

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



OPTIMALIZACE NÁVRHU LOKÁLNĚ PODEPŘENÉ DESKY

Bakalářská práce

Studijní program: (B3651) Stavební inženýrství (SI)

Studijní obor: (3608R008) Konstrukce pozemních staveb (C)

Autor práce: **Tomáš Olžbut**

Vedoucí práce: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

Praha 2022

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Olžbut	Jméno: Tomáš	Osobní číslo: 485996
Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Optimalizace návrhu lokálně podepřené desky	
Název bakalářské práce anglicky: Optimization of flat slab design	
Pokyny pro vypracování: <ul style="list-style-type: none">- Typologie lokálně podepřených desek, příklady použití, výhody a nevýhody- Přehled návrhových metod pro podélnou výztuž- Problematika protlačení - výpočetní postupy, způsoby vyztužení či zesílení stykové oblasti- Vícekriteriální optimalizace lokálně podepřené desky pro zvolenou konstrukci- Vyhodnocení výsledků	
Seznam doporučené literatury: <ul style="list-style-type: none">- Procházka, J., Šmejkal, J.: Betonové stropní a schodišťové konstrukce. ČVUT, 2017.- Zich M., Bažant Z.: Plošné betonové konstrukce, nádrže a zásobníky. CERM, 2010.- Nilson, A.H. et al: Design of Concrete Structures. 14th ed. McGraw Hill, 2010. Kapitola 13.- Brooker, O.: How to design reinforced concrete flat slabs using Finite Element Analysis. The Concrete Center, 2021.- Archiv časopisu BETON TKS: https://www.betonTKS.cz/archiv/- Samostatně vyhledejte a zapracujte další vhodné zdroje	
Jméno vedoucího bakalářské práce: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.	
Datum zadání bakalářské práce: 14.2.2022	Termín odevzdání bakalářské práce: 15.5.2022
<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 bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutně uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

17 -02- 2022

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že bakalářskou práci na téma **Optimalizace návrhu lokálně podepřené desky** jsem vypracoval samostatně s použitím uvedené literatury a na základě konzultací s vedoucím mé bakalářské práce. Současně čestně prohlašuji, že tištěná verze práce se shoduje s elektronickou verzí, která byla vložena do IS KOS.

Dále prohlašuji, že nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu § 60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze dne 15. května 2022

.....

Tomáš Olžbut

Poděkování

Rád bych poděkoval vedoucímu bakalářské práce doc. Ing. Petrovi Bílému, Ph.D. za odborné vedení, cenné rady, připomínky a trpělivost při zpracování mé bakalářské práce. Dále bych rád poděkoval své rodině, která je mi po celou dobu mého studia oporou.

Abstrakt

Obsahem této bakalářské práce je vícekritériální optimalizace lokálně podepřené desky na zvolené konstrukci. V první části práce je zpracován základní přehled problematiky lokálně podepřených desek. Je podrobněji rozebrána problematika protlačení, vyztužení na protlačení a vliv prostupů na lokálně podepřené desky. Dále jsou předvedeny zjednodušené a obecné výpočetní metody a možnosti jejich použití. Ve druhé části práce je popsán proces optimalizace, stanovení kritérií a následně proveden výpočet čtyř variant řešení lokálně podepřené desky na zadané konstrukci. Konstrukce bude řešena primárně za pomoci statického programu SCIA Engineer 21.1. V závěru práce jsou varianty vyhodnoceny a porovnány v závislosti na stanovených kritériích.

Klíčová slova

Železobetonové konstrukce, stropní konstrukce, lokálně podepřené desky, protlačení, vícekritériální optimalizace, finanční porovnání, uhlíková stopa.

Abstract

The scope of this bachelor thesis is the multi-criteria optimization of a flat slab on a selected structure. In the first part of the thesis are discussed in detail the issues of extrusion, reinforcement for extrusion and the effect of penetrations on flat slabs. Simplified and general calculation methods and their possible applications are also presented. In the second part of the thesis, the optimization process and the determination of criteria are described, followed by the calculation of four design options for a flat slab on a given structure. The structure will be analyzed primarily using the static programme SCIA Engineer 21.1. At the end of the thesis, the options are evaluated and compared in terms of chosen criteria.

Keywords

Steel reinforced concrete structures, floor structures, flat slabs, punching shear, multi-criteria optimization, financial comparison, carbon footprint.

Obsah

1	Úvod	9
2	Lokálně podepřené desky	10
2.1	Konstrukční uspořádání	12
2.2	Statické působení a konstrukční řešení	14
2.3	Protlačení.....	15
2.3.1	Únosnost v protlačení	16
2.3.2	Kontrolované obvody	17
2.3.3	Posouzení jednotlivých kontrolovaných obvodů.....	18
2.4	Vyztužení na protlačení.....	21
2.4.1	Třmínková výztuž	22
2.4.2	Smykové trny	23
2.4.3	Smykové kozlíky	24
2.4.4	Příhradová smyková výztuž.....	25
2.4.5	Skrytá ocelová hlavice	25
2.5	Vliv prostupů na lokálně podepřené desky	26
3	Výpočetní metody a možnosti jejich použití	27
3.1	Metoda součtových momentů	28
3.1.1	Výpočet celkového součtového momentu	29
3.1.2	Rozdělení celkového součtového momentu	29
3.2	Metoda náhradních rámců.....	31
3.3	Metoda konečných prvků (MKP).....	32
4	Vícekritériální optimalizace vybrané konstrukce	34
4.1	Stanovení kritérií	34
4.1.1	Kvantifikace kritérií	35
4.2	Popis konstrukce	36
4.3	Vymezení řešené konstrukce.....	39
4.4	Návrh variant konstrukce	45
4.5	Varianta 1 – deska bez hlavic s tl. 230 mm.....	46
4.5.1	Návrhové momenty.....	46
4.5.2	Vyztužení desky – horní povrch	47
4.5.3	Vyztužení desky – spodní povrch.....	48

4.5.4	Posouzení varianty 1	49
4.5.5	Výsledné hodnoty Varianty 1	51
4.6	Varianta 2 – deska bez hlavic s tl. 260 mm.....	52
4.6.1	Návrhové momenty.....	52
4.6.2	Vyztužení desky – horní povrch	53
4.6.3	Vyztužení desky – spodní povrch.....	54
4.6.4	Posouzení Varianty 2	56
4.6.5	Výsledné hodnoty Varianty 2	58
4.7	Varianta 3 – deska s hlavicemi o tl. 200 mm	59
4.7.1	Návrhové momenty.....	59
4.7.2	Vyztužení desky – horní povrch	60
4.7.3	Vyztužení desky – spodní povrch.....	61
4.7.4	Posouzení varianty 3	62
4.7.5	Výsledné hodnoty Varianty 3	64
4.8	Varianta 4 – deska s hlavicemi o tl. 230 mm	65
4.8.1	Návrhové momenty.....	65
4.8.2	Vyztužení desky – horní povrch	66
4.8.3	Vyztužení desky – spodní povrch.....	67
4.8.4	Posouzení varianty 4	67
4.8.5	Výsledné hodnoty Varianty 4	69
5	Vyhodnocení výsledků.....	70
5.1	Hmotnosti použitých materiálů	70
5.1.1	Hmotnost betonu:.....	70
5.1.2	Hmotnost výztuže:	71
5.2	Finanční porovnání.....	72
5.3	Ekvivalentní hmotnost vypuštěného CO ₂	73
5.4	Statické porovnání.....	74
5.5	Vícekritériální porovnání	74
6	Závěr	76
7	Použitý software	78
8	Použitá literatura	79
9	Seznam obrázků.....	81

Přílohy

1 Úvod

Lokálně podepřené desky jsou jedním z nejčastěji používaných konstrukčních systémů v obytných budovách, hotelech, komerčních budovách, nemocnicích a kancelářských budovách. Snadná výstavba je jedním z důležitých aspektů, díky nimž jsou lokálně podepřené desky v poslední době často používány. Jedná se o velmi atraktivní řešení. Sloupový systém vytváří širokou škálu možností uspořádání vnitřních prostorů v objektu a umožňuje téměř libovolné využití vnitřní dispozice. Další výhodou je skutečnost, že lokálně podepřené stropy mají ve velkém množství případů rovný podhled, který vytváří prostor pro snadné vedení rozvodů TZB (voda, plyn, vzduchotechnika, elektro, kanalizace) v podstrovní oblasti. Kromě toho je možné využít absence ostrých rohů na vodorovné konstrukci a zajistit tak větší požární odolnost, protože je zde menší riziko odlupování betonu a obnažení výztuže. Zároveň díky absenci průvlaků jsme schopni ušetřit výšku budovy a tím i snížit náklady na svislé konstrukce.

Cílem práce je optimalizovat desku na vybrané konstrukci z hlediska ekonomie, ekologie a statiky. V dnešní době je vysoká cena železa v důsledku velké poptávky. Velká poptávka je způsobena hned několika faktory, mezi které patří pandemická opatření, válka na Ukrajině a vládní investice do průmyslu, stavebnictví a infrastruktury, kterými se snaží znovu nastartovat ekonomiku. Zároveň je v poslední době velmi projednáváno téma globálního oteplování, které je prokazatelně způsobováno vypouštěním oxidu uhličitého a dalších plynů do ovzduší.

Práce se snaží ukázat, jak moc je důležité se zamyslet nad návrhem desky a jaké může mít ekologické a ekonomické dopady špatný návrh konstrukce. Bakalářskou práci lze rozdělit na dvě části. V první části bakalářské práce je shrnuta základní problematika lokálně podepřených desek, včetně protlačení, vlivu prostupů a statického působení.

Ve druhé části práce je na úvod představena konstrukce, která je předmětem výpočtu. Je uvedena metoda a vstupní hodnoty, které jsou použity pro všechny případy výpočtu. Následně jsou pro každou variantu nejdříve uvedeny návrhové momenty, na které se následně navrhne vyztužení a u každé jednotlivé varianty je provedeno posouzení mezních stavů použitelnosti. V závěru práce jsou uvedeny tabulky s výslednými hodnotami a je provedena vícekritériální optimalizace, na základě již zmiňovaných kritérií.

2 Lokálně podepřené desky

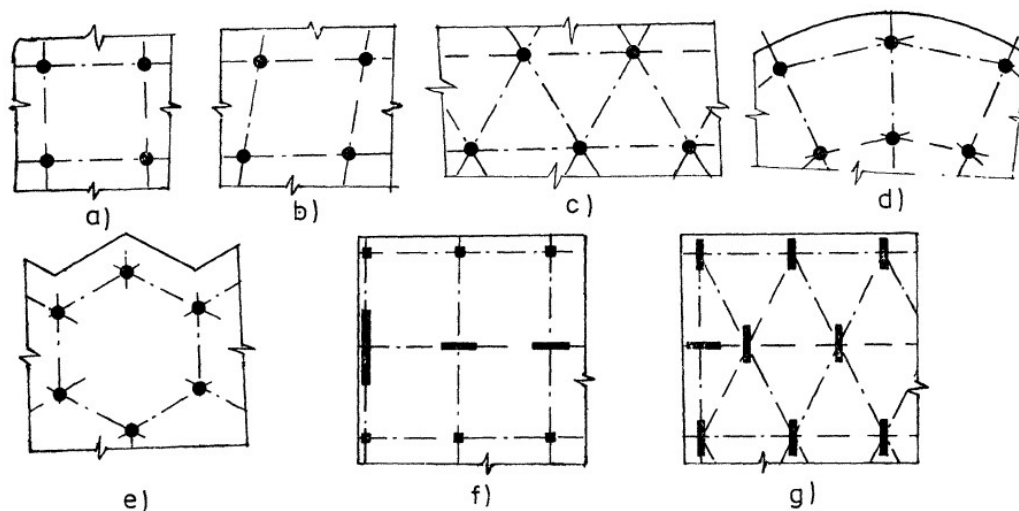
Lokálně podepřené stropní desky představují vodorovné nosné konstrukce, podepřené převážně lokálními prvky, které umožňují přetvoření ve dvou navzájem kolmých směrech. Za lokální podporující prvky považujeme svislé nebo nakloněné konstrukce, které ani jedním svým rozměrem nezasahují do více než $1/6$ rozpětí přilehlého deskového pole [1].



Obrázek 1 – Příklad lokálně podepřené desky [2]

Běžná osová vzdálenost podpor nepředpjatých železobetonových desek bývá 5 až 9 m (obvykle 5 až 7 m) u nevylehčených desek. V případě vylehčených desek lze dosáhnout rozpětí až cca 12 m. Při větších zatíženích a rozpětích lze desku vylehčit dutinami, nebo kazetami [3]. Deska může být konstantní tloušťky a uložena na lokálních podporách přímo nebo na hlavice. V případě konstantní tloušťky je ideální minimální tloušťka desky 200 mm z důvodu možnosti vložení výztuže na protlačení [4].

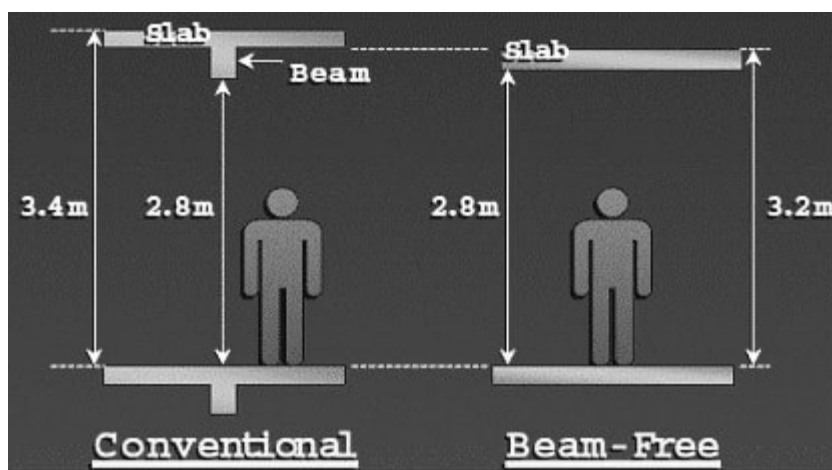
Při návrhu svislé nosné konstrukce je důležité, aby dispozice podpor vycházela z funkčních požadavků objektu. Příklady vhodného uspořádání podporujících prvků viz Obrázek 2. Z hlediska hospodárnosti má mít konstrukce v obou směrech alespoň 3 pole a jejich rozpětí by se nemělo příliš lišit [3]. Před návrhem konstrukce je třeba se zamyslet také nad aspekty jako přítomnost nebo nepřítomnost prostupů v desce a význam průhybů pro ostatní konstrukce.



Obrázek 2 – Příklad uspořádání podporujících prvků [5]

Výhody lokálně podepřených desek:

- Úspora výšky budovy – nižší výška podlaží snižuje hmotnost jednotlivých svislých konstrukcí (nižší příčky a obložení fasády)
- Kratší doba výstavby
- Jedna úroveň podhledu
- Snadná instalace rozvodů technického zařízení budovy
- Flexibilita v uspořádání místnosti [2]



Obrázek 3 – Výhoda úspory výšky budovy [2]

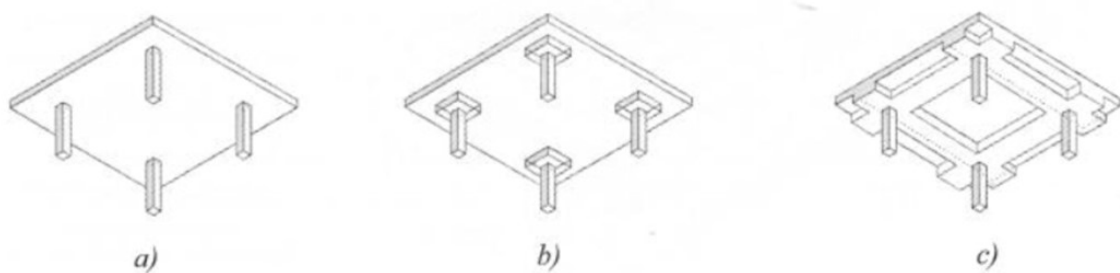
Nevýhody lokálně podepřených desek:

- Nutné dodatečné ztužení objektu – např. ztužujícím jádrem či nosnými, tuhými stěnami
- Náchylnost na jakákoliv bodová či liniová zatížení jako je například schodiště

2.1 Konstrukční uspořádání

U lokálně podepřených desek můžeme rozlišit tři základní varianty:

- Desky s konstantní tloušťkou (a)
- Desky zesílené v oblasti podpory (b)
- Desky opatřené nízkými širokými průvlaky (c)

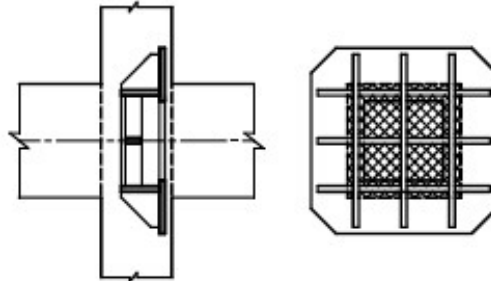


Obrázek 4 – Základní typy desek [3]

Desky s konstantní tloušťkou (také nazýváme jako desky bezhřibové) jsou podepřeny lokálními podporami bez viditelných hlavic či zesilujících liniových prvků. Výhodou těchto desek je jednoduchost provádění bednění a umožnění jednoduchého vedení instalací pro technické zařízení budovy v prostoru pod stropní deskou. Nevýhodou těchto desek je jejich náchylnost k porušení protlačení. Opatřením mohou být např. skryté hlavice, které zvýší únosnost v protlačení a zároveň zajistí splnění požadavku na zachování rovinnosti obou povrchů desky.

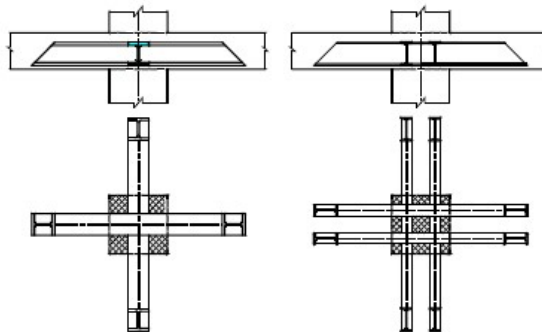
Nejběžnější typy ocelových skrytých hlavice:

- Ocelová skrytá manžetová hlavice



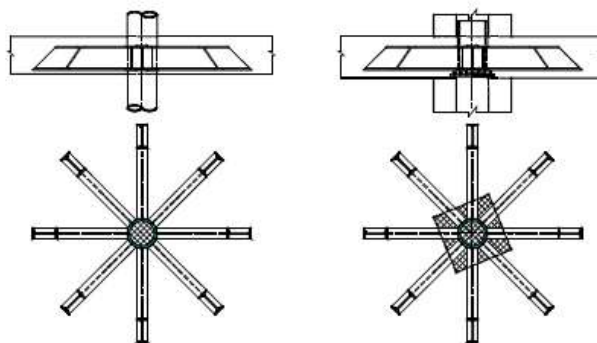
Obrázek 5 – Ocelová skrytá manžetová hlavice [6]

- Ocelová skrytá roštová hlavice



Obrázek 6 – Ocelová skrytá roštová hlavice [6]

- Ocelová skrytá žebrová hlavice



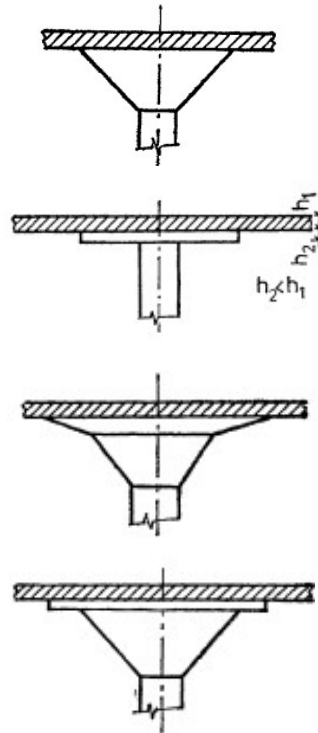
Obrázek 7 – Ocelová skrytá žebrová hlavice [6]

Desky zesílené v oblasti podpory můžeme také nazývat jako desky hříbové. Zesílení tvoří přechod mezi vodorovnou a svislou nosnou konstrukcí. Optimálním návrhem jsme schopni výrazně snížit světlé rozpětí deskového pole a tím zvýšit únosnost desky v ohybu. Typické pro tyto desky je zesílení pomocí zesilující desky, viditelných

hlavic, anebo vzájemnou kombinací obou. Hlavice jsou nejčastěji kuželovitého (kónického), případně jehlanovitého tvaru. Hlavice mohou být ocelové, vyztužené betonářskou ocelí, nebo předpjaté. Výhodou těchto desek je zvýšení únosnosti jak ve smyku (protlačení), tak v ohybu. Nevýhodou je vyšší cena a náročnost provádění [3].

Nejběžnější typy viditelných hlavic:

- Hřibová hlavice jednoduchá
- Hlavice se zesilující deskou
- Hřibová hlavice lomená
- Hřibová hlavice kombinovaná se zesilující deskou



Obrázek 8 – Typy viditelných hlavic [3]

Desky opatřené nízkými širokými průvlaky jsou při spodním povrchu zesíleny tzv. ztužujícími trámy, obvykle o málo vyššími, než je tloušťka desky a širšími, než je podpora [3]. Výhodou těchto desek je, že ploché průvlaky mají vliv na přerozdělení vnitřních sil a celkové ztužení stropní desky. Svým statickým působením se přibližuje spíše trámovému stropu, ačkoli tyto průvlaky nevytváří nepoddajnou podporu, a tím se liší od klasických obousměrně pnutých trámových stropů.

2.2 Statické působení a konstrukční řešení

Při statickém vyšetřování lokálně podepřených desek je nutné prověřovat **mezní stavy únosnosti** (zajištění spolehlivosti proti porušení) a **mezní stavy použitelnosti** (přetvoření, trhliny). S přihlédnutím k posuzovanému stavu lze použít metody založené

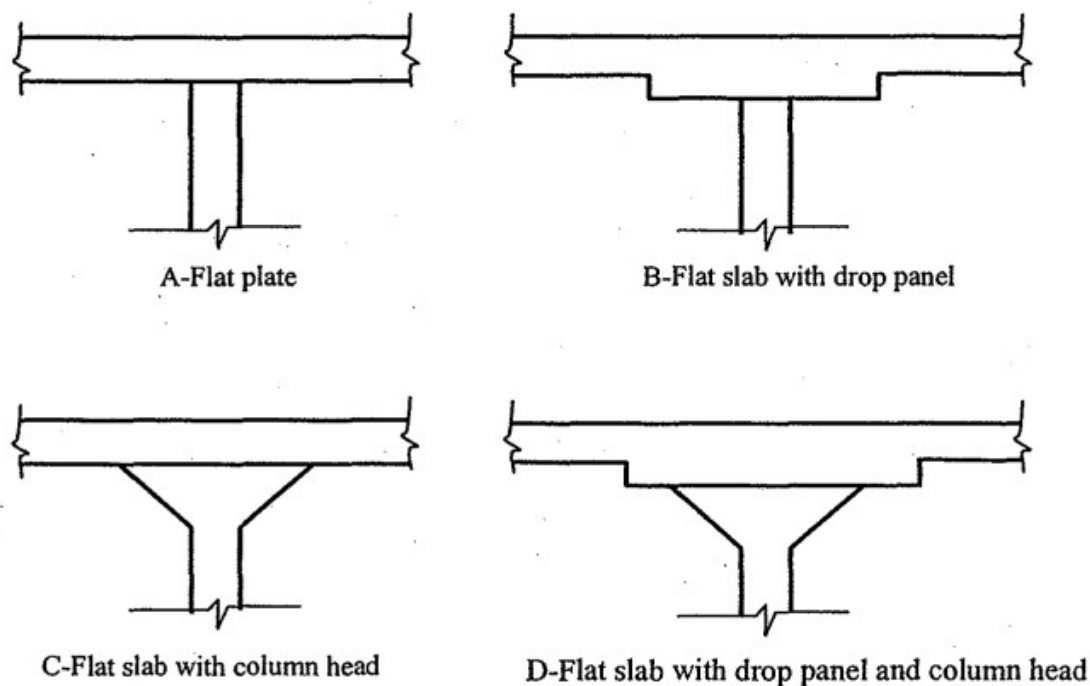
na **teorii lineární pružnosti** (s případnou redistribucí ohybových momentů), **teorii mezní plastické rovnováhy** a **teorii fyzikální nelinearity** [3].

