

**ČESKÉ VYSOKÉ
UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Šikmé železobetonové desky

AUTOR:

JAN VANĚČEK

VEDOUCÍ PRÁCE:

doc. Ing. JITKA VAŠKOVÁ CSc.

STUDIJNÍ OBOR:

KONSTRUKCE POZEMNÍCH STAVEB

PRAHA 2020

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Vaněček</u>	Jméno: <u>Jan</u>	Osobní číslo: <u>468655</u>
Zadávající katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Šikmé železobetonové desky</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Inclined reinforced concrete slabs</u>	
Pokyny pro vypracování: 1. Souhrn informací z literatury, příklady užití 2. Specifikace konstrukčního návrhu a provádění šikmých desek 3. Návrh pro vybranou konstrukci - statický výpočet, výkresová dokumentace, návrh podpěrné konstrukce a technologie provádění	
Seznam doporučené literatury: dle konzultací	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>24.2.2020</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>17.5.2020</u> <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

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

ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem tuto závěrečnou práci na téma „šikmé železobetonové desky“ zpracoval samostatně s použitím literatury, která je uvedena v seznamu zdrojů a za pomoci odborných konzultací.

Souhlasím s veřejnou publikací této práce v Ústřední knihovně a Fakultě stavební.

V Praze dne.....

.....

Jan Vaněček

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych rád poděkoval paní doc. Ing. Jitce Vaškové CSc. za vedení této bakalářské práce, zejména za přístup a odborné poznámky, které jsem již mohl v této práci uplatnit.

ANOTACE:

Bakalářská práce se zabývá komplexním přehledem šikmých železobetonových konstrukcí. Úvodní část obsahuje poznatky z literatury, jednotlivé případy jsou komentovány příklady z praxe. Dále jsou zde shrnuty a rozebrány dílčí části konstrukce z hlediska statického působení. Velká část práce je věnovaná bednění monolitických konstrukcí, včetně šikmých prvků s vysvětlením principu užívání a posuzování. Práce obsahuje i poznatky z technologie betonu. Využití znalostí z obou odvětví je nezbytně nutné pro správný návrh konstrukce. Výsledkem prvních šesti kapitol (první kapitola úvod, šestá kapitola bednění a technologie návrhu) je seznámení s jednotlivými principy návrhu a možnostmi provádění. V navazující kapitole bakalářské práce je uveden konkrétní návrh vybrané konstrukce vybraného objektu, výkres tvaru a statický výpočet.

KLÍČOVÁ SLOVA:

Beton, konstrukce ve spádu, podesta, tlak betonu, bednění, konzistence betonu

ANNOTATION:

The bachelor thesis deals with a complex overview of inclined reinforced concrete structures. The introductory part contains knowledge from literature, individual cases are commented on by examples from practice. Furthermore, there are summarized and analyzed partial parts of the structure in terms of static action. A large part of the work is devoted to the formwork of monolithic structures, including inclined elements with explanation of the principle of use and assessment. The work also includes knowledge of concrete technology. The use of knowledge from both sectors is essential for the correct design of the structure. The results of the first six chapters (the first chapter introduction, the sixth chapter of the formwork and the design technology) provide an introduction to the individual design principles and implementation possibilities. In the next chapter of the thesis is given a specific design of the selected structure of the selected object, drawing the shape and static calculation.

KEY WORD:

Concrete, slope construction, stair landing, concrete pressure, formwork, concrete consistency

OBSAH:

1. ÚVOD	9
2. PŘÍKLADY UŽITÍ ŠIKMÝCH ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ	11
3. ŠIKMÉ STROPNÍ KONSTRUKCE.....	23
3.1 PRINCIP ŠIKMÉ DESKY	23
3.2 STANOVENÍ ZATÍŽENÍ	23
3.3 VLIV ŠIKMOSTI NA VNITŘNÍ SÍLY	25
4. SCHODIŠTĚ	29
4.1 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ DESKOVÝCH SCHODIŠŤ	29
4.2 ŘEŠENÍ AKUSTICKÝCH MOSTŮ	30
4.2.1 MONOLITICKÁ SCHODIŠTĚ	30
4.2.2 PREFABRIKOVANÁ SCHODIŠTĚ	32
4.3 STATICKÉ PŮSOBENÍ DESKOVÝCH SCHODIŠŤ	33
4.3.1 JEDNORAMENNÉ DESKOVÉ SCHODIŠTĚ	33
4.3.2 DVOURAMENNÉ DESKOVÉ SCHODIŠTĚ	34
4.3.3 DVOUSMĚRNĚ NOSNÉ SCHODIŠTĚ	34
4.3.4 PROSTOROVÉ PŮSOBENÍ DESKOVÉHO SCHODIŠTĚ	35
5. RAMPY	37
5.1 ŠIKMÉ RAMPY PRO PĚŠÍ	37
5.2 POJÍZDNÉ RAMPY	39
6. BEDNĚNÍ A TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ	43
6.1 BEDNĚNÍ SVISLÝCH KONSTRUKCÍ	43
6.1.1 OBOUSTRANNÉ BEDNĚNÍ	44
6.1.2 JEDNOSTRANNÉ BEDNĚNÍ	45
6.1.3 BEDNĚNÍ ŠIKMÝCH STĚN A SLOUPŮ KONSTRUKCÍ	49
6.1.4 STATICKÉ POSOUZENÍ ŠIKMÉ KONSTRUKCE	52
6.2 VODOROVNÉ BEDNĚNÍ	55
6.2.1 BEDNĚNÍ ŠIKMÝCH DESEK	56
6.2.2 STATICKÉ POSOUZENÍ VODOROVNÉHO BEDNĚNÍ	58

6.3	VYBRANÉ PRINCIPY TECHNOLOGIE BETONU	61
6.3.1	KLASIFIKACE BETONU PODLE KONZISTENCE	61
6.4	SAMOZHUTNITELNÝ BETON (SCC)	63
6.5	POHLEDOVÝ BETON.....	63
7.	ŘEŠENÍ VYBRANÉ ČÁSTI OBJEKTU	65
7.1	ZJEDNODUŠENÝ RUČNÍ VÝPOČET	68
7.1.1	STANOVENÍ ZATÍŽENÍ.....	68
7.2	ŘEŠENÍ POMOCÍ PROSTOROVÉHO MODELU	85
8.	ZÁVĚR.....	97
9.	SEZNAM ZDROJŮ.....	99

1. ÚVOD

Práce se zabývá šikmými železobetonovými deskami. V první kapitole jsou uvedena možná využití těchto desek v praxi. V dnešní době přibývá konstrukcí se šikmými sloupy, především z důvodu rozdílného dispozičního řešení jednotlivých podlaží, např. spodní a horní stavby. Šikmé sloupy tak mohou řešit přenos zatížení do spodní stavby. Z různých architektonických důvodů se občas setkáváme i se šikmými stěnami. Zastoupení šikmých desek je ve stavebních konstrukcích časté, ať už u vertikálních komunikací např.: schodišť, které jsou u každého vícepodlažního objektu, nebo u ramp, které najdeme v garážích a bezbariérových objektech. Další využití je u stropních konstrukcí, které často plynou z architektonického návrhu. V určitých případech se setkáme i se šikmou betonovou střešní konstrukcí, ať už v případech plochých střech nebo nově i s masivními šikmými střechami. Šikmé střechy se často realizují i pomocí betonových nebo keramobetonových panelů, popř. kombinace železobetonových příhradových nosníků a pórobetonových vložek. V oblasti dopravních staveb se šikmé prvky vyskytují poměrně často, především z důvodu zajištění sklonu pozemních komunikací, popř. u šikmých mostních podpěr. V oblasti inženýrských staveb se vyskytuje mnoho typů šikmých konstrukcí, které je potřeba konstrukčně vyřešit a navrhnout i bednění. Zde se využívají speciální šplhavé bednicí systémy.

Další části práce obsahují konkrétnější popis problematiky navrhování šikmých konstrukcí. Jednotlivé typy konstrukcí jsou rozebrány z hlediska statického působení a možného způsobu použití ve stavební praxi, dále jsou uvedeny informace z hlediska návrhu. První skupinou obsaženou v práci jsou střešní a stropní šikmé konstrukce. Zde jsou uvedeny základní principy návrhu těchto konstrukcí a popsána jednotlivá statická schémata. Nedílnou součástí všech návrhů je stanovení vnitřních sil v konstrukci, je provedeno porovnání šikmé konstrukce s konstrukcí bez spádu a následné okomentování rozdílu vnitřních sil. Následující část je věnována převážně deskovým schodištím, která jsou v dnešní době prakticky nejrozšířenějším typem. Zde je kladen důraz na konstrukční řešení schodiště. Nedílnou součástí schodišť jsou prvky proti kročejovému hluku, které mají zásadní vliv na statické působení schodišť. Statické působení schodišť je uvedeno v další podkapitole, kde jsou rozebrány vnitřní síly schodišť a vysvětlen princip prostorového lomenicového působení schodiště.

V určitých případech je třeba pro překonání výškových rozdílů použít konstrukce s nižšími sklony, rampy. Tyto konstrukce jsou v práci stručně rozebrány především typologicky. Práce se zabývá převážně deskovými konstrukcemi, ale v praxi se setkáváme i se šikmými stěnami, které zde jsou popsány z hlediska návrhu a provádění podpěrné konstrukce.

Veškeré šikmé konstrukce vyžadují vyšší nároky, převážně z technologického hlediska a způsobu provádění podpěrné konstrukce. V práci jsou obsaženy základní principy řešení těchto problémů. Velký důraz je kladen na část bednění konstrukcí. Tato kapitola je velmi obsáhlá. Práce obsahuje popis základních principů, na kterých jsou založeny i složité systémy. Jsou zde na vzorových příkladech vysvětleny i principy posouzení svislého a vodorovného bednění, které se v praxi běžně používá. Pro celkový správný návrh betonových konstrukcí je technologie betonu nepostradatelná, především volby betonové směsi a základní principy ohledně zpracování. V práci je vybráno pár principů, které považuji za důležité znát a řídit je jimi. Je potřeba si uvědomit, že bednicí technika je základem monolitických konstrukcí.

Poslední část obsahuje statický výpočet vybrané konstrukce a návrh provádění. Obsahem této části jsou výkresy výztuže a vytvoření kladečského plánu bednění s posudkem podpěrné konstrukce.

Cílem bakalářské práce je seznámení se šikmými železobetonovými konstrukcemi, nejen z hlediska statického, ale i z pohledu technologických principů a zhodnocení jednotlivých konstrukcí především z praktického hlediska provádění.

2. PŘÍKLADY UŽITÍ ŠIKMÝCH ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Šikmé konstrukce jsou specifické nakloněnou rovinou, ať už se jedná o svislé konstrukce, jimiž mohou být opěrné a zárubní stěny, které mají nejčastěji zkosený líc stěny popř někdy i rub.

Velmi častou konstrukcí jsou šikmé sloupy viz. obr 2.1-4. Sloupy mohou mít i diamantový tvar, popř. tvar písmene V, Y. Více k atypickým sloupům viz. část bednění. V případě šikmých konstrukcí je důležitou položkou zhotovení bednění. Bednění se snažíme navrhovat pomocí systémových prvků jednotlivých výrobců, které musí být často doplněné tesařskými konstrukcemi.

Rozmístění svislých nosných prvků v podzemních podlaží a nadzemních podlaží neleží ve stejné ose. V podzemních podlaží vychází z prostorových požadavků garáží, zatímco nadzemní podlaží slouží pro administrativní účely. Přechod mezi jednotlivými rastry objektu je řešen šikmými sloupy. Při armování sloupů 1.PP je nutné přesahy výztuže přizpůsobit pro napojení šikmých sloupů, aby se zatížení horní stavby přeneslo do spodní stavby. Horizontální síly od šikmých sloupů jsou přenášeny stropními deskami do základových konstrukcí stěnami komunikačních jader a obvodovými stěnami suterénu, jejichž tloušťka je až 350 mm. [1]



Obrázek 2.1 Šikmý sloup procházející stěnou Main point Karlín, pohled na šikmé bednění a zabetonovaný sloup [1]



Obrázek 2.2 Obvodové šikmé sloupy Main point Karlín [1]

Na obrázku 2.3 jsou zachyceny šikmé sloupy administrativní budovy Green Point, Praha 5, Smíchov. Objekt je doplněn výtahovými ztužujícími jádry, které přenáší veškeré vodorovné zatížení. Šikmé síly sloupů se sbíhají do střednice společné části (kmene). Bednění pro společnou část sloupů nebylo možné zhotovit na stavbě. Příprava formy probíhala v montážní hale PERI. Základem formy bylo stěnové nosníkové bednění VARIO, doplněné speciálně vyrobenými ramenáty zakrytými vrstvou falcovaných prken a pláštěm z plastových desek. Na jednotlivé šikmé větve bylo použito sloupové bednění SRS. V dalším podlaží je pohled na bednění stropní konstrukce doplněné o stropní stoly VARIODECK vyrobenými opět v montážní hale PERI. [2]



Obrázek 2.3 Administrativní budova Green Point, Praha 5 - Smíchov [2]



Obrázek 2.4 Speciální forma společné části šikmých sloupů. [3]



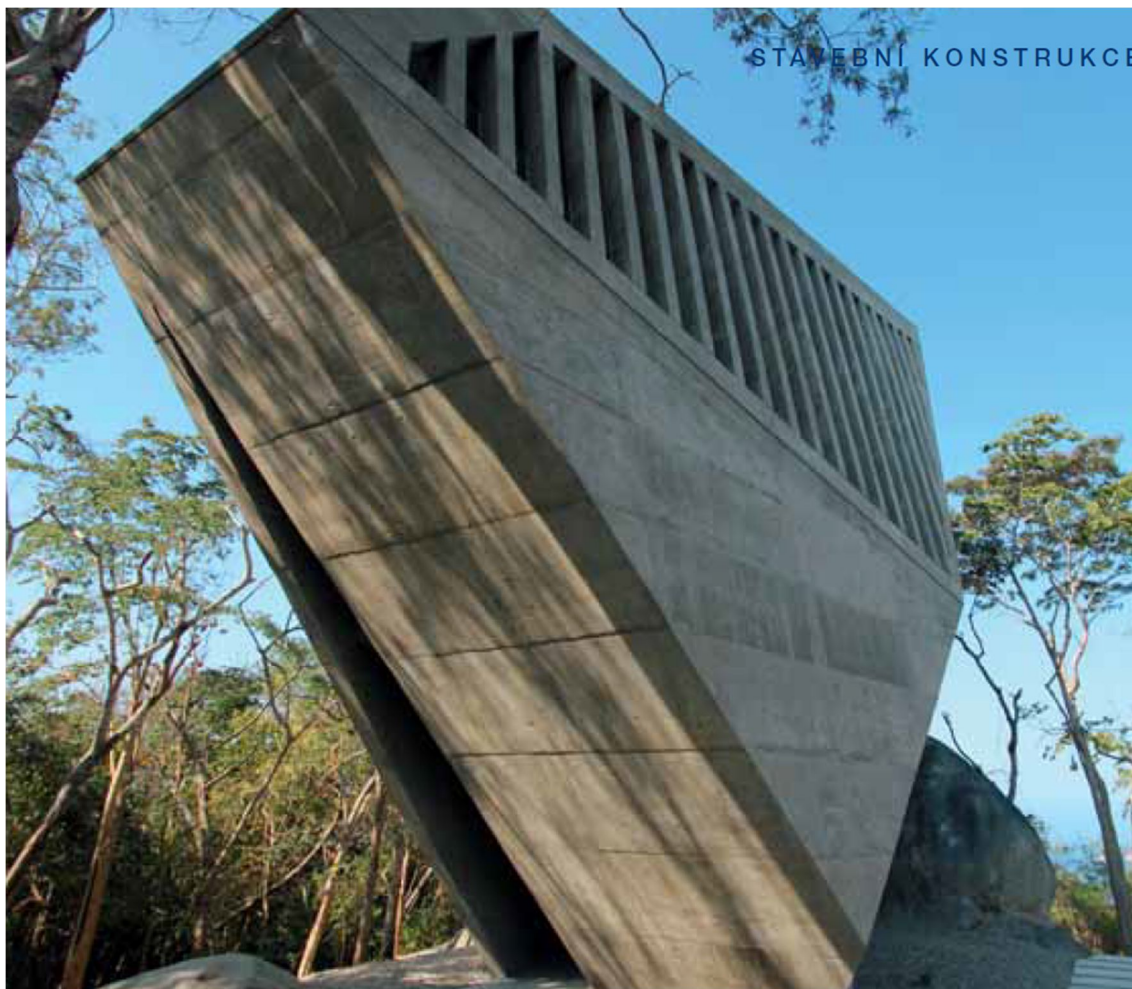
Obrázek 2.5 Nasazení speciálního bednění na společnou část trojsloupů. [3]

Další významná stavba je administrativní budova Dynamica v Praze. Budova je součástí rozsáhlého komplexu Waltrovka. Šikmé sloupy zde opět řeší rozdílné dispozice budovy. Spodní část byla značně ovlivněna požadavky na parkovací a průjezdné pruhy. [4] Stropní konstrukce jsou po obvodu a v místě hlavic sloupů zesíleny.



Obrázek 2.6 Administrativní budova Dynamica v Praze se šikmými sloupy [4]

Na obrázku 2.7 je k vidění kaple za západu Slunce. Konstrukce je velmi atypická, šikmé stěny místy dosahují úhlu naklonění až 44° a mají tloušťku 250 mm. Tyto šikmé stěny jsou založeny na základových pasech šířky 0,7m a výšky 3,1 m. Je zřejmé, že takto masivní stěny vyvozují na základy nepříznivé vodorovné síly, vedoucí k vysoké excentricitě základu. Stěny se betonovaly pomocí čerpadla v průběžných pásech výšky max. 1,22 m. [5]



Obrázek 2.7 Kaple západů Slunce v Mexiku [5]

Další podskupinou jsou desky ve spádu. V takovém případě hovoříme zejména o plochých střeších jednoplaňových, kde šikmá konstrukce vytváří zároveň nosnou i spádovou vrstvu, z čehož plyne hlavní výhoda. Odlehčení celkové skladby střešního pláště (spádové vrstvy bývají většinou materiály s vyšší objemovou hmotností, výjimku tvoří spádové klíny z tepelných izolací) může výrazně přispět k hospodárnému návrhu. Deska ve spádu je technologicky náročná konstrukce, převážně z hlediska podepření. Při složitějších půdorysných tvarech šikmá nosná stropní konstrukce tak nemusí být ideálním řešením. Je tedy vhodnější variantou

vyspádovat z jiných materiálů např.: (lehčený beton, cementová pěna PORITMENT, spádové klíny z tepelných izolací).

Na první pohled budova zaujme svým válcovým tvarem s lehce odkloněnou svislou osou. Nosná svislá konstrukce je tvořena prefabrikovanými perforovanými panely. Šikmá střecha má sklon až $16,08^\circ$. Zde byly velmi přísné požadavky na založení budovy z důvodu umístění v seismické zóně, velké hloubce založení, vysoké hladině podzemní vody obsahující soli a způsobující velký vztlak. Vodorovné konstrukce tvoří vylehčené kazetové desky tloušťky 400-600 mm. vyztuženy žebry křížící se nad sloupy výšky až 1 000 m. [6]



Obrázek 2.8 Knihovna v egyptské Alexandrii [6]



Obrázek 2.9 Šikmá stropní konstrukce galerie egyptské knihovny v Alexandrii [6]

Častěji se setkáváme se šikmými střechami z železobetonu. Tyto konstrukce jsou oproti klasickému dřevěnému krovu technologicky náročnější. V první řadě vytvoření podpěrné konstrukce, které může být v některých případech velice komplikované a bez zkušeného tesaře neproveditelné. Další nevýhodou je především ekonomické hledisko. Takto konstruovaná střecha vyjde finančně draž než střecha zhotovená pomocí standardního dřevěného krovu. Hlavní výhoda plyne především z oblasti stavební fyziky, jelikož beton je materiál s vysokou objemovou hmotností a dovede tak akumulovat teplo. V kombinaci s tepelnou izolací dokáží takto navržené konstrukce zabránit přehřívání, a zároveň betonová konstrukce poskytuje vyšší vzduchovou neprůzvučnost.

Podkroví rodinného domu s vybetonovanou střešní konstrukcí je na obrázku 2.10. Střešní desková konstrukce má sklon až 45° a tloušťku 150 mm. Šikmé desky jsou výztuží provázány se stěnou 2.NP a stropem 2.NP. Tyto konstrukce zachycují vodorovné síly od šikmé desky. Při vyztužování je důležité respektovat lomy desky. Střešní konstrukce byla bedněna jednostranně. Betonová směs měla konzistenci S1 a byla čerpatelná *. Při požadavku na pohledovost by konstrukce musela být bedněna oboustranně za použití samozhutnitelného betonu. [7], [8]



Obrázek 2.10 - Železobetonová střecha rodinného domu v Otvovicích [7]

*Je zajímavá kombinace čerpaného betonu a konzistence betonové směsi S1. Za čerpatelný betony se běžně považují směsi, které mají stupeň konzistence S3, S4, S5.

Na obrázcích 2.11-12. je k vidění atypická stavba připomínající rozpadající chalupu. Vykloněné tvary stěn a šikmé střešní konstrukce jsou zajímavé především z hlediska bednění. To bylo řešeno pomocí systémového bednění od firmy PERI. Šikmá střecha byla řešena pomocí systému pro inženýrské konstrukce VARIOKIT, pomocí systémového lešení a únosných hliníkových stojek MULTIPROP. Šikmé stěny byly řešeny pomocí systémového bednění TRIO, SRU nosníky a zapřením SLS vřeteny. [9]



Obrázek 2.11 Atypická stavba připomínající rozpadající chalupu [9]



Obrázek 2.12 Pohled na stavbu s bedněním šikmých střešních ploch [9]

Šikmá střecha může být složena i z keramických stropních panelů, které jsou tvořeny z keramických vložek a železobetonových žeber s

dobetonávou. Panely ukládáme na štítové stěny a vnitřní nosné stěny, které jsou vyrovnány tepelně izolační maltou. Na tepelně izolační maltu je vhodné položit těžký asfaltový pás. Maximální sklon této střechy je 40°. Do zámku mezi panely se vkládá stykovací výztuž, která se zatáhne do ztužujícího věnce a zabetonuje. Mezi panely a asfaltovým pásem musí být maximální adheze, nesmí tak vznikat na rozhraní materiálů žádná mezera. [10] U takto provedené konstrukce vodorovná složka zatížení je přenášena třením materiálů.



Obrázek 2.13 Řešení sedlové střechy pomocí keramobetonových panelů [10]

Masivní šikmé střechy můžeme navrhnout pomocí příhradových železobetonových nosníků s prostorovou výztuží a vložek, které jsou nejčastěji pórobetonové nebo keramické. Nosníky a vložky tvoří ztracené bednění, ovšem po uložení nosníků je nutné montážně podepřít. Nosníky můžeme ukládat kolmo na spád střechy i rovnoběžně se spádem střechy. Nosníky je třeba propojit s obvodovou věncovou výztuží. Každá čtvrtá tvarovka je snížená, a tvoří tak ztracené bednění příčného spolupůsobícího žebra, jehož výztuž se zatáhne do obvodového ztužujícího věnce. Po seskládání vložek následuje zarovnání prostoru mezi nosníky a vložky betonem třídy alespoň C20/25. [11] Podepření v tomto případě má pouze montážní charakter, nemusíme vytvářet podpěrnou konstrukci stejně složitou jako v případě klasické železobetonové konstrukce, která je mnohonásobně těžší. Zhotovená konstrukce je poměrně únosná, méně

pracná než klasická železobetonová monolitická varianta, a zároveň oproti klasickým prefabrikovaným panelům několikanásobně lehčí.

