_of_an_RC_Frame_Under_Lateral>Loading
- [14] HAVLOVÁ, Pavla. *Analýza konstrukcí*. [online]. [cit. 2021-12-20]. Dostupné z: <https://slideplayer.cz/slide/2728438/>
- [15] HERRMANN, Leopold. *Fourierovy řady: komentované přednášky*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2006. ISBN 80-010-2603-5.
- [16] KOLÁŘ, Vladimír, BENEŠ, Jiří, SOBOTKA, Zdeněk. *Nosné stěny a desky*. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1961. Česká matice technická. Ročník 64 (1961).
- [17] KONVALINKA, Petr, ŠÁNA, Vladimír, SOVJÁK, Radoslav, JANDEKOVÁ, Dagmar, JÍRA, Aleš, ZATLOUKAL, Jan. *Analýza stavebních konstrukcí: Doplnkové skriptum: Teorie + příklady*. 2020. [cit. 2021-10-17]. Dostupné z: https://mech.fsv.cvut.cz/homeworks/student/ANKC/Skripta_ANKC
- [18] KOUKAL, Stanislav, POTŮČEK, Radovan, KŘÍŽEK, Michal. *Fourierovy trigonometrické řady a metoda konečných prvků v komplexním oboru*. Praha: Academia, 2002. ISBN 80-200-1029-7.
- [19] NAVRÁTIL, Jaroslav, ŠEVČÍK, Petr, MICHALČÍK, Libor, FOLTYN, Petr, KABELÁČ, Jaromír. *Řešení stěn a detailů betonových konstrukcí*. Sborník konference betonářské dny 2017. Praha. ČSSI (ČBS). 2017. ISBN 978-80-906759-0-2
- [20] NOVÁK, Otakar, HOŘEJŠÍ, Jiří. *Statika stavebních konstrukcí*. Praha: Nakladatelství technické literatury, 1972. Česká matice techn.
-



- [21] PROCHÁZKA, Jaroslav, ŠMEJKAL, Jiří. *Betonové vícepodlažní a halové konstrukce*. 1. vydání. V Praze: České vysoké učení technické, 2018. ISBN 978-80-01-06518-1.
- [22] PROCHÁZKA, Jaroslav, ŠMEJKAL, Jiří. *Modelování a vyztužování železobetonových konstrukcí*. 1. vydání. Praha: České vysoké učení technické v Praze, Česká technika – nakladatelství ČVUT, 2020. ISBN 978-80-01-06771-0.
- [23] PROCHÁZKA, Jaroslav, ŠMEJKAL, Jiří. *Navrhování s použitím modelů náhradní příhradoviny*. Beton TKS 5/2009, str. 80-85. ISSN 1213-3116.
- [24] PROCHÁZKA, Jaroslav, ŠMEJKAL, Jiří. *Navrhování stěnových nosníků s použitím modelů náhradní příhradoviny*. Beton TKS 6/2010, str. 52-59. ISSN 1213-3116.
- [25] PROCHÁZKA, Jaroslav, ŠMEJKAL, Jiří. *Poruchové oblasti železobetonových konstrukcí (TP 1.13.1)* [online]. ČKAIT, 2015 [cit. 2021-10-5]. Dostupné z: <https://profesis.ckait.cz/dokumenty-ckait/tp-1-13-1/#8-2-1>
- [26] PROCHÁZKA, Jaroslav, ŠTĚNÁNEK, Petr, KRÁTKÝ, Jiří, KOHOUTKOVÁ, Alena, VAŠKOVÁ, Jitka. *Navrhování betonových konstrukcí I: Prvky z prostého a železového betonu*. Praha: ČBS Servis, 2005. ISBN 80-903-5020-8.
- [27] SEMRÁD, Karel, SZÜCS, Csaba. *Pomůcka pro návrh betonových konstrukcí pomocí metody příhradové analogie_1*. v rámci projektu FRVŠ 2311/2009/G1.
- [28] SEMRÁD, Karel, SZÜCS, Csaba. *Pomůcka pro návrh betonových konstrukcí pomocí metody příhradové analogie_2*. v rámci projektu FRVŠ 2311/2009/G1.
- [29] SEMRÁD, Karel, SZÜCS, Csaba. *Pomůcka pro návrh betonových konstrukcí pomocí metody příhradové analogie_3*. v rámci projektu FRVŠ 2311/2009/G1.
- [30] SEMRÁD, Karel, SZÜCS, Csaba. *Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie*. v rámci projektu FRVŠ 2311/2009/G1.
- [31] SERVÍT, Radim. *Pružnost a pevnost ve stavitelství II.: Základy matematické teorie pružnosti*. SNTL/SVTL, 1966.
- [32] TIPKA, Martin. *Základní principy navrhování železobetonových konstrukcí a jejich kritických oblastí*. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2017.
- [33] TIPKA, Martin, NOVÁK, Josef. *Analýza metod výpočtu železobetonových lokálně podepřených desek*. v rámci projektu FRVŠ 905/2011/G1.



Webové zdroje

- [34] Ansys. [online]. [cit. 2021-10-25]. Dostupné z: <https://www.svsfem.cz/>
- [35] Ansys. [online]. [cit. 2021-12-19]. Dostupné z:
<https://www.facebook.com/civilfem.software/photos/2153580471531071>
- [36] ATENA. [online]. [cit. 2021-10-21]. Dostupné z:
<https://www.cervenka.cz/cz/produkty/atena/>
- [37] BÍLÝ, Petr. *Nelineární analýza železobetonových konstrukcí: Úvod do problematiky*. [online]. [cit. 2021-10-23]. Dostupné z:
<http://people.fsv.cvut.cz/~bilypet1/vyuka/YMVB/YMVB05.pdf>
- [38] IDEA StatiCa. *Teoretické manuály*. [online]. [cit. 2021-10-21]. Dostupné z:
<https://www.ideastatica.com/cz>
- [39] Midas. [online]. [cit. 2021-10-23]. Dostupné z: <https://www.midas-sw.cz/>
- [40] Midas. [online]. [cit. 2021-12-19]. Dostupné z:
https://geotechpedia.com/Images/Software/midas_gen_software.png
- [41] *Neubau evangelisches Gymnasium, Bad Marienberg* [online]. [cit. 2021-9-30]. Dostupné z: <http://www.fischer-friedrich.de/projekte/sozialbauten/neubau-evangelisches-gymnasium>
- [42] *Photos of Central District Buildings* [online]. [cit. 2021-09-30]. Dostupné z:
<http://bayimages.net/photos/hong-kong/hong-kong-island/buildings-in-central/jardine-house-exchange-square-hong-kong-15019.html>
- [43] RÖSLER, M. *Wandartige Träger*. Berlin: Beuth Hochschule für Technik. [online]. [cit. 2021-10-18]. Dostupné z: <https://silo.tips/download/beuth-hochschule-fr-technik-berlin>
- [44] *Stěnové nosníky* [online]. [cit. 2021-10-6]. Dostupné z:
http://people.fsv.cvut.cz/www/hanzlhan/PJ1C/1_stenove_nosniky.pdf