Dominantní zatížení obvykle působí kolmo na střednicovou rovinu desky. Zatížení je roznášeno do dvou navzájem kolmých směrů a vzniká tak plocha dvojí křivosti. Na rozdíl od po obvodě podepřených desek, které mají výraznější tuhost ve spojnici podpor, se lokálně podepřené konstrukce vlivem absence liniových podpor prohýbají i ve směru spojnice středů podpor. Výsledná deformace takové konstrukce je pak součtem deformací v jednom a druhém směru [1].

Staticky vhodné je navrhovat lokálně podepřené desky o třech a více polích. Překonzolování desky je vhodné jak pro zmenšení ohybového momentu v poli i nad podporou, ale i ke zmenšení ohybového momentu v hlavě krajního sloupu. Nejvhodnější ze statických a konstrukčních důvodů je ukončení desky ve vzdálenosti $a = (0,15 \text{ až } 0,25)l$ od spojnice sloupů. Dále je výhodné navrhovat ztužující stěny a jádra k přenášení vodorovných sil, jelikož konstrukce má nízkou ohybovou tuhost. Pouze u nízkopodlažních budov lze zachytit vodorovné zatížení rámovým spojením sloupů s deskou. Pro efektivní návrh je dobré nezatěžovat lokálně podepřenou desku bodovým či liniovým zatížením, je tedy dobré navrhovat samostatné nosné systémy schodiště a tím nepřetěžovat desku. Také se snažíme co nejméně narušovat statické působení systému otvory. Je tedy výhodné vytvořit částečné nebo úplné podepření schodiště nosnými stěnami, které spojíme s výtahovými šachtami a vytvoříme tak komunikační jádro, které zároveň funguje jako ztužení konstrukce proti účinkům vodorovných sil [3] [7].

2.3 Protlačení

Hlavním problémem při použití lokálně podepřených desek je přenos smyku z desky do svislé nosné konstrukce (protlačení). Jinými slovy hrozí nebezpečí, že sloupy prorazí desku. Protlačení může nastat v blízkosti sloupových podpor, na koncích podporujících stěn, případně pod lokálním břemenem. Profesori z egyptské university Gnoheim a El-Mihilmy dávají určitý návod, jak postupovat při výběru koncepce lokálně podepřené desky. V případě protlačení v blízkosti sloupových podpor jejich doporučení zní, že pokud užitečná zatížení nepřesáhnou 3 kN/m^2 můžeme použít desku bez hlavic a podpůrných desek (řešení A na Obrázku 9).

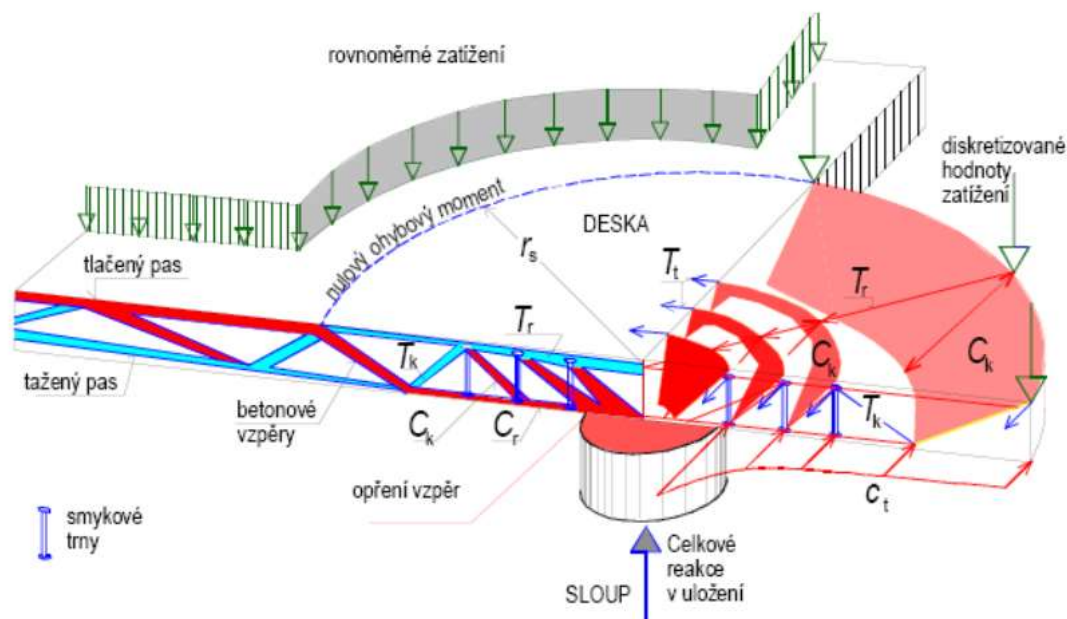


Obrázek 9 – Základní typy zesílení [8]

Pokud užitná zatížení přesáhnou 3 kN/m^2 je vhodné použít desku se zesilující deskou v oblastech sloupů (řešení B na Obrázku 9). Použití zesilujících desek zvyšuje v místech s velkými zápornými momenty únosnost a snižuje riziko selhání ve smyku. Pokud navíc užitná zatížení přesahují 6 kN/m^2 doporučuje se použít hříbové hlavice (řešení C na Obrázku 9). V případě mimořádně velkých užitných zatížení ($>10 \text{ kN/m}^2$) jako například v průmyslových budovách a skladech se doporučuje použít kombinaci hříbové hlavice a zesilující desky (řešení D na Obrázku 9). Jedná se však jen o možné doporučení, konkrétní řešení vždy závisí na parametrech řešené stavby [8].

2.3.1 Únosnost v protlačení

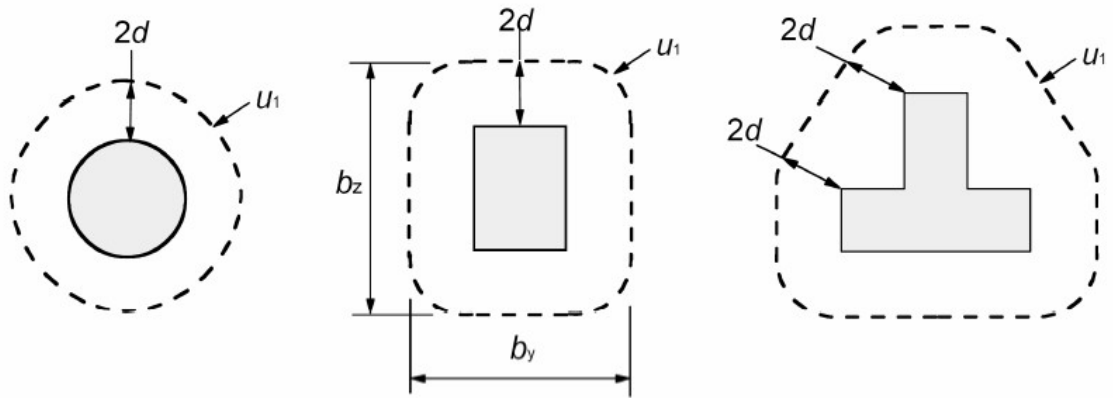
Mezní stav protlačení se posuzuje podle ČSN EN 1992-1-1, kde návrh pro tuto oblast vychází z modelu náhradní příhradoviny. Místa, ve kterých dochází k protlačení, se řadí mezi tzv. D oblasti (oblasti diskontinuit, poruchové oblasti).



Obrázek 10 – Obecný model příhradové analie na lokálně podepřené konstrukci [7]

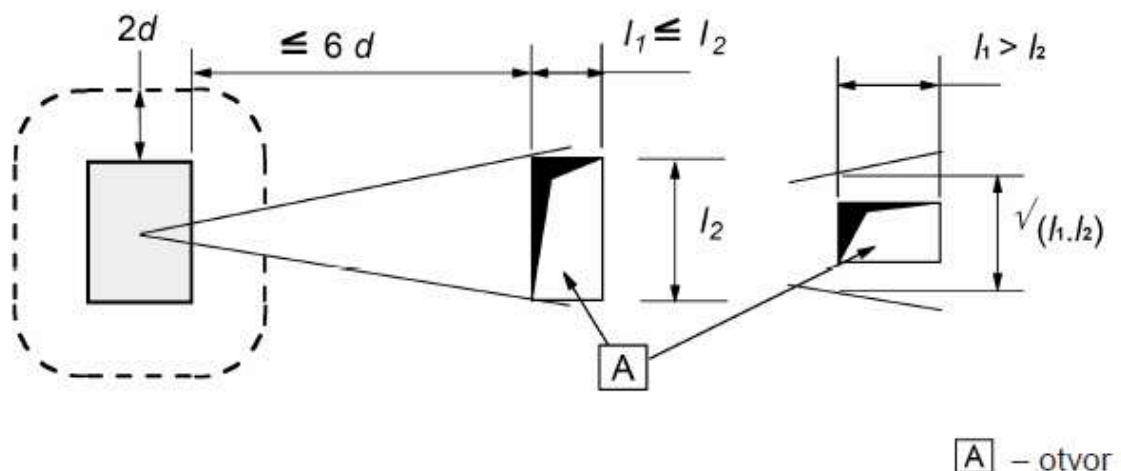
2.3.2 Kontrolované obvody

Při návrhu desky na protlačení v rámci MSÚ se vychází z tzv. kontrolovaných obvodů, které závisí především na tvaru styčné plochy a vzdálenosti $k \cdot d$ od styčné plochy (hrany sloupu, popř. stěny). Dva základní kontrolované obvody se nazývají u_0 a u_1 . Kontrolovaný obvod u_0 se uvažuje jako obvod styčné plochy podpory a desky. Druhý kontrolovaný obvod u_1 při výpočtu idealizujeme, podle tvaru podpory, ve vzdálenosti $k \cdot d$ od hrany styčné plochy [3]. Kritická smyková trhlinka vzniká při taženém líci deskového prvku podle EC2 ve vzdálenosti $2d$ od líce styčné plochy a příslušný obvod má být vytvořen tak, aby byla minimalizována jeho délka (viz Obrázek 11) [9]. Pokud je navržena smyková výztuž, stanoví se poslední kontrolovaný obvod u_{out} , ve kterém již není nutná smyková výztuž. Podle ČSN EN 1992-1-1 má být obvod u_{out} ve vzdálenosti od u_1 maximálně $1,5d$ (ve směru ke styčné ploše), jinak je potřeba definovat další mezilehlé kontrolované obvody u_i [9].



Obrázek 11 – Typické základní kontrolované obvody u_1 u zatěžovacích ploch [9]

Pokud se kontrolovaný obvod nachází v blízkosti otvoru je nutné ověřit, zda bude mít otvor vliv na část kontrolovaného obvodu. Nejprve je nutné ověřit, zda se otvor nachází ve vzdálenosti maximálně $6d$ od hrany otvoru ke hraně podpory (popř. obvodu u_0). Pokud ano, tak část kontrolovaného obvodu, mezi tečnami vedenými k obrysu otvoru ze středu zatěžované plochy, je považována za neúčinnou, jak je názorně ukázáno na Obrázku 12 [9].



A – otvor

Obrázek 12 – Kontrolovaný obvod v blízkosti otvoru [9]

2.3.3 Posouzení jednotlivých kontrolovaných obvodů

Jednotlivé obvody počítáme a posuzujeme podle normy ČSN EN 1992-1-1 a používáme pro to následující vztahy:

- V kontrolovaných obvodech jsou definovány následující návrhové únosnosti ve smyku, které se posuzují vůči působícím smykovým napětím:

- $v_{Rd,c}$ je návrhová hodnota únosnosti ve smyku při protlačení desky bez smykové výztuže;
- $v_{Rd,cs}$ je návrhová hodnota únosnosti ve smyku při protlačení desky se smykovou výztuží;
- $v_{Rd,max}$ je návrhová hodnota maximální únosnosti ve smyku při protlačení;

- V kontrolovaném obvodu u_0 nemá být překročena maximální únosnost:

$$v_{Ed,0} < v_{Rd,max}$$

maximální únosnost $V_{Rd,max}$ určíme pomocí vztahu:

$$v_{Rd,max} = 0,4v \cdot f_{cd},$$

kde f_{cd} je návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku v MPa;

v je redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem podle

$$vztahu $v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$$

- Smyková výztuž není nutná pokud:

$$v_{Ed,1} < v_{Rd,c}$$

Pokud však $v_{Ed,1} > v_{Rd,c}$ je nutné navrhnout smykovou výztuž na protlačení a nalézt další obvod u_{out} , kde již není smyková výztuž nutná;

- Pokud je nutná smyková výztuž na protlačení je nutné po návrhu výztuže posoudit únosnost ve smyku při protlačení desky s navrženou smykovou výztuží:

$$v_{Rd,cs} \geq v_{Ed1}$$

kde $v_{Rd,cs}$ je únosnost ve smyku při protlačení desky se smykovou výztuží;

v_{Ed1} je účinek návrhového zatížení v obvodu u_1

Únosnost ve smyku určíme ze vztahu:

$$v_{Rd,cs} = \min \left(0,75v_{Rd,c} + 1,5 \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,eff}}{s_r \cdot u_1}; k_{max} \cdot v_{Rd,c} \right)$$

kde $v_{Rd,c}$	je únosnost v protlačení bez výztuže v obvodu u_1 ;
A_{sw}	je průřezová plocha výztužných profilů v jednom obvodu;
$f_{ywd,eff}$	se vypočítá ze vztahu $f_{ywd,eff} = \min\left(250 + \frac{d_{eff}}{4}; f_{yd}\right)$;
s_r	je radiální rozteč profilů;
u_1	je kontrolovaný obvod;
k_{max}	se vypočítá ze vztahu $k_{max} = 1,35 + h_d/2000$

- Smykové napětí na kontrolovaném průřezu:

$$v_{Ed,i} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d}$$

kde β	je součinitel, který vyjadřuje vliv excentricity působící síly vůči těžišti styčné plochy;
V_{Ed}	je posouvající síla od působícího zatížení;
u_i	je délka řešeného kontrolovaného obvodu;
d	je průměrná účinná výška průřezu;

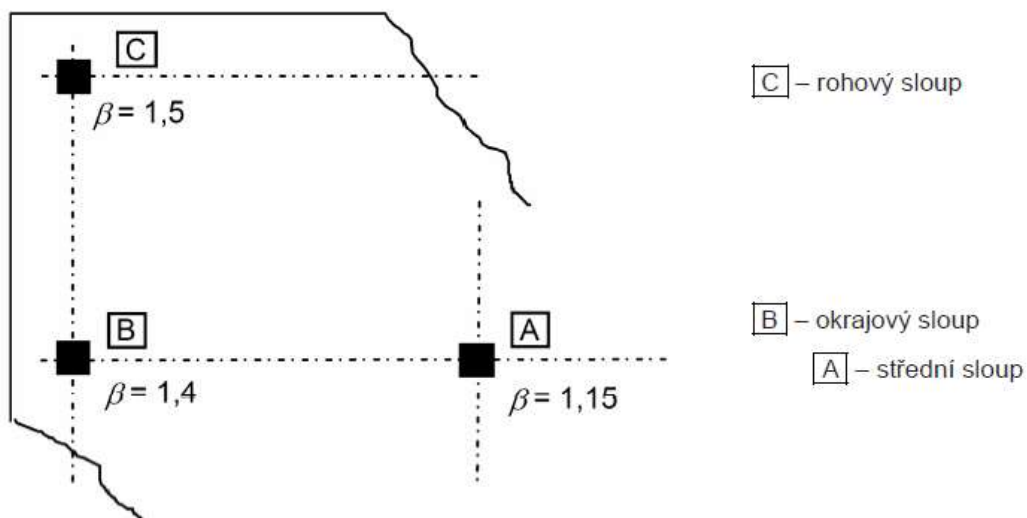
- Účinnou výšku desky předpokládáme jako konstantní a lze ji uvažovat podle vztahu:

$$d_{eff} = \frac{(d_y + d_z)}{2}$$

kde d_y a d_z jsou účinné výšky výztuže ve dvou na sebe kolmých směrech;

- Součinitel vyjadřující vliv excentricity působící síly vůči těžišti styčné plochy lze stanovit:

- a) pokud se rozpětí sousedních polí neliší více jak o 25 % lze použít přibližné hodnoty jsou znázorněny na Obrázku 13



Obrázek 13 – Přibližné hodnoty součinitele β [9]

- b) pokud jsou výstřednosti v obou ortogonálních směrech, je vhodné použít strojový výpočet, lze však i ručně, a to pomocí vztahu z ČSN EN 1992-1-1:

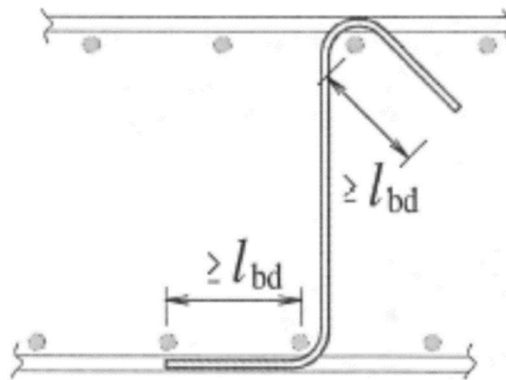
$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \cdot \frac{u_1}{W_1} \cdot e_{par}$$

2.4 Vyztužení na protlačení

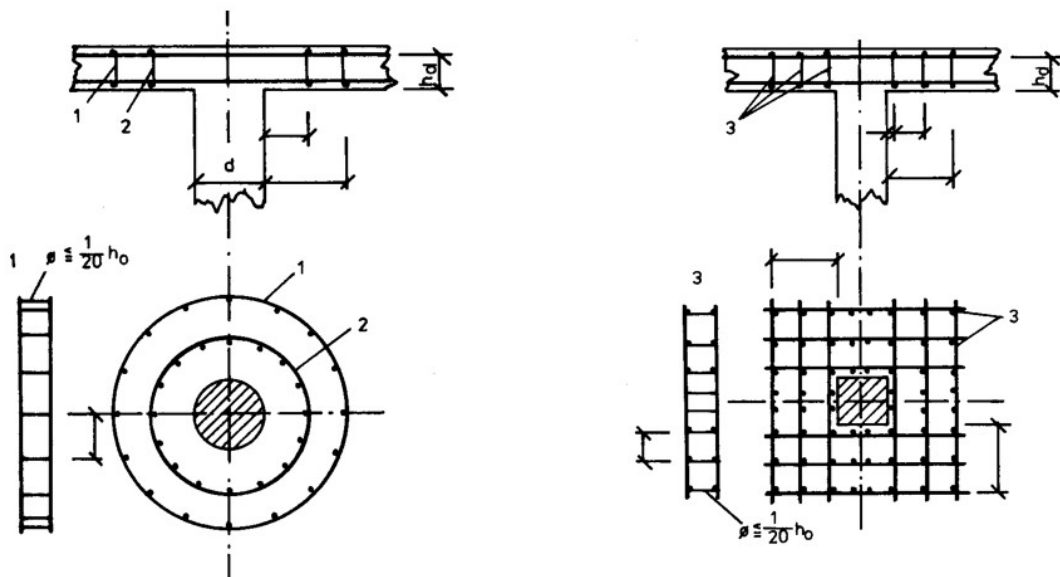
V případě, že smykové namáhání není schopna přenést ohybová výztuž v desce a hrozí tedy smykové porušení konstrukce protlačáním, navrhne se výztuž na protlačení. Tato výztuž brání smykovému porušení a tím kolapsu konstrukce lokálně podepřených desek protlačáním. U lokálně podepřených desek je minimální tloušťka smykově vyztužené desky 200 mm. Ovšem při použití smykových trnů podle ETA lze navrhnout desku o tloušťce minimálně 180 mm. V případě nutnosti návrhu smykové výztuže se navrhují třmínkové výztuže, smykové lišty s trny, smykové kozlíky (ohyby), příhradové smykové výztuže a skryté ocelové hlavice.

2.4.1 Třmínková výztuž

Tato výztuž je vytvořena z klasické betonářské výztuže. Zpravidla bývá menších průměrů (do $\varnothing 10\text{ mm}$), z důvodu snadného ohýbání. Tloušťka desky musí být minimálně 200 mm, jelikož je nutné smykovou třmínkovou výztuž dostatečně zakotvit, a to na kotevní délku l_{bd} (viz Obrázek 14). Je nutné, aby třmínková smyková výztuž obepínala alespoň jednu vrstvu dolní a horní výztuže, a tím zvyšuje celkovou pracnost při ukládání výztuže a také náklady na realizaci [10]. Příklad pravoúhlého nebo kruhového uspořádání smykových třmínků lze vidět na Obrázku 15.



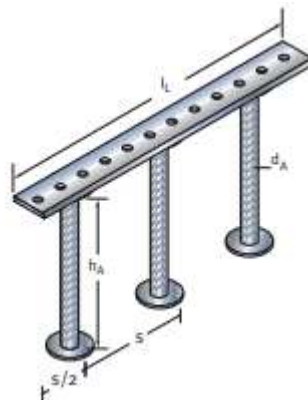
Obrázek 14 – Zakotvení třmínkové smykové výztuže na kotevní délku l_{bd} [3]



Obrázek 15 – Názorné uspořádání smykové třmínkové výztuže [7]

2.4.2 Smykové trny

Smykové trny (popř. smykové lišty) jsou dnes často využívány při návrhu proti protlačení deskových konstrukcí. Jejich zabudování do konstrukce je poměrně jednoduché, jelikož je možné vkládat i dodatečně do již vyvázané výztuže desky. Zároveň, jejich kontrola a následně i případná oprava není nijak zvláště náročná. Pokud navrhujeme do konstrukce smykové trny nemůžeme je posuzovat *podle ČSN EN 1992-1-1*, protože nelze využít jejich speciálních vlastností a má se tedy $v_{Rd,cs}$ stanovit zkouškami podle příslušného evropského technického schválení tzv. ETA. Pro tyto případy je obvykle zajištěn volně dostupný a pravidelně aktualizovaný software přímo od výrobce příslušných smykových trnů. Návrh smykových trnů podle ETA respektuje všechny zásady našich norem *EN 1990*, *EN 1991* i principy návrhu protlačení podle *EN 1992-1-1* [3]. Při použití smykových trnů lze snížit tloušťku desky až na 180 mm, a tím i odlehčit celé konstrukci. Trny se nejčastěji vyrábí z klasické betonářské oceli B500B, nebo hladké oceli. Lišty se nejčastěji vyrábí z oceli a jsou děrované (Obrázek 16), anebo místo lišty jsou použity dva distanční pruty jako např. u výztuže na protlačení KORN [11].



Obrázek 16 – Smyková výztuž proti protlačení JDA [12]



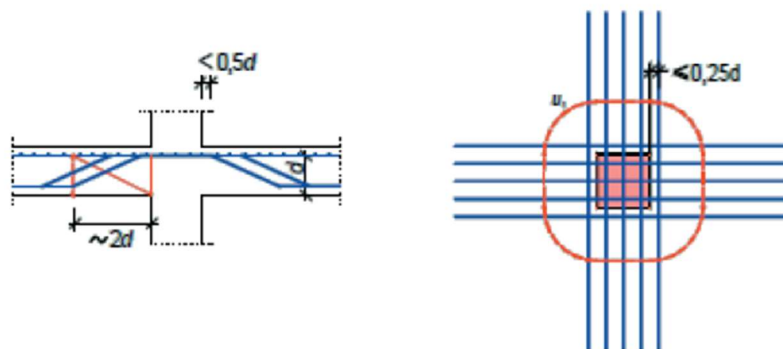
Obrázek 17 – Smyková výztuž proti protlačení KORN [11]

2.4.3 Smykové kozlíky

Další z možností výztuže na protlačení jsou ohyby, takzvané smykové kozlíky. Pruty z klasické betonářské výztuže jsou ohýbány do požadovaného úhlu, který je nejméně $\alpha = 30^\circ$. Pro tuto výztuž platí, že u horního povrchu desky musí být první ohyb umístěn maximálně $0,5d$ od hrany podpory a u dolního povrchu desky přibližně $2d$ od hrany podpory. Krajiní výztuže musí být umístěny ve vzdálenosti maximálně $0,25d$ od hrany podpory [13].