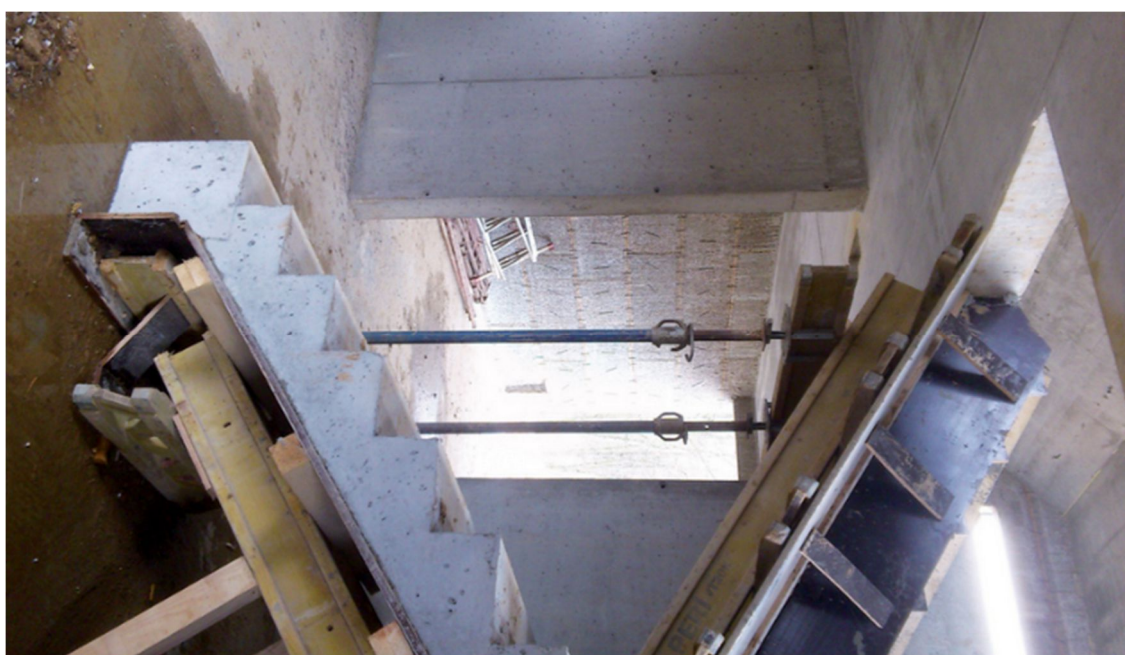


Obrázek 2.14 Řešení stropní konstrukce systémem Ytong Komfort s nosníky orientovány kolmo na spád střechy [11]



Obrázek 2.15 - Montážní podepření střešní konstrukce Ytong Komfort [11]

Velmi často vyskytovanými šikmými železobetonovými konstrukcemi jsou desková schodiště. Bednění schodiště se standardně řeší tesařsky, což bývá při složitějších geometrických tvarech náročné. Stojí tedy za zvážení, zda konstrukci provádět monolitickým způsobem nebo využít prefabrikované dílce. Obě technologie nabízí své výhody i nevýhody. V případě monoliticky prováděného schodiště právě zmíněná podpěrná konstrukce, naopak v případě prefabrikované konstrukce musíme brát v úvahu hmotnost dílce a manipulaci. Prefabrikovaná konstrukce musí být navržena tak, aby vyhověla veškerým stádiím, počínaje přepravením z formy po zabudování dílce do konstrukce a následné spojení z ostatními dílci.



Obrázek 2.16 Železobetonové monolitické schodiště s podpěrnou konstrukcí rodinného domu v Otovicích [12]

Šikmé betonové konstrukce se vyskytují i v oblasti dopravních a inženýrských staveb. Zde se nejčastěji můžeme setkat s různými typy mostovek. Často se můžeme setkat zejména v obchodních domech nebo multifunkčních objektech s vjezdovými rampami. Severní rampa je dlouhá 92,7 m. Nosná konstrukce je tvořena železobetonovou monolitickou deskou C35/45 – XF4 s obvodovými stěnami, které plní funkci obrubníku. Koncový příčník mostovky je uložen na opěře s rovnoběžnými křídly na 2 elastomerových ložiscích 400 kN, dále mostovku podepírá 6 pilířů s elastomerovými ložisky 1250 kN a 3 rámové pilíře, na průvlak budovy je koncový příčník uložen přes 6 elastomerových ložisek 200 kN resp. 300 kN. Během betonáže bylo zpracováno 280 m³ betonu. Pracovní spára mezi zídka a mostovkou byla dle požadavku projektanta vytvořena na úrovni horní hrany obrubníku, tedy 150 mm nad horní hranou mostovky. Při betonáži mostovky a desky podzemní rampy bylo nutno dbát zvýšené pozornosti na ochranu kabelů vytápění, které byly připevněny k výztuži. [13]



Obrázek 2.17 Severní nadzemní rampa, centrum Černý Most [13]

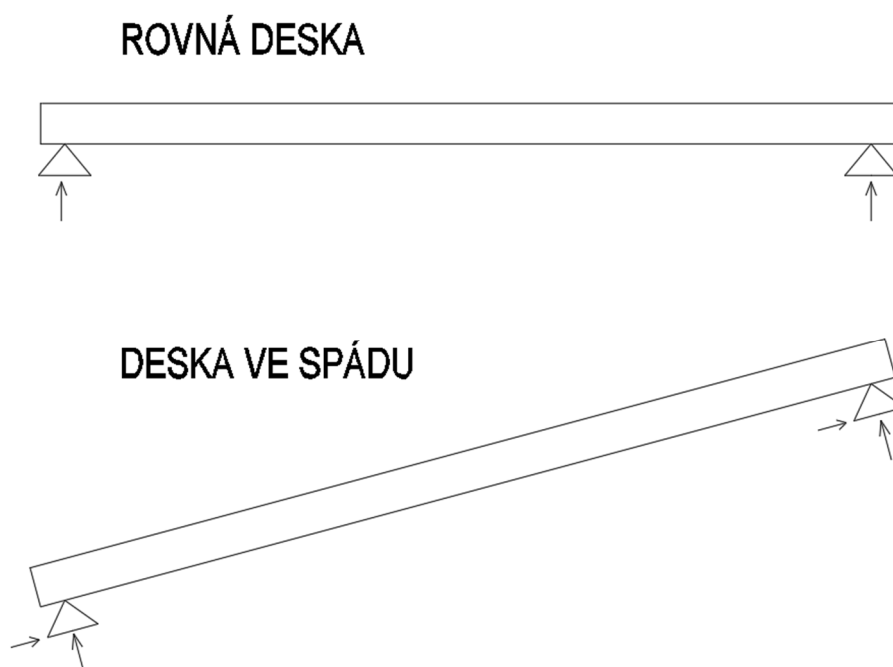
Dále se můžeme setkat s různými prefabrikovanými šikmými dílci, nejčastěji v podobě vazníků, jejichž rubová šikmá strana zajišťuje spádovou vrstvu střešního pláště. Nejčastěji se s vazníkovými konstrukcemi setkáme při zastřešení velkých prostor např.: obchodních center, sportovních a výrobních hal, galerií apod. U těchto konstrukcí zejména musíme zvážit možnost dopravy na stavbu a montáž, jelikož se užívají i vazníky jejichž

rozměry překračují hodnoty 30 m., což může ve většině případů vést k problému. Šikmo můžeme ukládat mnoho dalších prefabrikovaných dílců. Velikost maximálního sklonu závisí na výrobci, je tedy nezbytně nutné při návrhu i montáži postupovat dle podkladů výrobce.

3. ŠIKMÉ STROPNÍ KONSTRUKCE

3.1 PRINCIP ŠIKMÉ DESKY

Šikmé železobetonové konstrukce je možné navrhovat stejným způsobem, jako běžné konstrukce bez sklonu. Důležitým faktorem u těchto konstrukcí je rozklad sil a způsob podepření. Šikmé reakce desky ve spádu lze rozložit do globálního souřadného systému na složku vodorovnou a svislou. Velikost vodorovné složky závisí na velikosti spádu. S rostoucím spádem se zvyšuje i hodnota normálové síly deskové konstrukce. Tyto normálové síly mají nepříznivý vliv na podpory. Podpory desky (svislé konstrukce, průvlaky, trámy) musí být schopny tyto síly přenést. Nejvyskytovanějším namáháním v obou případech je ohyb v některých případech smyk.

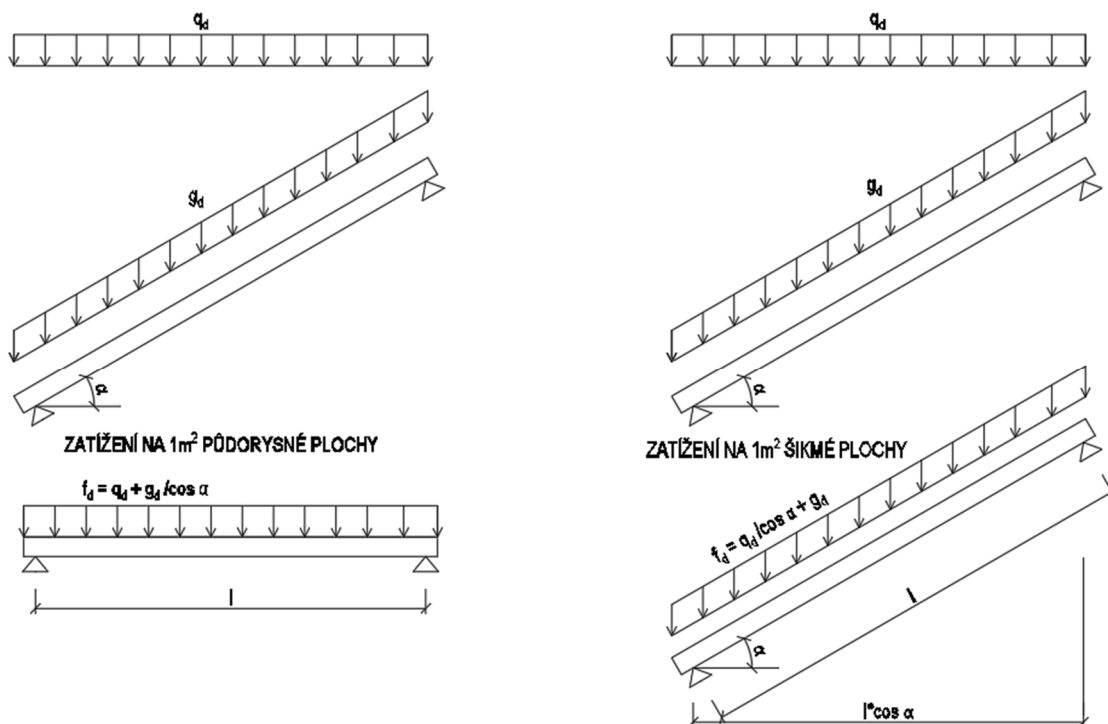


Obrázek 3.1 Reakce desky ve spádu

3.2 STANOVENÍ ZATÍŽENÍ

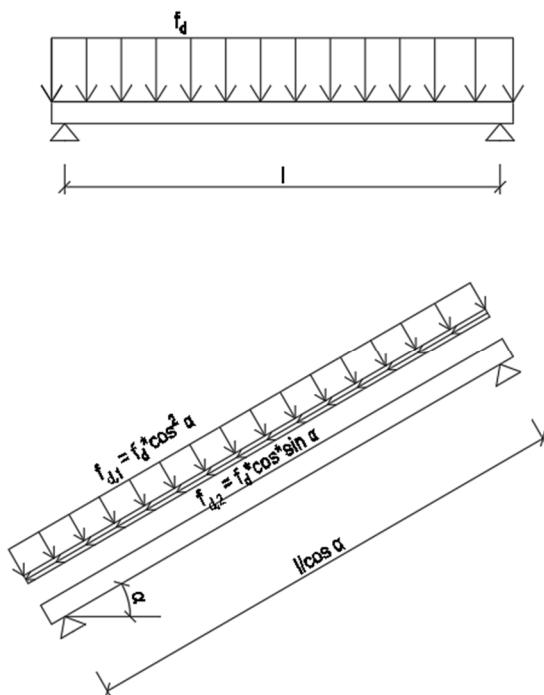
Výpočet zatížení je nedílnou součástí každého statického návrhu, proto je nezbytně nutné ho provést správně a zohlednit veškeré vlivy. Jedním z nich je právě spád konstrukce. Zatížení můžeme uvažovat na půdorysnou plochu nebo na šikmou plochu. Užité zatížení je udáváno na 1 m² půdorysné plochy, ovšem zatížení od vlastní tíhy konstrukce, popř. ostatní stálé zatížení (např. střešní plášť, skladby podlah) působí na 1 m² šikmé

plochy. Oba typy zatížení lze přepočítat na šikmou i půdorysnou plochu. [14]
Obrázek znázorňuje působení jednotlivých zatížení.



Obrázek 3.2 Princip stanovení zatížení na šikmé desce [14]

V případě, že budeme uvažovat hodnoty zatížení na 1 m² půdorysné plochy, budou hodnoty zatížení vyšší. Rozpon konstrukce (l) bude naopak menší. V případě přepočtu na šikmou plochu nám vyjde menší zatížení, ale vyšší rozpon konstrukce (l). Abychom mohli stanovit hodnotu maximálního ohybového momentu M_{\max} je potřeba stanovit zatížení, které působí ve směru kolmém ke střednicové rovině desky. Obdobně tomu je při stanovení normálové síly do podpory, abychom stanovili tuto sílu musíme znát hodnotu zatížení rovnoběžné se střednicovou rovinou desky. [14] Tato hodnota není podstatná pro návrh vyšetřované deskové konstrukce, ale zajímá nás z důvodu reakce na podpory.

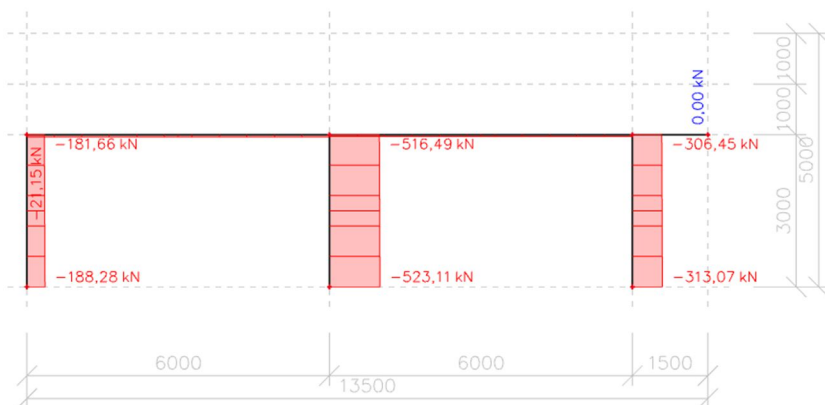


Obrázek 3.3 Schéma zatížení na šikmé konstrukci pro výpočet vnitřních sil [14]

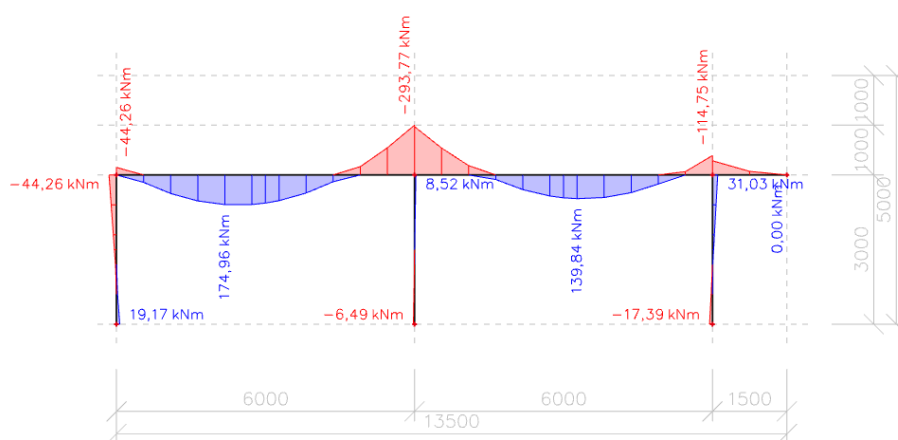
3.3 VLIV ŠIKMOSTI NA VNITŘNÍ SÍLY

O tom, jakým způsobem bude železobetonová vodorovná konstrukce podepřena rozhoduje především rozmístění svislých podpěrných konstrukcí. S tím souvisí především dispozice daného objektu.

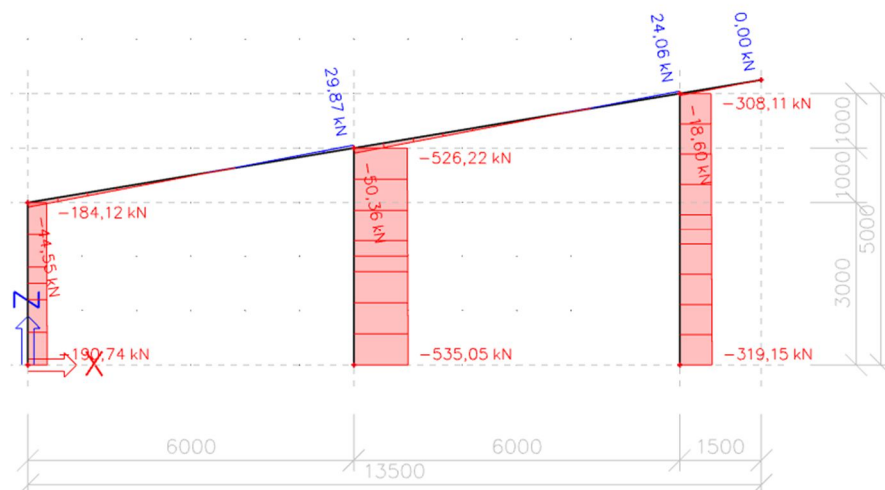
Zde je provedeno srovnání vnitřních sil na rovné desce oproti desce šikmé. Konstrukce je pouze ilustrativní pro pochopení principu a následném zhodnocení. Už podle rozkladu zatížení na šikmém nosníku lze očekávat, že s rostoucím spádem daného dílce se hodnota normálové síly bude zvyšovat. Hodnota ohybového momentu se mění v závislosti na rozpětí nosníku. Ohybový moment je veličina závislá na velikosti zatížení a druhé mocnině rozpětí, můžeme při stálém zatížení (GSS) očekávat mírně vyšší hodnoty v případě šikmé desky, i přes výsledné nižší hodnoty zatížení, které získáme přepočtem do (LSS) viz. kapitola 3.2.



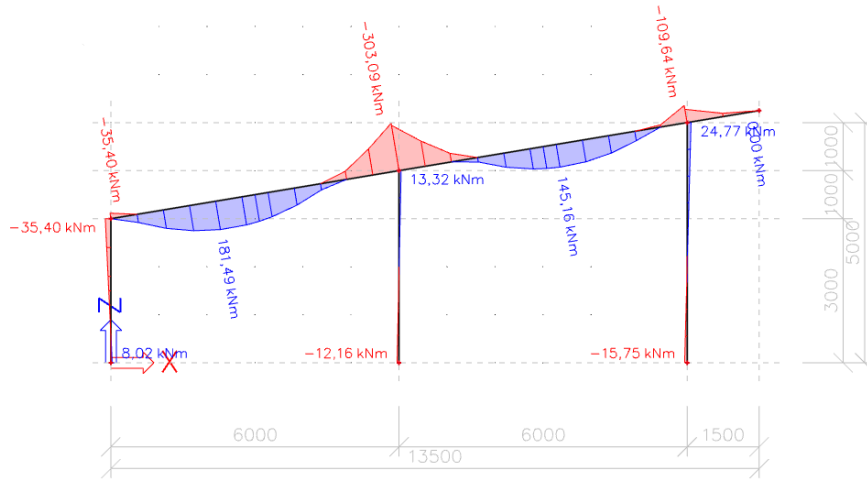
Obrázek 3.4 Průběh normálových sil na rovné desce



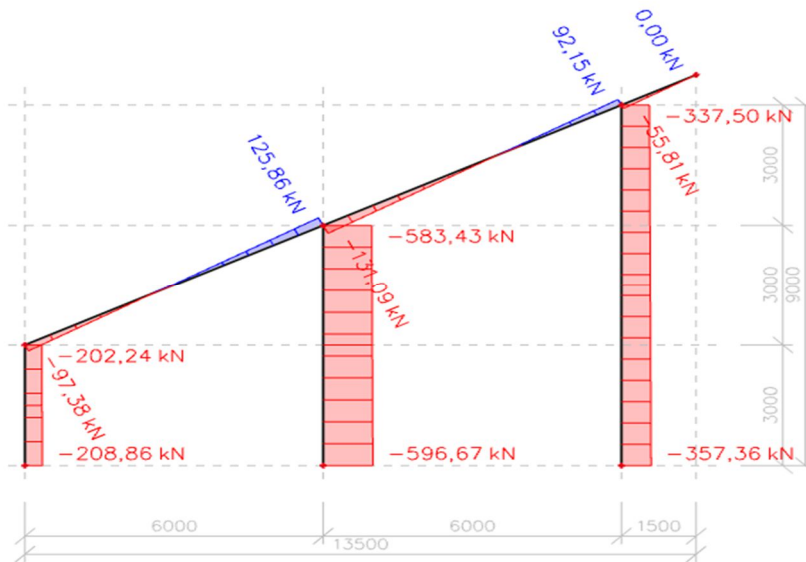
Obrázek 3.5 Průběh ohybových momentů na rovné desce



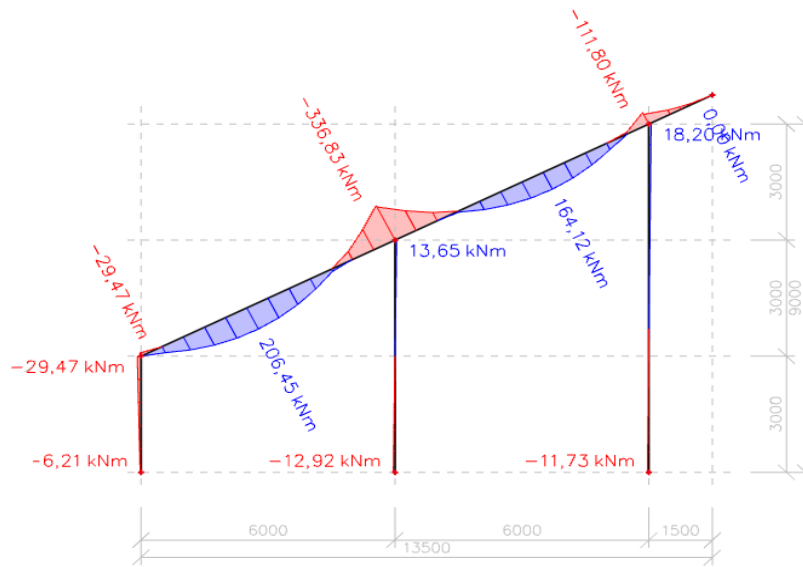
Obrázek 3.6 Průběh normálových sil na desce ve spádu