Obrázek 18 – Smykové kozlíky [14]



Obrázek 19 - Umístění smykové výztuže na protlačení [13]

Tato výztuž je velmi staticky výhodná, jelikož jsme schopni tvarovat výztuž ve směru tahového namáhání (kolmé na směr trhliny). Výztuž s ohyby se však moc nepoužívá zejména z důvodu složitější výroby a pracnějšího ukládání do bednění.

2.4.4 Příhradová smyková výztuž

Příhradová smyková výztuž je výztuž na protlačení, která se vyrábí z prutů z betonářské výztuže. Příhradová výztuž má skloněné diagonály, dolní pas, který je tvořen dvěma vodorovnými pruty a horní pas, který je tvořen jedním vodorovným prutem. Skloněné diagonály míří vždy jedním směrem, tímto dosáhneme, že všechny diagonály jsou pouze tažené. Pro případné použití musí být příhradová výztuž v souladu s ETA, ze které vychází i metodika pro posouzení speciální příhradové výztuže [3].



Obrázek 20 – Příhradová smyková výztuž na protlačení [15]

2.4.5 Skrytá ocelová hlavice

Jedná se o konstrukční prvek, který zvětšuje kontrolované obvody u_0 a u_1 . Skryté ocelové hlavice se umísťují v konstrukci tak, aby byla zachována rovinnost obou povrchů desky v okolí podporujícího prvku. Skryté ocelové hlavice jsou svařence z různých ocelových profilů a plechů. Můžeme je dělit na skryté ocelové hlavice manžetové, roštové a žebrové (viz kapitola 2.1). Hlavice musí splňovat požadavky na požární odolnost.

Konstrukce ocelové hlavice se navrhuje podle ČSN EN 1993 (Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí), ovšem kontrolované průřezy a ostatní parametry se stanoví dle ČSN EN 1992-1-1 [9].

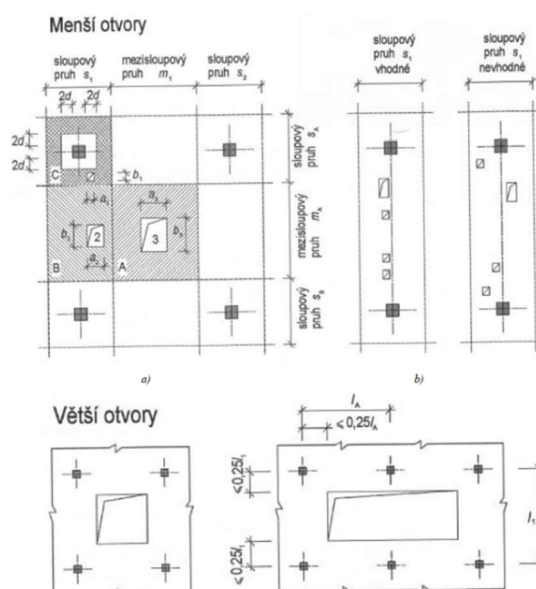


Obrázek 21 - Skrytá ocelová hlavice. Vlevo samotný svařenec, vpravo svařenec osazený v konstrukci [16]

2.5 Vliv prostupů na lokálně podepřené desky

Při návrhu lokálně podepřených desek je často nutné přihlédnout k vlivu prostupů na konstrukci. Prostupy potřebujeme pro vertikální vedení instalací a vertikálních komunikací (schodiště, výtahy). Při jejich rozmístění se snažíme co nejméně ovlivnit statickou únosnost desky v ohybu. Je pro nás tedy výhodné umisťovat prostupy do mezisloupového (středového) pruhu. V případě nutnosti umístění prostupů do sloupového pruhu se snažíme prostupy sjednotit do jedné linie, jako je vidět na Obrázku 22. Schodiště je nejlépe částečně či úplně podepřené nosnými stěnami, které můžeme spojit s výtahovými šachtami a vytvoříme tak výtahové jádro, které zároveň ztužuje konstrukci proti účinkům vodorovných zatížení [3].

Prostupy ve stropní desce hrají rovněž velmi důležitou roli při stanovení délky kontrolovaných obvodů. Tato problematika je již vysvětlena v kapitole 2.3.2 – Kontrolované obvody.



Obrázek 22 – Otvory v lokálně podepřené desce [3]

3 Výpočetní metody a možnosti jejich použití

Při návrhu lokálně podepřených desek můžeme použít obecné metody řešení. Mezi ně řadíme například **metodu konečných prvků** (MKP), **deskovou rovnici**, nebo **metodu sítí**. Při splnění určitých podmínek je možné použít pro řešení i zjednodušené metody. Ty se nazývají: **metoda součtových momentů** a **metoda náhradních rámců**. Pokud by konstrukce nesplňovala níže uvedené podmínky, není použití zjednodušených metod možné, výsledek výpočtu by neodpovídal reálnému chování konstrukce. U lokálně podepřených deskových konstrukcí uvádí norma ČSN 73 1201 následující kritéria:

- Vzájemný poměr mezi delší a kratší stranou pravoúhelníkového deskového pole není větší než 2: 1;
- Konstrukce je zajištěna proti účinkům vodorovného zatížení ztužujícími prvky;
- Na desku působí pouze kolmé (svislé) zatížení, které není dynamické a nevyvozuje únavu materiálu;
- V případě ztužujících trámů po obvodě deskového pole, musí poměrné tuhosti těchto ztužujících trámů splňovat podmínku:

$$0,2 < \frac{\alpha_1 \cdot l_2^2}{\alpha_2 \cdot l_1^2} < 5,$$

kde

α_1, α_2 vyjadřují součinitele spolupůsobení ztužujících trámů s deskou v navzájem kolmých směrech 1 a 2

l_1, l_2 je rozpětí polí ve směrech 1 a 2.

Při dodržení těchto podmínek můžeme využít pro řešení zjednodušené metody výpočtu, ty mohou být velice účinné v případě jednodušších a pravidelných konstrukcí. V případě, že by se i na jednoduchou a pravidelnou konstrukci sestavoval počítačový model, poskytují zjednodušené metody snadný prostředek pro rychlou kontrolu výsledků a ověření reálnosti vypočtených momentů v počítačovém programu [1].

3.1 Metoda součtových momentů

Metoda součtových momentů je založena na principu vyjmutí určitého segmentu z konstrukce, kterým je v případě deskové konstrukce pás desky, který v liniovém pojetí představuje nosník. Tento nosník rozdělujeme na jednotlivé segmenty, které představují deskové pole. Následně se na každém segmentu samostatně stanoví tzv. celkový součtový moment pole M_{tot} , který představuje součet podporového a mezipodporového momentu ve vyšetřovaném směru, vztažený na celou šířku vyjmutého pásu desky o dané zatěžovací šířce.



Obrázek 23 – Metoda součtových momentů – rozdělení na jednotlivé nosníkové segmenty [1]

Pro použití metody součtových momentů je nutné, aby desková konstrukce splňovala tyto doplňující podmínky:

- Desková konstrukce je v celém svém rozsahu železobetonová, případně s ocelovými, nebo předpjatými hlavicemi;
- V obou hlavních směrech jsou alespoň 3 desková pole;
- Rozpětí deskových polí v hlavním směru se neliší o více než 1/3 rozpětí kratšího pole;
- Sloupy nejsou odchýleny od osového systému o více než 10 % vzdálenosti os kolmých na směr vychýlení;
- Konstrukce bude zatížena pouze svislým zatížením rovnoměrně rozděleným po celém deskovém poli, přičemž charakteristická hodnota proměnného zatížení nebude větší než 2násobek charakteristického stálého zatížení;
- Silové účinky zatížení stanovené metodou součtových momentů nelze dále upravovat (např. redistribucí momentů);
- Konstrukce se vyšetřuje ve dvou vzájemně křížících se směrech [3].

3.1.1 Výpočet celkového součtového momentu

Celkový součtový moment na konkrétním dílčím segmentu je součet maxima momentu v poli a průměru momentů v přilehlých podporách. Celkový součtový moment pak určíme ze vztahu dle ČSN 73 1201:

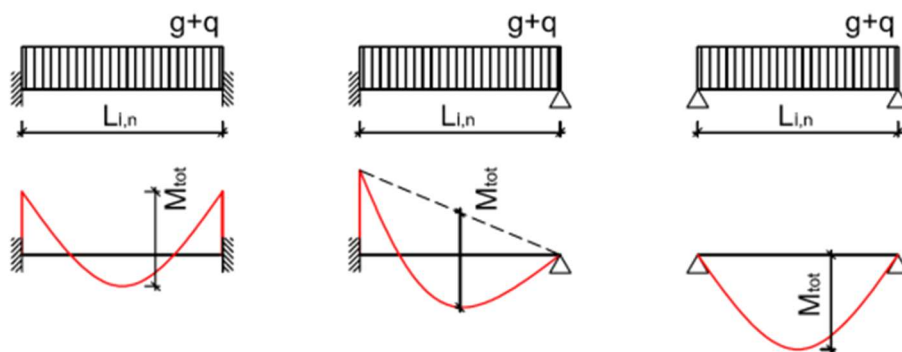
$$M_{tot} = \frac{1}{8} \cdot (\Sigma G_d + \Sigma Q_d) \cdot b \cdot L_{1n}^2$$

kde ΣG_d je součet návrhových hodnot všech plošných rovnoměrných stálých zatížení desky;

ΣQ_d je součet návrhových hodnot všech plošných rovnoměrných proměnných zatížení desky, která se mohou na konstrukci vyskytovat současně (s přihlédnutím k součinitelům kombinace);

b je šířka pruhu desky, vymezeného střednicemi pásů deskových polí ležících po obou stranách spojnice podpor, popř. střednicí krajního pásu deskových polí a okraje desky;

L_{1n} je světlost pravoúhelníkového deskového pole na spojnici podpor o teoretickém rozpětí L_1 , tj. ve směru určovaných momentů. Kruhové podpory lze převést na rovnoploché čtvercové podpory. Hodnota světlosti L_n nesmí být uvažována hodnotou menší než $0,65 \cdot L_1$ [6].



Obrázek 24 – Stanovení hodnoty celkového součtového momentu [1]

3.1.2 Rozdělení celkového součtového momentu

Na základě okrajových geometrických podmínek je nutné celkové součtové momenty rozdělit na momenty v podporách (celkové záporné momenty) a moment v poli (celkové kladné momenty).

Ve vnitřním poli deskového pásu se hodnota celkového součtového momentu M_{tot} rozdělí takto:

Celkový záporný moment: $0,65 \cdot M_{tot}$

Celkový kladný moment: $0,35 \cdot M_{tot}$ [6].

V krajním poli deskového pásu se celkové záporné momenty a celkový kladný moment určuje pomocí součinitele γ , který můžeme odečíst z následující tabulky a výsledný moment se vypočte poté ze vztahu $\gamma \cdot M_{tot}$ [6].

	Hodnoty γ pro krajní pole deskového pásu, pokud				
	Okraj desky krajního deskového pole je prostě uložen na zdi	Deska má ztužující trámy ve všech sloupcových pruzích	Deska nemá vnitřní ztužující rámy		Okraj desky krajního deskového pole vetknut
			Bez okrajového ztužujícího trámu ¹⁾	S okrajovým ztužujícím trámem	
	1	2	3	4	5
Celkový záporný moment u krajní podpory	0	0,16	0,26	0,30	0,65
Celkový kladný moment v krajním poli	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Celkový záporný moment u první vnitřní podpory	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65

¹⁾ Při stanovení momentu přenášeného z desky do okrajového sloupu posouvajícími silami je třeba vycházet z výpočtového momentu na mezi porušení sloupového pruhu ohybem, stanoveného s přihlédnutím k výztuži umístěné ve sloupovém pruhu u vyšetřovaného okraje desky.

Tabulka 1 - Hodnoty součinitele γ pro krajní deskové pole [6]

Pokud je deskový pás vyložen ve směru určovaných momentů před krajní podporu, pak je nutné celkový záporný moment z vnitřní strany krajní podpory určit podle vztahů uvedených v ČSN 73 1201.

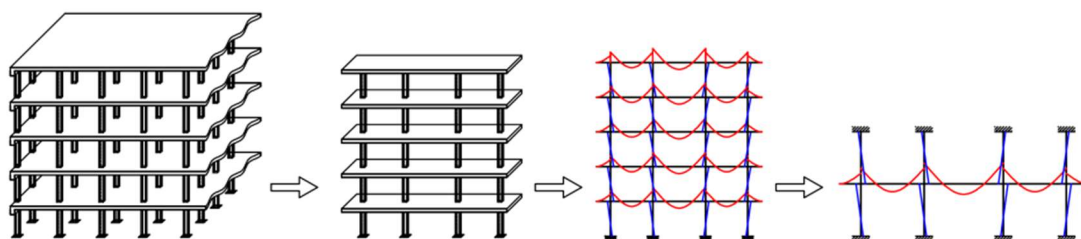
Jestliže je součet všech plošných stálých zatížení menší, než dvojnásobek součtu všech plošných proměnných zatížení je nutné kladný moment v poli vynásobit součinitelem δ , který je rovněž uveden v normě výše zmiňované.

Získané hodnoty momentů v řešených průřezech jsou dále přerozděleny do sloupových a středních pruhů pomocí vynásobení součinitelem ω , jehož hodnota je stanovena normou ČSN 73 1201.

3.2 Metoda náhradních rámu

Metoda náhradních rámu se v dnešní době již moc nepoužívá pro její značnou náročnost. Na rozdíl od metody součtových momentů tato metoda zohledňuje tuhosti sloupů přiléhajících ke spodnímu a hornímu líci stropní desky. Práce by měla přiblížit a stručně popsat, co metoda náhradních rámu je a jak se přibližně postupuje ve výpočtu touto metodou.

Metoda náhradních rámu může být také metoda náhradních nosníků, záleží na tom, zda je spojení mezi podporujícími prvky a deskou schopno přenášet ohybové momenty. Pokud ano, jedná se o metodu náhradních rámu. Pokud ne, jedná se o metodu náhradních nosníků. V případě, že vodorovné zatížení přenáší ztužující konstrukce a rám je namáhán pouze svislým zatížením, můžeme konstrukci posuzovat na rámovém výseku, jinak musíme náhradní rám posuzovat jako celek. Řešený náhradní rám se pak skládá z deskové příčle a podporujících prvků (sloupů), které jsou na vzdálenějších koncích doplněny okrajovými podmínkami [1].

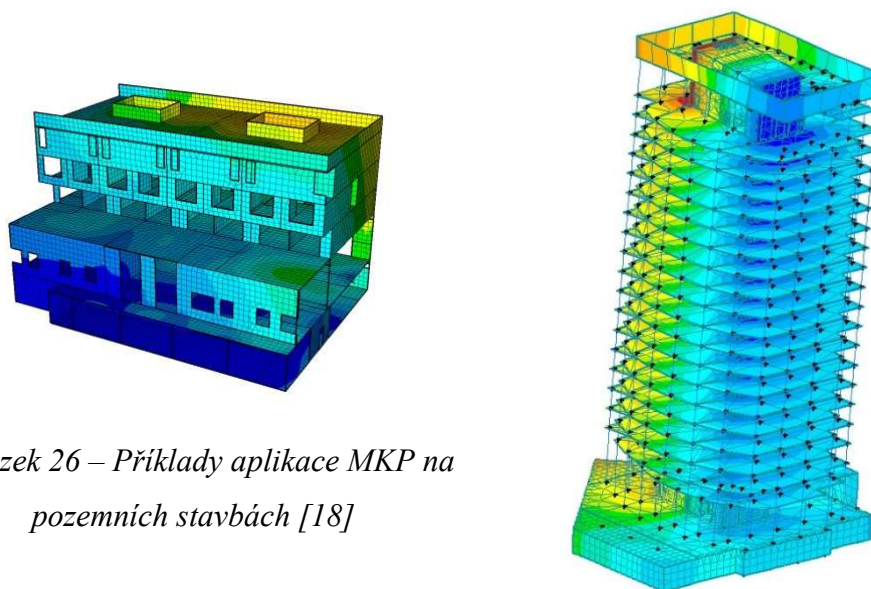


Obrázek 25 – Možný postup vytvoření náhradního rámu [1]

Při výpočtu nejdříve určíme rámový výsek v příčném a podélném směru po celé výšce budovy. Pokud je konstrukce vodorovně dostatečně ztužena postačí pouze patrový výsek. Následně na staticky neurčitém rámu vypočteme průběh momentů. Můžeme použít ruční metody (silová metoda, deformační metoda), nebo konstrukci vyřešit pomocí výpočetních programů založených na MKP. Následně se momenty přerozdělují pomocí součinitele ω do středových a sloupových pruhů stejně jako u metody součtových momentů [17].

3.3 Metoda konečných prvků (MKP)

V případě nepravidelných, nebo složitějších konstrukcí jsme nuceni přistoupit k obecným metodám výpočtu. Jejich výpočet je mnohonásobně složitější, avšak jsou bez omezení na rozdíl od zjednodušených metod. V případě složitějších konstrukcí přistoupíme k modelu řešenému pomocí MKP. U každého modelu je důležité, aby jeho výsledky dobře odpovídaly chování reálné konstrukce. Vzhledem k velkému množství vstupních parametrů, které musíme do programu zadat, zde hrozí větší riziko zanesení chyb do modelu. Výsledky složitějších modelů je potřeba správně analyzovat a interpretovat, aby bylo možné s nimi dále pracovat.



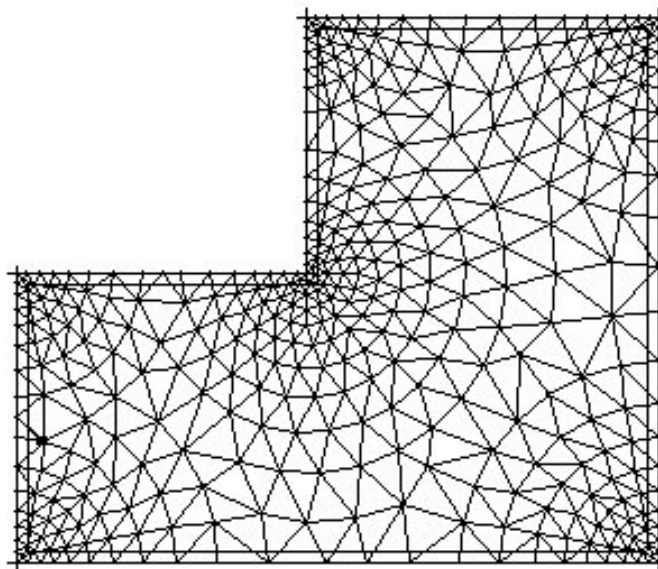
Obrázek 26 – Příklady aplikace MKP na pozemních stavbách [18]

Metoda konečných prvků dnes jednoznačně dominuje mezi moderními metodami analýzy. V současnosti MKP představuje nejrozšířenější metodu řešení stavebních konstrukcí. Mimo jiné je používána i v jiných oblastech inženýrských výpočtů jako například vedení tepla, proudění kapalin, elektřina, magnetismus a další. Výhoda této metody spočívá v numerickém způsobu řešení matematických problémů. Obecný matematický problém, vyjádřený soustavou diferenciálních rovnic, je v tomto případě převeden na soustavu algebraických rovnic, jejichž řešení je nepoměrně jednodušší. Problém hledání spojitých funkcí je převeden na problém hledání konečného počtu neznámých parametrů, pomocí nichž hledané funkce aproximujeme. Numerické řešení obecného problému však není nikdy zcela přesné. Při nevhodné volbě velikosti konečných prvků může docházet k výrazným odchylkám mezi predikovaným a reálným chováním konstrukce, a to zejména v místech skokových změn geometrie (rohy desek,

místa prostupů, napojení podpor, či změny průřezů atd.), na styku dvou rozdílných materiálů, nebo v místech působení osamělých břemen (například schodiště) [1].

Postup řešení lokálně podepřené desky pomocí metody konečných prvků by tedy mohl být následující:

- Stanoví se typ úlohy – uzel prostorové konstrukce má obecně 6 neznámých (3 posuny a 3 natočení). V případě řešení samotné desky můžeme snížit počet neznámých na polovinu – 1 posun (ve směru kolmém na rovinu desky) a 2 pootočení.
- Vygeneruje se síť konečných prvků – hustota zvolené sítě ovlivňuje přesnost, ale i rychlost výpočtu. S ohledem na přesnost výsledků volíme průměrnou velikost 1D a 2D konečných prvků minimálně jako tloušťku desky. V místech skokových změn geometrie, nebo místech působení osamělých břemen se v některých případech provádí zahuštění sítě, z důvodů vysvětlených výše. Vygenerované prvky sítě jsou běžně obdélníkového či trojúhelníkového tvaru.



Obrázek 27 – Příklad sítě konečných prvků [19]

- Zprůměrují se špičky momentů (singularity) v místech podpor při respektování velikosti konečných prvků.
- Kontrola a interpretace výsledků – je vhodné ověřit vybrané části konstrukce ručním výpočtem, který nám poskytne alespoň rámcovou představu o hodnotách výsledných veličin [20].

4 Vícekriteriální optimalizace vybrané konstrukce

Při procesu optimalizace se snažíme z určitých okrajových podmínek získat jedno nebo více řešení, která jsou pro daný problém optimální. Při optimalizaci problému z jednoho kritéria je proces poměrně snadný. Při takové optimalizaci se snažíme vybrat to řešení, které dané kritérium (požadovanou hodnotu) minimalizuje anebo maximalizuje. Můžeme tedy například hledat řešení pro úlohu, kde požadujeme, aby váha dané stropní desky byla co nejnižší, ale stále zároveň vyhověla všem statickým požadavkům.

Tato metoda je ovšem pro stavebnictví, jako i pro další inženýrské obory, velmi omezeně využitelná. Je totiž velmi obtížné v tak komplexních úlohách, jakými stavby nebo strojní zařízení jsou, vybrat pouze jedno číslo, které by reprezentovalo výsledek hodnotící funkce. Parametrů, které se mohou měnit, může být mnoho.

V tom případě je třeba přistoupit k vícekriteriální optimalizaci. Můžeme optimalizovat jedno kritérium, ale druhé se tím pravděpodobně bude od svého cíle vzdalovat. Budeme-li tedy například minimalizovat tloušťku desky, získáme tím sice menší objem potřebného betonu, ale na druhou stranu bude tím klesat i její únosnost a zároveň se bude zvětšovat průhyb desky v poli. Případně naopak. Z principu věci tedy můžeme říct, že pro komplexní posouzení neexistuje jediné kritérium, které by bylo lepší než všechna ostatní.

4.1 Stanovení kritérií

Pro účely této bakalářské práce je nutné definovat, podle kterých kritérií se budeme při návrhu desky řídit. Takových kritérií může být opravdu mnoho. Každé z nich má na konstrukci rozdílný vliv. Například pokud budeme cílit na co nejnižší uhlíkovou stopu, budeme potřebovat v konstrukci co nejmenší objem betonu a zároveň nejmenší hmotnost výztuže. Pokud ovšem zmenšíme tloušťku desky (čímž ušetříme objem betonu), aby nám vyhověly všechny statické podmínky, bude třeba využít většího stupně vyztužení a pravděpodobně bude třeba i dalších konstrukčních úprav proti protlačení a jiným statickým podmínkám. Zároveň zmíněné úpravy konstrukce ovlivní cenu a také náročnost realizace takové desky.

Proto naše výpočty rozdělíme do několika případů, kde v každém případě bude záviset návrh desky na jiné podmínce a následně se pokusíme sjednotit všechna kritéria pro jeden optimální návrh desky. Vyšetřovaná kritéria budou:

1. Hmotnost použité výztuže
2. Objem použitého betonu
3. Cena materiálu
4. Objem vypuštěného CO₂
5. Použití viditelných hlavic
6. Použití výztuže na protlačení

4.1.1 Kvantifikace kritérií

Uhlíková stopa

Uhlíková stopa je ukazatel zatížení životního prostředí, je to suma vypuštěných skleníkových plynů vyjádřená v CO₂ ekvivalentech. Nikoliv tedy v hmotnosti samotného CO₂, ale také dalších emitovaných skleníkových plynů (vodní pára, methan, oxid dusný, freony, ozón), jejichž hmotnost je přepočítána na to, kolik CO₂ by mělo ekvivalentní oteplovací účinek na planetu.

V této práci přepočteme ekvivalentním součinitelem zatížení životního prostředí vyjádřeného v kilogramech CO₂ na výrobu nosné výztuže (oceli) a betonu, které potřebujeme pro výrobu naší desky. Ekvivalentní hodnoty vypuštěného CO₂ použijeme z článku od A.P. Fantilliho a Mancinelliho [21]. Pro beton C30/37 je ekvivalentní hmotnost vypuštěného CO₂ 230 kilogramů na metr krychlový vyrobeného betonu. Pro betonářskou ocel B500B je ekvivalent 1,38 kg produkovaného CO₂ na kilogram vyrobené oceli.

Finanční porovnání

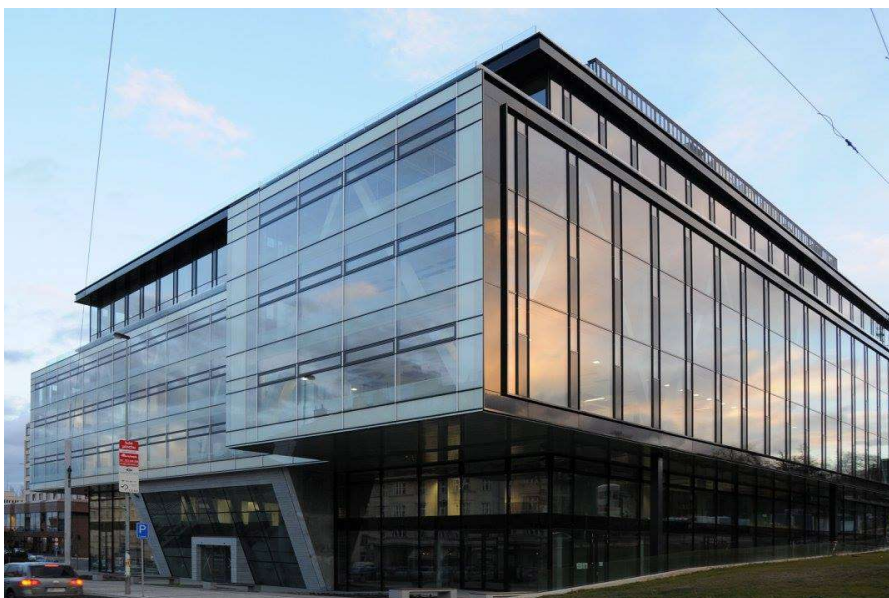
Jako další důležité kritérium při návrhu optimální stropní desky jsou finance. Budeme přepočítávat jednoduše objem betonu a váhu výztuže na koruny. V případě betonu uvažujeme k dubnu 2022 od dodavatele ZAPA beton, a. s. cenu 2 585 korun za metr krychlový betonu třídy C30/37 XC1. V případě oceli uvažujeme k dubnu 2022 od dodavatele Kondor, s. r. o. cenu 60 korun za kilogram betonářské oceli B500B.

Ostatní parametry

Desky s hlavicemi jsou náročnější na provádění díky složitějšímu postupu bednění takové desky, ale vedou ke značné úspoře materiálu v celé konstrukci. Ploché desky jsou naproti deskám s hlavicemi méně únosné na protlačení a je tedy velmi často nutný návrh výztuže na protlačení. Výztuž na protlačení komplikuje realizaci a zvyšuje cenu, ale umožňuje použít méně betonu.

4.2 Popis konstrukce

Vícekritériální optimalizaci znázorníme na vybrané části objektu. Jedná se o administrativní budovu v Praze Dejvicích na křižovatce Evropské a Gymnazijní ulice. Budovu s obdélníkovým půdorysem 52,5 x 62,8 m tvoří železobetonový skelet se sedmi nadzemními a třemi podzemními podlažími. V objektu se nachází podzemní garáže, komerční a kancelářské prostory. V 3.-5. NP se objekt na západní, severní a východní straně rozšiřuje ocelobetonovou konstrukcí (ocelobetonové stropy nesené ocelovými příhradovými vazníky na ocelových, resp. železobetonových sloupech). Konstrukční výška nadzemních podlaží je 3 m.



Obrázek 28 – Budova E-GATE v pražských Dejvicích

Ztužení

Konstrukce má 3 vnitřní ztužující jádra, která jsou také využita jako výtahové, schodišťové a instalační šachty.

Založení

Objekt je založen na velkopřůměrových pilotách $\varnothing 600 - 1500 \text{ mm}$ s délkou až 23 metrů. Piloty podpírají svislé nosné konstrukce přes základovou desku tl. 300 mm zesílenou lokálně hlavicemi tl. 700 mm . Základová deska je součástí „bílé vany“.

Svislé nosné konstrukce

Železobetonové sloupy byly pro zjednodušení v této práci navrženy v jednom rozměru průřezu a to $500 \times 500 \text{ mm}$. V případě podrobného návrhu by při souladu s menším namáháním mohly být sloupy menšího průřezu ve vyšších podlažích. Ztužující stěny komunikačních a instalačních jader mají tloušťku 200 mm . Obvodové stěny suterénů z vodostavebního betonu mají tloušťku 300 mm .

Vodorovné nosné konstrukce

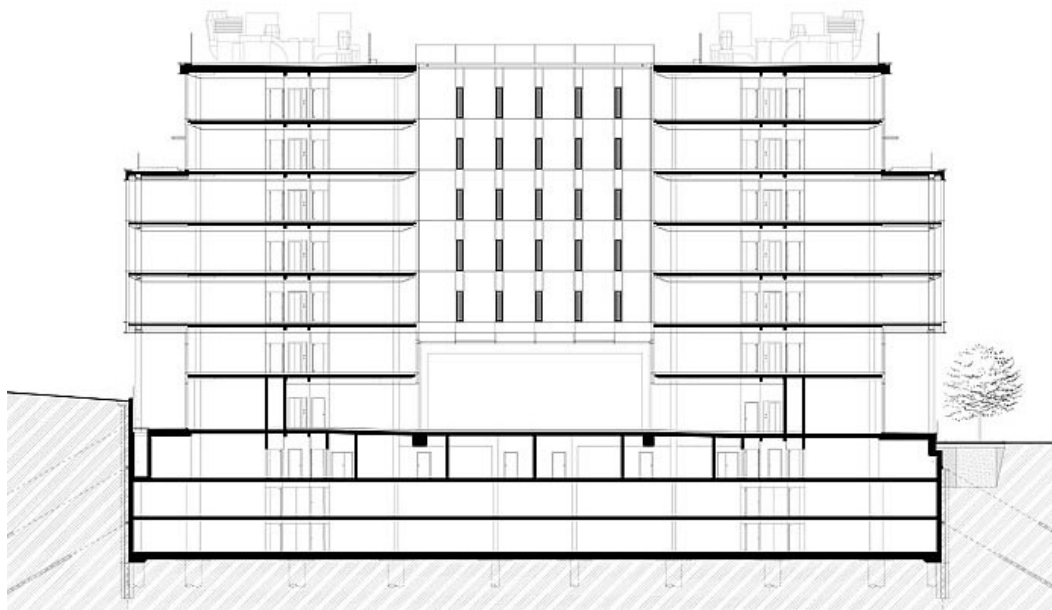
Vodorovné nosné konstrukce jsou předmětem vícekriteriální optimalizace.

Materiály

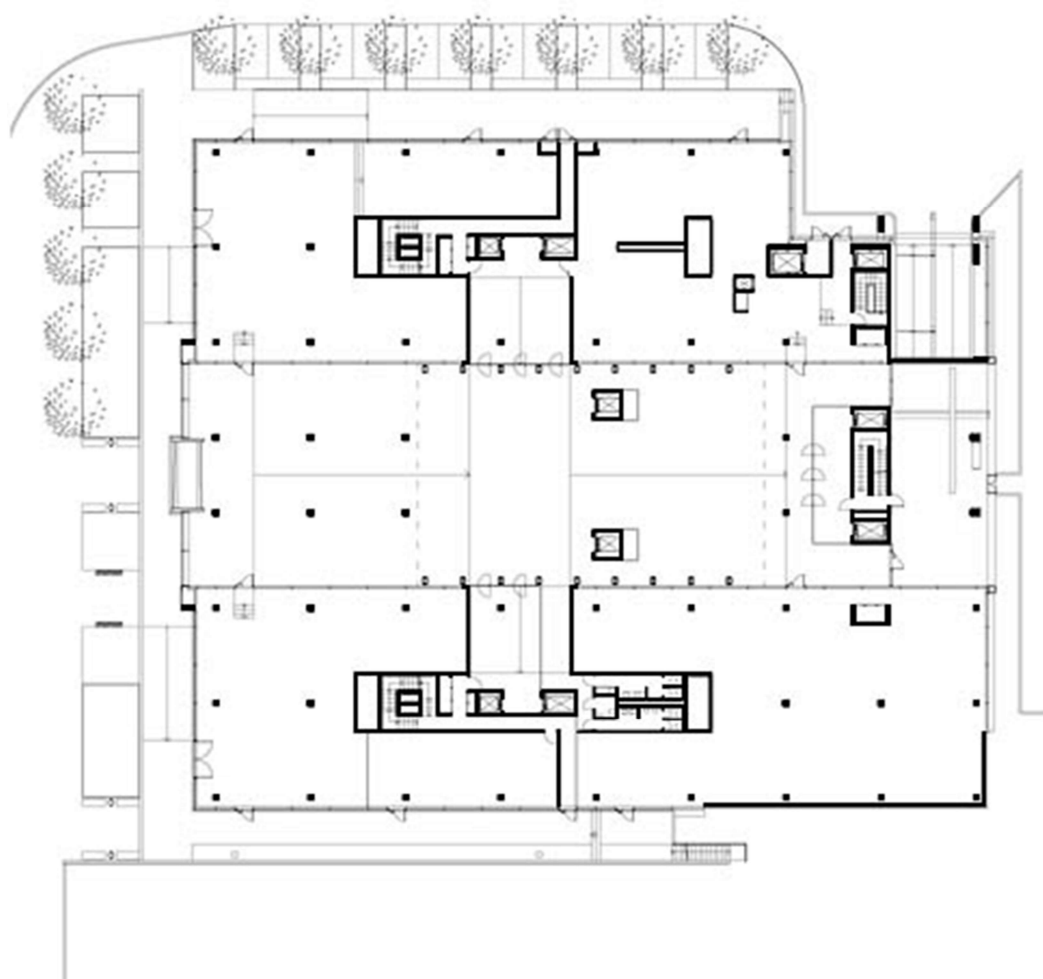
Pro nosné konstrukce je použit beton C30/37 - XC1 (CZ) - C1 0,2 - $D_{\max} 22 \text{ mm}$ – S3, $E_{\text{cm}} = 32 \text{ GPa}$. Vyztužení je navrženo z betonářské oceli B500B.

Návrh

Administrativní budova byla navržena architekty Schindlerem, Ekšteinem a Burčekem z architektonického ateliéru 4A Architekti, s. r. o. Statický návrh prováděla firma NĚMEC POLÁK, s. r. o. Projekt byl navrženo v roce 2002 a realizován v roce 2007. Náklady projektu byly $620\,000\,000 \text{ Kč}$ a celá budova je ve vlastnictví skupiny PPF. Byla zastavěna celková plocha 3150 m^2 s obestavěným prostorem $126\,600 \text{ m}^3$. Celková užitná plocha je $33\,900 \text{ m}^2$. Z toho můžeme vypočítat, že za jeden metr čtvereční užitné plochy skupina PPF zaplatila $18\,290$ korun.



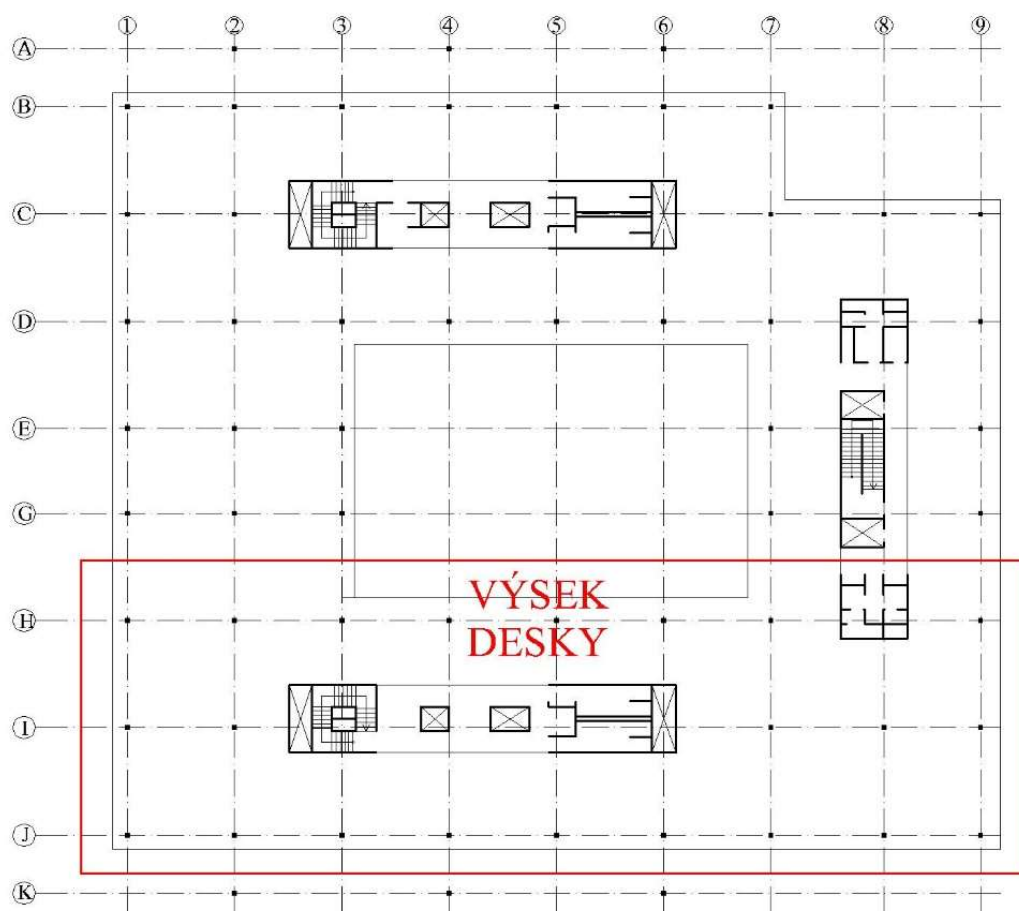
Obrázek 29 – Řez objektem [22]



Obrázek 30 – Půdorys INP [22]

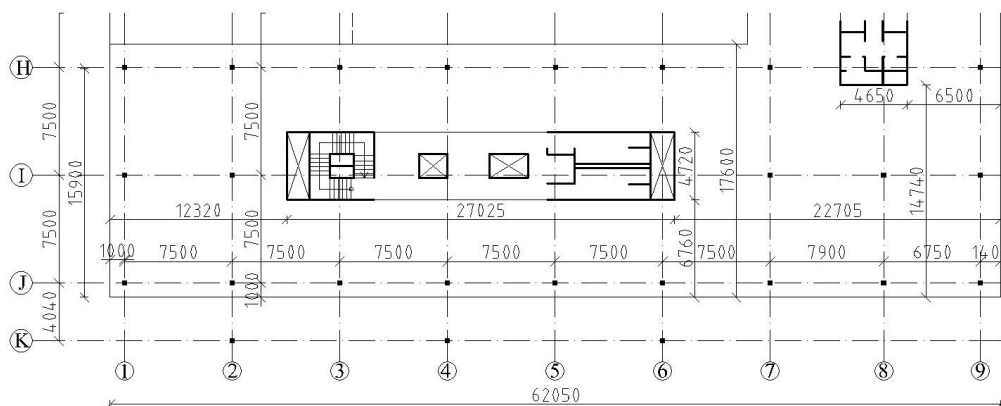
4.3 Vymezení řešené konstrukce

Jelikož deska je modulově i konstrukčně podobná v celém rozsahu půdorysu, budeme pro urychlení práce řešit vícekriteriální optimalizací pouze výsek desky. Řešená deska je stropní deska nad 1. NP (výsek znázorňuje Obrázek 31) Výsek desky se nachází v kancelářských prostorech objektu. Je podepřena kombinací stěn a sloupů, které navazují na horní patra při stejném půdorysném umístění.

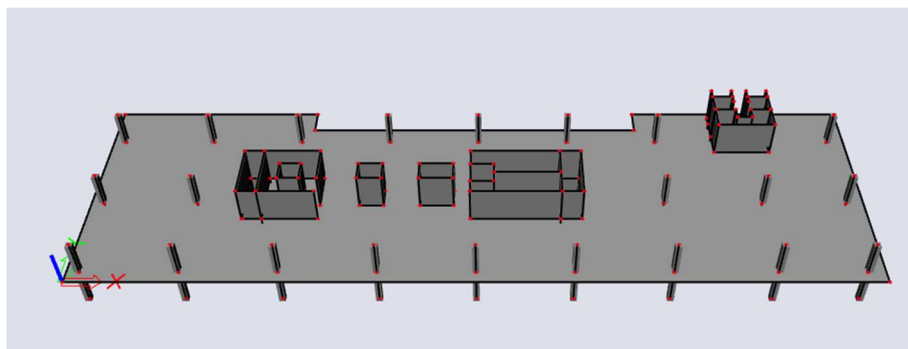


Obrázek 31 – Vyznačení výseku stropní desky nad 1.NP

Výsek desky je tvořen mezi osou K a oblastí mezi osami G a H ve svislém směru. Ve vodorovném směru je deska ponechána celá. Uprostřed výseku desky se nachází komunikační a instalační jádro tvořené stěnami. Pro zachování tuhosti přípoju modelujeme celý výsek podlaží (stěny a sloupy nad i pod deskou).



Obrázek 32 – Rozměry výseku desky



Obrázek 33 – 3D model desky

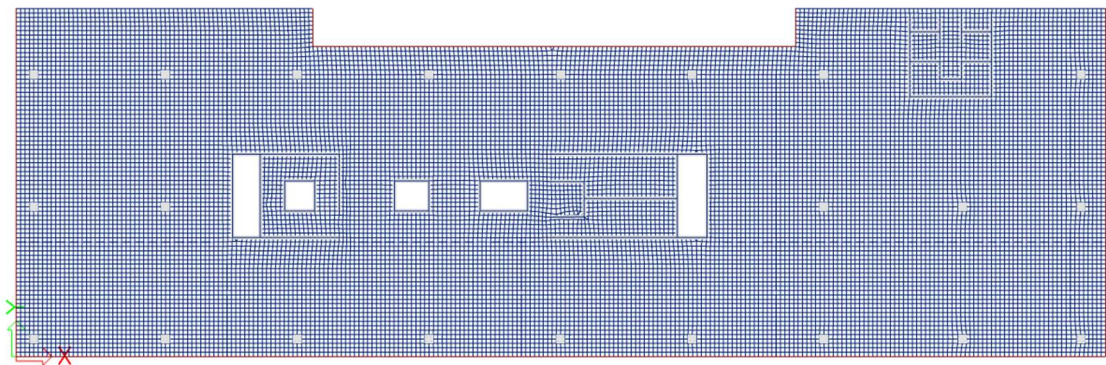
Zatížení

STÁLÉ

Stálé zatížení pro tuto konstrukci jsou vlastní tíha a ostatní stálé. Vlastní tíhu generujeme programem v závislosti na tloušťce desky. V případě použití hlavic se tíha hlavic započítává do vlastní tíhy desky. Jako ostatní stálé zatížení se zde rozumí zatížení desky skladbou podlahy. Celkové zatížení vychází $1,15 \text{ kN/m}^2$ (podrobnější výpočet v Tabulce 2). Obě zatížení působí současně, dlouhodobě po celé ploše desky.

Nastavení sítě

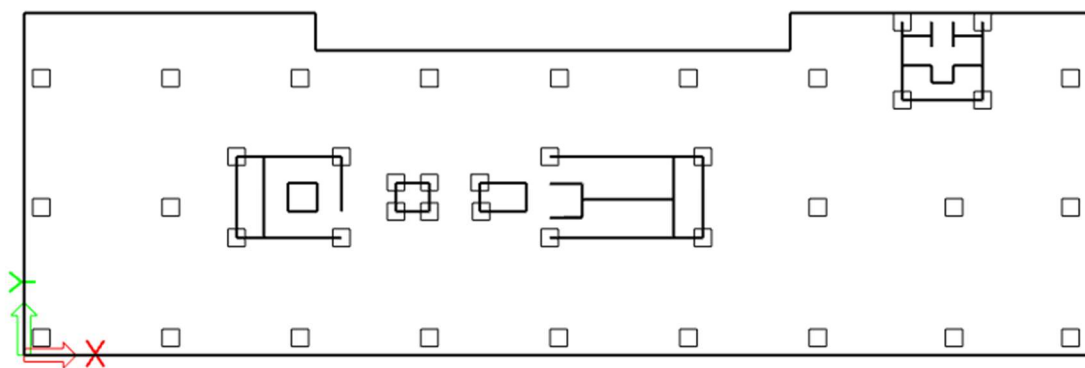
Pro správný výpočet je velice důležité nastavení velikosti hrany 2D konečných prvků. Na modelu výseku desky je nastavena síť MKP na 0,2 m. Hustota sítě podle empirického pravidla, které říká, že pro získání dostatečně přesných výsledků by měla stačit velikost plošného prvku odpovídající tloušťce desky, je dostačující i s rezervou. Dále by se dala síť MKP ještě zjemnit, to se doporučuje v případě lokálně podepřených desek například u prostupů. Naopak v místě bodových podpor by větší zjemnění vedlo k velkým singularitám (tzn. Hodnoty vnitřních sil by v těchto místech limitovaly k nekonečnu).



Obrázek 36 – Vygenerovaná síť MKP programem

Průměrovací body

Pro přesnější výsledky v oblastech lokálních podpor, kde vznikají určité singularity použijeme průměrovací body. Velikost průměrovacího bodu vypočteme jako šířka podpory plus dvakrát tloušťka desky. Takový přístup je konzervativní – u pravidelných desek bychom mohli průměrovat i na širších oblastech (viz například Brooker a Halliwell [23]). S ohledem na větší počet řešených konstrukcí však volíme jednotný přístup použitelný ve všech případech.



Obrázek 37 – Schéma průměrovacích bodů

Podepření

Pro zachování tuhostí byl model vytvořen jako výsek patra se zachováním svislých nosných konstrukcí nad i pod deskou. Stěny a sloupy jsou na konci nepřiléhajícím k desce podepřeny tak, jak uvádí Tabulka 3. Pro svislé konstrukce nad deskou je uvolněn posun ve směru osy Z, aby bylo umožněné vnášení svislých zatížení. Místo, kde jsme model přerušili, podepřeme stejně jako sloupy a stěny nad deskou. To znamená tuze, pouze s volným posunem ve směru Z. Tím simulujeme, že deska je v tomto směru spojitá, zároveň však umožňujeme její deformaci ve svislém směru. Zjednodušení tak nebude významně ovlivňovat naše výsledky na zbytku desky. Ovšem musíme mít stejně stále na paměti, že model je v tomto místě poněkud nepřesný a pokud budou zde vycházet určité anomálie, je třeba pečlivě zhodnotit, zda je můžeme ignorovat. Pro přesný návrh místa oddělení by bylo nutno použít model celé desky.

Podepření	Posun			Pootočení		
	X	Y	Z	R _x	R _y	R _z
Sloupy nad deskou	Tuhý	Tuhý	Volný	Tuhý	Tuhý	Tuhý
Sloupy pod deskou	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý
Stěny nad deskou	Tuhý	Tuhý	Volný	Tuhý	Tuhý	Tuhý
Stěny pod deskou	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý
Volný okraj	Tuhý	Tuhý	Volný	Tuhý	Tuhý	Tuhý

Tabulka 3 – Podepření modelu

Kombinace zatěžovacích stavů

Výsledky jsou vypočítány pro nejhorší možný způsob zatížení, který lze matematicky ze zatěžovacích stavů sestavit. Následně se vytvoří obálka. Kombinace je vygenerována programem a je tvořena pomocí vztahů (6.10), (6.10a) a (6.10b).

Podrobnější informace nalezneme v normě ČSN EN 1990 (Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí). Všechny výsledky jsou interpretovány pro tuto kombinaci.