Obrázek 3.7 Průběh ohybových momentů na desce ve spádu



Obrázek 3.8 - Průběh normálových sil na šikmé desce



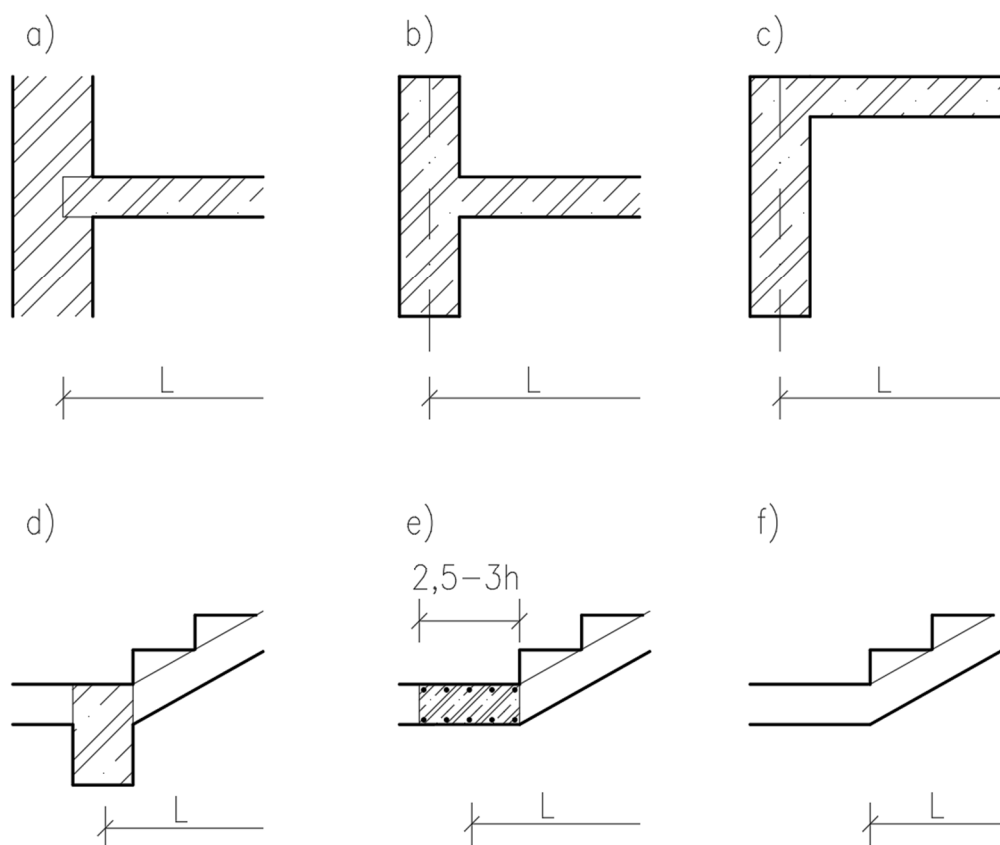
Obrázek 3.9 - Průběh ohybových momentů na šikmé desce

4. SCHODIŠTĚ

4.1 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ DESKOVÝCH SCHODIŠŤ

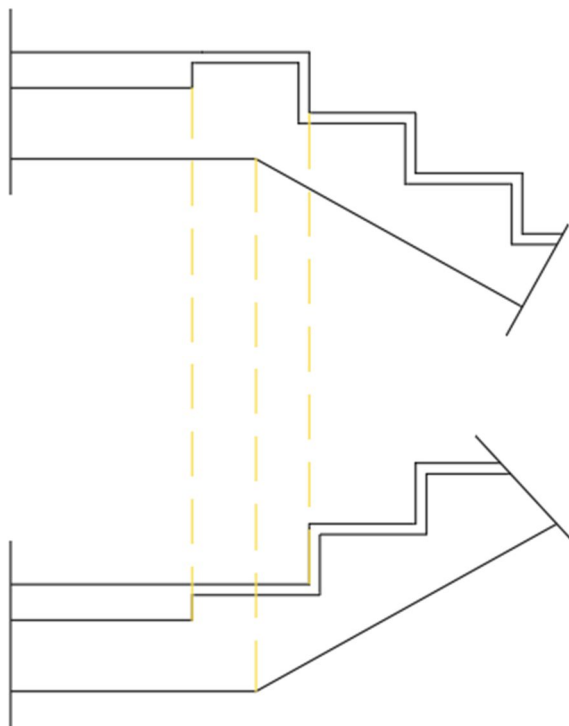
Desková schodiště jsou nejběžnějším typem železobetonových schodišť, jejichž schodišťová ramena a podesty mohou tvořit jednou nebo dvakrát zalomenou desku. Statická schémata těchto schodišť jsou závislá především na způsobu podepření a rozmístění odhlučňovacích prvků. Možné způsoby podepření viz. obr. 4.1

U všech typů schodišť musíme respektovat typologické požadavky a požární požadavky např.: (šířku schodišťových ramen a podest, ideální výšku a šířku stupně, podchozí a průchozí výšku, dostatečný prostor pro schodiště v dispozici objektu apod.) Tyto předpisy jsou pevně definované normou ČSN 734130.



Obrázek 4.1 Příklady možného podepření schodiště a) nosné zdivo; b,c) okrajový průvlak; d) podestový nosník; e) skrytý podestový nosník; f) lomená deska [14]

Při provádění železobetonových monolitických schodišť je důležité znát tloušťky podlah všech schodišťových dílců. Na obrázku 4.2 vidíme jeden z možných způsobů konstrukce deskového schodiště. Z tohoto detailu se dá stanovit tloušťka schodišťového ramene, která musí být v souladu s empirickým návrhem.



Obrázek 4.2 Detail řešení geometrie schodiště [15]

4.2 ŘEŠENÍ AKUSTICKÝCH MOSTŮ

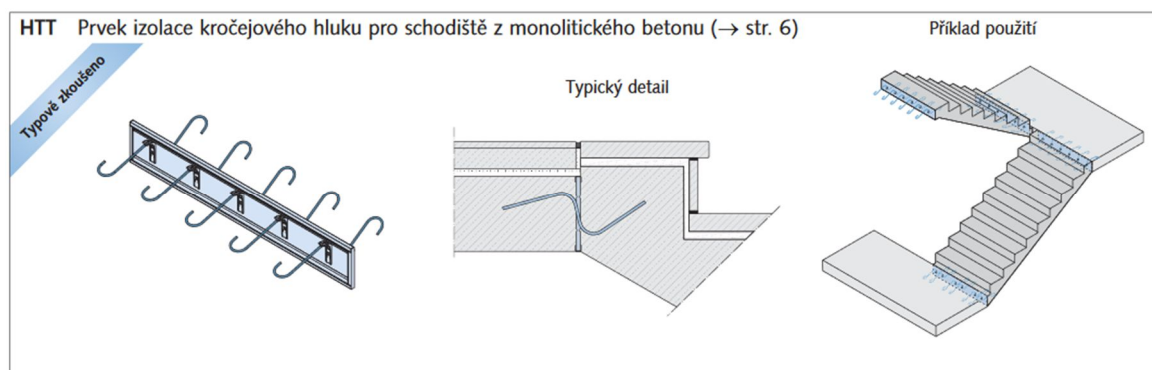
4.2.1 MONOLITICKÁ SCHODIŠTĚ

Rozmístění akustických prvků pro odhlučnění schodiště je pro užívání běžné budovy nutností. V budovách, kde nejsou vysoké nároky na akustiku např. skladové prostory postačí na napojení mezipodesty se schodišťovým ramenem užitím vylamovací výztuže. Vylamovací výztuž se připevní k výztuži nosné stěny a vnější kryt vylamovací výztuže přichytíme z vnější strany k bednění. Po odbednění stěny kryt můžeme sundat, a výztuž tak narovnat do roviny. [15]



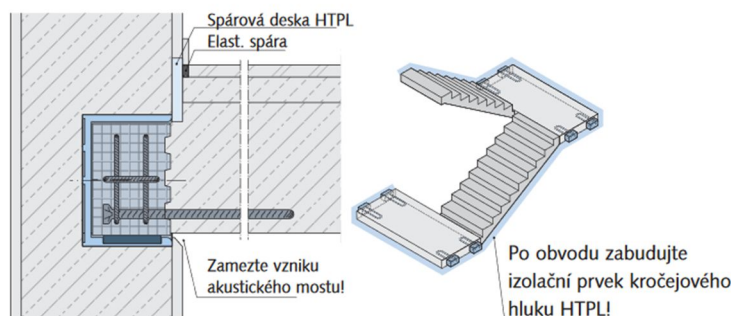
Obrázek 4.3 Vylamovací lišta, připevnění k bedně [16]

Pro přerušení akustického mostu musíme použít prvky, které obsahují minerální izolaci z vláken např. HALFEN HTT, viz obrázek 4.4. Použití pomáhá určit statické schéma schodiště, jelikož tyto prvky přenáší posouvající a normálové síly, napojení ramene na podestu se chová jako kloub. Prvek se vkládá do bednění, musí se přichytit a řádně zafixovat. [17]



Obrázek 4.4 Napojení monolitického ramene s podestou [17]

Je nutné akusticky oddělit mezipodestu od nosných zdí např. použitím prvku HALFEN HBB-O viz. obrázek 4.5. Boxy se vkládají do bednění svislých stěn. V případě železobetonových stěn se výplňové vynechávky připevní na vnější hranu bednění, na něž se nasadí bi-trapézové boxy. Přenos zatížení tak pak probíhá přes bi-trapézová ložiska, které jsou součástí boxu. [17]

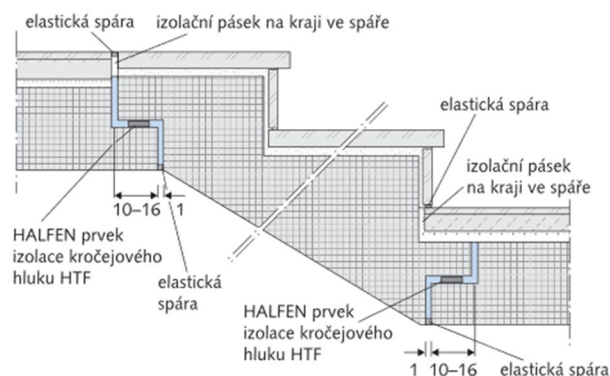


Montáž bi-trapézového boxu[®] se provede podle popisu na str. 13. Před betonáží podesty se zabuduje nosný prvek HBB (příp. výztužný koš HBB) do připraveného boxu. Při montáži a dimenzování dodržujte ustanovení typové zkoušky!

Obrázek 4.5 Napojení mezipodesty na svislé nosné konstrukce [17]

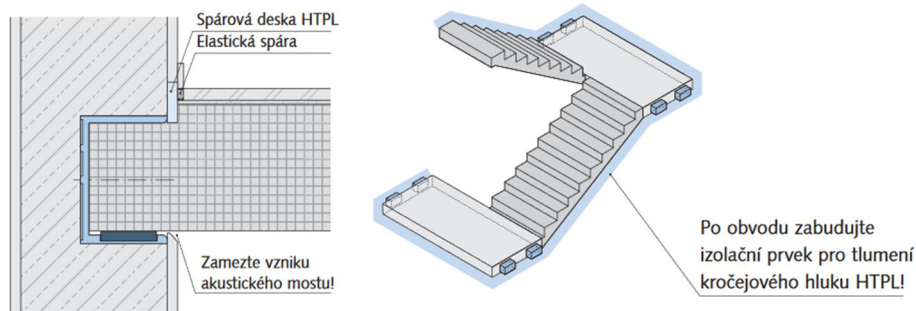
4.2.2 PREFABRIKOVANÁ SCHODIŠTĚ

Prefabrikované rameno ukládáme na ozub prefabrikované podesty v celé šíři pomocí prvku HALFEN HTF prvek se skládá z izolačního a ložiskového pásu, je vyhrazen pro přenos posouvajících sil. Izolační prvek se fixuje k mezipodestě pomocí zadního samolepícího pásu. [17]



Obrázek 4.6 Spojení prefabrikovaného ramene s prefabrikovanou podestou [17]

Napojení prefabrikované podesty na svislé nosné zdivo probíhá pomocí stejných prvků jako v případě monolitického provedení. Bi-trapézové boxy s ložisky se nasadí na osazovací konzoly podesty, které jsou předem vyrobeny v Prefě na vnitřní rozměr boxu. [17]



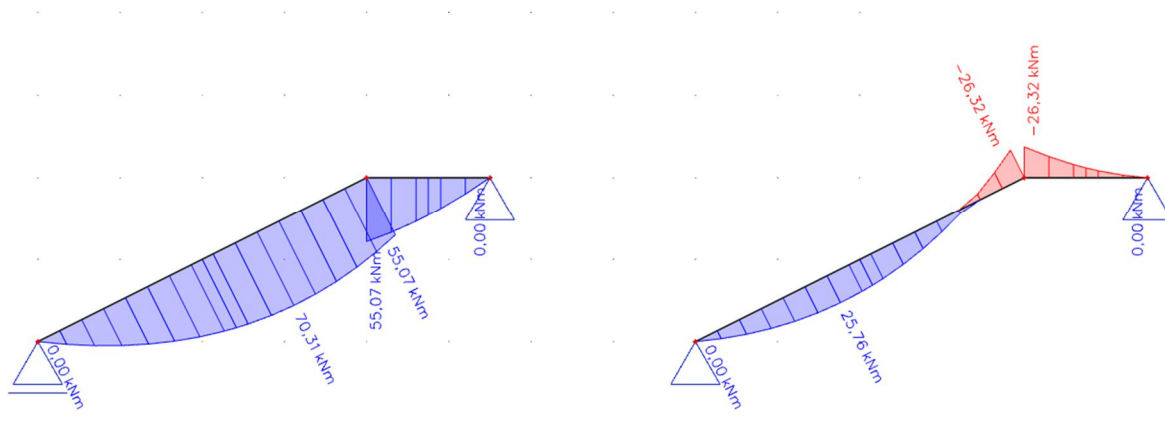
Obrázek 4.7 Napojení prefabrikované podesty se svislou nosnou stěnou [17]

4.3 STATICKÉ PŮSOBENÍ DESKOVÝCH SCHODIŠŤ

Schodišťové rameno můžeme analyzovat jako desku ve spádu, je tedy důležité správně stanovit zatížení. Zatížení můžeme uvažovat na šikmou plochu nebo na půdorysnou plochu. Princip výpočtu viz. kapitola 3.2. Schodišťová podesta a rameno jsou zatíženy především zatížením stálým a užitným, jeho velikost stanovuje norma ČSN EN 1991-1-1. V případě prefabrikovaného schodiště musíme zvažovat montážní zatížení a dočasné návrhové stavy.

4.3.1 JEDNORAMENNÉ DESKOVÉ SCHODIŠTĚ

Deskovou konstrukci můžeme považovat jako prostý nosník v případě obou kloubových podepření s možností jedné posuvné podpory. V praxi to znamená, že se nevyskytuje žádné vetknutí do tuhých věnců, ani se nepředpokládá velké přitížení od ostatních částí konstrukce. V případě, že není umožněn posuv ani jedné podpory konstrukci musíme řešit jako staticky neurčitou. [18] V lomu desky vznikají záporné ohybové momenty, můžeme definovat toto místo rámovým rohem. Na obrázku 4.8 jsou znázorněny ohybové momenty na deskách při obou způsobech podepření.

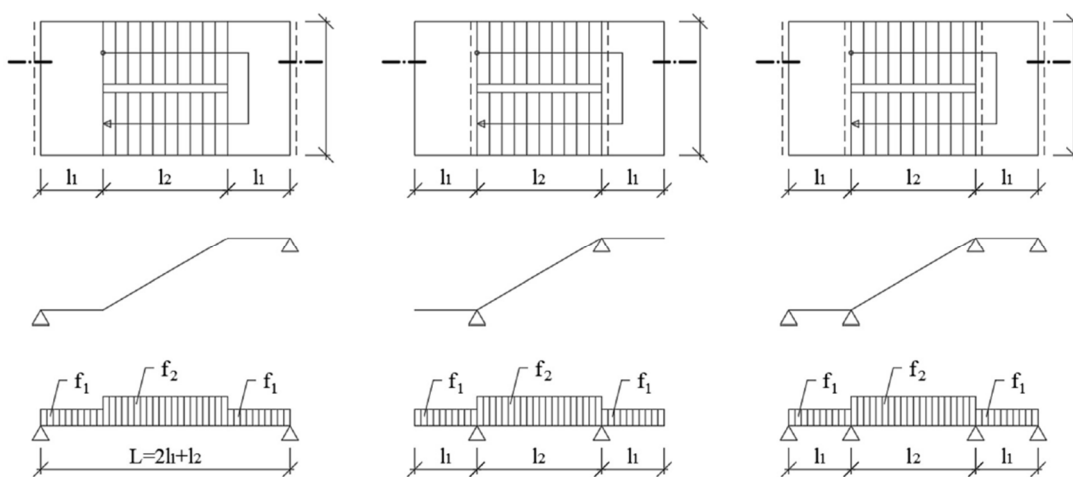


Obrázek 4.8 Vliv podepření na ohybový moment [18]

V praxi je obvykle náročné určit charakter podpor, proto v návrhu musíme vycházet z extrémních hodnot obou případů tzn. výztuž i při horním povrchu. Horní výztuž nám zároveň umožní zvláště u tenkých desek snížit průhyb a nepříznivé účinky smršťování betonu, proto je vhodné horní výztuž navrhnout v celém rozsahu. [18]

4.3.2 DVOURAMENNÉ DESKOVÉ SCHODIŠTĚ

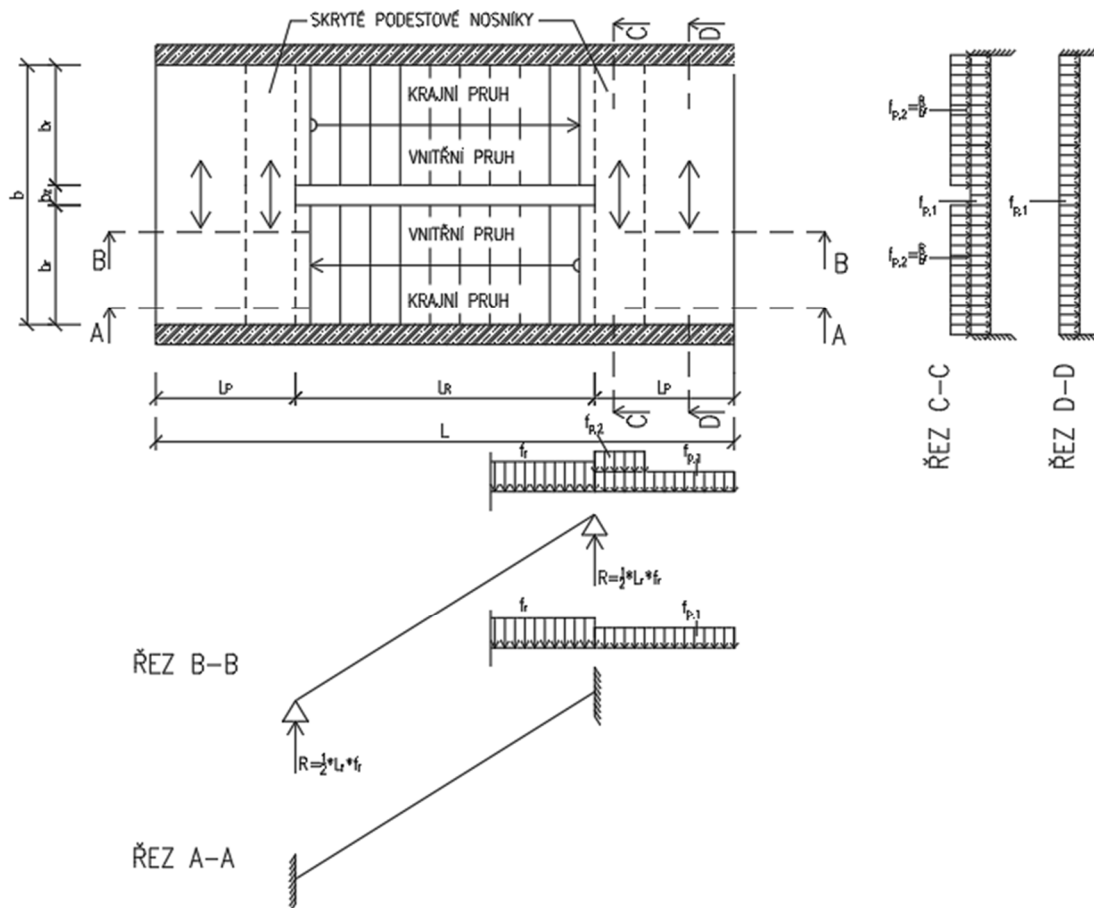
Pokud schodiště působí jednosměrně, můžeme řešit schodiště stejným způsobem jako jednoramenné schodiště. V případě, že zatížení a geometrie schodiště je symetrická můžeme schodiště modelovat jako prosté nosníky i za předpokladu neposuvných podpor. Tvary výztuže musí respektovat lomy desky, musí být navrženy tak, aby v zalomení nemohlo dojít k vybočení výztuže při odtržení krycí vrstvy betonu. [18] Na obrázku 4.11 jsou znázorněny možná statická schémata dvakrát zalomené desky dvouramenného jednosměrně nosného schodiště.



Obrázek 4.9 Dvouramenné jednosměrně nosné schodiště; a) prostý nosník, b) nosník s převislými konci, c) spojitý nosník [14]

4.3.3 DVOUSMĚRNĚ NOSNÉ SCHODIŠTĚ

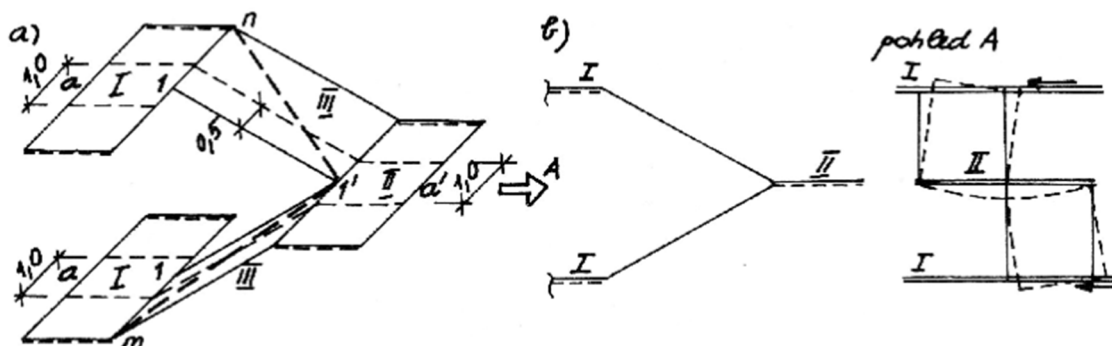
Dvousměrně nosné schodiště tvoří lomenicovou soustavu desek s poměrně složitým prostorovým statickým působením. Ve zjednodušeném ručním výpočtu složitou prostorovou konstrukci dělíme na jednodušší dílčí konstrukce. Zvlášť řešíme schodišťové podesty a zvlášť schodišťová ramena. Vazby spolupůsobení jednotlivých dílčích konstrukcí se snažíme zohlednit patřičným vyztužením. Výpočet ohybových momentů můžeme bezpečně stanovit jako; $M_{max} = \frac{1}{12} fl^2$ po sečtení kladného a záporného momentu $\frac{1}{6} fl^2$. Reakce schodišťového ramene ve většině případech se snažíme přenést pomocí skrytých nosníků v podestě, jehož šířku volíme 2,5–3násobky tloušťky podestové desky. [18]



Obrázek 4.10 Dvousměrně nosné schodiště [14],[18]

4.3.4 PROSTOROVÉ PŮSOBENÍ DESKOVÉHO SCHODIŠTĚ

Podstatu lomenicového působení můžeme chápat jako nepoddajné podepření podest prostřednictvím schodišťových ramen. V důsledku prostorového působení deskových schodišť vznikají v ramenech normálové síly tzn. tažené a tlačené diagonály, které v případě schodišť s malými zrcadly zabraňují průhybu podest uprostřed rozpětí. [18]



Obrázek 4.11 Prostorové působení deskových schodišť [18]

V tomto konkrétním případě můžeme situaci ilustrovat následovně:

První rameno podpírá mezipodestu, tvoří tak vzpěru vycházející v bodě m a končící bodem 1'. Druhé rameno vynáší mezipodestu a vytváří tak táhlo, které začíná v bodě 1' a končí v bodě n. V případě lomenicového působení je tak středový průhyb podest výrazně redukován. Schodišťové podesty tak jsou podepřeny šikmými deskami ramen. Hodnoty ohybových momentů a posouvajících sil podest jsou tak výrazně menší. Desky ramen jsou namáhány normálovými silami, proto je vhodné konstrukci průběžně vyztužit u obou povrchů. [18]

5. RAMPY

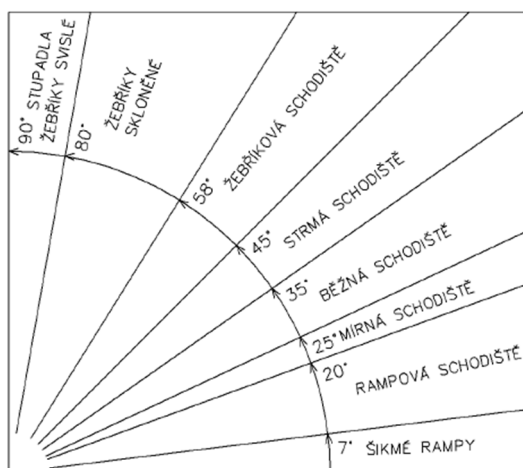
5.1 ŠIKMÉ RAMPY PRO PĚŠÍ

Se šikmými rampy pro pěší se nejčastěji setkáme v budovách, kde očekáváme možný výskyt osob se sníženou schopností pohybu. Zejména divadelní sály, kina, koncertní sítě, domovy důchodců, bezbariérově užívané objekty.

Rampy můžeme dělit podobně jako schodiště:

- *Podle umístění vzhledem ke stavebnímu objektu:* Tímto dělením rampy rozlišujeme na vnitřní a vnější. Vnitřní rampy můžeme charakterizovat jako rampy, které jsou kompletně chráněny proti povětrnostním vlivům. Rampy, které nejsou chráněny celou plochou proti povětrnostním vlivům považujeme rampy vnější
- *Podle funkce a provozního využití:* Za hlavní považujeme základní vertikální komunikaci umožňující pohyb po budově a překonávání výškových úrovní mezi jednotlivými patry budovy. Doplňkové vedlejší rampy mají často provozní, požární nebo bezpečnostní důvody. Umožňují též přístup pěších osob pro překonání výškových rozdílů. [20]

Další dělení může být např. podle skonu stoupání:



Obrázek 5.1 Dělení vertikálních komunikací podle sklonu [20]

Z obrázku plyne že slon šikmých ramp může být maximálně 7°, poměrově 1:8 a po přepočtu na procenta max 12,5 %.

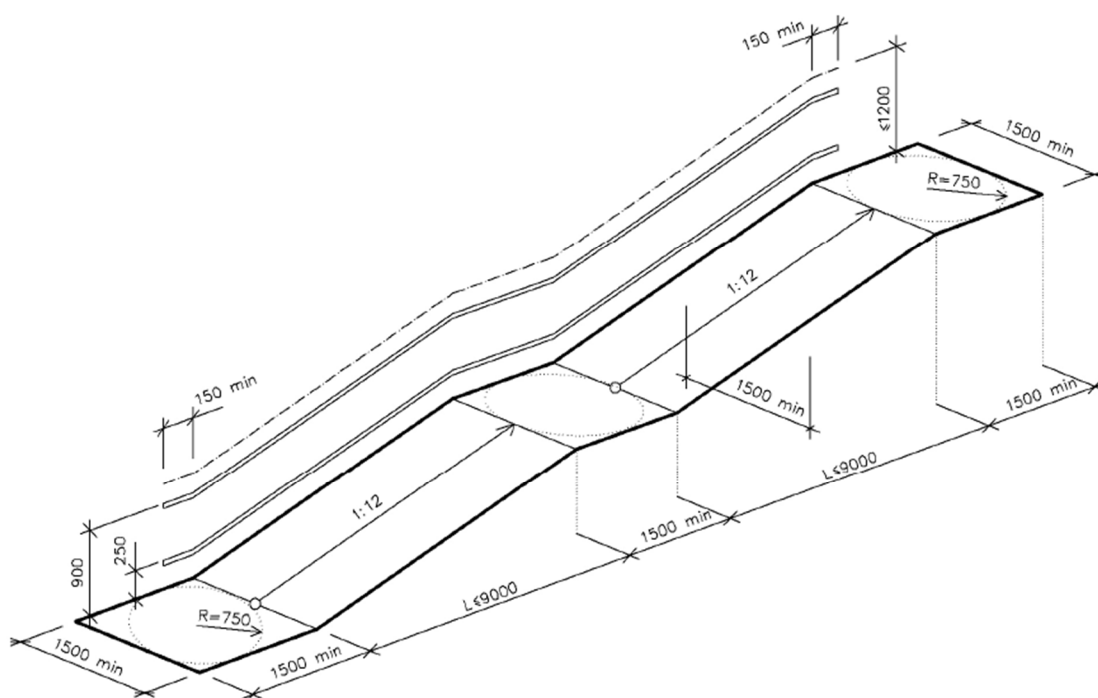
Rozdělení dle maximálního povoleného sklonu můžeme provést následovně:

1:12 (8,33 %) pro všechny rampy bez ohledu na délku ramene

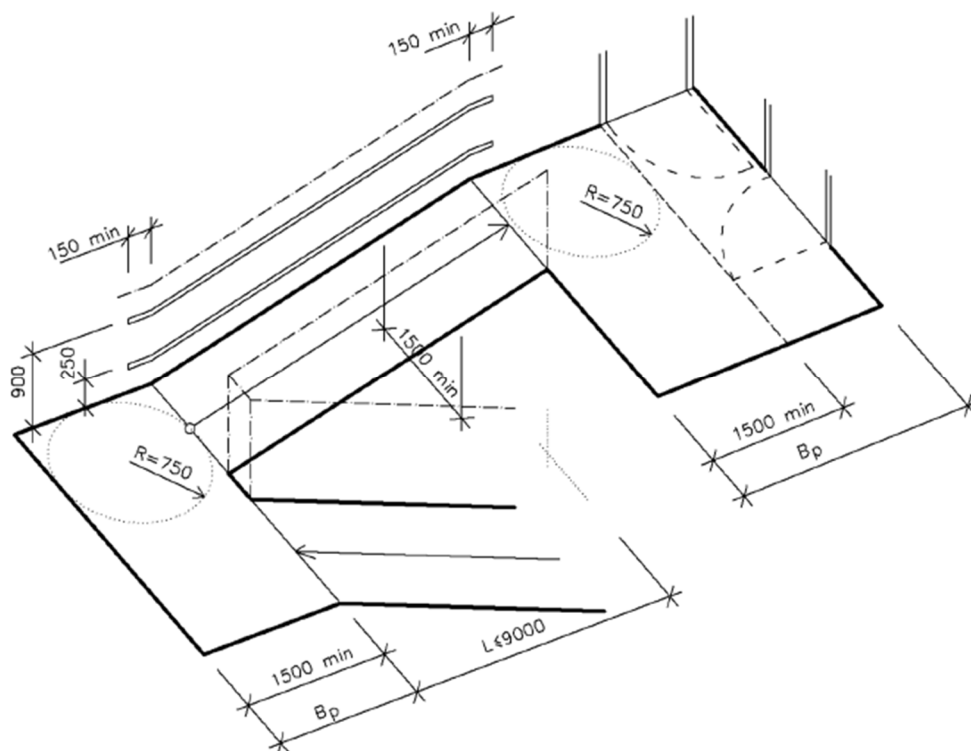
1:8 (12,5 %) maximální přípustný sklon pro rampy, jejichž rameno má maximální půdorysnou délku 3 m.

1:16 (6,25 %) u bezbariérově užívaných objektů

Maximální možná délka rampového ramene činí 9 m. V případě potřeby delšího ramene musíme ramena rozdělit mezipodestou délky minimálně 1,5 m. Šířka ramene u hlavních ramp nesmí být menší než 1 500 mm. u vedlejších ramp 900 mm. Další typologické požadavky, kterými se musíme při navrhování schodišť a ramp řídit jsou k nalezení v normě ČSN 73 4130. Z materiálového hlediska konstrukce ramp budeme provádět nejčastěji z železobetonu, konstrukčně lze rampy řešit stejným způsobem jako schodiště tzn. (deskové, schodnicové apod.). Rampy mohou být jednoramenné i víceramenné. [20]



Obrázek 5.2 Rozměry přímých ramp pro pěší [20]



Obrázek 5.3 Dvouramenná šikmá rampa pro pěší [20]

5.2 POJÍZDNÉ RAMPY

S pojízdnými šikmými rampami se nejčastěji setkáme v hromadných garážích, kde z veřejné komunikace často sjíždíme do podzemní garáže, popř. u vícepatrových nadzemních parkovišti, jejichž patra musíme propojit. Vícepatrové nadzemní parkoviště nejčastěji spatříme u obchodních center, popř. na letištích a jiných místech, kde může dojít k velké koncentraci lidí. Problematikou návrhu těchto ramp se zabývá norma ČSN 73 6058.

Velmi důležitým parametrem pro navrhování šikmých ramp je určení, pro jakou skupinu vozidel rampu navrhujeme. Při návrhu geometrie rampy je tedy nezbytně nutné, znát jaká skupina vozidel se zde bude pohybovat. Rampy pro skupiny vozidel 2 a 3 představují vyšší nároky na celkovou geometrii a samotný návrh konstrukce, než rampy, které běžně vidíme v parkovacích domech u obchodních center, tj. rampy pro skupinu vozidel 1. [19]

Hlavní rozdělení pojízdných ramp: [19]

- Podle překonávané výšky rampy:
 - Celé (překonávají nepřerušeně celou výšku podlaží nebo i více podlaží)
 - Polorampy (překonávají nepřerušeně poloviny výšky podlaží)

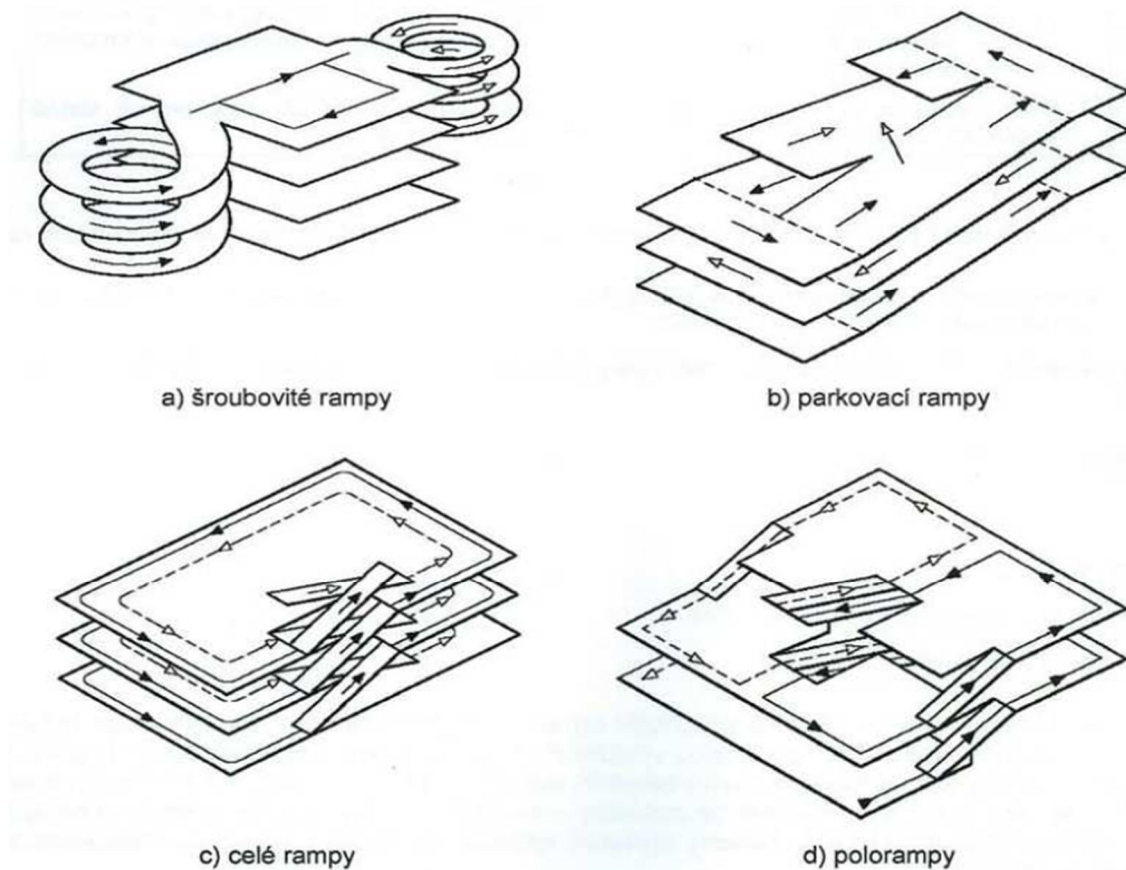
- Vyrovnávací (spojují podlaží s okolním terénem nebo s částmi podlaží v jiné výškové úrovni, překonávají zpravidla méně než polovinu výšky podlaží)
- Šroubovitě (překonávají celou výšku hromadné garáže s vjezdy do jednotlivých pater)
- Parkovací (slouží k umístění parkovacích stání)

- Podle umístění rampy:
 - Vnitřní (umístěné uvnitř objektu)
 - Vnější (umístěné vně objektu)

- Podle půdorysného tvaru rampy:
 - Přímé
 - Zakřivené (kruhové, eliptické, zalomené apod.)

- Podle počtu jízdních pruhů na rampy:
 - Jednopruhové
 - Dvoupruhové

- Podle vzájemné polohy ramen a podle směru jízdy na ramenech umístěných nad sebou na rampy:
 - Jednoduché
 - Dvojitě



Obrázek 5.4 Typy pojízdných ramp z hlediska překonávané výšky [19]

Další geometrický požadavek stejně jako u ramp pěších je velikost sklonu. Opět záleží na typu vozidla např. maximální možný sklon ramp pro nákladní vozidla a autobusy nesmí překročit 10 %. Pro osobní automobily platí následující tabulka. Zároveň je nutné ve směrovém oblouku dodržet minimální příčný sklon 3 %. [19]

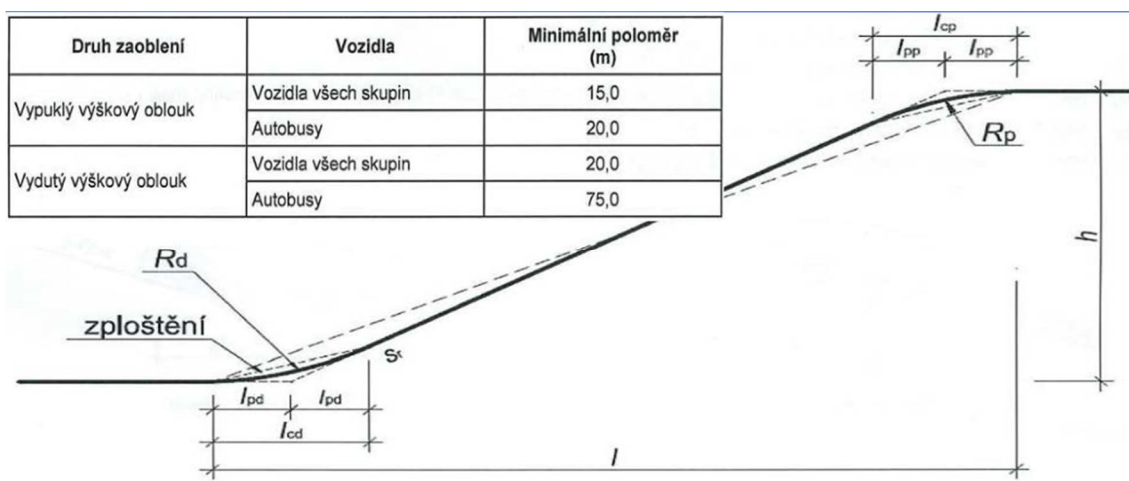
Druh rampy		Maximální podélný sklon (%)
Vnitřní rampy	Celé a šroubovité rampy	15
	Vyrovnávací rampy a polorampy	17 ^{*)}
	Parkovací rampy	6
Vnější rampy	Vyrovnávací rampy	17 ^{*)}
	Celé, šroubovité a polorampy	10 ^{*)}

^{*)} Pokud je na rampách navrženo zařízení, které zabrání namrzání vozovky (popř. pokud jsou rampy i zastřešené), lze navrhnout stejný maximální podélný sklon jakou u vnitřních celých a šroubovitých ramp.

^{**)} Pokud vyrovnávací rampy překonávají více než polovinu podlaží, platí pro ně stejné maximální podélné sklony jako pro celé a šroubovité rampy.

Obrázek 5.5 Maximální sklony pojízdných ramp [19]

Geometrie pojezdových ramp obsahuje i jiná úskalí. Je důležité vyřešit přechody mezi rampami s různými podélnými sklony, tak aby nevznikaly ostré špičky a automobil tak mohl pohodlně úsek projet. V případě, že najíždíme z pozemní komunikace na šikmou rampu, je třeba úsek zploštit. Vznikne tak vydutý výškový oblouk. V opačném případě, kdy rampu opouštíme a vjíždíme na rovný úsek, je třeba část přechodu zaoblit. Vznikne tak vypuklý výškový oblouk. Minimální poloměry těchto oblouků opět závisí na typu vozidla. Norma udává jejich minimální hodnoty. Obrázek 5.6 znázorňuje výše popsanou situaci. [19]



Obrázek 5.6 Řešení různého podélného sklonu pojezdových ramp [19]

Šířka rampy je dalším geometrickým parametrem, který je potřeba dodržet při návrhu, aby rampa mohla plnit svůj účel. Nejvyšší úskalí v tomto případě představuje řešení směrových oblouků. Následující informace ohledně šířky přímých úseků a směrových oblouků platí pro vozidla skupiny 1. Šířky ramp pro vozidla skupiny 2 a 3 se navrhnou podle největšího projektem předpokládaného vozidla a vlečných křivek. Pro vozidla skupiny 1 je nejnižší dovolený poloměr směrového oblouku 5 m. doporučený ovšem 6 m. pro bezpečné projetí vozidla. [19]

6. BEDNĚNÍ A TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ

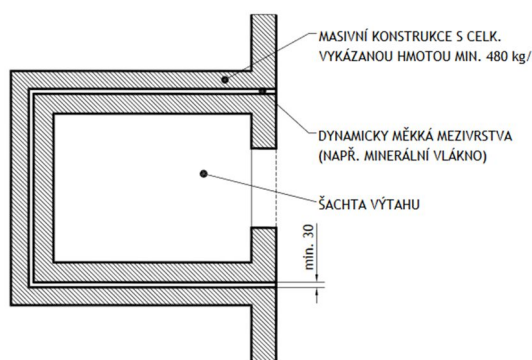
Bednění představuje formu pro monolitický beton, určuje tak betonové konstrukci předepsaný tvar. Bednění je zatíženo hmotností betonu až do doby, kdy beton dostatečně vyzraje, a je schopný přenést alespoň vlastní tíhu. Bednění má zásadní vliv na pohledovost konstrukce. Spolupráce architekta, zákazníka a stavebního technika je při řešení pohledových konstrukcí velmi důležitá. U moderních betonových konstrukcí se pohledové betony vyskytují stále častěji, např. muzea, koncertní sítě, stadiony, mosty. Nejznámějšími výrobci bednění a lešení v české republice jsou Peri s.r.o. a Česká Doka s.r.o. Tyto dvě firmy jsou nejčastěji využívanými dodavateli poskytující servis systémového bednění. Systémové bednění představuje soubor jednotlivých prvků, ať už se jedná o podpěrné systémy, opěrné systémy nebo jen ochranné lešení, které při správném zacházení jsou uzpůsobeny pro mnohonásobné opakované použití. [21] Zde v práci jsou popsány pouze bednicí systémy firmy Peri.

6.1 BEDNĚNÍ SVISLÝCH KONSTRUKCÍ

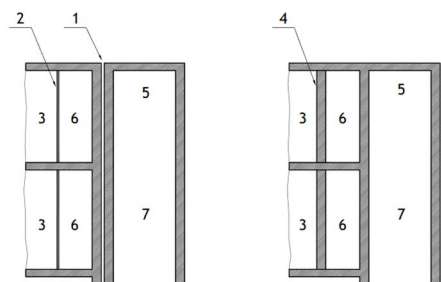
Pro bednění svislých konstrukcí je důležitý tvar a velikost bedněné konstrukce. V případě obloukových konstrukcí se používá speciální bednění, u kterého se dají jednotlivé panely zaoblit pomocí vřeten, a vytvořit tak bednění různých poloměrů. U rovných konstrukcí využíváme rámového bednění. Jedním z parametrů při volbě bednicího systému je výška bedněné konstrukce. Podstatný údaj pro bednění svislých konstrukcí a samotnou betonáž je přípustná hodnota tlaku čerstvého betonu. Ten můžeme podrobněji popsat jako statický tlak čerstvého betonu, který je součtem statického tlaku vody v mezerách mezi kamenivem a statického tlaku pevných látek, který se chovají jako sypká látka. Dílčí tlak je způsoben kmitáním čerstvého betonu při jeho vibrování. [21], [22] Tlak betonu je závislý na výšce betonované konstrukce, rychlosti betonáže a druhu použitého betonu. V případě stěnového bednění se pohybujeme s maximálními přípustnými hodnotami tlaku čerstvého betonu od 60–80kN/m². V případě vysokých stěn můžeme tlak betonu snížit předepsáním pomalejší betonáže nebo rozdělením betonáže na více výškových taktů. Další důležité parametry pro stanovení čerstvého tlaku betonu jsou např. třída konzistence betonové směsi, počátek tuhnutí betonové směsi, např. u samozhutnitelných betonů je počátek tuhnutí posunutý tak, že k němu dochází až při vybetonování konstrukce po celé výšce. Svislé bednění musí zachytit vodorovné síly vzniklé při betonáži, které jsou důsledkem tlaku betonu na bednění. [21]

6.1.1 OBOUSTRANNÉ BEDNĚNÍ

U oboustranně bedněných konstrukcí se vodorovné zatížení přenáší táhly a maticemi, které vzájemně spojují bednicí protilehlé dílce. [21] Oboustranné bednění nelze použít ve všech případech. U některých konstrukcí se mohou využít rádlovací otvory vybetonované stěny pro bednění přiléhající stěny. V případě, že by se tyto otvory využít nedaly, museli bychom konstrukci podpírat jednostranně. Typickým příkladem jsou výtahové šachty viz. obr. 6.1-2. Výtahové šachty nesmí být pevně spojeny s okolními konstrukcemi z důvodu šířícího se hluku způsobeného pojezdem výtahu. Stěny ztužujících schodišťových jader nemohou tedy samostatně sloužit jako výtahové šachty. Na obrázcích 6.3-4. je ukázáno stěnové oboustranné bednění, princip spínání bednění zajišťující přenos vodorovných sil vzniklých při betonáži.