4.4 Návrh variant konstrukce

Pro účely této bakalářské práce porovnáme návrhy 3 konstrukčních variant desky. V první variantě se podíváme na plnou desku, kterou navrhne přesně podle empirického návrhu desky v tloušťce 230 mm. Ve druhé variantě navrhne desku robustnější oproti našemu empirickému návrhu s přihlédnutím ke kritériu ohybové štíhlosti jako desku tloušťky 260 mm. Obě varianty budou vyztuženy výztuží na protlačení a nebudou vybaveny deskovými hlavicemi. Pro tuto bakalářskou práci byla vypracována i varianta s tenčí deskou, než byl empirický návrh, a to o tloušťce 200 mm. Tuto desku v práci neuvádíme z důvodu, že deska nevyhověla statickým podmínkám mezních stavů použitelnosti. Ve třetí a čtvrté variantě posoudíme desku vybavenou již zmiňovanými deskovými hlavicemi se dvěma různými tloušťkami desky: s tloušťkou odpovídající základní variantě 1 (230 mm) a s tloušťkou redukovanou (200 mm).

Varianta	Výztuž na protlačení	Desková hlavice	Tloušťka hlavice	Tloušťka desky
Varianta 1	ANO	NE	-	230
Varianta 2	ANO	NE	-	260
Varianta 3	NE	ANO	200	200
Varianta 4	NE	ANO	200	230

Tabulka 4 – Tabulka parametrů jednotlivých variant

Ve všech variantách porovnání železobetonové lokálně podepřené desky bude pro výpočet použit beton třídy C30/37 vyztužený betonářskou výztuží B500B.

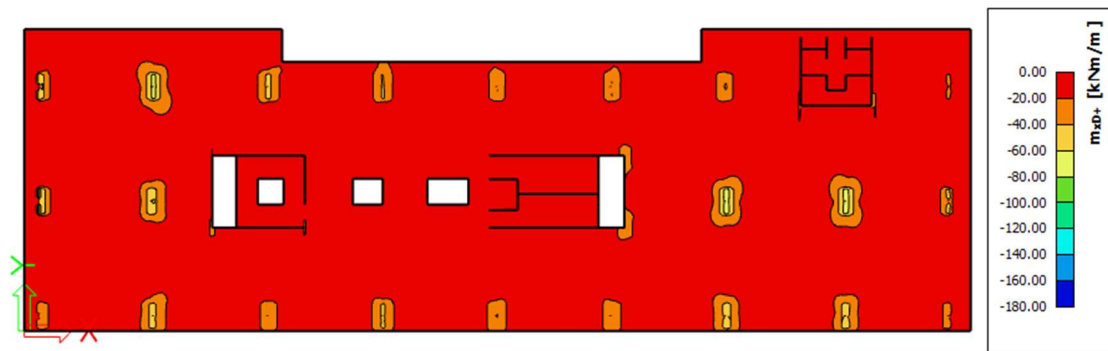
4.5 Varianta 1 – deska bez hlavic s tl. 230 mm

V první variantě volíme tloušťku desky podle empirického návrhu 230 mm. Jde tedy o desku s konstantní tloušťkou. Její výhodou je jednoduchost provádění bednění a s tím spojená i nepatrně levnější realizace takovéto desky. Nevýhodou je nízká únosnost na protlačení, tudíž je potřeba použít smykovou výztuž na protlačení.

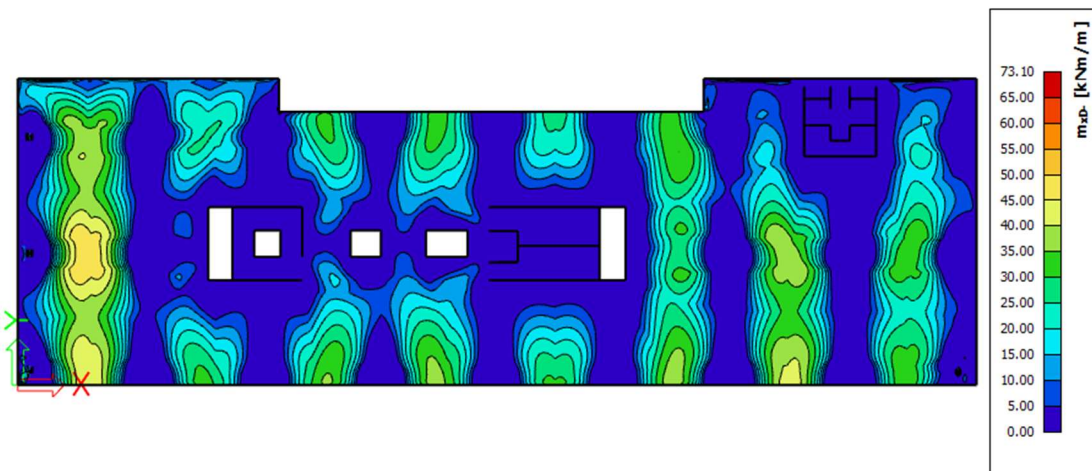
4.5.1 Návrhové momenty

Pro všechny případy návrhu můžeme vycházet ze základních návrhových veličin. Základní návrhové veličiny jsou hodnoty ohybových momentů ve směrech x a y , které zahrnují i vliv krouticích momentů podle postupu uvedeného v EC2, který je založen na metodě Wood-Armer. Pro variantu 1 vycházejí návrhové momenty takto:

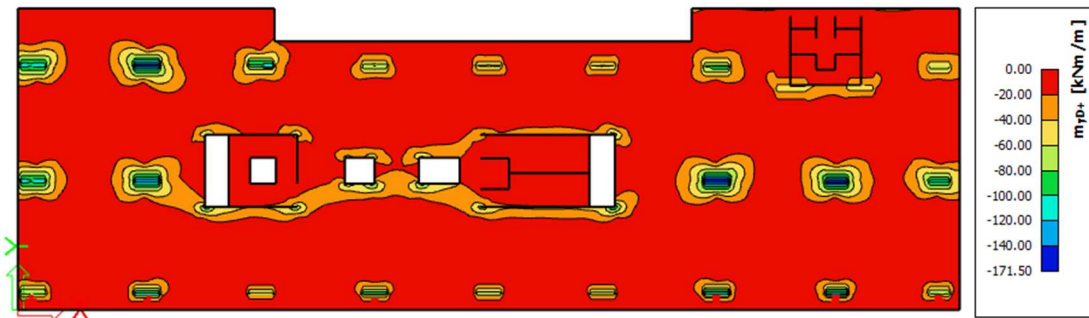
m_{xD+} – návrhový moment ve směru x na horním povrchu desky



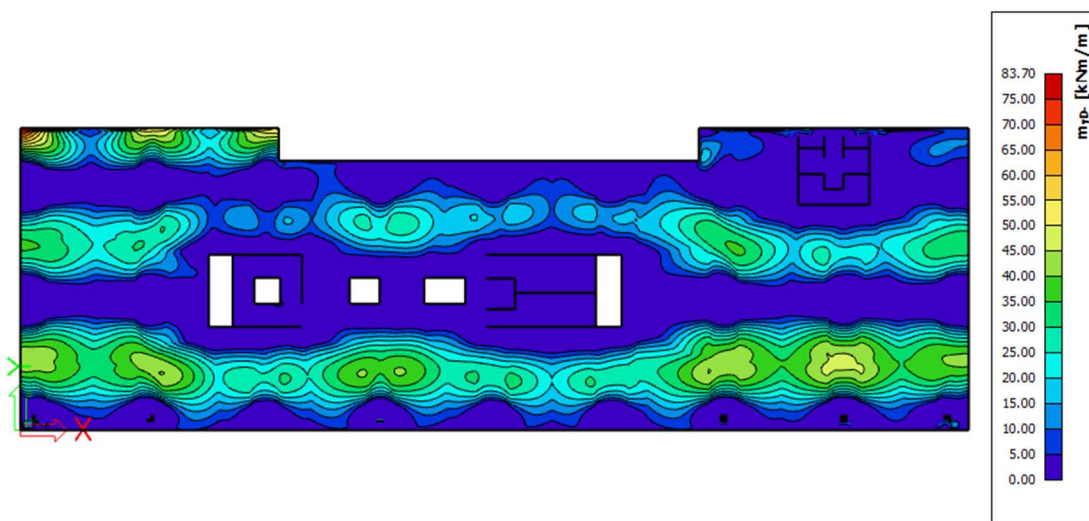
m_{xD-} – návrhový moment ve směru x na spodním povrchu desky



m_{yD+} – návrhový moment ve směru y na horním povrchu desky



m_{yD-} – návrhový moment ve směru y na spodním povrchu desky

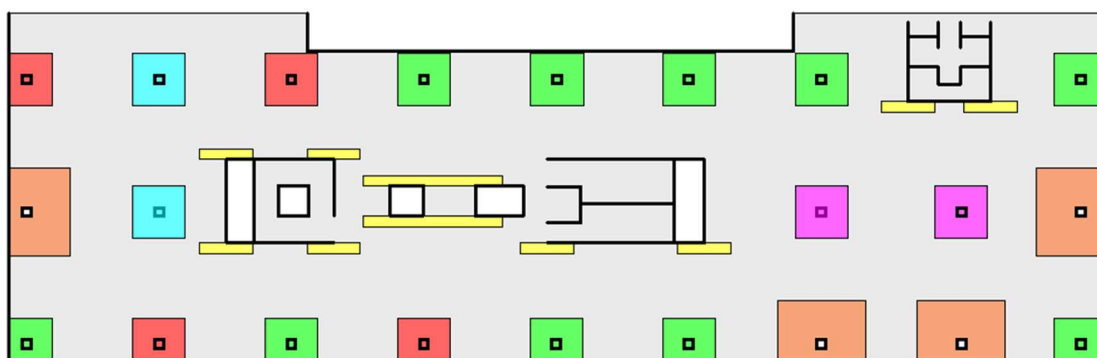


4.5.2 Vyztužení desky – horní povrch

Vyztužení je zde kombinací základní sítě, která je rozprostřena po celé ploše desky, a přidáných příložek v místech, kde základní navržená výztuž není dostačující. Základní síť výztuže desky je u horního povrchu o průměru 14 mm po 150 mm.

Příložky

Na horním povrchu ve vodorovném i svislém směru jsou navrženy příložky všechny o délce 3 m pro dostatečné pokrytí ploch namáhaných velkými momenty a zároveň pro dostatečné zakotvení výztuže. Ve čtyřech oblastech označených oranžově je délka příložek 5 m a to zejména pro omezení šířky trhlin v těchto oblastech, které zde bylo nevyhovující. Schéma rozmístění příložek v jednotlivých směrech viz Obrázek 38 a Obrázek 39. Průměry výztuže a počet jednotlivých příložek v daném poli viz Tabulka 5.



Obrázek 38 – Schéma navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném a svislém směru

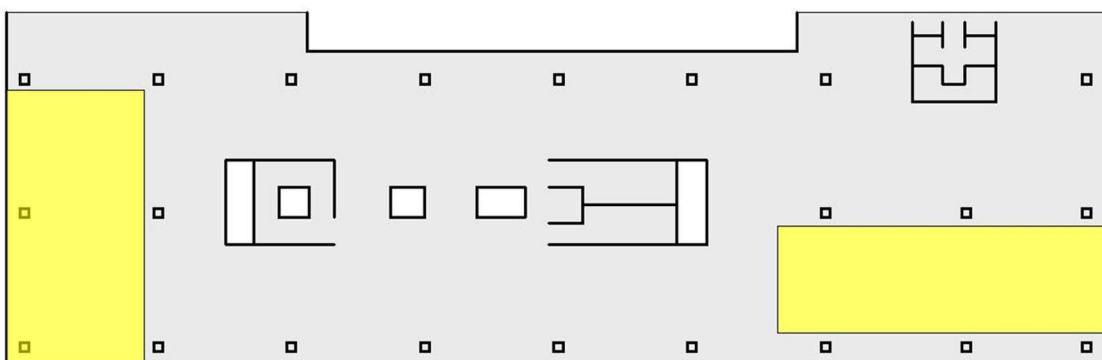
BARVA POLE	PRŮMĚR VÝZTUŽE	VZDÁLENOST VLOŽEK	DÉLKA VLOŽKY	SMĚR VLOŽEK
	14 mm	150 mm	3 m	oba
	10 mm	150 mm	3 m	oba
	16 mm	150 mm	3 m	oba
	3x16 mm	150 mm	3 m	vodorovný
	18 mm	150 mm	3 m	oba
	16 mm	150 mm	5 m	oba

Tabulka 5 – Tabulka navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném a svislém směru

4.5.3 Vyztužení desky – spodní povrch

Vyztužení je zde kombinací základní sítě, která je rozprostřena po celé ploše desky a přidáním příložek v místech, kde základní navržená výztuž není dostačující. Základní síť výztuže desky volíme průměru 10 mm po 150 mm.

Příložky



Obrázek 39 – Schéma navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném a svislém směru

Ve žluté oblasti na Obrázku 39 jsou navrženy přidavné pruty výztuže o průměru 14 mm a rozestupu 150 mm v obou směrech.

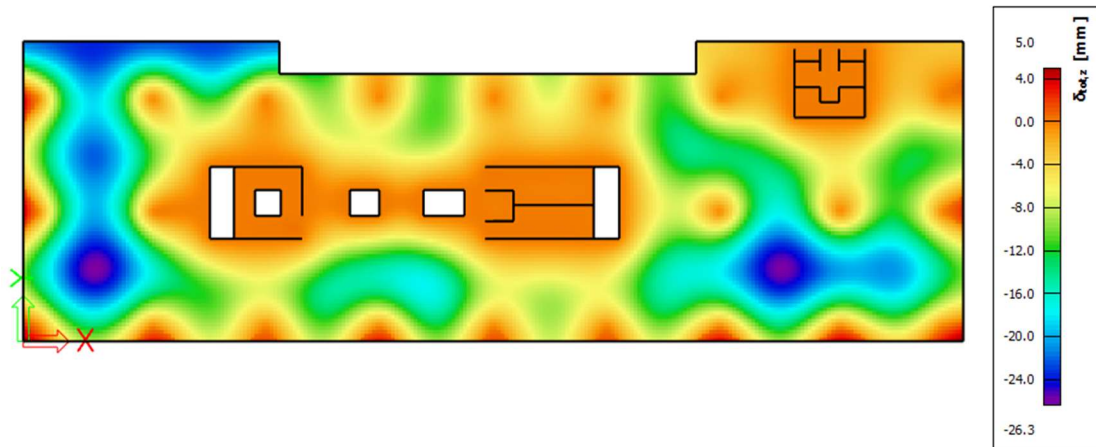
4.5.4 Posouzení varianty 1

Protlačení

Deska sama bez výztuže na protlačení nevyhovuje z hlediska protlačení. Je tedy třeba navrhnout smykovou výztuž na protlačení, kterou v případě desky 230 mm je možné navrhnout, jelikož minimální tloušťka desky pro návrh smykových třmínek je 200 mm. Podrobný návrh smykové výztuže na protlačení provedený v programu FIN EC Protlak je uveden v příloze 1. Použita byla třmínková výztuž ve formě „trámečků“.

Průhyb desky

Pro hodnocení průhybu desky byla v použitém programu využita funkce „normově závislý průhyb“, která umožňuje stanovit průhyb desky se zohledněním vlivu trhlin v betonu a výztuže na tuhost průřezu a též s vlivem dlouhodobých účinků (dotvarování a smršťování). Výpočet probíhá podle postupu definovaného ve zvolené normě, odtud název funkce. V našem případě byla zvolena norma ČSN EN 1992-1-1 platná na území ČR.



Obrázek 40 – Vykreslení celkového průhybu (Varianta 1)

Na obrázku je vidět, že největší svislá deformace v poli je 26,3 mm.

$$\delta_{max} > \delta_{tot}$$

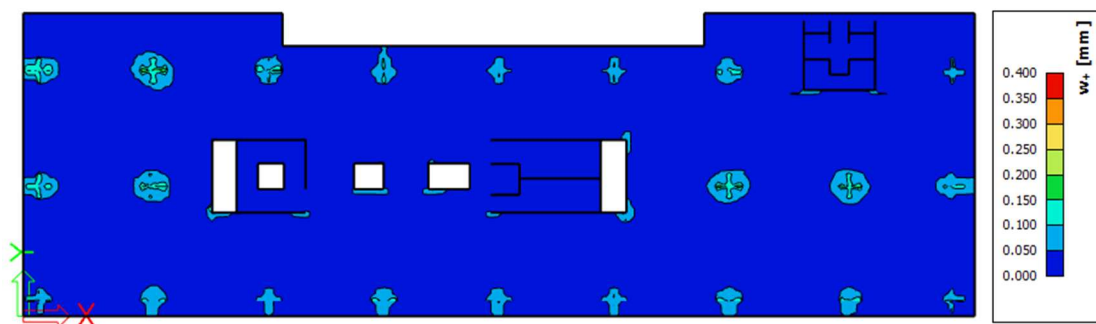
$$L/250 > \delta_{tot}$$

$$\frac{7500}{250} > 26,3 \text{ [mm]}$$

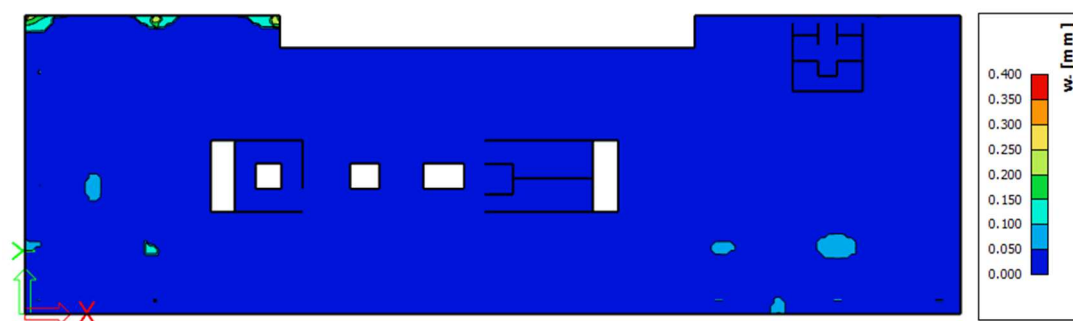
$$30 > 26,3 \text{ [mm]}$$

Celkový průhyb vyhovuje doporučené nejvyšší hodnotě svislých průhybů.

Šířka trhlin



Obrázek 41 – Šířka trhlin při horním povrchu (Varianta 1)



Obrázek 42 – Šířka trhlin při spodním povrchu (Varianta 1)

Z Obrázku 41 a 42 můžeme odečíst šířku trhlin. Deska má maximální šířku trhliny při horním povrchu desky 0,24 mm v oblastech lokálních podpor. Při spodním povrchu desky vzniknou trhliny v poli s maximální šířkou 0,16 mm. Obrázek 42 ukazuje i oblast s šířkou trhliny okolo 0,35 mm v části, kde jsme desku uměle přerušili. Tyto výsledky jsou nepřesné, neboť v tuto chvíli zcela bráníme natočení desky na přerušném okraji, avšak reálně může dojít k určitému natočení, a tedy zmenšení namáhání. Pro přesné výsledky v oblasti přerušení by bylo třeba modelovat desku celou. Maximální dovolenou šířku trhliny odečteme z tabulky z ČSN EN 1992-1-1, ve které najdeme hodnotu w_{max} 0,4 mm.

$$w_{max} > w$$

$$0,4 > 0,24 \text{ [mm]}$$

Šířka trhlin vyhovuje doporučené hodnotě maximální šířky trhlin 0,4 mm.

4.5.5 Výsledné hodnoty Varianty 1

Váha výztuže

Spodní síť výztuž váha	9 400 kg
Příložky spodní.....	3 954 kg
Horní síť výztuž váha	18 425 kg
Příložky horní.....	3 623 kg

Objem betonu

Plocha desky	1 151 m ²
Objem desky.....	265 m ³

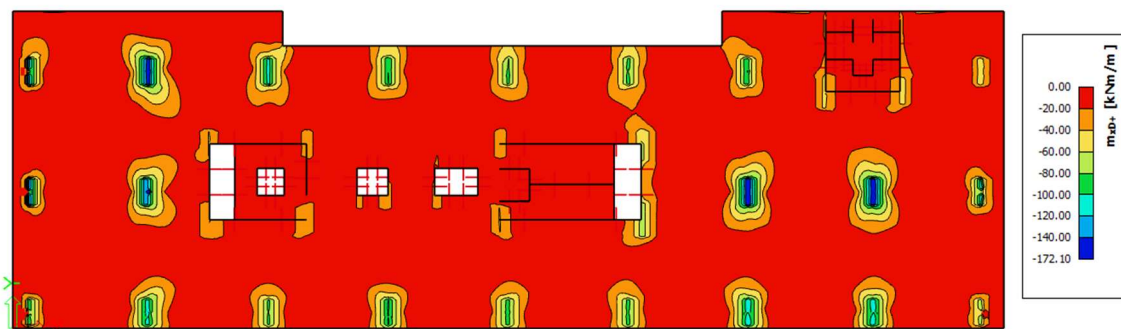
4.6 Varianta 2 – deska bez hlavic s tl. 260 mm

První varianta vyhověla všem podmínkám, nicméně navržené vyztužení horního povrchu je poměrně značné. Při snaze redukovat základní síť horního povrchu se nedařilo vyhovět kritériu dovoleného průhybu. Ve druhé variantě se proto pokusíme navrhnout desku s větší tloušťkou, než byla empiricky stanovená v kapitole 4.3, což by teoreticky mělo vést k úsporám ohybové výztuže. Deska s tloušťkou 260 mm je prostá deska s konstantní tloušťkou. Její výhodou je jednoduchost provádění bednění a s tím tedy spojená i nepatrně levnější realizace takovéto desky. Nevýhodou je nízká únosnost na protlačení, tudíž je potřeba použít smykovou výztuž na protlačení.

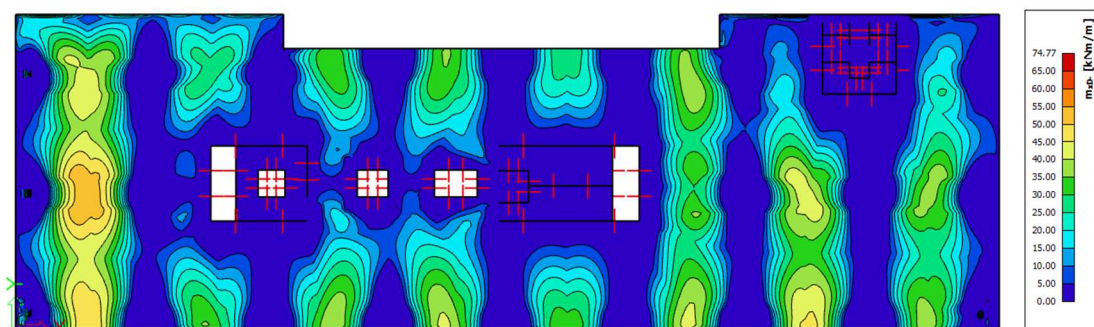
4.6.1 Návrhové momenty

Dále jsou uvedeny ohybové momenty stanovené pro druhou variantu. Je patrné, že oproti variantě tenčí desky jsou momenty nepatrně vyšší v důsledku vyšší vlastní tíhy desky, nicméně celkově je průběh velmi podobný.