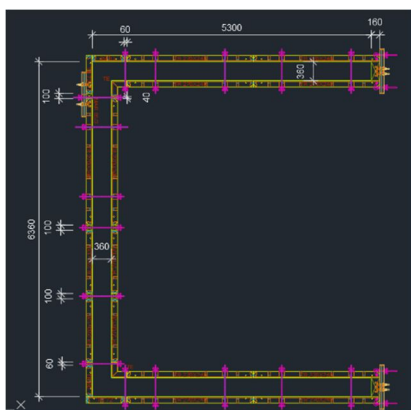
Obrázek 6.1 Půdorys výtahové šachty [23]



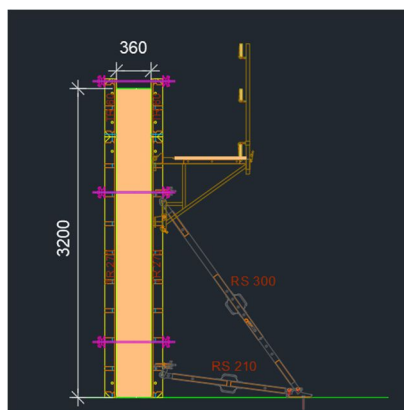
Vysvětlivky:

- | | | |
|--------------------------|--------------------------------------|-----------------|
| 1 dilatační spára | 4 těžká dělicí stěna | 7 šachta výtahu |
| 2 přípustná lehká příčka | 5 prostor pro umístění výtah. stroje | |
| 3 chráněný prostor | 6 nechráněný prostor | |

Obrázek 6.2 Řez výtahovou šachtou [23]



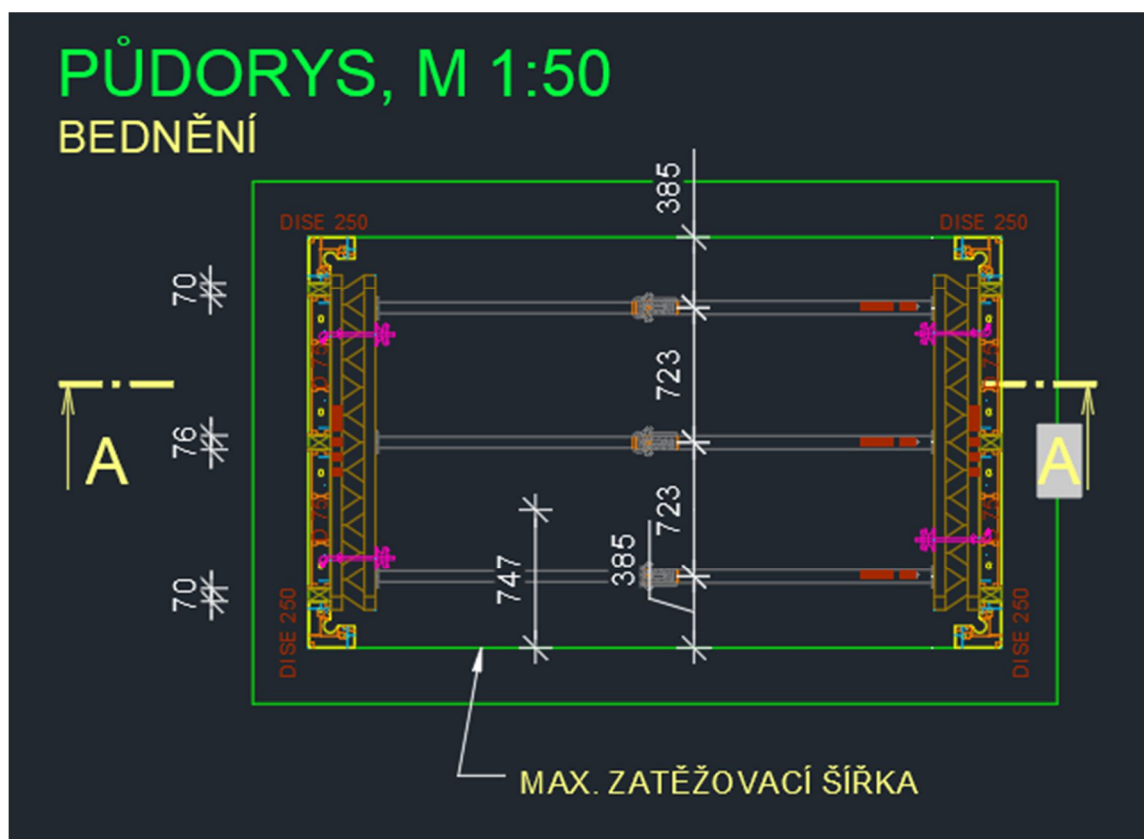
Obrázek 6.3 Půdorys oboustranného bednění TRIO



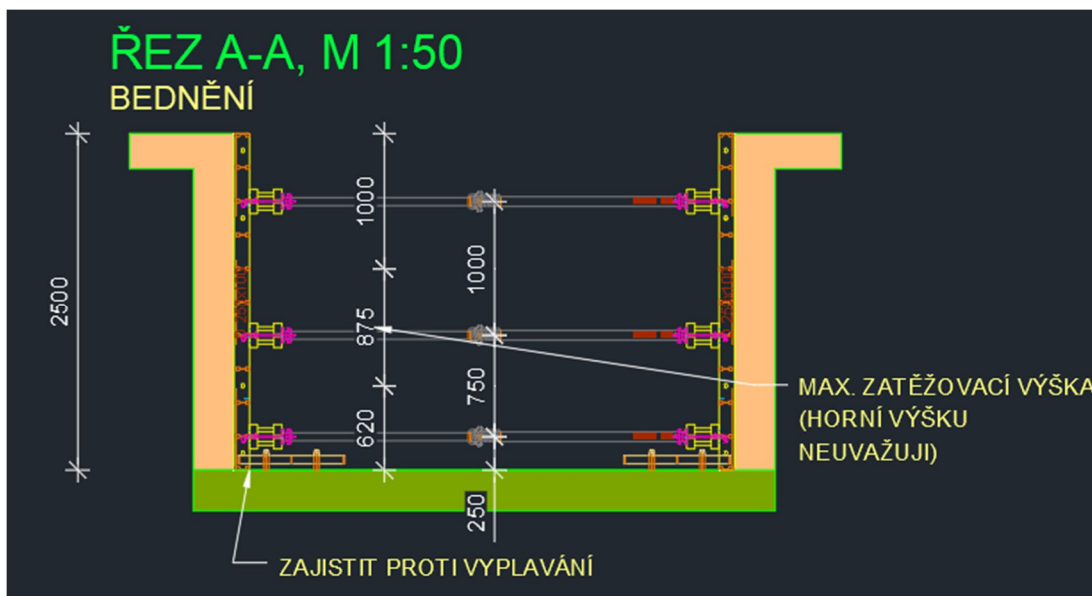
Obrázek 6.4 Řez oboustranným bedněním TRIO

6.1.2 JEDNOSTRANNÉ BEDNĚNÍ

Pokud se v z jedné strany bedněné konstrukce nachází např. stávající objekt, skála, popř jinak zpevněná stěna výkopu musí se konstrukce bednit jednostranně. V případě jednostranného bednění přenos vodorovných sil zajišťují opěrné rámy. Použití opěrných rámu u nižších konstrukcí (max. 3 m) není pokaždé nutné. Bednění se může rozepřít do protilehlé konstrukce pomocí ocelových nebo hliníkových stojek. Tento způsob rozepření konstrukce se provádí např. ve výtahových šachtách, dojezdech výtahu atd. Maximální vytažení ocelové stojky je 5 m s únosností okolo 21,8 kN. Na obrázcích 6.5-6. je uveden princip jednostranně bedněné stěny rozpírané stojkami. Stojky je nutno zafixovat k příhradovým GT nosníkům hřebíky. GT nosníky se k panelům přichytí pomocí napínacích háků a kloubových matic. Při větších vzdálenostech je vhodné stojky zavětrovat lešenářskými trubkami, zvýší se tak prostorová tuhost bednicí konstrukce, a zároveň dojde ke snížení průhybu stojek. Protilehlé stěny se musí betonovat rovnoměrně. Ve druhém směru by bednění vypadalo obdobně, změnilo by se pouze výškové osazení GT nosníků a stojek. Oba případy je potřeba patřičně posoudit a určit výslednou sílu do stojky.

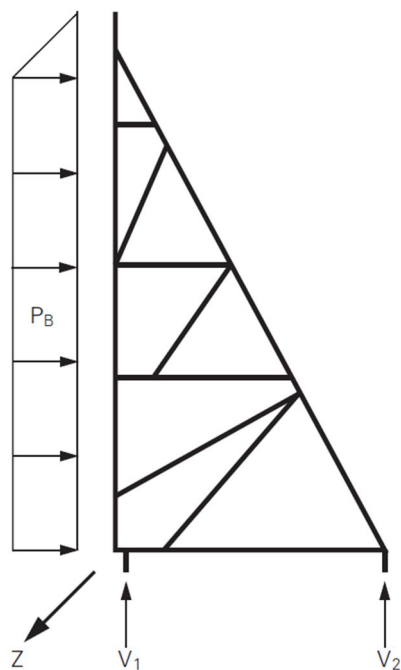


Obrázek 6.5 Půdorys jednostranně bedněné stěny rozpírané stojkami, [Převzato ze statického školení PERI].



Obrázek 6.6 Řez jednostranně bedněnou stěnou rozpíranou stojkami [Převzato ze statického školení PERI].

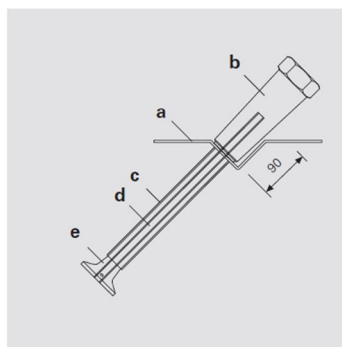
Vlivem vodorovného zatížení způsobeného betonáží, vznikají v podpěrné konstrukci reakce. Tlakové síly V_1 a V_2 přenáší podkladní betonová deska nebo základ. V případě, že se pod opěrnou konstrukcí nachází např. strop podzemních garáží, je potřeba ověřit, zda stropní konstrukce spolehlivě přenesou tyto osamělé síly. Tahovou sílu Z spolehlivě přenesou kotvicí systém. Kotvicí podklad musí být schopný tuto sílu přenést do spodní stavby. [23]



Obrázek 6.7 Statické schéma zatížení SB rámu [23]

U vyšších konstrukcí, nebo konstrukcí kde nemůžeme bednění rozepřít, je nutné použít opěrné SB rámy. Při návrhu především vycházíme z velikosti kotevní síly Z , která je závislá na výšce bedněné konstrukce a osově vzdálenosti rámu. V prvním kroku se navrtá první část kotvení. Viz tabulka na obrázku 6.7

díl	č. výr.	označení	opakovaně použitelné
DW 15 s táhlem DW 15			
a	031580	držák kotvy DW 15	
b	031631	montážní kónus DW 15	X
c	031627	distanční trubka zdrsňená 32, L = 3,0 m	
d	030030	táhlo DW 15, atypické délky	X
e	030840	závitová kotva DW 15	
díly pro nasazení opěrného rámu			
	030090	šestihránná matice DW 15 klíč 30/108	X
	030030	táhlo DW 15, atypické délky	X



Obrázek 6.7 Princip předběžného kotvení jednostranného bednění [24]

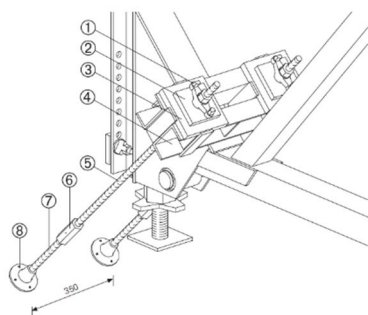


Obrázek 6.8 Uchycení kotevních V držáku k výztuži základové desky a manipulace s montážními kónusy, po sundání montážních kónusu se připojí pomocí šestihránné matice druhá část kotvení [24]

Typu kotvení je několik, záleží na požadavku od zákazníka, popř. obchodního zástupce, a také na velikosti táhel, které mají určitou únosnost stanovenou výrobcem. Přichycení SB rámu k první řadě kotvení se provede pomocí šestihránných matic a táhel s řadou příslušenství (upínací válce s křídlovými maticemi, popř. roznášecí profily U s kotevními destičkami a kloubovými maticemi. Kotvení jako celek vypadá pak následovným způsobem. Na obrázku 6.9. je první část kotvení provedena pomocí kotevní smyčky a druhá řada napojena upínacím válcem. V případě provedení 6.10. se napojujeme pomocí roznášecích profilů. Způsoby je možné spolu

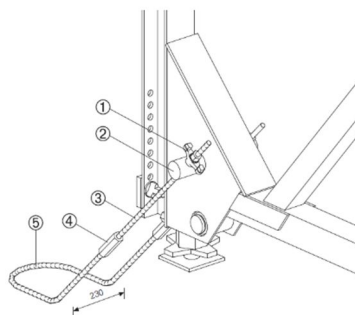
kombinovat. Stejné principy využíváme při kotvení podpěrných konstrukcí šikmých oboustranně bedněných stěn viz další kapitola.

Kotvení DW 20
dovolený tah $2 \times 150 \text{ kN} = 300 \text{ kN}$



Opakovaně použitelné kotevní díly
1. křídlová matice DW 20 č. výt. 030990
2. podložka DW 20 120 x 120 x 20 č. výt. 030830
3. kot. destička SB DW 26 č. výt. 027480
4. roznášecí profil U 160, 0,55 m č. výt. 109017
5. táhlo DW 20 č. výt. 030700
6. šestihr. matice DW 20, klíč 36 mm/110 č. výt. 030590

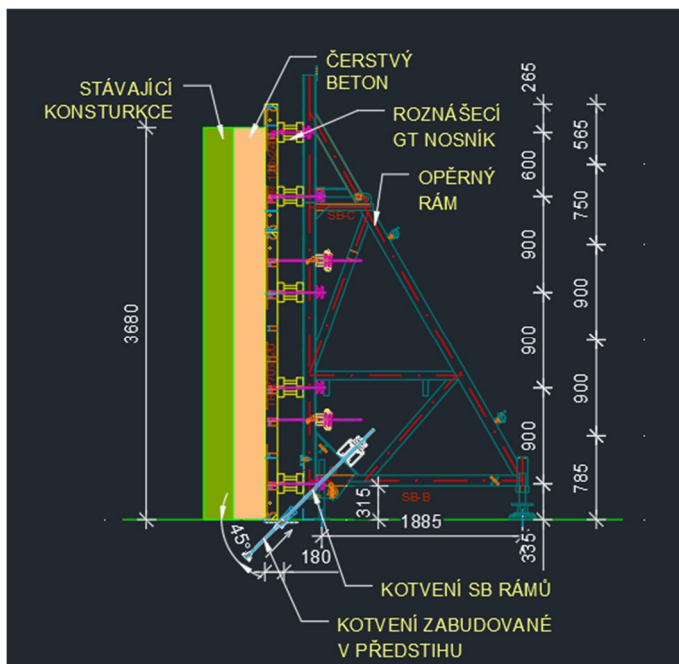
Kotvení DW 15 s napínacím válcem
dovolený tah $2 \times 90 \text{ kN} = 180 \text{ kN}$



Opakovaně použitelné kotevní díly
1. křídlová matice DW 15 č. výt. 030100
2. napínací válec č. výt. 027520
3. táhlo DW 15 č. výt. 030030
4. šestihr. matice DW 15, klíč 30mm/108 č. výt. 030090

Obrázek 6.9 Kotvení SB; táhlo – roznášecí profily [24]

Obrázek 6.10 Kotvení SB; smyčka – upínací válce [24]

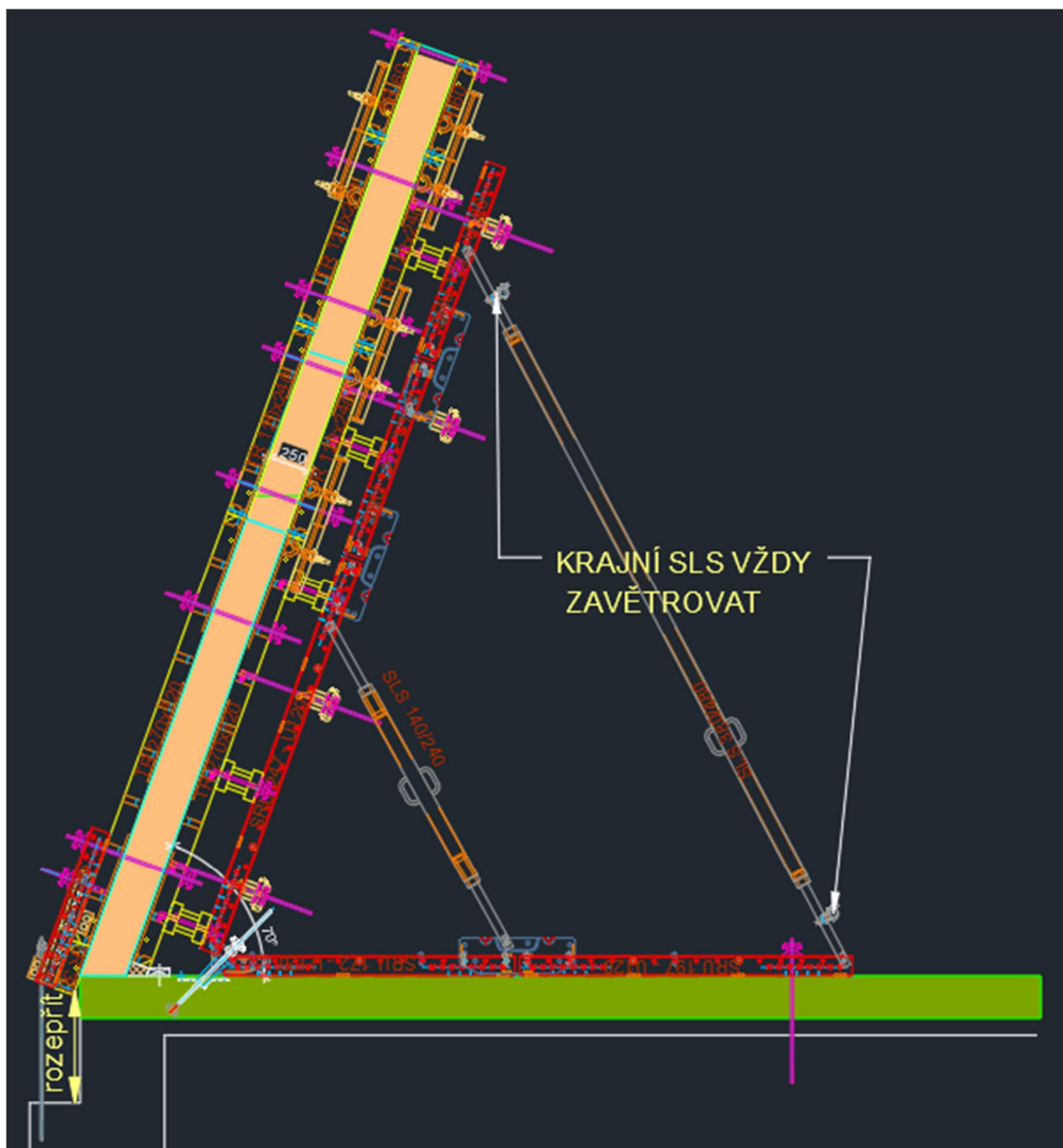


Obrázek 6.11 SB rám [Převzato ze statického školení PERI].

Montáž rámu se provádí na položených panelech. GT nosníky zde roznášejí vodorovné zatížení z bednicích panelů do opěrných rámu. Rámy se k bednicím panelům přichytí pomocí ocelových závor spojené s táhlem a kloubovou maticí. Po sestavení stěnového bednění s nasazenými rámy se provede druhá řada kotvení, popsáno výše. Opěrné rámy je potřeba mezi sebou zavětrovat lešenářskými trubkami. Způsob zavětrování závisí na tom, zda se bude bednění používat v dalším taktu, a tudíž bude přemístěno jeřábem, a na typu použitých opěrných rámu.

6.1.3 BEDNĚNÍ ŠIKMÝCH STĚN A SLOUPŮ KONSTRUKCÍ

V moderních objektech se šikmé konstrukce vyskytují stále častěji. V kapitole 2 jsou uvedeny některé případy těchto konstrukcí. Bednění je tak potřeba přizpůsobit tvaru šikmé konstrukce. Podepření šikmých konstrukcí jsou obecně náročnější na technologii i na posudek únosnosti. Na obrázku 6.12 je ukázán princip bednění šikmé stěny.

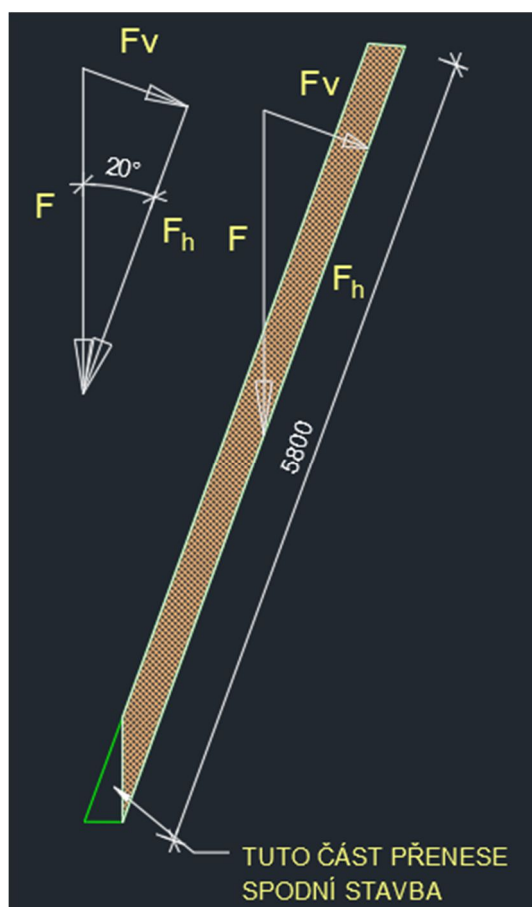


Obrázek 6.12 Bednění šikmé stěny včetně podpěrné konstrukce a zajištěním proti vztlaku. [Převzato ze statického školení PERI].

Bednění výše nakreslené konstrukce je řešeno jako oboustranné bednění konstrukce pomocí panelů TRIO. Červené SRU závory spolu s vřeteny SLS a roznášecích příhradových GT nosníků tvoří podpěrný systém šikmé stěny.

Tento podpěrný systém se musí zakotvit k únosnému podkladu. Princip kotvení viz. kapitola jednostranné bednění.

Podpěrná konstrukce nesmí být pevně spojena s bednicí oboustrannou konstrukcí. Nesmíme tak rádlování oboustranného bednění protáhnout skrz SRU závoru. Za výše uvedeného předpokladu uvažujeme, že tlak betonu přenáší táhla s maticemi. Vlastní tíha betonu včetně bednění se přes roznášecí GT nosníky přenesou do podpěrné konstrukce. GT nosník stejně jako v případě jednostranného bednění je nutno posoudit na posouvající sílu. I přes výše uvedený, je při návrhu vhodné uvažovat cca 20% rezervu v případě ovlivnění podpěrné konstrukce tlakem betonu. SRU závory se spojují pomocí spojek, čepu a závlače umožňující rektifikaci. Čepy jsou ve většině případech nejméně únosným místem této konstrukce. I přes vysoce únosné SRU závory a SLS vřetena (závislé na délce vytažení) se musí návrh konstrukce přizpůsobit nejméně únosnému prvku. Před začátkem posouzení je potřebné nejdříve stanovit působící síly na bednění, na který má vliv sklon konstrukce.



Obrázek 6.13 Zatěžovací obrazec šikmé stěny [Převzato ze statického školení PER].

Zatěžovací obrazec můžeme zvažovat dle obrázku 6.13.

Sílu F spočítáme např. pomocí plochy vyšrafovaného řezu přenásobením objemovou tíhu betonu. Vypočítaná síla je zvažována na 1bm. bednění.

F_h je síla rovnoběžná s bedněním, přenesou se tak do spodní stavby. Při posudku podpěrné konstrukce se neuvažuje.

F_v je síla kolmo na rovinu bednění. S touto silou je třeba počítat při posouzení podpěrné konstrukce bednění.

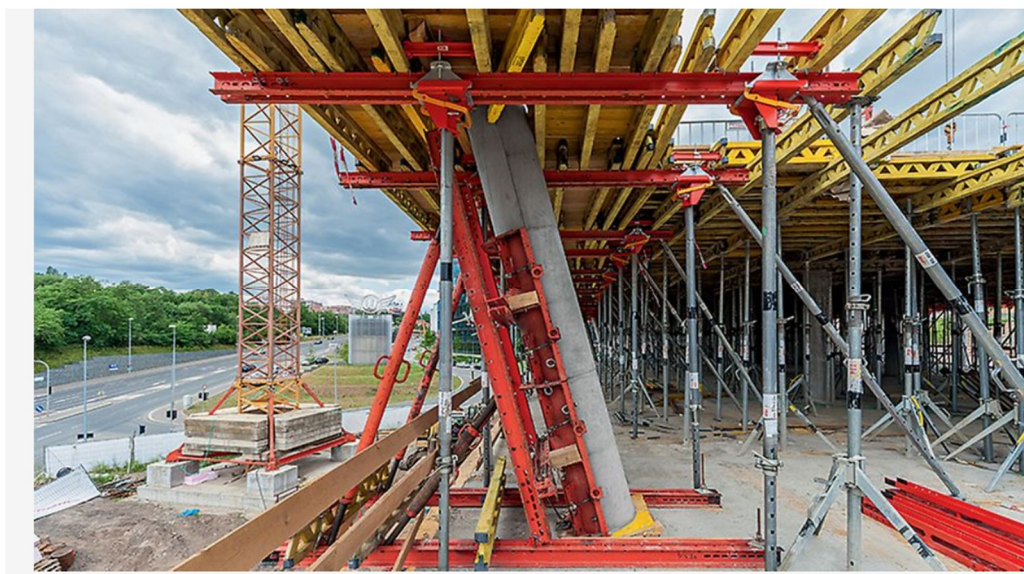
$$F_h = F \cdot \cos 20^\circ$$

$$F_v = F \cdot \sin 20^\circ$$



Obrázek 6.14 Bednění šikmé stěny včetně podpěrné konstrukce; Obchodní centrum IGY2 České Budějovice [25]

Na obrázku výše je ukázán příklad z praxe dle výše uvedeného principu, místo roznášecích příhradových GT nosníků jsou použity SRU závory. Vřetena SLS přenáší síly do vodorovných SRU závor, které jsou pomocí speciálních hlav nasazeny na stojkách modulového lešení PERI UP, a tvoří tak podskružení celé konstrukce. Z vnější strany se bednění musí přichytit k podkladní konstrukci např. závorou s táhlem a maticí, aby bylo zajištěno proti zvedání.



Obrázek 6.15 Bednění šikmých sloupů SRS s podpěrnou konstrukcí + bednění stropu MULTIFLEX + stropní stoly VARIODECK [4]

Stejného principu je využito i při bednění šikmých sloupů. Obrázek výše znázorňuje odbedňování šikmého sloupu, který byl podepřen pomocí SRS půlkruhových dílů, SRU závor a vřeten SLS. Po sundání vnějšího spodního půlkruhového dílu je vidět vyklínování paty vnější strany bednění. Na pravém konci spodních SRU závor je provedeno kotvení pomocí táhel ke stropní konstrukci.

6.1.4 STATICKÉ POSOUZENÍ ŠIKMÉ KONSTRUKCE

Zde je vysvětlen princip posouzení šikmé stěny z kapitoly 6.1.3, Uvedené výpočty jsou uvažovány na 1bm.

V prvním kroku je potřeba stanovit veškeré zatížení, působící na GT nosníky tzn sečíst všechny prvky bednění + vlastní tíhu betonu.

VÝPOČET:

Výška stěny: 5,8 m

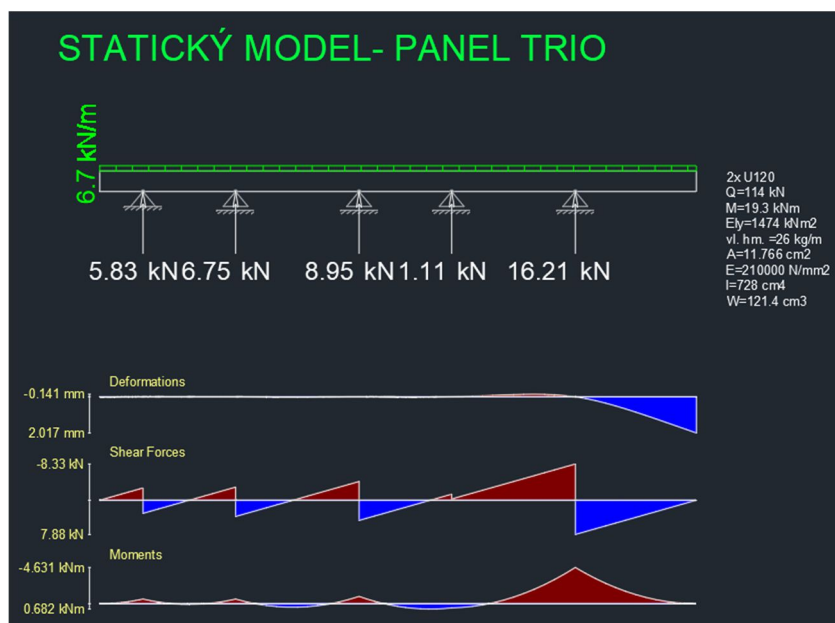
Vodorovná složka vlastní tíhy betonu: $[(1,36 \cdot 25) \cdot \sin 20^\circ] / 5,8 = 2,1 \text{ kN/bm}$

Vlastní tíha oboustranného bednění, SRU nosníků: $11 / 5,8 = 1,9 \text{ kN/bm}$

Obsluha: uvažovány 2 lidi pohybující se na lávce bednění: $2 \cdot 1 / 5,8 = 0,35 \text{ kN/bm}$

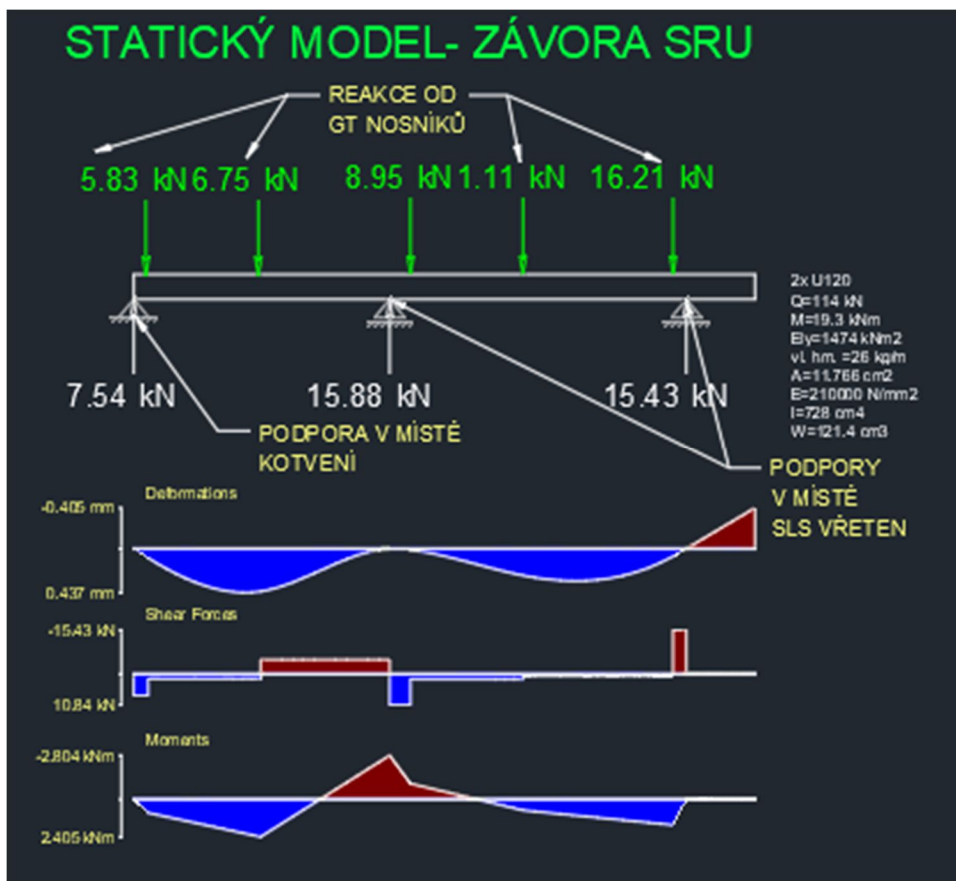
Vítr: zatížení od maximálního možného větru: $1,3 \text{ kN/bm}$

$\Sigma \text{ zatížení} = (2,1 + 1,9 + 0,35 + 1,3) \cdot 1,2 = 6,7 \text{ kN/bm}$



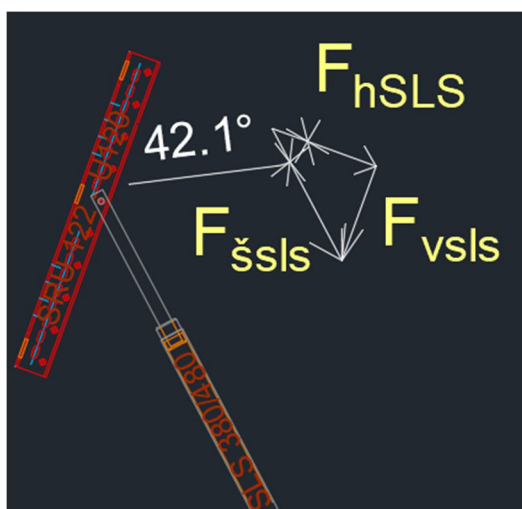
Obrázek 6.16 Výpočet sil působících na GT nosníky [Převzato ze statického školení PERI].

Poznámka k výpočtu: 1,36 m² je plocha vyšrafovaného řezu z obrázku 6.13.



Obrázek 6.17 Výpočet sil působící na SRU nosníky [Převzato ze statického školení PERI].

Následující prvek, co se musí posoudit, je vřeteno SLS. Síla v prostřední podpoře je nepatrně vyšší, ale krajní vřeteno SLS je mnohem více vytažené. Uvažujeme tedy nižší únosnost krajního SLS vřetena vzhledem k jeho vytažení. Je potřeba opět rozložit síly podle úhlu, který svírá SRU nosník s SLS vřetenem. To provedeme následujícím způsobem

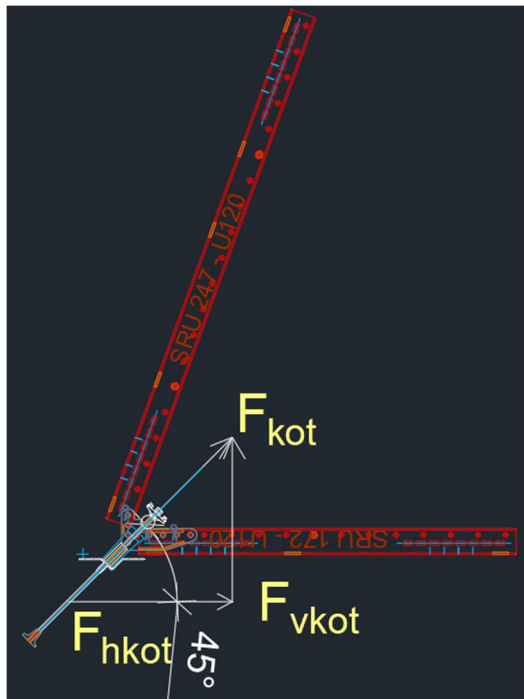


Obrázek 6.18 Síla působící do krajního SLS vřetena [Převzato ze statického školení PERI].

Síla do SLS $F_{\check{s},sls} : F_{h,sls} / \cos 42,1^\circ = 15,43 / \cos 42,1 = 20,8\text{kN}$

Dále je potřeba ověřit kotvení stěny.

Součet reakcí od GT nosníků $F_{h,kot} : 5,83 + 6,75 + 8,95 + 1,11 + 16,21 = 38,85\text{kN}$.



Obrázek 6.19 Působící síla na kotvení podpěrné konstrukce [Převzato ze statického školení PERI]

$$F_{kot} = F_{h,kot} / \cos 45^\circ =$$

$$38,85 / \cos 45^\circ = 55\text{kN}$$

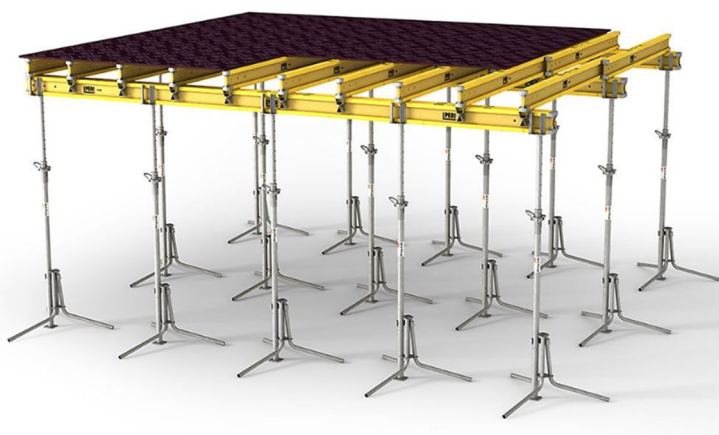
55kN je výsledná síla, která působí na dvojici kotvících táhel.

Omezujícím parametrem je čep, který spojuje SLS vřetena s SRU nosníky. Čep má únosnost 70kN. Spojení šikmého SRU nosníku s vodorovným SRU nosníkem je řešeno rohovou spojkou s čepem, která je omezena únosností 70kN/čep.

Spočtené hodnoty vychází velmi nízké, protože jsme uvažovali opěrné rámy po 1 m. Toto rozmístění je jednoduché na výpočet, ale velmi předimenzované a ekonomicky nevýhodné. Při řídkém rozmístění ráků, vycházíme z nejméně únosného prvku. Působící síla nesmí v žádném případě překročit jeho únosnost (čep). Důležité je i rozmístění GT nosníků vzhledem k opěrným rákům. SRU rámy tvoří podpory pro GT nosníky, musí se tak zajistit optimální přenos zatížení a GT nosníky následně posoudit. Omezujícím parametrem v případě GT nosníku je smyková síla. Pro dvojici nosníků nesmí překročit 28kN. Na druhé straně je potřeba stěnu přikotvit proti vztlakové síle, stačí obvykle na každý druhý panel skrz ocelovou závoru protáhnout táhlo s maticí a zakotvit do únosného podkladu. Nutno zmínit, že výše uvedený výpočet se může lišit s výsledky statických programů (SCIA, RSTAB). Pro běžné konstrukce je výše uvedený výpočet dostačující. Náročné konstrukce je potřeba posoudit ve statických programech, vykazující přesnější výsledky.

6.2 VODOROVNÉ BEDNĚNÍ

Bednění vodorovných konstrukcí můžeme rozdělit na nosíkové a panelové. Panelové bednění na stavbách uvidíme pouze zřídka, spíše pro experimentální účely. Nosíkové stropní bednění se používá při podpírání stropních konstrukcí běžných rodinných domů, ale i velkých administrativních či multifunkčních prostor. Limitující je však světlá výška konstrukce. Maximální vytažení ocelových stojek je 5 m, existují však hliníkové stojky, které jsou specifický řádově vyšší únosností, a maximální možný vytažení činí 6,25 m. Jejich použití však u běžného nosíkového bednění není časté, jelikož cena pronájmu těchto stojek je řádově vyšší než za stojky ocelové. Typickým zástupcem stropního nosíkového bednění je systém MULTIFLEX. Tento systém tvoří podpěrné stojky, dvě na kolmo orientované řady dřevěných příhradových GT nosníků a překližky, která je v kontaktu s betonem. Pohledovost stropní konstrukce tak tvoří otisk překližky, která je orientovaná ve směru spodních nosníků. Pro podepření konstrukcí s vyšší světlou výškou, nejčastěji používáme stropní věže ST 100, vytvoříme tak únosnou podpěrnou konstrukci montážně jednoduchou. Velkoplošné, speciální konstrukce např. mostovky, podsružení konstrukcí apod. se často podpírají pomocí modulového systémem lešení PERI UP ROSETT. Oba tyto systémy jsou plně kompatibilní se systémem MULTIFLEX. Rozdíly těchto systému je pouze ve způsobu podepření příhradových GT nosníků, (ocelové stojky jsou vyměněny za věže, popř. modulové lešení). Na obrázcích jsou znázorněny podpěrné systémy MULTIFLEX, ST 100, PERI UP ROSETT. U všech systémů je důležité zajistit bezpečnost práce na staveništi. Je tedy potřeba bednění doplnit zábradlím, nejčastěji sloupky SGP popř systém PROKIT.



Obrázek 6.20. Stropní nosíkové bednění MULTIFLEX [21]



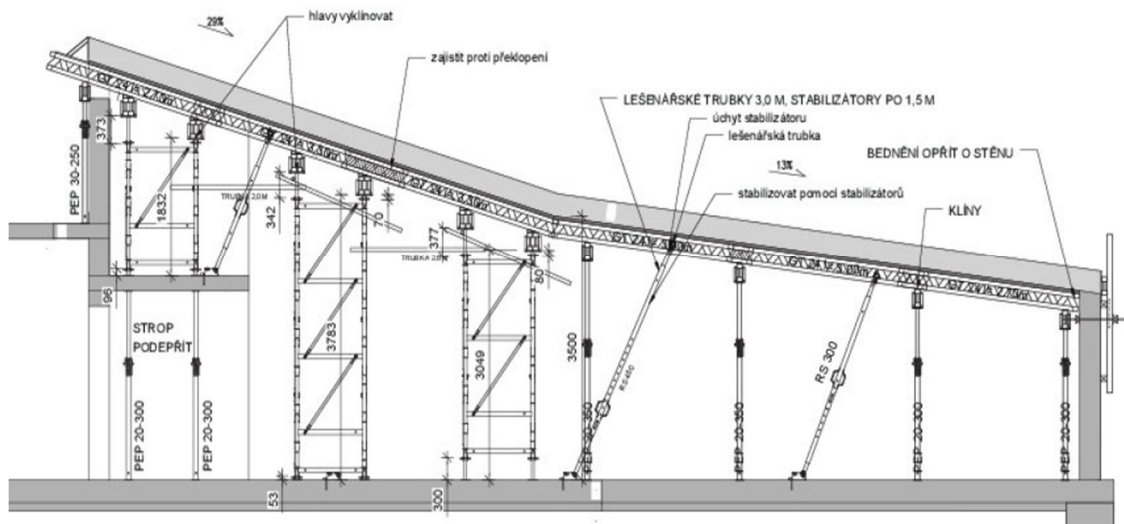
Obrázek 6.21 Stropní bednění vysoké konstrukce řešené pomocí věží ST 100 [26]



Obrázek 6.22 Podepření speciální konstrukce pomocí modulového lešení PERI UP ROSETT. [27]

6.2.1 BEDNĚNÍ ŠIKMÝCH DESEK

Zajištění mírných spádů pomocí nosíkového bednění nepřestavuje s využitím systémů PERI problém. Často se setkáme i s konstrukcemi tvořící velký spád. Vždy záleží na konkrétním případě a okrajových podmínkách. Podle toho volíme způsob podepření konstrukce. Můžeme využít principu uvedeného v kapitole 6.1.3. nebo můžeme použít systém MULTIFLEX. V případě použití nosíkového bednění MULTIFLEX je třeba vyřešit zapření čela konstrukce. Pokud v místě ukončení šikmé desky se nachází již hotová stěnová podpora, čelo desky se bez problému zapře do hotové stěny – systém v hlavě zapřený. V případě nižších stropů nemusíme systém MULTIFLEX stavět na podpěrný věže, ale postačí nám ocelové stojky. Hlavy stojek, popř. sloupků věží je potřeba tesařsky vyklínovat a spojit s nosníky např. pomocí hřebíků. Stavba by tak měla zajistit dostatečné tření mezi klíny a horními nosíky bednění. Případně můžeme šikmou podpěrnou konstrukci stabilizovat pomocí stabilizátorů a lešenářských trubek protáhlých skrz příhradové nosníky. Lešenářská trubka by neměla mít s nosníkem přímý kontakt, je tak vhodné na příhradový nosník připevnit pomocnou překližku, která zajistí fixní pozici lešenářské trubky, a zamezí tak kontaktu trubky s nosníky. Na lešenářskou trubku se nasadí držák stabilizátoru, ten následně umístíme a přes patku přikotvíme do podkladní konstrukce (strop, základová deska). Čelo stavby se zapře pomocí překližky, příhradových GT nosníku a táhla s maticemi viz obrázek 6.23.



Obrázek 6.23 Systém v hlavě zapřený, řešení čela bednění, strop MULTIFLEX [Převzato ze statického školení PERI].

Systémů bednění pro řešení atypických konstrukcí je spousta. Se složitostí navržené konstrukce se zvyšují požadavky na podpěrné konstrukce, jak z hlediska technického návrhu, tak statického posouzení. Na obrázku je k vidění řešení podpěrné konstrukce pomocí systémů VARIOKIT a pomocné konstrukce PERI UP ROSETT, která tvoří podskružení opěrné šikmé konstrukce. Roznášecí rošt opět tvoří příhradové GT nosníky. Systém VARIOKIT je hojně užíván především pro bednění inženýrských sítí. Základní prvky tvoří SRU nosníky s SLS vřetenama. V tomto případě čelo konstrukce zapře stavba pravděpodobně s využitím podkladní základové desky.