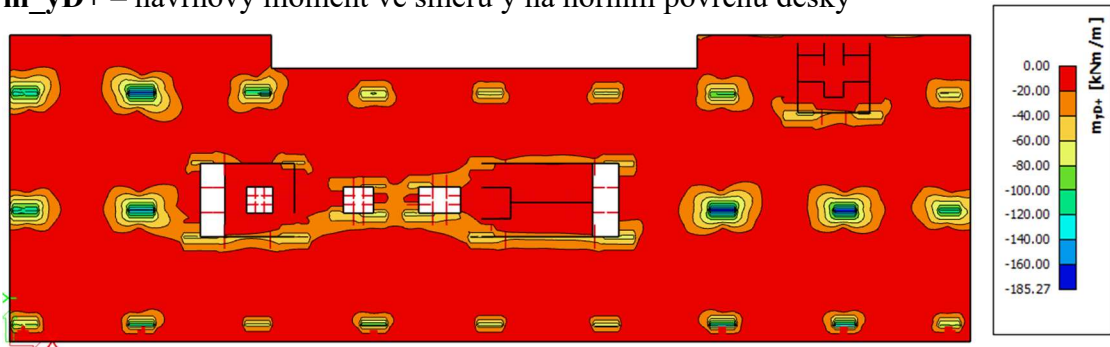
m_{xD+} – návrhový moment ve směru x na horním povrchu desky



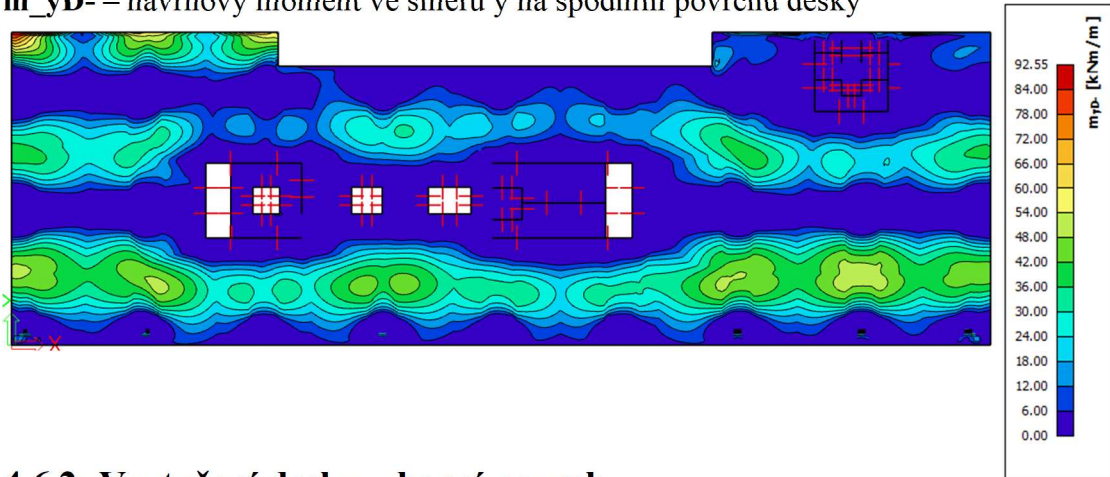
m_{xD-} – návrhový moment ve směru x na spodním povrchu desky



m_{yD+} – návrhový moment ve směru y na horním povrchu desky



m_{yD-} – návrhový moment ve směru y na spodním povrchu desky

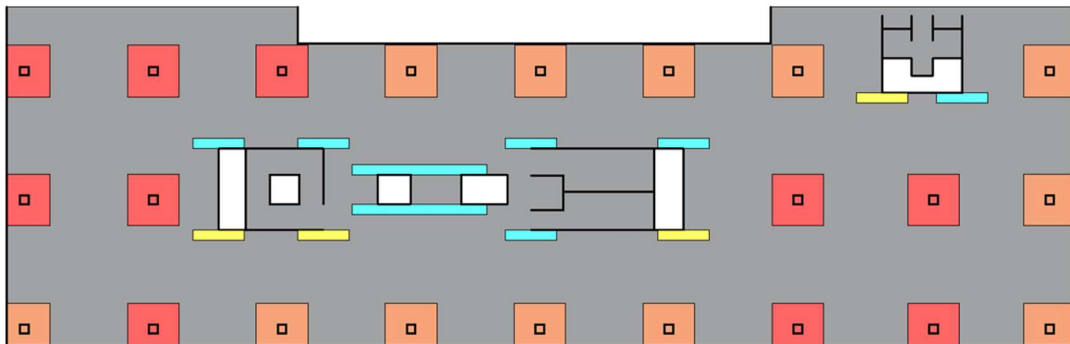


4.6.2 Vyztužení desky – horní povrch

Vyztužení je zde kombinací základní sítě, která je rozprostřena po celé ploše desky a přidáných příložek v místech, kde základní navržená výztuž není dostačující. Základní síť výztuže desky je u horního povrchu o průměru 12 mm po 150 mm.

Příložky

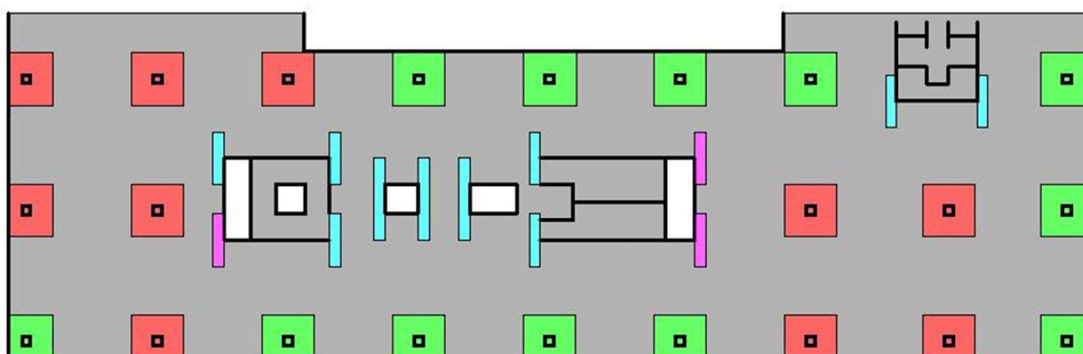
Na horním povrchu ve vodorovném i svislém směru jsou navrženy příložky všechny o délce 3 m pro dostatečné pokrytí ploch namáhaných velkými momenty a zároveň pro dostatečné kotvení výztuže.



Obrázek 43 – Schéma navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném směru

BARVA POLE	PRŮMĚR VÝZTUŽE	POČET VLOŽEK	VZDÁLENOST VLOŽEK	DÉLKA VLOŽKY
	18 mm	20	150 mm	3 m
	18 mm	10	300 mm	3 m
	12 mm	1	-	3 m
	12 mm	3	-	3 m

Tabulka 6 – Tabulka navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném směru



Obrázek 44 – Schéma navržených příložek u horního povrchu ve svislém směru

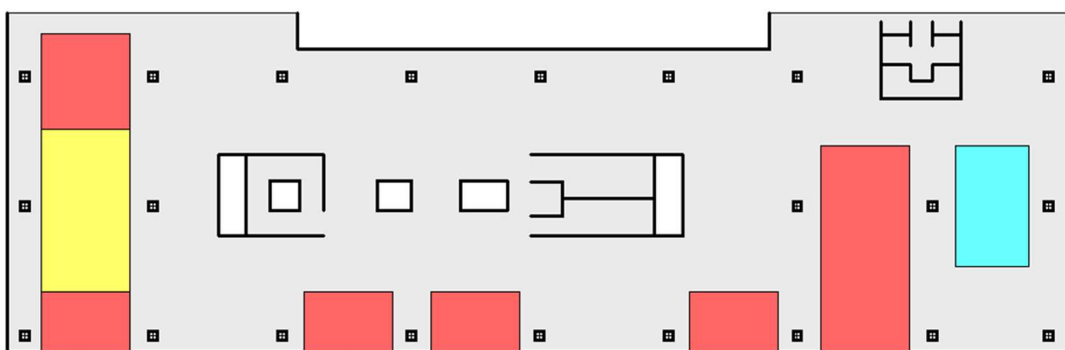
BARVA POLE	PRŮMĚR VÝZTUŽE	POČET VLOŽEK	VZDÁLENOST VLOŽEK	DÉLKA VLOŽKY
	18 mm	20	150 mm	3 m
	18 mm	10	300 mm	3 m
	12 mm	1	-	3 m
	12 mm	3	-	3 m

Tabulka 7 – Tabulka navržených příložek u horního povrchu ve svislém směru

4.6.3 Vyztužení desky – spodní povrch

Vyztužení je zde kombinací základní sítě, která je rozprostřena po celé ploše desky, a přidáných příložek v místech, kde základní navržená výztuž není dostačující. Základní síť výztuže desky volíme o průměru 10 mm po 200 mm.

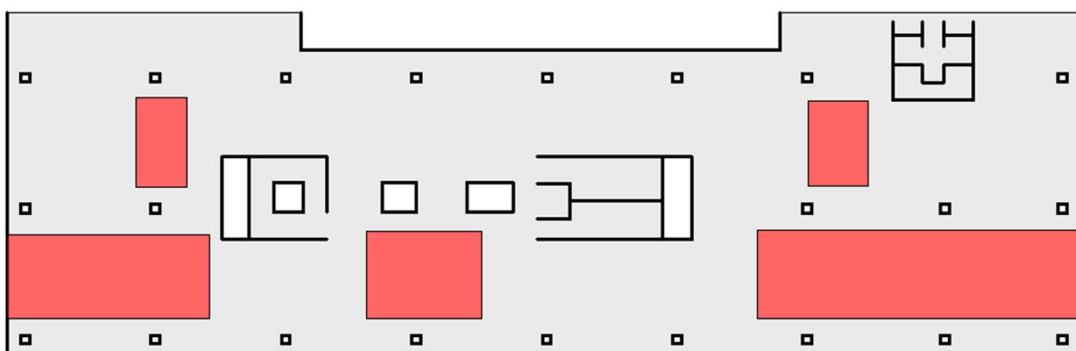
Příložky



Obrázek 45 – Schéma navržených příložek u spodního povrchu ve vodorovném směru

BARVA POLE	PRŮMĚR VÝZTUŽE	VZDÁLENOST VLOŽEK	DÉLKA VLOŽKY
	10 mm	400 mm	5 m
	12 mm	200 mm	5 m
	10 mm	200 mm	5 m

Tabulka 8 – Tabulka navržených příložek u spodního povrchu ve vodorovném směru



Obrázek 46 – Schéma navržených příložek u spodního povrchu ve svislém směru

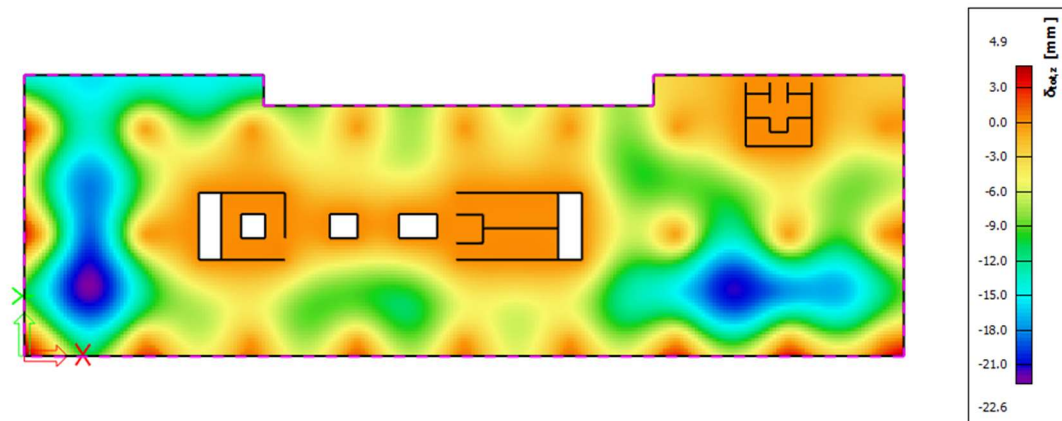
V červené oblasti na Obrázku 46 jsou ve svislém směru navrženy pruty výztuže o průměru 10 mm, délky 5 m a rozestupu 400 mm.

4.6.4 Posouzení Varianty 2

Protlačení

Deska bez výztuže na protlačení nevyhovuje z hlediska protlačení. Návrh smykové výztuže na protlačení je uveden v příloze 2. Použita je opět třmínková výztuž.

Průhyb desky



Obrázek 47 – Vykreslení celkového průhybu (Varianta 2)

Na obrázku je vidět, že největší svislá deformace v poli je 22,6 mm.

$$\delta_{max} > \delta_{tot}$$

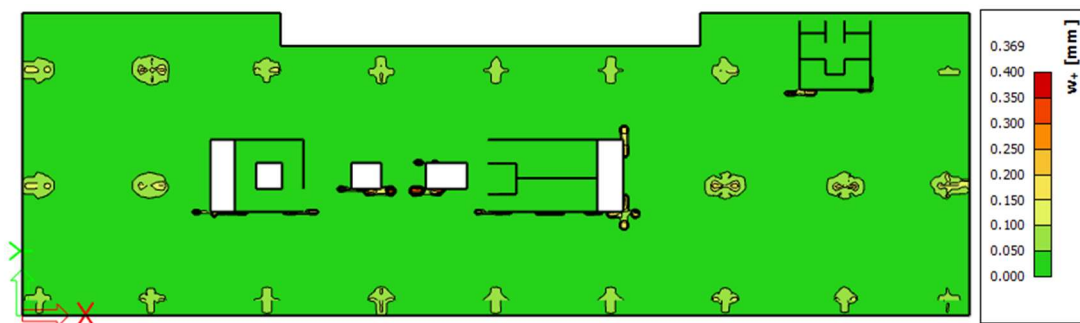
$$L/250 > \delta_{tot}$$

$$\frac{7500}{250} > 22,6 [mm]$$

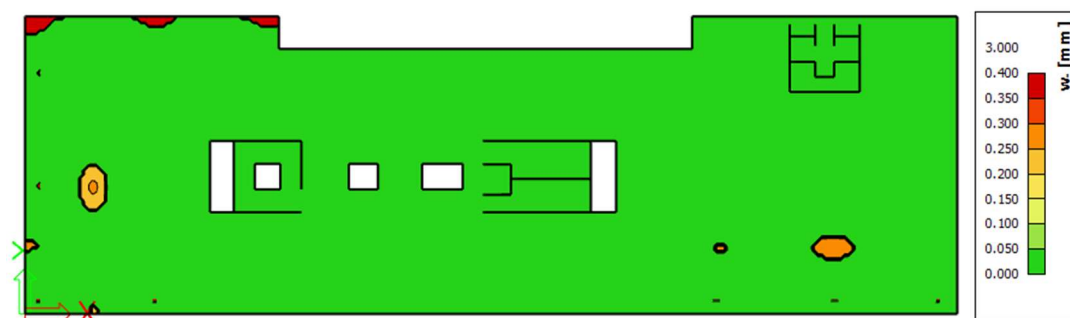
$$30 > 22,6 [mm]$$

Celkový průhyb vyhovuje doporučené nejvyšší hodnotě svislých průhybů.

Šířka trhlin



Obrázek 48 – Šířka trhlin při horním povrchu (Varianta 2)



Obrázek 49 – Šířka trhlin při spodním povrchu (Varianta 2)

Z obrázků můžeme odečíst šířku trhlin. Deska má maximální šířku trhliny při horním povrchu desky 0,36 mm v oblastech lokálních podpor a při spodním povrchu desky maximální šířku trhliny 0,3 mm. V obrázcích jsou vidět oblasti, které mají šířku trhliny i vyšší než 0,4 mm. Ovšem tyto oblasti jsou v případě trhlin při horním povrchu uvnitř sloupu v oblasti styku sloupu a desky, tudíž výskyt trhlin je v této oblasti nereálný. Na Obrázku 49 vidíme červenou oblast s šířkou trhliny vyšší než 0,4 mm v oblasti, kde jsme desku uměle přerušili. Pro přesné výsledky v oblasti přerušeni by bylo třeba modelovat desku celou (viz komentář u varianty 1). V naší analýze daná oblast není cílem návrhu a modelujeme ji pouze pro zajištění reálného chování desky v řešené oblasti. Maximální dovolenou šířku trhliny odečteme z tabulky z ČSN EN 1992-1-1, ve které najdeme hodnotu w_{max} 0,4 mm.

$$w_{max} > w$$

$$0,4 > 0,36 \text{ [mm]}$$

Šířka trhlin vyhovuje doporučené hodnotě maximální šířky trhlin 0,4 mm.

4.6.5 Výsledné hodnoty Varianty 2

Váha výztuže

Spodní síť výztuž váha 13 536 kg

Příložky spodní..... 515,6 kg

Horní síť výztuž váha 13 536 kg

Příložky horní..... 3 836 kg

Objem betonu

Plocha desky 1 151 m²

Objem desky 299 m³

4.7 Varianta 3 – deska s hlavicemi o tl. 200 mm

Ve třetí variantě se pokusíme přidat zesilující desku do oblastí lokálních podpor. Toto opatření nám pomůže s únosností při protlačení a tímto budeme schopni snížit tloušťku desky ve zbytku půdorysu.

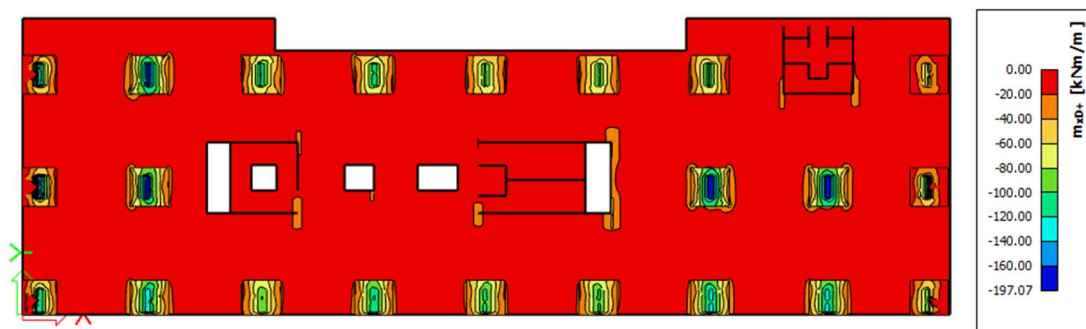
Desku se pokusíme snížit pro úsporu betonu na tloušťku 200 mm. Deska je vybavena zesilujícími deskami, při nichž deska dosahuje tloušťky 400 mm. Zesilující desky jsou velikosti o půdorysných rozměrech 2,5 x 2,5 m v místech lokálních podpor (sloupů). Rozměry vychází ze statických podmínek na protlačení.

Návrh výztuže a příložek při horním a spodním povrchu desky provádíme obdobně jako ve variantě 1 a 2.

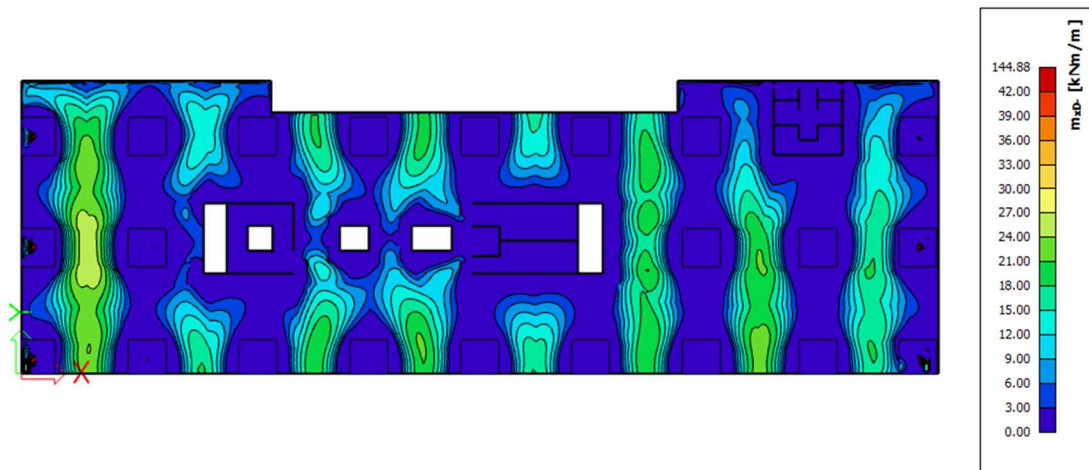
4.7.1 Návrhové momenty

Při pohledu na vykreslení ohybových momentů pro třetí variantu, je na první pohled vidět, že oproti předchozím variantám se napětí při horním povrchu desky koncentrovalo do oblastí s hlavicemi, které mají vyšší tuhost. Zároveň díky nižší hmotnosti má deska při spodním povrchu menší momenty oproti předchozím variantám.

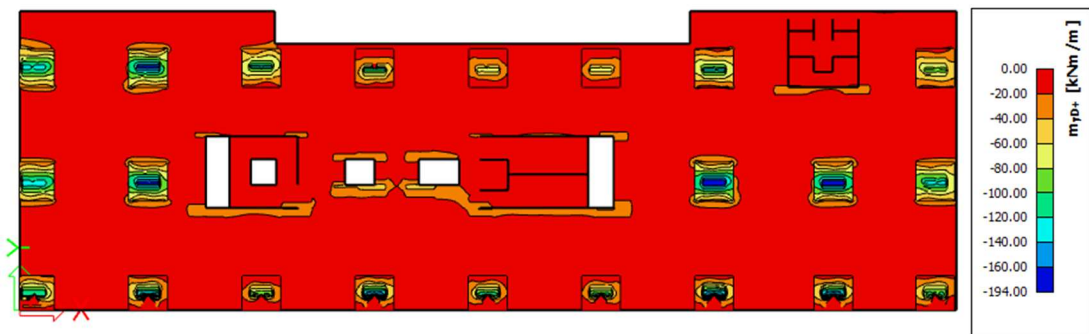
m_{xD+} – návrhový moment ve směru x na horním povrchu desky



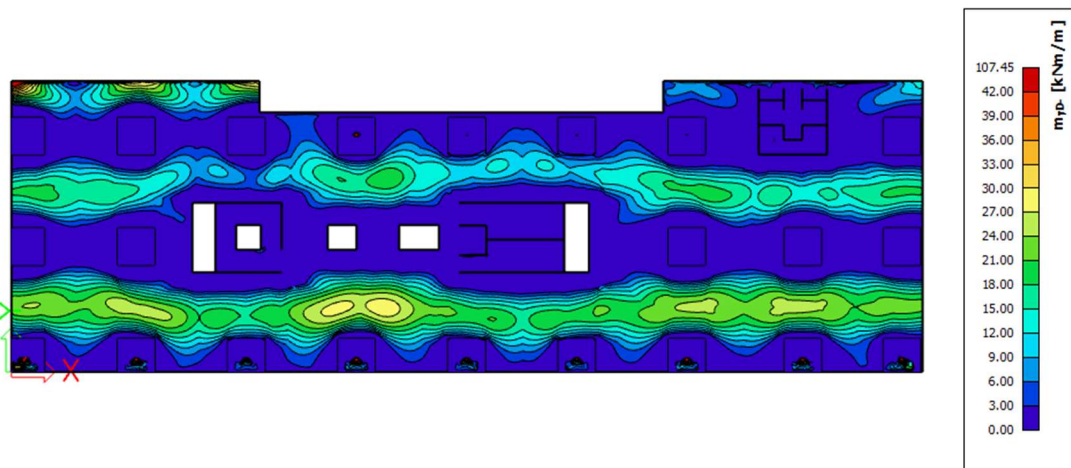
m_{xD} – návrhový moment ve směru x na spodním povrchu desky



m_{yD+} – návrhový moment ve směru y na horním povrchu desky



m_{yD-} – návrhový moment ve směru y na spodním povrchu desky

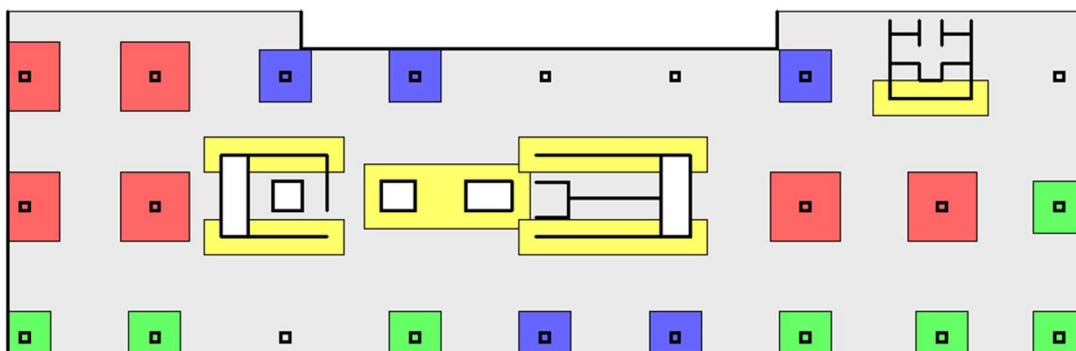


4.7.2 Vyztužení desky – horní povrch

Vyztužení je zde kombinací základní sítě, která je rozprostřena po celé ploše desky a přidáných příložek v místech, kde základní navržená výztuž není dostačující. Základní síť výztuže desky je u horního povrchu o průměru 12 mm po 200 mm.

Příložky

Na horním povrchu ve vodorovném směru jsou navrženy příložky o délce 2,5 a 4 metry pro dostatečné pokrytí ploch namáhaných velkými momenty a zároveň pro dostatečné kotvení výztuže. Schéma rozmístění příložek v jednotlivých směrech viz Obrázek 50. Průměry výztuže a počet jednotlivých příložek v daném poli viz Tabulka 9.