Obrázek 6.24 Bednění tribuny pomocí systému VARIOKIT A PERI UP ROSETT, VTB arény v Moskvě

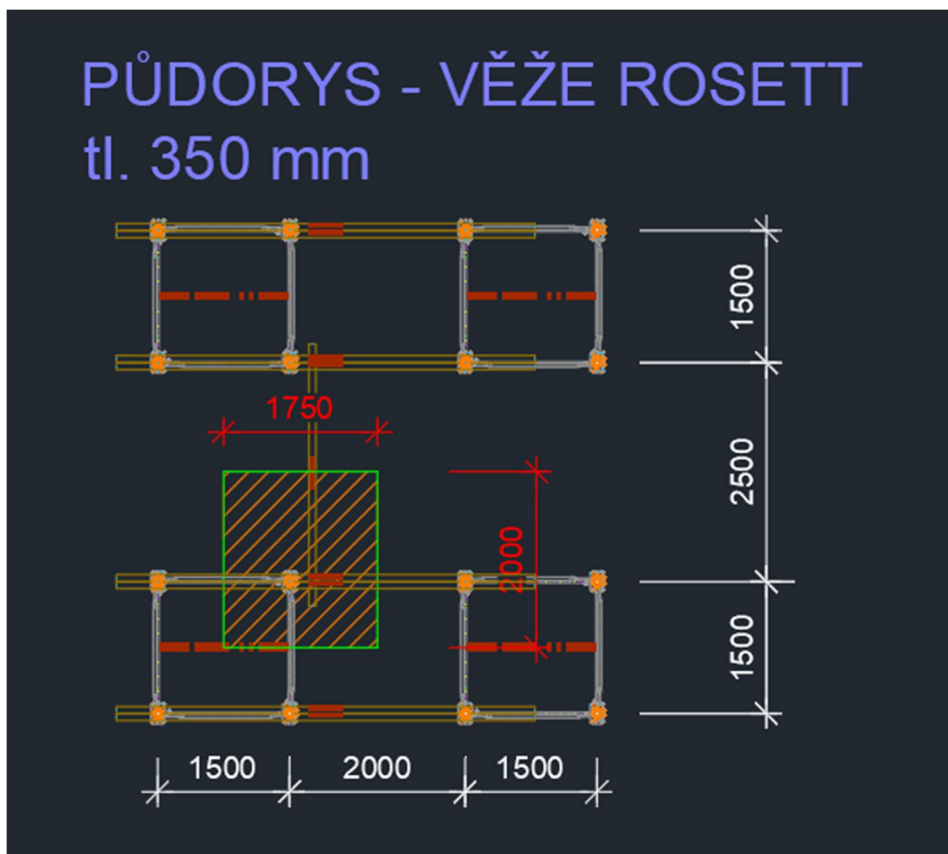


Obrázek 6.25 Podepření pylonů v Ohio pomocí VARIOKIT systému doplněnými modulovým lešením PERI UP ROSETT a šplhavým bedněním. [29]

Na obrázku výše je k vidění sestava VARIOKIT v podobě vysokopevnostních věží a příhradových nosníků, které jsou plně kompatibilní se šplhavými systémy bednění.

6.2.2 STATICKÉ POSOUZENÍ VODOROVNÉHO BEDNĚNÍ

Zde je uveden základní princip posouzení nosíkového bednění. Pro dané tloušťky desek existují tabulkové editory, které udávají přesné výpočtové hodnoty zatížení na 1 m². Hodnoty jsou stanoveny na základě německé přílohy. Nelze tedy zatížení na 1 m² stanovit pouze přenásobením objemové tíhy betonu tloušťkou konstrukce. Výsledné zatížení se skládá z vlastní tíhy betonu, vlastní tíhy bednění, zatížení od obsluhy a nahromadění betonu. Vlastní tíha bednění se běžně uvažuje 0,4kN/m². V případě, že spodní řadu GT nosníků zaměníme za SRU nosník je potřeba uvažovat s hodnotou 0,6kN/m². Spodní SRU nosníky je vhodné navrhovat v případě podpírání balkonů, kde hrozí překlopení, popř. u masivních konstrukcí (mosty, inženýrské stavby). Zatížení od obsluhy se běžně počítá 0,75kN/m². Nahromadění betonu je závislé na tloušťce konstrukce, běžně se pohybuje od 0,75kN/m² do zhruba 2,5kN/m². Pro zjednodušení výpočtu je zvažováno nahromadění betonu celoplošně. Můžeme zatížení od nahromadění optimalizovat na plochu 3*3 m v nejnepříznivějším místě bednění. Celoplošným zohledněním jsme na straně bezpečné.



Obrázek 6.26 Posouzení sloupu věže ROSETT, zatěžovací plocha sloupku, [Převzato ze statického školení PERI]

Na obrázku je schéma konstrukce, úkolem je posoudit spodní nosníky a následně sloupky věží ROSETT (podpory spodní řady nosníků). Horní nosníky ukládáme ve vzdálenostech, které jsou závislé na tloušťce desky. V případě krajního pole může být horní nosník spojitý. Vlivem spojitého nosníku je vnitřní podpora více zatížená, to je potřeba zohlednit při posudku posouvající síly např. součinitelem spojitého nosníku (tabulky), který může být až 25 % nebo přesným výpočtem.

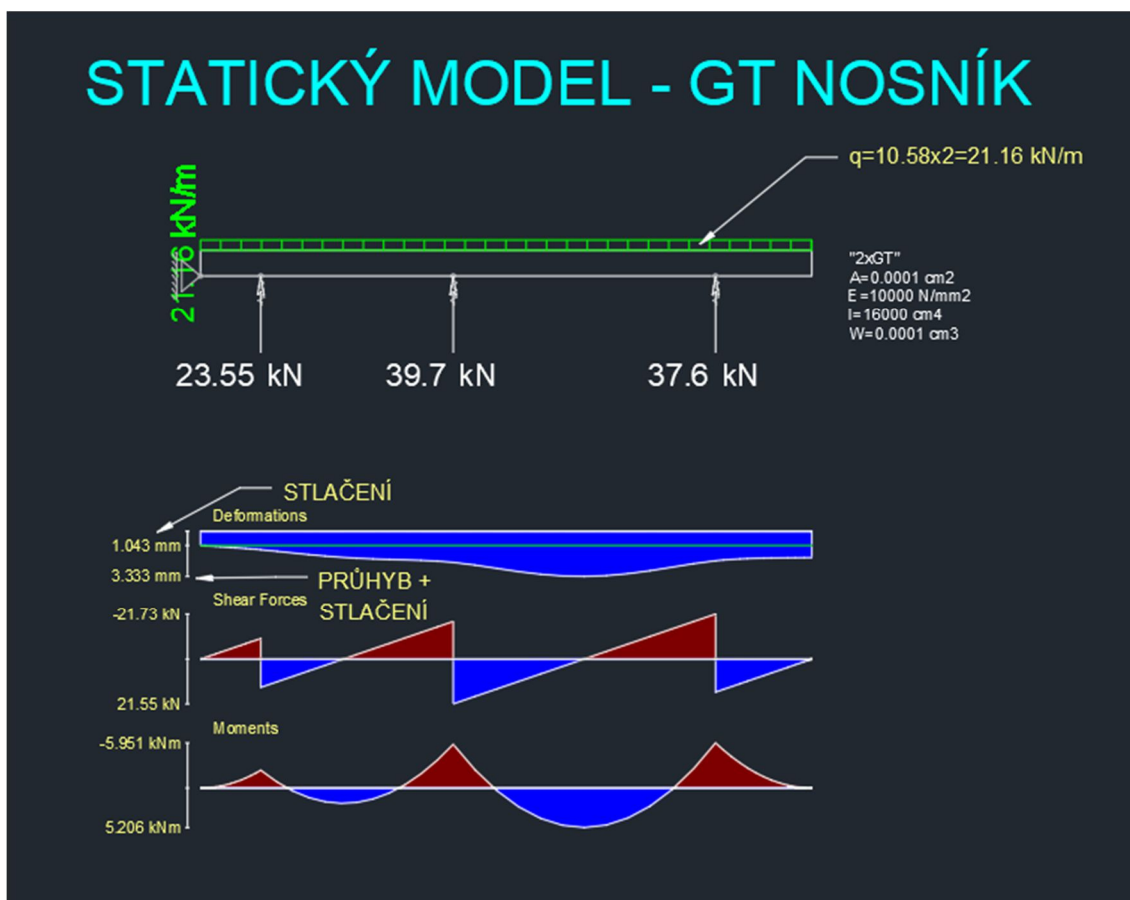
VÝPOČET:

Rychlým výpočtem přes zatěžovací plochu si předběžně určíme, jaká síla nám bude působit do sloupku.

$$F = 1,75 \cdot 2 \cdot 10,58 \text{ (tabulková hodnota při dané tloušťce desky)} = 37,03 \text{ kN.}$$

Zde není zohledněn vliv spojitého nosníku, je potřebné konstrukci posoudit přesněji se zohledněním spojitého nosníku a užitím pružinové konstanty. Pružinová konstanta závisí na výšce podpěrné věže a typu podepření, jelikož každá podpora je jinak tuhá, způsobuje tak odlišné deformace (stlačení). Na obrázku je ukázán princip posouzení spodního GT nosníku. Podle technických listů posoudíme, zda vypočtené hodnoty vyhoví. U systému ROSETT závisí ještě, zda je systém v hlavě zapřený (o již stávající

zed') nebo systém volně stojící. Systém může být vzájemně propojen nebo tvořit pouze samostatné věže (náš případ).



Obrázek 6.27 Posouzení spodní dvojice nosníku a určení působící síly do sloupku podpěrné věže [Převzato ze statického školení PERI]

6.3 VYBRANÉ PRINCIPY TECHNOLOGIE BETONU

6.3.1 KLASIFIKACE BETONU PODLE KONZISTENCE

Konzistence čerstvého betonu udává jeho odpor proti přetváření. Vyjadřuje se třídou konzistence v závislosti na použití zkušební metody. Konzistence určuje, jak moc je beton tekutý či sypký. [30] Konzistence se určuje dle zkoušek sednutí kužele, rozlití apod. Následující tabulka na obrázku popisuje použití betonu, při určitém stupni konzistenci.

Klasifikace konzistence podle sednutí kužele (Abrams)				
Stupeň	Sednutí čerstvého betonu v mm	Směs	Vlastnosti, použití	Běžná doprava
S1	10 až 40	Suchá	Válcovaný beton - pro usazení obrubníků, zpevněné zásypy, podkladní dusané vrstvy (obsahuje malé množství vody, těžce hutnitelný beton)	Auto se sklápěčkou, vozíkem
S2	50 až 90	Zavlhlá	Pro zpevnění rozmočených ploch, lože pod kanalizační potrubí (vyžaduje intenzivní vibraci)	Auto se sklápěčkou, vozíkem, autodomíhávač
S3	100 až 150	Měkká	Pro konstrukce bez husté armatury, konstrukce ve spádu (vibrovaný beton)	Autodomíhávač
S4	160 až 210	Velmi měkká	Pro podlahové betony, desky, hustě armované konstrukce apod. (vyžaduje krátkou až málo intenzivní vibraci)	Autodomíhávač
S5	≥ 220	Tekutá	Hustě armované a tvarově složité konstrukce	Autodomíhávač

Obrázek 6.28 Třídy betonu na základě zkoušky sednutí kužele [31]

Konzistence Abrams

S2 80 mm



S3 150 mm

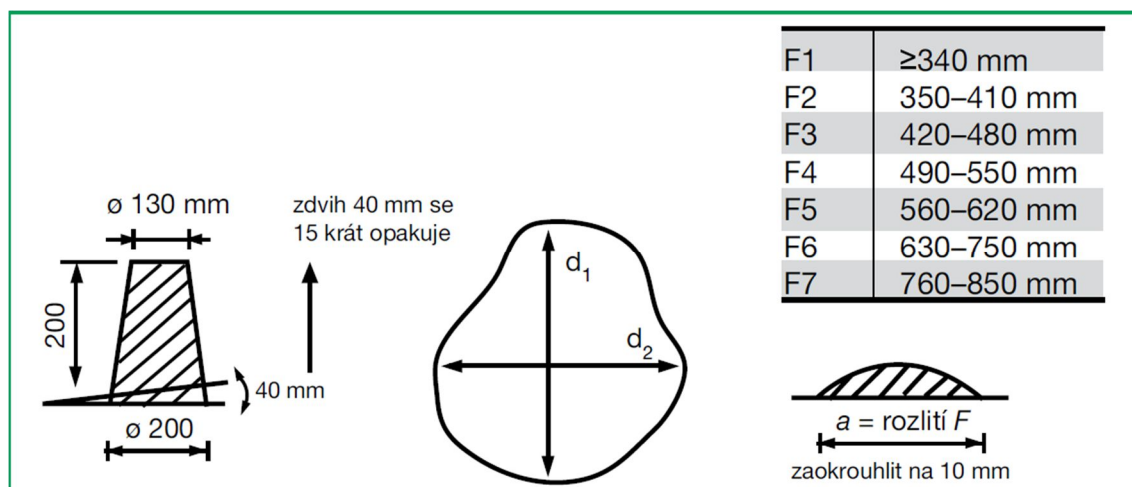


S4 210 mm



Obrázek 6.29 Výsledky zkoušky sednutí kužele [31]

Další známou zkouškou pro konzistenci betonu je zkouška rozlitím.



Obrázek 6.30 Princip zkoušky rozlití a následné zařazení do třídy [32]

Vhodné použití konzistence betonu závisí především na typu betonové konstrukce, pro kterou je směs určena. Např. betony kde požadujeme odolnost vůči obrusu budeme vyžadovat stupně konzistence nižších čísel, naopak při betonáži hustě vyztužených konstrukcí nebo pohledových betonů budeme požívat tekutější betony tzn. konzistence s vyššími čísly nebo i samozhutnitelný beton. Na konzistenci betonu má vliv především složení betonu, vodní součinitel a zastoupení plastifikátorů. Nejčastěji se

doporučuje míchat a dodávat na stavenišťe beton třídy velmi měkké konzistence, tomu odpovídá třída s rozlitím F3 nebo sednutím S3. Tato konzistence čerstvého betonu se považuje za homogenní staveništní beton, nejsou nutné úpravy na stavbě a zároveň dosáhneme kvalitních povrchů betonové konstrukce. [32] Konzistence má vliv také na dopravu a ukládání betonové směsi. Ve stavební praxi se nejčastěji používají dva způsoby betonáže svislých a vodorovných konstrukcí.

- Betonáž s věžovým jeřábem a betonářským košem
- Použití autočerpádky a čerpání čerstvého betonu pomocí potrubí

Na výběru způsobu dopravy betonu a ukládání do bednění závisí mnoho kritérií. Jsou to především kritéria ekonomická, organizační a technologická. Jedním technologickým parametrem je zde popisovaná konzistence betonu. Aby bylo beton možné čerpat, musí mít požadovanou konzistenci. Tomu odpovídají třídy konzistence S3-S5. Je nutno zmínit, že klasické autodomíchávače dosáhnou zhruba do výšky 42 m. To odpovídá devátému až desátému podlaží budovy. [33]

6.4 SAMOZHUTNITELNÝ BETON (SCC)

Samozhutnitelný beton je beton, který nevyžaduje zhutňování během zpracování. Je schopný působením vlastní tíhy vyplnit bednění bez vzniklých pórů a dutin i v místech velmi hustého vyztužení. Samozhutnitelným betonem lze dosáhnout kvalitních povrchů betonových konstrukcí. Beton je vyráběn při nízkém vodním součiniteli. Maximální velikost kameniva by neměla překročit 22 mm. Velký podíl jemných částic způsobuje rychlý nárůst hydratačního tepla, s tím souvisí rychlý nárůst pevnosti a možnost odbednění. Samozhutnitelný beton je tak vhodný využít při tvarově složitých konstrukcích, štíhlých vysokých konstrukcích, silně armovaných konstrukcích, pohledových konstrukcích. Při provádění hustě vyztužených konstrukcí popř. štíhlých konstrukcí běžným betonem, nemusí dojít k dokonalému probetonování. Při snaze o dokonalé zhutnění tak snadněji může dojít k rozmísení. [34] Použití samozhutnitelného betonu tedy stojí za zvážení.

6.5 POHLEDOVÝ BETON

Pohledový beton je beton, u kterého jsou vyjádřeny architektonické požadavky. Hlavními požadavky na pohledový beton jsou tvar prvku, struktura betonu, popř. barva betonu. Základem pohledového betonu je bednění. Otisk bednicí překližky s rádlovacími prvky určují finální pohledovost konstrukce. Do bednění můžeme vkládat různé matrice, které

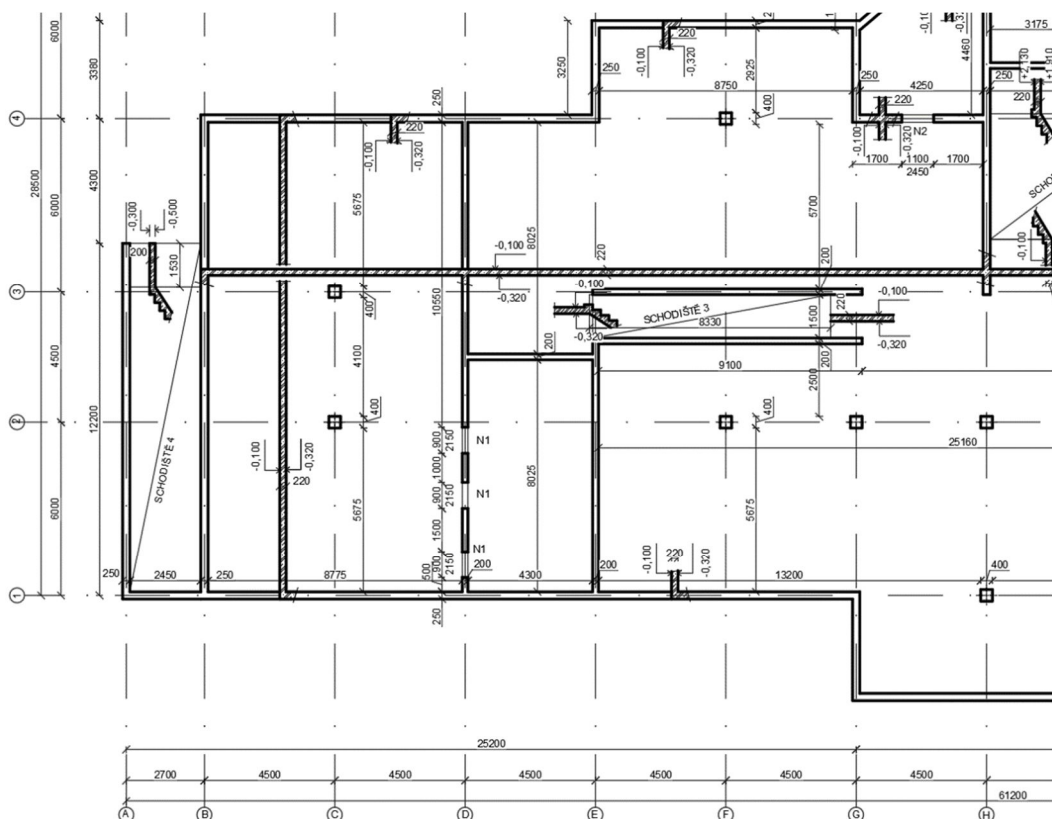
vytváří finální povrch. [21] U pohledových betonů je velmi důležité minimalizovat obsah vzdušných pórů a dutin, proto je vhodné při vysokém architektonickém požadavku na pohledovost zvolit samozhutnitelný beton. Pohledový beton, zároveň může splňovat tepelně izolační požadavky. S využitím tepelně izolačního kameniva (kamenivo na expandovaného jílu nebo polystyrenová směs) není potřeba konstrukci dodatečně zateplovat. Je zároveň nutné, aby tepelně izolační beton splňoval požadavky konstrukčního betonu. Pohledové konstrukce bytových jednotek nebo rodinných sídel jsou často velmi masivní konstrukce. [35] Je třeba brát v úvahu, že i přes tepelně izolační kamenivo, nejsme při běžných tloušťkách zajistit stejné tepelně izolační parametry jako v případě přidání tepelně izolační vrstvy.



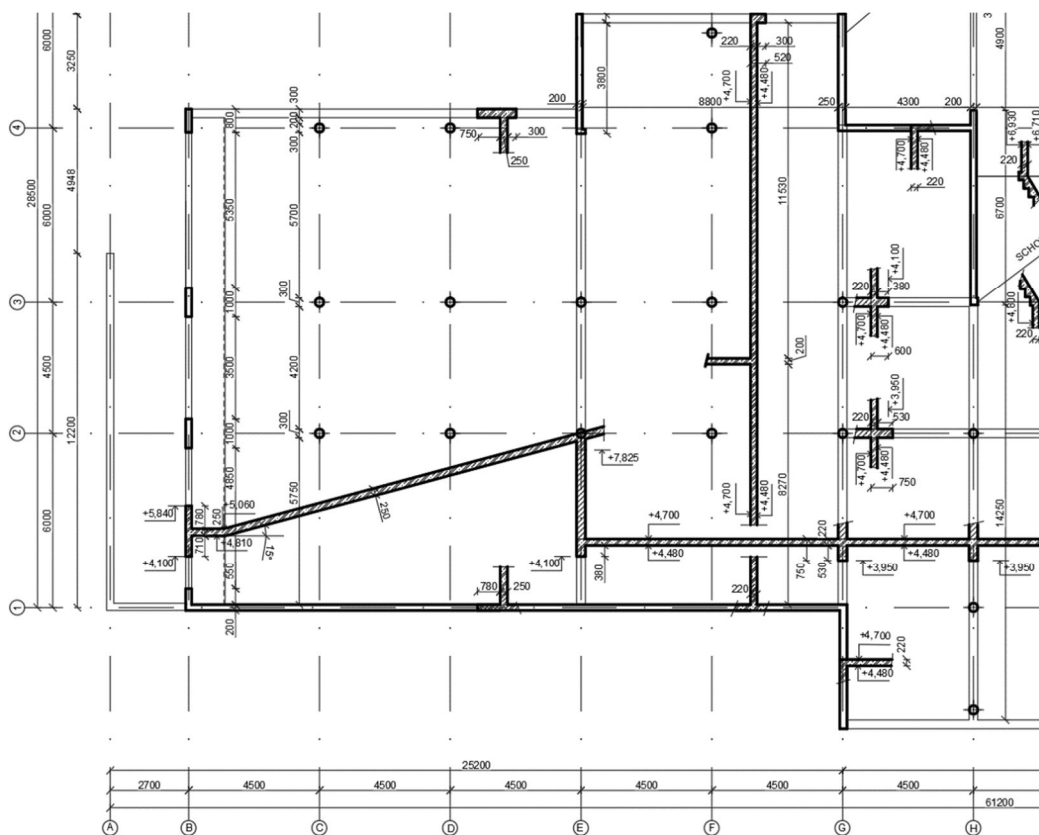
Obrázek 6.31 Pohledový beton na Novém divadle v Plzni [36]

7. ŘEŠENÍ VYBRANÉ ČÁSTI OBJEKTU

Tato část se zabývá řešením vybrané části objektu, který jsem již částečně řešil minulý semestr v projektu 2. Jedná se o rekreační objekt umístěný v podkrkonošském městě Vrchlabí. Objekt je založen na základové desce. Základová spára se nachází ve dvou výškových úrovních. Jednotlivé části objektu jsou tak výškově uskočené. Konstrukční systém je kombinovaný. V 1.PP nosné prvky tvoří železobetonové suterénní stěny tl.250 mm doplněné vnitřními sloupy čtvercového průřezu 400x400 mm a vnitřními nosnými železobetonovými stěnami tl.200 mm. Suterén je doplněn i vjezdovou rampou, která vede z úrovně vyvýšeného okolního terénu do části objektu, která má základovou spáru umístěnou výš. Do suterénu vedou tři přímá dvouramenná schodiště. Rozmístění nosných prvků se rozměrově pohybuje od 4,5 m do 6 m a je totožné s dispozicí nadzemních podlaží. Tloušťka stropní desky je nad celým podlažím 220 mm. V 1.NP nosné konstrukce tvoří obvodové nosné železobetonové stěny tl.200 mm., doplněné vnitřními kruhovými sloupy průměru 300 mm a vnitřními nosnými železobetonovými stěnami tl.200 mm. Část konstrukce je zastřešena šikmou železobetonovou deskou tloušťky 250 mm., která je podepřena převážně sloupy z 1.NP podlaží. Deska je podepřena též obvodovým průvlakem, který zároveň tvoří nadpraží lehkého obvodového pláště. Průvlaky jsou podepřeny obvodovými sloupy. Stropní konstrukce má tloušťku 220 mm. a je doplněna průvlaky výšky až 750 mm. Nosný systém 2.NP je tvořený železobetonovými stěnami a nosnými stěnami z pórobetonových tvárnic tl.300 mm. a kruhovými železobetonovými sloupy $\varnothing 300$ mm. Část šikmé desky zasahuje i do 2.NP, kde zastřešuje ubytovací prostory. 3.NP je tvořeno pouze schodišťovým jádrem, kde se nachází vstup na plochou pochozí střechu. Celkem se v projektu vyskytují 4 různé typy střešního pláště. V bakalářské práci se zabývám statickým výpočtem střešní konstrukce, která obsahuje šikmou část. Výpočet je proveden ručně a pomocí softwaru SCIA ENGINEERING 19.1. metodou konečných prvků. Na obrázcích 7.1-7.3. jsou znázorněny výkresy tvaru jednotlivých podlaží daného objektu. Výkres tvaru vybrané části střešní konstrukce je v příloze 1. Obrázek 7.4 znázorňuje konstrukční schéma řešené části objektu.