Obrázek 50 – Schéma navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném i svislém směru

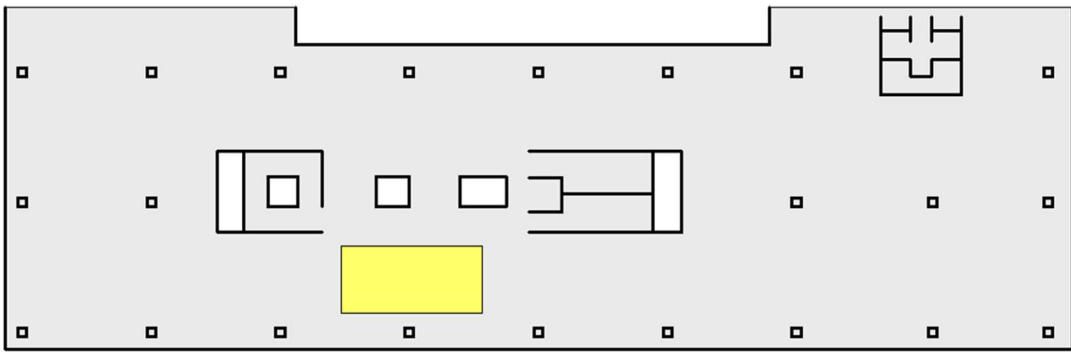
BARVA POLE	PRŮMĚR VÝZTUŽE	VZDÁLENOST VLOŽEK	DÉLKA VLOŽKY
Červená	16 mm	200 mm	4 m
Modrá	12 mm	200 mm	2,5 m
Zelená	14 mm	200 mm	2,5 m
Žlutá	12 mm	200 mm	Svisle = 2 m Vodorovně = 8 m

Tabulka 9 – Tabulka navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném i svislém směru

4.7.3 Vyztužení desky – spodní povrch

Vyztužení je zde pouze pomocí základní sítě, která je rozprostřena po celé ploše desky a jedné oblasti příložek. Základní síť výztuže desky volíme o profil nižší jako u horního povrchu desky o průměru 10 mm při rozestupu 200 mm.

Příložky



Obrázek 51 – Schéma navržených příložek u spodního povrchu ve vodorovném i svislém směru

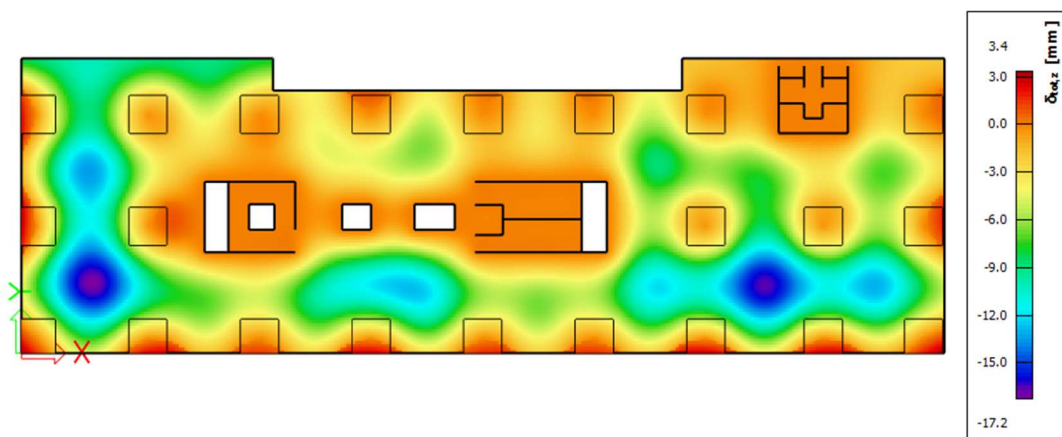
Ve žluté oblasti na Obrázku 51 jsou navrženy přídatné pruty výztuže o průměru 14 mm a rozestupu 200 mm v obou směrech. V této oblasti jsou nutné příložky kvůli meznímu stavu použitelnosti – šířka trhlin.

4.7.4 Posouzení varianty 3

Protlačení

Deska s hlavicemi vyhovuje z hlediska protlačení i bez výztuže na protlačení. Podrobný výpočet příloha 3.

Průhyb desky



Obrázek 52 – Vykreslení celkového průhybu (Varianta 3)

Na obrázku je vidět, že největší svislá deformace v poli je 17,2 mm.

$$\delta_{max} > \delta_{tot}$$

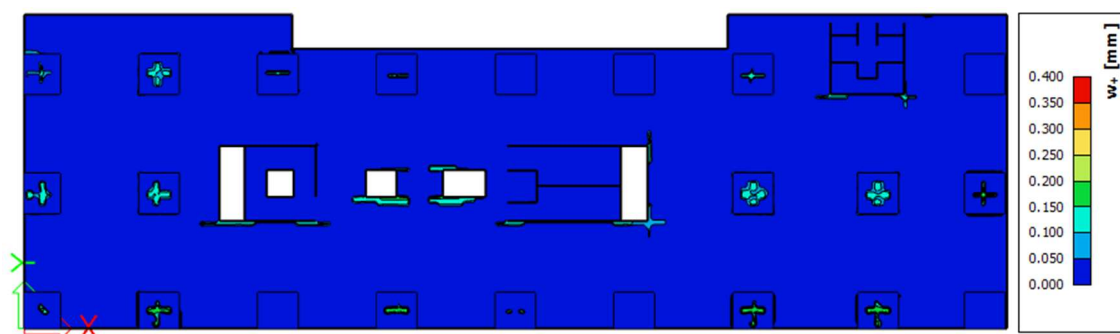
$$L/250 > \delta_{tot}$$

$$\frac{7500}{250} > 17,2 [mm]$$

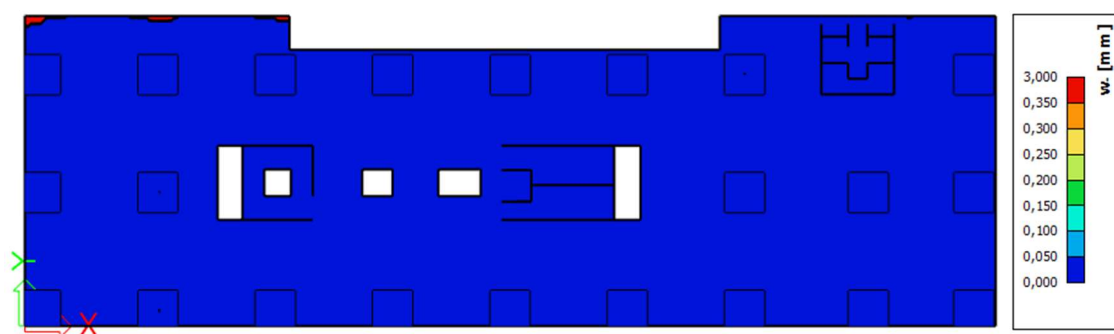
$$30 > 17,2 [mm]$$

Celkový průhyb vyhovuje doporučené nejvyšší hodnotě svislých průhybů.

Šířka trhlin



Obrázek 53 – Šířka trhlin při horním povrchu (Varianta 3)



Obrázek 54 – Šířka trhlin při spodním povrchu (Varianta 3)

Z obrázků můžeme odečíst šířku trhlin. Deska má maximální šířku trhliny při horním povrchu desky 0,22 mm v oblastech lokálních podpor. Při spodním povrchu desky nevzniknou žádné trhliny v poli. Na Obrázku 54 vidíme oblast s šířkou trhliny 0,36 mm v části, kde jsme desku uměle přerušili. Tyto výsledky jsou nepřesné. Pro přesné výsledky v oblasti přerušeni by bylo třeba modelovat desku celou, jak již bylo diskutováno dříve.

Maximální šířku trhliny odečteme z tabulky z ČSN EN 1992-1-1, ve které najdeme hodnotu w_{max} 0,4 mm.

$$w_{max} > w$$

$$0,4 > 0,22 [mm]$$

Šířka trhlin vyhovuje doporučené hodnotě maximální šířce trhlin 0,4 mm.

4.7.5 Výsledné hodnoty Varianty 3

Váha výztuže

Spodní síť výztuž váha 7 068 kg

Příložky spodní..... 178 kg

Horní síť výztuž váha 10 179 kg

Příložky horní..... 2 431 kg

Objem betonu

Plocha desky 1 151 m²

Objem desky 258 m³

4.8 Varianta 4 – deska s hlavicemi o tl. 230 mm

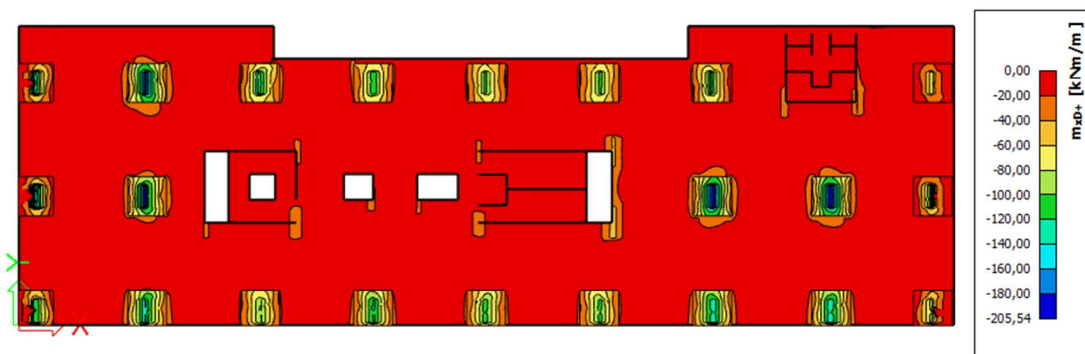
Ve čtvrté variantě se pokusíme navrhnout desku tloušťky podle empirického odhadu (230 mm) s přidáním hlavicemi.

Desku se oproti třetí variantě pokusíme zvýšit pro úsporu výztuže na tloušťku 230 mm. Deska je vybavena zesilujícími deskami, při nichž deska dosahuje tloušťky 430 mm. Zesilující desky jsou velikosti o půdorysných rozměrech 2,5 x 2,5 m v místech lokálních podpor (sloupů). Rozměry vychází ze statických podmínek na protlačení.

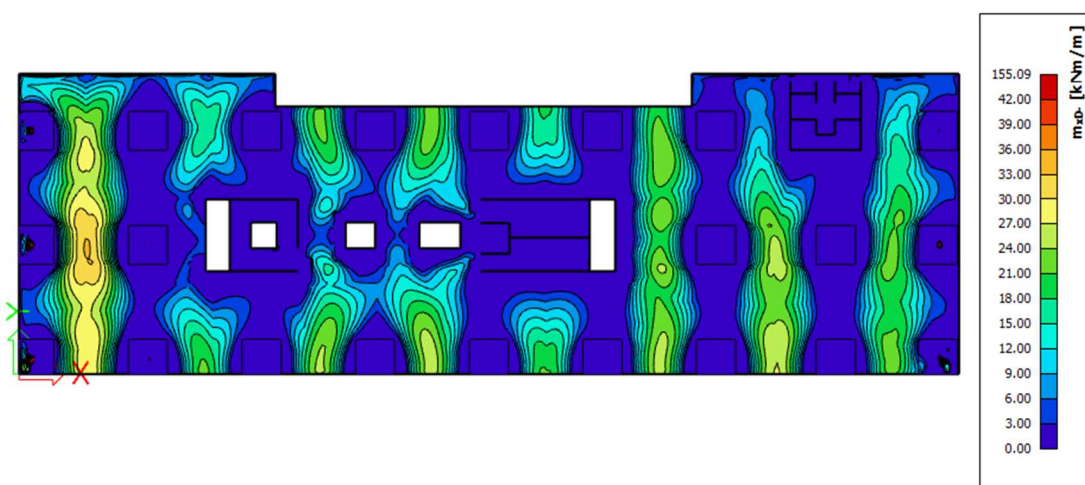
4.8.1 Návrhové momenty

Dále jsou uvedeny ohybové momenty stanovené pro čtvrtou variantu. Je patrné, že momenty svým průběhem jsou podobné třetí variantě, ovšem dosahují nepatrně vyšších hodnot v důsledku vyšší vlastní tíhy desky.

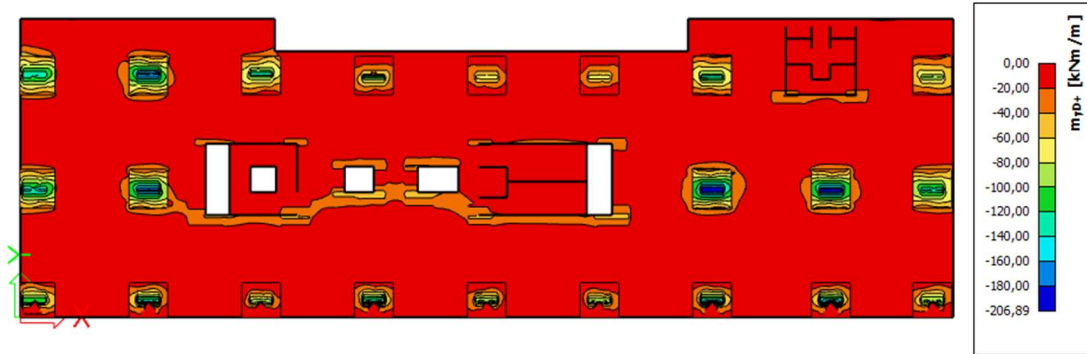
m_{xD+} – návrhový moment ve směru x na horním povrchu desky



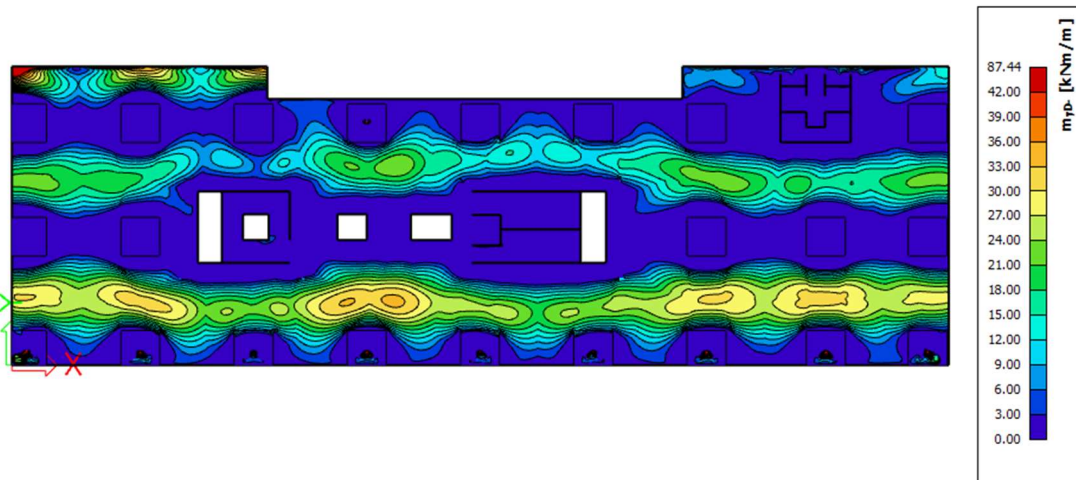
m_{xD-} – návrhový moment ve směru x na spodním povrchu desky



m_{yD+} – návrhový moment ve směru y na horním povrchu desky



m_{yD-} – návrhový moment ve směru y na spodním povrchu desky

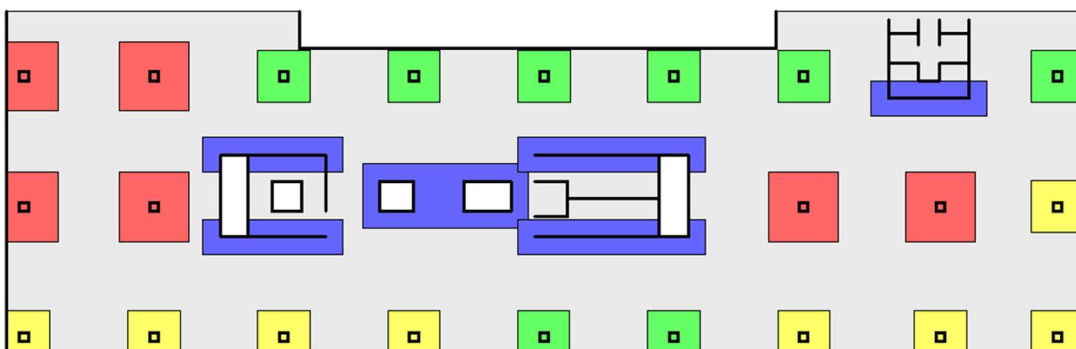


4.8.2 Vyztužení desky – horní povrch

Vyztužení je zde kombinací základní sítě, která je rozprostřena po celé ploše desky a přidáných příložek v místech, kde základní navržená výztuž není dostačující. Základní síť výztuže desky je u horního povrchu o průměru 10 mm po 300 mm.

Příložky

Na horním povrchu ve vodorovném směru jsou navrženy příložky o délce 2,5 a 4 metry pro dostatečné pokrytí ploch namáhaných velkými momenty a zároveň pro dostatečné kotvení výztuže.



Obrázek 55 – Schéma navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném i svislém směru

BARVA POLE	PRŮMĚR VÝZTUŽE	VZDÁLENOST VLOŽEK	DÉLKA VLOŽKY
	14 mm	150 mm	4 m
	12 mm	150 mm	2,5 m
	10 mm	150 mm	2,5 m
	12 mm	150 mm	Svisle = 2 m Vodorovně = 8 m

Tabulka 10 – Tabulka navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném i svislém směru

4.8.3 Vyztužení desky – spodní povrch

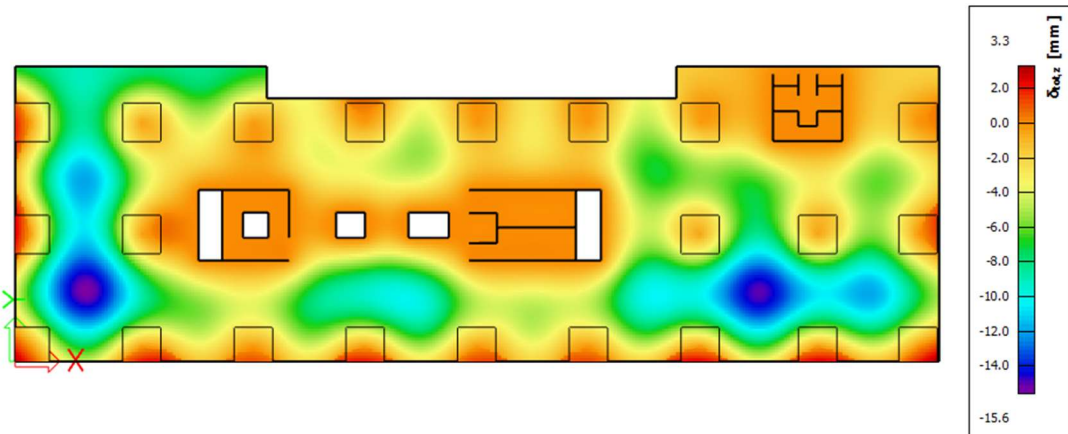
Vyztužení je zde pouze pomocí základní sítě, která je rozprostřena po celé ploše desky. Základní síť výztuže desky volíme o průměru 10 mm po 200 mm. V této variantě není třeba příložek při spodním povrchu.

4.8.4 Posouzení varianty 4

Protlačení

Deska s hlavicemi vyhovuje z hlediska protlačení i bez výztuže na protlačení. Podrobný výpočet viz příloha 4.

Průhyb desky



Obrázek 56 – Vykreslení celkového průhybu (Varianta 4)

Na obrázku je vidět, že největší svislá deformace v poli je 15,6 mm.

$$\delta_{max} > \delta_{tot}$$

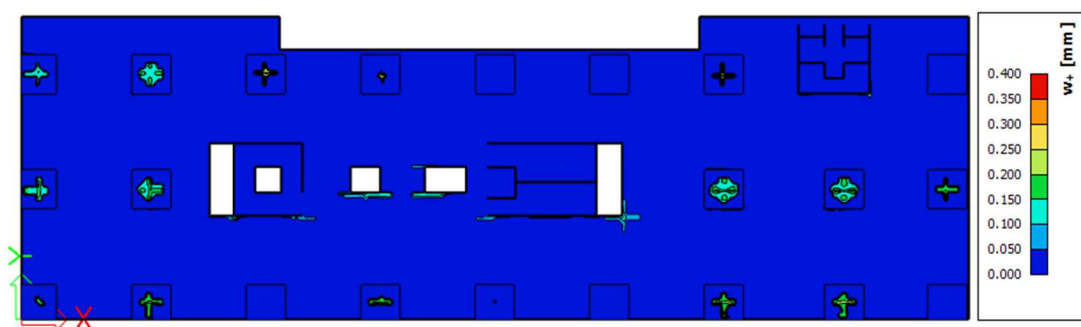
$$L/250 > \delta_{tot}$$

$$\frac{7500}{250} > 15,6 [mm]$$

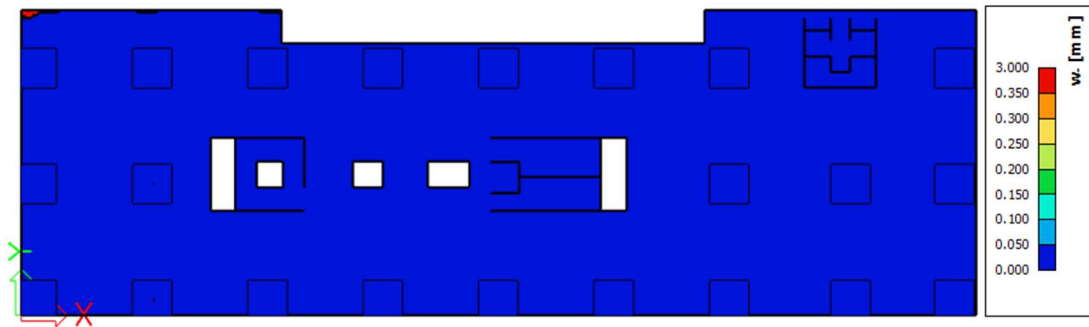
$$30 > 15,6 [mm]$$

Celkový průhyb vyhovuje doporučené nejvyšší hodnotě svislých průhybů.

Šířka trhlin



Obrázek 57 – Šířka trhlin při horním povrchu (Varianta 4)



Obrázek 58 – Šířka trhlin při spodním povrchu (Varianta 4)

Z obrázků můžeme odečíst šířku trhlin. Deska má maximální šířku trhliny při horním povrchu desky 0,27 mm v oblastech lokálních podpor. Při spodním povrchu desky nevzniknou žádné trhliny v poli. Maximální šířku trhliny odečteme z tabulky z ČSN EN 1992-1-1, ve které najdeme hodnotu w_{max} 0,4 mm.

$$w_{max} > w$$

$$0,4 > 0,27 \text{ [mm]}$$

Šířka trhlin vyhovuje doporučené hodnotě maximální šířce trhlin 0,4 mm.

4.8.5 Výsledné hodnoty Varianty 4

Váha výztuže

Spodní síť výztuž váha 7 068 kg

Příložky spodní..... 0 kg

Horní síť výztuž váha 4 227 kg

Příložky horní..... 2 872 kg

Objem betonu

Plocha desky 1 151 m²

Objem desky 292 m³

5 Vyhodnocení výsledků

Po zhotovení čtyř variant desky můžou být porovnány různé parametry, které nám vyšly z našich výpočtů uvedených výše. Hlavními sledovanými kritérii jsou: finanční náročnost, ekvivalentní hmotnost vypuštěného CO₂ (emise) a statické parametry. Pro připomenutí parametrů variant je znovu přiložena Tabulka 4.

Varianta	Výztuž na protlačení	Desková hlavice	Tloušťka hlavice	Tloušťka desky
Varianta 1	ANO	NE	-	230
Varianta 2	ANO	NE	-	260
Varianta 3	NE	ANO	200	200
Varianta 4	NE	ANO	200	230

Tabulka 4 – Tabulka parametrů jednotlivých variant

Pro výpočet finanční náročnosti a ekvivalentní hmotnosti vypuštěného CO₂ bude potřeba znát hmotnost, případně objem jednotlivých materiálů použitých v desce. Pro všechny případy byl použit beton C30/37 s objemovou hmotností 2300 kg/m³ a betonářská výztuž B500B vyrobená z oceli s objemovou hmotností 7850 kg/m³. Objemy jednotlivých materiálů jsou generovány programem.

5.1 Hmotnosti použitých materiálů

5.1.1 Hmotnost betonu:

Varianta	Viditelné hlavice	Tloušťka desky [mm]	Tloušťka hlavice [mm]	Hmotnost desky [kg]	Hmotnost hlavice [kg]	Hmotnost celkem [kg]
Varianta 1	NE	230	-	608 879	-	608 879
Varianta 2	NE	260	-	688 298	-	688 298
Varianta 3	ANO	200	200	529 460	63 250	592 710
Varianta 4	ANO	230	200	608 879	63 250	672 129

Tabulka 11 – Hmotnost betonu v jednotlivých variantách

Z Tabulky 11 vidíme, že největší hmotnost má Varianta 2, kde byla použita deska s konstantní tloušťkou 260 mm. S malým rozdílem druhou největší hmotnost má Varianta 4, kde jsme použili desku o tloušťce 230 mm s přidávanými hlavicemi. Nejmenší hmotnost má Varianta 3 – tedy deska s hlavicemi a tloušťkou 200 mm, která má o trochu větší hmotnost než Varianta 1, kde byla použita deska s konstantní tloušťkou 230 mm.

5.1.2 Hmotnost výztuže:

Varianta	Spodní výztuž				
	Průměr [mm]	Rozestup [mm]	Hmotnost sítě [kg]	Hmotnost příložek [kg]	Hmotnost celkem [kg]
Varianta 1	10	150	9 400	3 954	13 354
Varianta 2	10	200	7 068	768	7 836
Varianta 3	10	200	7 068	178	7 246
Varianta 4	10	200	7 068	-	7 068

Tabulka 12 – Hmotnost výztuže u spodního povrchu desky

Varianta	Horní výztuž				
	Průměr [mm]	Rozestup [mm]	Hmotnost sítě [kg]	Hmotnost příložek [kg]	Hmotnost celkem [kg]
Varianta 1	14	150	18 425	3 623	22 048
Varianta 2	12	150	13 536	3 836	17 372
Varianta 3	12	200	10 179	2 431	12 610
Varianta 4	10	200	7 068	2 872	9 940

Tabulka 13 – Hmotnost výztuže u horního povrchu desky

Varianta	Hmotnost výztuže u spodního povrchu [kg]	Hmotnost výztuže u horního povrchu [kg]	Hmotnost celkem [kg]
Varianta 1	13 354	22 048	35 402
Varianta 2	7 836	17 372	25 208
Varianta 3	7 246	12 610	19 856
Varianta 4	7 068	9 940	17 008

Tabulka 14 – Hmotnost výztuže celkem

Z Tabulky 14 vidíme, že nejvíce výztuže je potřeba do desky ve Variantě 1. Tedy do desky, kde jsme tloušťku desky navrhli podle empirického návrhu. Nutnost hmotnosti výztuže do Varianty 2 je o 10 tun menší. Varianta 3 má o 5 tun méně výztuže než Varianta 2. Nejméně výztuže vyžaduje Varianta 4. Tedy deska s tloušťkou 230 mm a viditelnými hlavicemi. Nutnost hmotnosti výztuže do Varianty 4 je oproti Variantě 1 více než dvakrát menší.

5.2 Finanční porovnání

Varianta	Beton		Výztuž		Cena celkem [Kč]
	Objem [m ³]	Cena [Kč]	Hmotnost [kg]	Cena [Kč]	
Varianta 1	265	685 025	35 402	2 124 120	2 809 145
Varianta 2	299	772 915	25 208	1 512 480	2 285 395
Varianta 3	258	666 930	19 856	1 191 360	1 858 290
Varianta 4	292	754 820	17 008	1 020 480	1 775 300

Tabulka 15 – Finanční porovnání jednotlivých variant

Pro výpočet ceny za jednotlivou variantu byly použity tyto součinitele. Pro beton C30/37 XC1 byla použita cena 2 585 korun za metr krychlový od dodavatele ZAPA beton, a.s. Pro ocel byla použita cena 60 korun za kilogram oceli od dodavatele Kondor, s. r. o.

Tabulka 15 ukazuje, že nejdražší se jeví námi navržená deska podle empirie a tedy Varianta 1. Je také vidět, že podstatnou roli hraje hmotnost použité výztuže oproti objemu

použitého betonu. Jako nejlevnější varianta je Varianta 4, ve které jsme použili nejméně oceli.

5.3 Ekvivalentní hmotnost vypuštěného CO₂

Varianta	Beton		Výztuž		Hmotnost vypuštěného CO ₂ celkem [kg]
	Objem betonu [m ³]	Hmotnost vypuštěného CO ₂ [kg]	Hmotnost výztuže [kg]	Hmotnost vypuštěného CO ₂ [kg]	
Varianta 1	265	56 975	35 402	48 855	105 830
Varianta 2	299	68 770	25 208	34 787	103 557
Varianta 3	258	59 340	19 856	27 401	86 741
Varianta 4	292	67 160	17 008	23 471	90 631

Tabulka 16 – Ekvivalentní hmotnost vypuštěného CO₂ do ovzduší

Pro výpočet hmotnosti vypuštěného CO₂ byly použity tyto hodnoty. Na výrobu jednoho metru krychlového betonu C30/37 je vypuštěno do ovzduší 230 kilogramů CO₂. Pro betonářskou ocel B500B je ekvivalent 1,38 kg produkovaného CO₂ na kilogram vyrobené oceli.

V Tabulce 16 vidíme, že nejvíce emisní je Varianta 1. Opět díky velké potřebě oceli. Naopak nejméně emisní je Varianta 3 právě díky kombinaci ušetřeného množství výztuže i betonu. Varianta 4 má relativně pouze o trochu více vypuštěného CO₂ než Varianta 3, dá se tedy říci, že z těchto variant se dá také zařadit mezi „ekologické“. Obecně také vidíme, že desky s hlavicemi jsou méně náročné na životní prostředí než desky bez hlavic. Oproti finanční náročnosti, kde hrála hlavní roli hmotnost výztuže, v ekvivalentní hmotnosti vypuštěného CO₂ je zásadnější objem betonu.

5.4 Statické porovnání

Varianta	Maximální momenty		Šířka trhlin		Průhyb [mm]
	V poli [kNm/m]	Nad podporou [kNm/m]	Horní povrch [mm]	Spodní povrch [mm]	
Varianta 1	52,3	171,5	0,24	0,16	26,3
Varianta 2	59,1	185,3	0,36	0,30	22,6
Varianta 3	29,0	197,1	0,22	0,00	17,2
Varianta 4	35,8	206,9	0,27	0,00	15,6

Tabulka 17 – Hodnoty pro statické porovnání

Ze statického porovnání volíme jako nejdůležitější parametr pro praktické používání konstrukce její celkový průhyb. Průhyb je nejmenší ve Variantě 4 s hodnotou 15,6 mm. O něco větší je průhyb ve Variantě 3 s hodnotou 17,2 mm, následuje Varianta 2 s hodnotou 22,6 mm. Největší průhyb má Varianta 1 s hodnotou 26,3 mm.

5.5 Vícekriteriální porovnání

Ve společném vícekriteriálním porovnání přiřadíme každému parametru relativní hodnotu a následně podle vah srovnáme navržené desky ze tří možných pohledů investora. Tři hlavní kritéria pro nás jsou finance, ekologie (hmotnost vypuštěného CO₂) a použitelnost konstrukce vyjádřená jejím maximálním průhybem. Zhodnocení budeme provádět z pohledu „spořivého investora“, „zeleného investora“ a „staticky uvážlivého investora“.

V každém z pohledů určíme váhu podle pohledu daného kritéria. Váhy budou určeny pro hlavní kritérium 2/3, obě ostatní kritéria budou mít váhu každé 1/6. Tedy například pro pohled spořivého investora zvolíme váhu 2/3 u finančního zhodnocení a váhu 1/6 použijeme u ekologického a statického zhodnocení.

Pro výpočty vhodnosti jednotlivých pohledů nám bude sloužit následující Tabulka 18, ve které jsou vypočteny relativní hodnoty jednotlivých kritérií, vztažených vždy k nejhoršímu výsledku z výpočtu.

	Cena		CO2		Průhyb	
	Skutečná hodnota [Kč]	Relativní hodnota [-]	Skutečná hodnota [Kč]	Relativní hodnota [-]	Skutečná hodnota [Kč]	Relativní hodnota [-]
Varianta 1	2 809 145	1,00	105 830	1,00	26,3	1,00
Varianta 2	2 285 395	0,81	103 557	0,98	22,6	0,86
Varianta 3	1 858 290	0,66	86 741	0,82	17,2	0,65
Varianta 4	1 775 300	0,63	90 631	0,86	15,6	0,59

Tabulka 18 – Vypočtené relativní hodnoty

Z pohledu spořivého investora:

$$\text{Varianta 1} \rightarrow 2/3 \cdot 1,00 + 1/6 \cdot 1,00 + 1/6 \cdot 1,00 = 1,00$$

$$\text{Varianta 2} \rightarrow 2/3 \cdot 0,81 + 1/6 \cdot 0,98 + 1/6 \cdot 0,86 = 0,85$$

$$\text{Varianta 3} \rightarrow 2/3 \cdot 0,68 + 1/6 \cdot 0,83 + 1/6 \cdot 0,65 = 0,69$$

$$\text{Varianta 4} \rightarrow 2/3 \cdot 0,56 + 1/6 \cdot 0,85 + 1/6 \cdot 0,59 = 0,66$$

Nejvýhodnější pro spořivého investora je Varianta 4.

Z pohledu zeleného investora:

$$\text{Varianta 1} \rightarrow 1/6 \cdot 1,00 + 2/3 \cdot 1,00 + 1/6 \cdot 1,00 = 1,00$$

$$\text{Varianta 2} \rightarrow 1/6 \cdot 0,81 + 2/3 \cdot 0,98 + 1/6 \cdot 0,86 = 0,93$$

$$\text{Varianta 3} \rightarrow 1/6 \cdot 0,68 + 2/3 \cdot 0,83 + 1/6 \cdot 0,65 = 0,76$$

$$\text{Varianta 4} \rightarrow 1/6 \cdot 0,56 + 2/3 \cdot 0,85 + 1/6 \cdot 0,59 = 0,78$$

Nejvýhodnější pro zeleného investora je Varianta 3.

Z pohledu staticky uvážlivého investora:

$$\text{Varianta 1} \rightarrow 1/6 \cdot 1,00 + 1/6 \cdot 1,00 + 2/3 \cdot 1,00 = 1,00$$

$$\text{Varianta 2} \rightarrow 1/6 \cdot 0,81 + 1/6 \cdot 0,98 + 2/3 \cdot 0,86 = 0,87$$

$$\text{Varianta 3} \rightarrow 1/6 \cdot 0,68 + 1/6 \cdot 0,83 + 2/3 \cdot 0,65 = 0,69$$

$$\text{Varianta 4} \rightarrow 1/6 \cdot 0,56 + 1/6 \cdot 0,85 + 2/3 \cdot 0,59 = 0,64$$

Nejvýhodnější pro staticky uvážlivého investora je Varianta 4.

6 Závěr

V první části práce byly shrnuty základní vlastnosti lokálně podepřených desek, popsány základní druhy konstrukčních variant a jejich statické působení. Dále byla probrána problematika protlačení a ukázány možné způsoby vyztužení na protlačení. V dalších kapitolách se práce věnovala shrnutí výpočetních metod a možnostmi jejich použití pro lokálně podepřené desky.

Ve druhé části práce byla provedena vícekritériální optimalizace vybrané konstrukce. Nejdříve byla vymezena a popsána jednotlivá kritéria, kterými se následně řídila optimalizace. Byla popsána vybraná konstrukce a následně byly zvoleny čtyři varianty konstrukce desky, které byly podrobně navrženy na mezní stavy únosnosti a mezní stavy použitelnosti.

Při procesu optimalizace jsme se zaměřili na tři hlavní kritéria, kterými byla finanční náročnost, hmotnost vypuštěného CO₂ a statické parametry. Z optimalizace vyšla z pohledu spořivého investora nejvýhodněji varianta 4, a tedy deska s deskovými hlavicemi a tloušťce desky 230 mm. Stejná varianta (varianta 4) je nejvýhodnější i pro staticky uvážlivého investora. Pokud by investor cílil na co nejmenší hmotnost vypuštěného CO₂ do ovzduší, volil by variantu 3, tedy desku s deskovými hlavicemi a tloušťkou desky 200 mm.

Obecně je z výsledků optimalizace zřejmé, že pro lokálně podepřenou desku jsou velmi výhodné zesilující desky. Z hlediska posuzovaných kritérií vycházejí varianty s hlavicemi o 25 % výhodněji než desky bez hlavic. Při návrhu desky s viditelnou hlavicí jsme schopni navrhnout efektivně tenkou desku a tím uspořit jak objem potřebného betonu, tak i výztuž, což má pozitivní dopad na ekonomické i ekologické hledisko. Je tedy velmi důležité se před návrhem geometrie desky zamyslet a nejlépe si udělat menší studii několika variant pro navrhovanou konstrukci, aby byl návrh co nejefektivnější. Empirické návrhy nemusí totiž vždy být zrovna ty nejvýhodnější. Toto zjištění se v práci potvrdilo, jelikož deska navržená podle empirického odhadu vyšla ve všech posuzovaných kritériích nejhůře ze všech posuzovaných variant.

Zajímavé zjištění se týká také vlivu materiálu na jednotlivá kritéria. Pro nízkou finanční náročnost je zásadní hmotnost navržené výztuže. Naopak pro nízkou hodnotu ekvivalentní hmotnosti vypuštěného oxidu uhličitého do ovzduší je poměrově významnější použití menšího množství betonu; vliv výztuže není tolik zásadní.

Do ekonomické náročnosti nebyl zahrnut vliv provádění (náročnost armování a bednění) hlavic, které by realizaci prodražilo. Podle odborného odhadu by navýšení ceny bylo okolo 14 % na metr čtvereční bednění desky. Zároveň nebyla započítána hmotnost smykové výztuže pro variantu 1 a 2. Za prvé se jedná o velmi malou hmotnost v poměru s ohybovou výztuží, okolo 1 000 Kč na jednu hlavici. Za druhé, protože do varianty se zesilující deskou nebyla zahrnuta konstrukční výztuž hlavice. Hmotnostní rozdíl výztuže v těchto dvou variantách je tedy minimální, a proto se parametr do optimalizace v této práci nezahrnuje.

Další možností optimalizace desky by mohlo být například výraznější rozvrstvení výztuže, které by více sledovalo průběh ohybových momentů. V dané práci byl použit v praxi běžný postup pro vyztužování lokálně podepřených desek, kdy je navržena základní výztuž do celé plochy a příložkami se vykrývají pouze špičkové hodnoty ohybových momentů. To vede k vyztužení málo namáhaných oblastí desky (horní povrch v poli, spodní povrch u podpor), které je z pohledu ohybových momentů zbytečně vysoké. V těchto oblastech by bylo možné výztuž ušetřit, bylo by však nutno posoudit vliv takového opatření na kritérium průhybu desky a na pracnost vyztužování.

7 Použitý software

- Scia Engineer 21.1
- FIN EC 2022 – Protlak
- Microsoft word
- Microsoft excel
- AutoCAD 2022

8 Použitá literatura

- [1] Analýza metod výpočtu železobetonových lokálně podepřených desek [online]. V Praze: České vysoké učení technické, 2011 [cit. 2022-03-05]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/FRVS_2011/analyza_lok_od_desek.pdf
- [2] JAIN, Vinay. Flat Slab - Types of Flat Slab Design and its Advantages [online]. Dostupné z: <https://theconstructor.org/structural-engg/flat-slab-types-design-advantages/13919/>
- [3] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. Betonové stropní a schodišťové konstrukce. 1. V Praze: České vysoké učení technické, 2017. ISBN 978-80-01-06323-1.
- [4] FOGLEAR, Marek. Úloha 2 - Lokálně podepřená deska [online]. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/www/foglamar/Download/RBZS/RBZS-uloha2-postup.pdf>
- [5] ČSN 73 1204: Navrhování betonových deskových konstrukcí působících ve dvou směrech. Praha: Český normalizační institut, 1986.
- [6] ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb. Praha: ÚNZM, 2010.
- [7] VAŠKOVÁ, J. Betonové a zděné konstrukce 1. 8. přednáška: Lokálně podepřené desky [elektronická přednáška]. Fakulta stavební ČVUT v Praze, 2020.
- [8] GHONEIM, Mshhour a Mahmoud EL-MIHILMY. Design of reinforced concrete structures. Volume 2. Cairo University, 2008.
- [9] ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Český normalizační institut, 2006.
- [10] KIRSCHBAUM, Jakub. Vyztužování stropních desek na protlačení. 2018. Bakalářská práce. Fakulta stavební ČVUT v Praze. Vedoucí práce Doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.
- [11] JORDAHL & PFEIFER [online]. Dostupné z: https://jpcz.cz/fileadmin/user_upload/jpcz.cz/downloads/Produkty/Prefabrikovane_dilce/Smykova_vyztu_z_na_protlaceni_JDA/Brozura_JDA_ETA-CE_DE.pdf

- [12] *KORN lešení a bednění* [online]. Dostupné z: <http://www.kornbrno.cz/produkty/smykove-listy-proti-protlaceni/bole-u-smykova-vyztuz-proti-protlaceni>
- [13] ŠMEJKAL, Jiří, Jaroslav PROCHÁZKA a Jana HANZALOVÁ. Navrhování na mezní stav porušení protlačení - část I. EBETON. 2011, 2011(5), 66-72.
- [14] Přednáška 3_Protlačení lokálně podepřené desky [online]. Dostupné z: http://homel.vsb.cz/~zid75/Betonov%C3%A9%20konstrukce/P%C5%99edn%C3%A1%C5%A1ka%203_Protla%C4%8Den%C3%AD%20lo%C3%A1ln%C4%9B%20podep%C5%99en%C3%A9%20desky.pdf
- [15] BFT INTERNATIONAL [online]. Dostupné z: https://www.bft-international.com/en/artikel/bft_Punching_shear_reinforcement_with_increased_bond_resistance_3600029.html
- [16] IMATERIÁLY [online]. Dostupné z: https://www.imaterialy.cz/rubriky/technologie/rekonstrukce-historickeho-objektu-s-pouzitim-lokalne-podeprenych-predpjatych-stropnich-desek-a-skrytych-hlavic_42499.html
- [17] HYNEK, Tomáš. Vliv geometrie konstrukce na statické působení lokálně podepřných desek. Praha, 2018. Bakalářská práce. Fakulta stavební ČVUT v Praze. Vedoucí práce Ing. Martin Tipka, Ph.D.
- [18] *FEM consulting* [online]. Dostupné z: https://www.fem.cz/main_picture/
- [19] Examples of creating finite element meshes (plates and shells) [online]. Dostupné z: <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-professional/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2018/ENU/RSAPRO-UsersGuide/files/GUID-CA1629BB-AEFB-4BD7-AE7A-3772961C24B5-htm.html>
- [20] BÍLÝ, Petr. Návrh stropní desky v programu SCIA Engineer: Podklad pro předmět Navrhování betonových konstrukcí na počítači (133YBKC). Fakulta stavební ČVUT v Praze, 2021.
- [21] FANTILLI, A.P. a O. MANCINELLI. The carbon footprint of normal and high-strength concrete used in low-rise and high-rise buildings. ScienceDirect. 2019, 2019(11).
- [22] Archiweb, internetové centrum architektury [online]. 2009. Dostupné z: <https://www.archiweb.cz/b/e-gate>
- [23] BROOKER, O a E HALLIWELL. *How to design reinforced concrete flat slabs using Finite Element Analysis*.

9 Seznam obrázků

- Obrázek 1 – Příklad lokálně podepřené desky [2]
- Obrázek 2 – Příklad uspořádání podporujících prvků [5]
- Obrázek 3 – Výhoda úspory výšky budovy [2]
- Obrázek 4 – Základní typy desek [3]
- Obrázek 5 – Ocelová skrytá manžetová hlavice [6]
- Obrázek 6 – Ocelová skrytá roštová hlavice [6]
- Obrázek 7 – Ocelová skrytá žebrová hlavice [6]
- Obrázek 8 – Typy viditelných hlavic [3]
- Obrázek 9 – Základní typy zesílení [8]
- Obrázek 10 – Obecný model příhradové analogie na lokálně podepřenou konstrukci [7]
- Obrázek 11 – Typické základní kontrolované obvody u_1 u zatěžovacích ploch [9]
- Obrázek 12 – Kontrolovaný obvod v blízkosti otvoru [9]
- Obrázek 13 – Přibližné hodnoty součinitele β [9]
- Obrázek 14 – Zakotvení třmínkové smykové výztuže na kotevní délku l_{bd} [3]
- Obrázek 15 – Názorné uspořádání smykové třmínkové výztuže [7]
- Obrázek 16 – Smyková výztuž proti protlačení JDA [12]
- Obrázek 17 – Smyková výztuž proti protlačení KORN [11]
- Obrázek 18 – Smykové kozlíky [14]
- Obrázek 19 - Umístění smykové výztuže na protlačení [13]
- Obrázek 20 – Příhradová smyková výztuž na protlačení [15]
- Obrázek 21 - Skrytá ocelová hlavice. Vlevo samotný svařenec, vpravo svařenec osazený v konstrukci [16]
- Obrázek 22 – Otvory v lokálně podepřené desce [3]
- Obrázek 23 – Metoda součtových momentů – rozdělení na jednotlivé nosníkové segmenty [1]
- Obrázek 24 – Stanovení hodnoty celkového součtového momentu [1]
- Obrázek 25 – Možný postup vytvoření náhradního rámu [1]
- Obrázek 26 – Příklady aplikace MKP na pozemních stavbách [18]
- Obrázek 27 – Příklad sítě konečných prvků [19]
- Obrázek 28 – Budova E-GATE v pražských Dejvicích
- Obrázek 29 – Řez objektem [22]
- Obrázek 30 – Půdorys 1NP [22]
- Obrázek 31 – Vyznačení výseku stropní desky nad 1.NP
- Obrázek 32 – Rozměry výseku desky
- Obrázek 33 – 3D model desky
- Obrázek 34 – Schéma zatížení: Šachovnicové 1

- Obrázek 35 – Schéma zatížení: Šachovnicové 2
- Obrázek 36 – Vygenerovaná síť MKP programem
- Obrázek 37 – Schéma průměrovacích bodů
- Obrázek 38 – Schéma navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném a svislém směru
- Obrázek 39 – Schéma navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném a svislém směru
- Obrázek 40 – Vykreslení celkového průhybu (Varianta 1)
- Obrázek 41 – Šířka trhlin při horním povrchu (Varianta 1)
- Obrázek 42 – Šířka trhlin při spodním povrchu (Varianta 1)
- Obrázek 43 – Schéma navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném směru
- Obrázek 44 – Schéma navržených příložek u horního povrchu ve svislém směru
- Obrázek 45 – Schéma navržených příložek u spodního povrchu ve vodorovném směru
- Obrázek 46 – Schéma navržených příložek u spodního povrchu ve svislém směru
- Obrázek 47 – Vykreslení celkového průhybu (Varianta 2)
- Obrázek 48 – Šířka trhlin při horním povrchu (Varianta 2)
- Obrázek 49 – Šířka trhlin při spodním povrchu (Varianta 2)
- Obrázek 50 – Schéma navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném i svislém směru
- Obrázek 51 – Schéma navržených příložek u spodního povrchu ve vodorovném i svislém směru
- Obrázek 52 – Vykreslení celkového průhybu (Varianta 3)
- Obrázek 53 – Šířka trhlin při horním povrchu (Varianta 3)
- Obrázek 54 – Šířka trhlin při spodním povrchu (Varianta 3)
- Obrázek 55 – Schéma navržených příložek u horního povrchu ve vodorovném i svislém směru
- Obrázek 56 – Vykreslení celkového průhybu (Varianta 4)
- Obrázek 57 – Šířka trhlin při horním povrchu (Varianta 4)
- Obrázek 58 – Šířka trhlin při spodním povrchu (Varianta 4)