Obrázek 7.1 Část výkresu tvaru 1.PP



Obrázek 7.2 Část výkresu tvaru 1.NP

7.1 ZJEDNODUŠENÝ RUČNÍ VÝPOČET

Z konstrukčního schéma je patrné, že deska je z části navržena jako lokálně podepřená a po obvodě podepřená. Lokálně podepřená deska v ose 1 je vetknutá do železobetonové stěny. V ose E je deska uložena do železobetonového věnce uloženého na pórobetonové stěně a spojitě pokračuje do části lomené desky mezi osami E a G. V ose 4 je deska překonzolovaná a zesílená okrajovým žebrem výšky 300 mm. V ose B je uložena do mohutného průvlaku výšky 950 mm., tvoří zároveň nadpraží otvorů. Deska po obvodě podepřená je v ose E a G uložena do železobetonového věnce uloženého na pórobetonových stěnách, v ose 1 vetknutá do železobetonové stěny a v ose 4 podepřena průvlakem výšky 550 mm. Část desky je ve spádu pod úhlem 15°. Lokálně podepřená deska je řešena zjednodušenou metodou součtových momentů. Deska po obvodě podepřená je řešena lineární analýzou pomocí tabulek sestavených podle teorie pružnosti. V první části výpočtu je řešena část konstrukce lokálně podepřené. Po stanovení momentů ve středním a sloupovém pruhu v pásech D a 3, je řešena deska po obvodě podepřená.

7.1.1 STANOVENÍ ZATÍŽENÍ

ZATÍŽENÍ STŘEŠNÍ KONSTRUKCE - ŠIKMÁ STŘECHA (OSY B - F)				
Materiál	ρ [kN/m ³]	f_d [kN/m ²]	γ [-]	f_d [kN/m ²]
Plechová krytina LINEDEK	/	0,20	1,35	0,27
Separační vrstva	/	/	/	/
Dřevěnné bednění - OSB desky	600,00	0,15	1,35	0,20
Dřevěnné laťování	600,00	0,24	1,35	0,32
Pojistná hydroizolační vrstva	/	/	/	/
Tepelná izolace PIR	35,00	0,07	1,35	0,09
Okapová podpora dřevěnná	600,00	0,90	1,35	1,22
Parozábrana	/	/	/	/
Dřevěnné bednění - OSB desky	600,00	0,15	1,35	0,20
Kontralať	600,00	0,36	1,35	0,49
Vlastní tíha nosné konstrukce ve spádu	2500,00	6,25	1,35	8,44
Podhled SDK	/	0,25	1,35	0,34
Σ Stálé		8,57	1,35	11,57
Sníh		3,50	1,50	5,25
Σ Proměnné		3,50	1,50	5,25
$\Sigma\Sigma$ Stálé + Proměnné		12,07		16,82

Obrázek 7.5 Zatížení střešní konstrukce – skladba 1

ZATÍŽENÍ STŘEŠNÍ KONSTRUKCE - PLOCHÁ STŘECHA DVOUPLÁŠŤOVÁ (OD MÍSTA LOMU DESKY - OSA F)				
Materiál	ρ [kN/m ³]	f_k [kN/m ²]	ψ [-]	f_d [kN/m ²]
Vegetační vrstva - trávnikový koberec	/	0,25	1,35	0,34
Intenzivní substrát	900	2,83	1,35	3,82
Filtrační vrstva - Geotextýlie	/	/	/	/
Drenážní vrstva - nopová folie	/	/	/	/
Ochranná vrstva - geotextýlie	/	/	/	/
Hydroizolace - 2 vrstvy SBS mod. asf. pásů	/	0,10	1,35	0,14
Asfaltový penetrační nátěr	/	/	/	/
Dřevěnné bednění - OSB desky	600	0,15	1,35	0,20
Vlastní tíha dřevěného vazníku tvořící spád	600	0,50	1,35	0,68
XPS polystyren	35	0,09	1,35	0,12
Vlastní tíha ŽB konstrukce (250mm)	2500	6,25	1,35	8,44
Podhled SDK	/	0,25	1,35	0,34
Σ Stálé		10,42	1,35	14,06
Sníh		3,50	1,50	5,25
Σ Proměnné		3,50	1,50	5,25
$\Sigma\Sigma$ Stálé + Proměnné		13,92		19,31

Obrázek 7.6 Zatížení střešní konstrukce – skladba 2

Ve výpočtu zatížení položka bednění představuje vrstvu střešního pláště nikoli podpěrnou konstrukci monolitické nosné konstrukce.

Skladby střešního pláště jsou navrženy a schváleny z projektu 2. Řešená konstrukce obsahuje dvě skladby střešního pláště. Úsek mezi B-F je řešen jako šikmá střecha. Z důvodu velké plochy střešní roviny je na střeše proveden zaatikový žlab. V tomto místě hrozí vznik návějí sněhu ze šikmé střešní roviny tzn. větší proměnné zatížení. Zároveň z důvodu provedení zaatikového žlabu je nižší ostatní stálé zatížení než v případě výše uvedených skladeb konstrukcí. Na výslednou hodnotu zatížení má vliv sklon konstrukce. Úsek od osy F je řešen jako plochá střecha dvouplášťová.

Výsledné zatížení na šikmé části střechy:

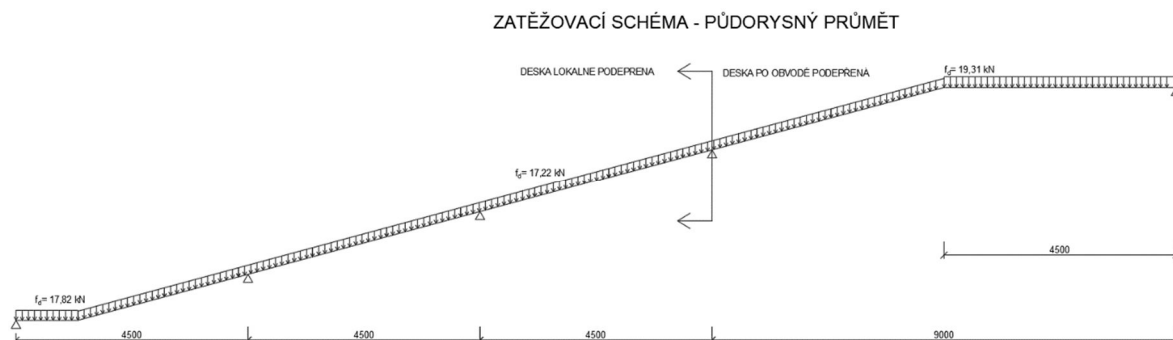
$$f_d = \frac{g_d}{\cos\alpha} + q_d = \frac{11,57}{\cos 15} + 5,25 = 17,23 \text{ kN/m}^2$$

Výsledné zatížení v úžlabní části desky:

$$f_d = g_d + q_d = 11,57 + 5,25 + 1 = 17,82 \text{ kN/m}^2$$

Výsledné zatížení dvouplášťové střechy (od místa lomu, osa F):

$$f_d = g_d + q_d = 14,06 + 5,25 = 19,31 \text{ kN/m}^2$$



Obrázek 7.7 Zatěžovací schéma, uvažováno na půdorysnou plochu.

Pro výpočet ohybového momentu v předběžné výpočtu zvažují zprůměrované hodnoty zatížení.

Pro výpočet lokálně podepřené desky:

$$f_d = \frac{17,23 + 17,82}{2} = 17,525 \text{ kN/m}^2$$

Pro výpočet po obvodě podepřené desky:

$$f_d = \frac{17,23 + 19,31}{2} = 18,27 \text{ kN/m}^2$$

Výpočet:

Beton C25/30:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,6 \text{ MPa}$$

Výztuž B500B:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1,15} = 434,7 \text{ MPa}$$

Empirický návrh tloušťky desky:

$$h_d = \frac{1}{30} l_{n,max}$$

$$h_d = \frac{1}{30} * 5767,5 = 192,25 \text{ mm} \rightarrow 195 \text{ mm}$$

$l_{n,max}$ je maximální světlý rozpon konstrukce (kruhový průřez převeden na čtverec se stejnou plochou)

Stanovení krycí vrstvy výztuže:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{nom} = 12 + 10 = 22 \text{ mm.}$$

c_{min}

je uvažováno dle nejvyššího předpokládaného průměru výztužného prutu ($\emptyset 12$), dle stupně vlivu prostředí XC1, návrhové životnosti S4 (50 let) a třídy betonu C25/30 vychází 10 mm.

Δc_{dev}

je přídavek na návrhovou odchylku (10 mm)

Z hlediska empirického návrhu pro dané rozpětí a způsob podepření by vycházela lokálně podepřená deska tl.195-200 mm, ovšem z hlediska zatížení a spojitosti s deskou v polích E-G a ohybové štíhlosti je navržena deska tl.250 mm.

Statically účinná výška:

$$d = h_d - (c_{nom} + \emptyset)$$

$$d = 250 - (22 + 12) = 216 \text{ mm.}$$

Ověření tloušťky desky z hlediska ohybové štíhlosti:

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

$$\lambda = \frac{6000}{216} < \lambda_d = 1 * 1 * 1,3 * 22,2$$

$$\lambda = 27,77; \quad \lambda_d = 28,86 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

- λ je ohybová štíhlost navrhovaného prvku
- κ_{c1} je součinitel tvaru průřezu
- κ_{c2} je součinitel rozpětí prvku
- κ_{c3} je součinitel napětí tahové výztuže, poměr mezi maximální plochou výztuže v nejmáhaném průřezu, a plochou výztuže potřebnou pro přenesení maximálního ohybového momentu.
- λ_d je tabulková limitní hodnota ohybové štíhlosti pro daný typ konstrukce, uvažován stupeň vyztužení 0,5 %.

Předběžné ověření protlačení stropní desky

Únosnost tlačené diagonály:

$$v_{ED,0} = \frac{\beta * V_{ED}}{u_0 * d} \leq v_{Rd,max} = 0,4 * v * f_{cd}$$

$$v_{ED,0} = \frac{1,15 * 17,525 * 10^3 * 4,5 * 5,25}{942,47 * 216} \leq v_{Rd,max} = 0,4 * 0,6 * \left(1 - \frac{25}{250}\right) * 16,6$$

$$v_{ED,0} = 2,34 \text{ [MPa]} \leq v_{Rd,max} = 3,6 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

- $v_{ED,0}$ je účinek návrhového zatížení v kontrolovaném obvodu u_0 (hodnota v MPa)
- $v_{Rd,max}$ je únosnost tlačené diagonály, tj. únosnost v protlačení v kontrolovaném obvodu u_0 . (hodnota v MPa)
- v je součinitel zmenšující pevnost betonu v tlaku, vyjadřující vliv přídatných namáhání
- β je součinitel polohy sloupů, zde uvažují vnitřní sloup tj. $\beta = 1,15$
- V_{ED} je návrhová hodnota smykové síly, tj. návrhová hodnota zatížení jednoho podlaží (střešní konstrukce) vynásobená zatěžovací plochou sloupu
- u_0 je obvod sloupu, tj. $2\pi r = 2\pi * 150 = 942,5 \text{ mm}$

Ověření konstrukce, zda je možné vyztužit na protlačení:

$$v_{ED,1} = \frac{\beta \cdot V_{ED}}{u_1 \cdot d} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} = k_{max} \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})}$$

$$v_{ED,1} = \frac{1,15 \cdot 17,525 \cdot 10^3 \cdot 4,5 \cdot 5,25}{3656,81 \cdot 216} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} = 1,8 \cdot 0,12 \cdot 1,96 \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot 0,005 \cdot 25)}$$

$$v_{ED,1} = 0,603 \text{ [MPa]} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} = 0,98 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$v_{ED,1}$ je účinek návrhového zatížení v kontrolovaném obvodu u_1 (hodnota v MPa)

$v_{Rd,c}$ je únosnost v protlačení v kontrolovaném obvodu u_1 bez výztuže na protlačení (hodnota v MPa)

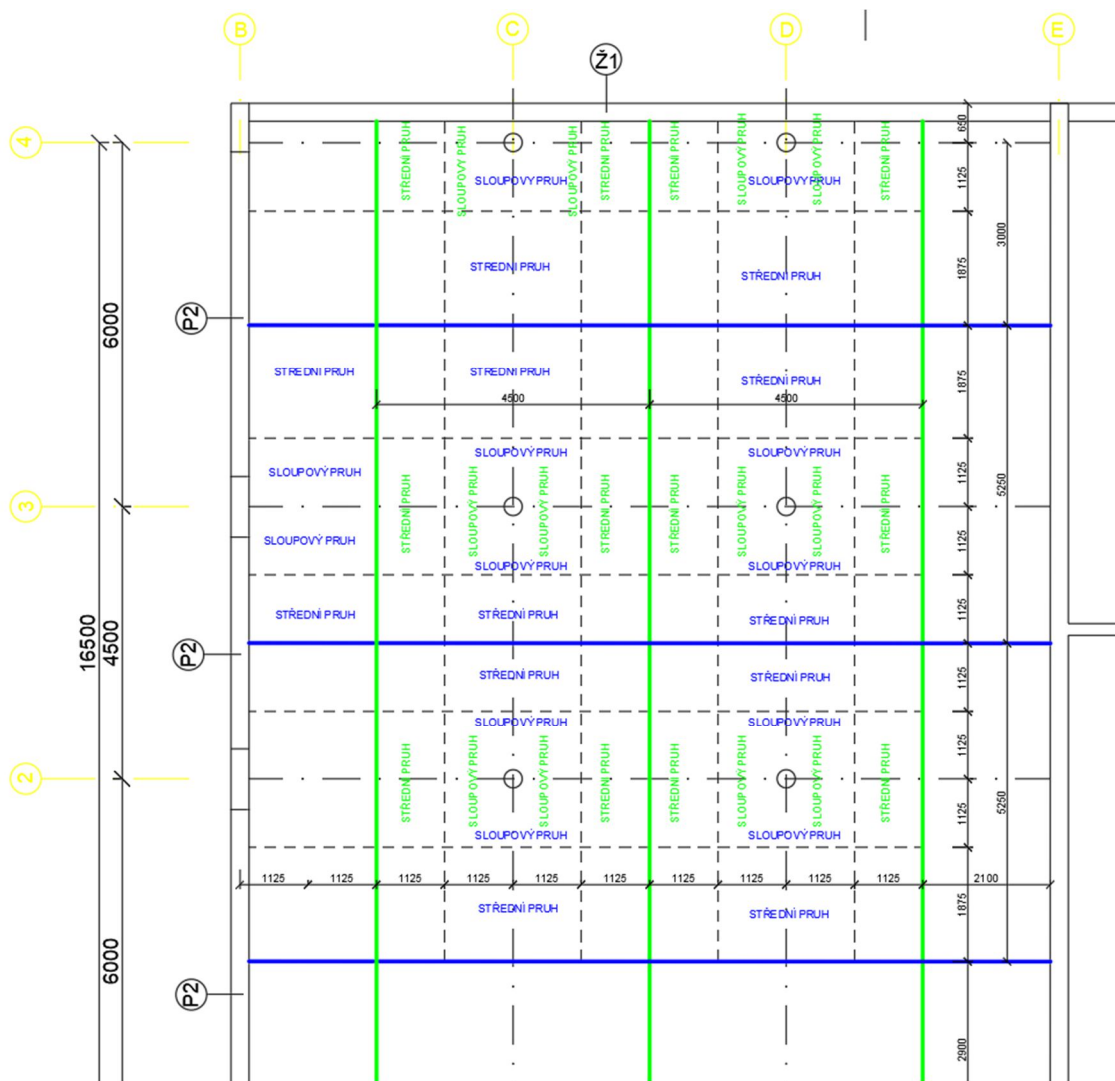
$$k = 1 + \sqrt[2]{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt[2]{\frac{200}{216}} = 1,96 \leq 2$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

ρ_1 je stupeň vyztužení ohybovou výztuží (odhad 0,5 %, tj. 0,005)

k_{max} je součinitel maximální únosnosti desky s výztuží na protlačení uvažují užití smykových trnů tj. $k_{max} = 1,8$.

Uvedené podmínky jsou splněny. Únosnost tlačené diagonály je vyšší než napětí v kontrolovaném obvodu u_0 , a zároveň desku je možné vyztužit na protlačení.



Obrázek 7.8 Rozdělení na sloupový a střední pruh

Na obrázku 7.8 je rozdělení jednotlivých pásů na střední a sloupový pruh. Uložení v ose B je uvažováno jako upnutí do ztužujícího okrajového trámu.

Momenty na lokálně podepřené desce:

Celkové součtové momenty:

Pole 3, B-C $b = 5,25 \text{ m}$ $l_n = 4,2175 \text{ m}$

$$\frac{1}{8} * f_d * b * l_n^2 = \frac{1}{8} * 17,525 * 5,25 * 4,2175^2 = 204,57 \text{ kNm}$$

Pole 3, C-D $b = 5,25 \text{ m}$ $l_n = 4,235 \text{ m}$

$$\frac{1}{8} * f_d * b * l_n^2 = \frac{1}{8} * 17,525 * 5,25 * 4,235^2 = 206,27 \text{ kNm}$$

Pole 3, C-E

 $b = 5,25 \text{ m}$ $l_n = 4,2175 \text{ m}$

$$\frac{1}{8} * f_d * b * l_n^2 = \frac{1}{8} * 17,525 * 5,25 * 4,2175^2 = 204,57 \text{ kNm}$$

Pole D, 1-2

 $b = 4,5 \text{ m}$ $l_n = 5,7675 \text{ m}$

$$\frac{1}{8} * f_d * b * l_n^2 = \frac{1}{8} * 17,525 * 4,5 * 5,7675^2 = 327,92 \text{ kNm}$$

Pole D, 2-3

 $b = 4,5 \text{ m}$ $l_n = 4,235 \text{ m}$

$$\frac{1}{8} * f_d * b * l_n^2 = \frac{1}{8} * 17,525 * 4,5 * 4,235^2 = 176,8 \text{ kNm}$$

Pole D, 3-4

 $b = 4,5 \text{ m}$ $l_n = 5,735 \text{ m}$

$$\frac{1}{8} * f_d * b * l_n^2 = \frac{1}{8} * 17,525 * 4,5 * 5,735^2 = 324,23 \text{ kNm}$$

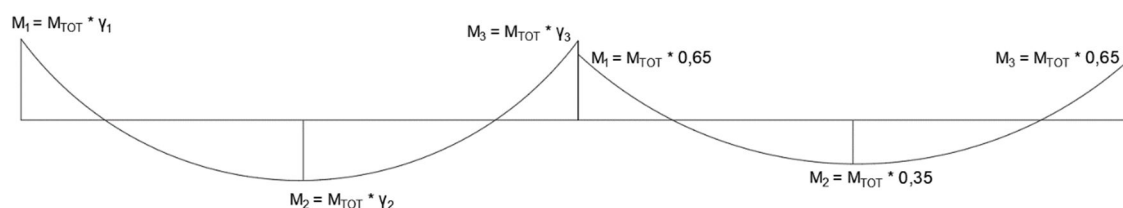
Konzola

 $b = 4,5 \text{ m}$ $l_k = 0,65 \text{ m}$

$$\frac{1}{2} * f_d * b * l_k^2 = \frac{1}{8} * 17,525 * 4,5 * 0,65^2 = 16,66 \text{ kNm}$$

Celkové kladné záporné momenty:

Hodnoty těchto momentů získáme přenásobením celkových součtových momentů pomocí součinitelů γ , které jsou závislé na okrajových podmínkách uložení deskové konstrukce.



Obrázek 7.9 Celkový kladný a záporný moment

Stanovení hodnoty součinitele γ pro konzolu:

Interpolací mezi tabulkovými hodnoty pro *okraj bez ztužujícího žebra a vetnutý okraj*. Interpolujeme pomocí konzolového momentu a momentu, který by teoreticky mohl vzniknout v případě zcela tuhé podpory (stěna).

$$\gamma_1 = 0,26 + \frac{M_k}{M_p} * (0,65 - 0,26) = 0,26 + \frac{16,66}{0,65 * 324,23} * (0,65 - 0,26) = 0,29$$

0,65 je hodnota γ_1 pro vetknutý okraj

0,26 je hodnota γ_1 pro okraj bez ztužujícího žebra

M_p je teoretický moment, který by vznikl v případě tuhého podepření

M_k je moment vzniklý na konzole

Pole 3, B-C

$$M_1 = \gamma_1 * M_{tot,3 B-C} = 0,3 * 204,57 = 61,38 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \gamma_2 * M_{tot,3 B-C} = 0,5 * 204,57 = 102,3 \text{ kNm}$$

$$M_3 = \gamma_3 * M_{tot,3 B-C} = 0,7 * 204,57 = 143,2 \text{ kNm}$$

Hodnoty γ_{1-3} uvažovány pro okraj se ztužujícím trámem

Pole 3, C-D

$$M_1 = \gamma_1 * M_{tot,3 C-D} = 0,65 * 206,27 = 134,1 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \gamma_2 * M_{tot,3 C-D} = 0,35 * 206,27 = 72,2 \text{ kNm}$$

$$M_3 = \gamma_3 * M_{tot,3 C-D} = 0,65 * 206,27 = 134,1 \text{ kNm}$$

Hodnoty γ_{1-3} uvažovány pro vnitřní pole

Pole 3, D-E

$$M_1 = \gamma_1 * M_{tot,3 D-E} = 0,65 * 204,57 = 133 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \gamma_2 * M_{tot,3 D-E} = 0,35 * 204,57 = 71,6 \text{ kNm}$$

$$M_3 = \gamma_3 * M_{tot,3 D-E} = 0,65 * 204,57 = 133 \text{ kNm}$$

Hodnoty γ_{1-3} uvažovány pro vetknutý okraj (železobetonový věnec uložený na zděné stěně)

Pole D, 1-2

$$M_1 = \gamma_1 * M_{tot,D 1-2} = 0,65 * 327,92 = 213,15 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \gamma_2 * M_{tot,D 1-2} = 0,35 * 327,92 = 114,8 \text{ kNm}$$

$$M_3 = \gamma_3 * M_{tot,D 1-2} = 0,65 * 327,92 = 213,15 \text{ kNm}$$

Hodnoty γ_{1-3} uvažovány pro vetknutý okraj (železobetonová stěna)

Pole D, 2-3

$$M_1 = \gamma_1 * M_{tot,D 2-3} = 0,65 * 176,8 = 114,92 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \gamma_2 * M_{tot,D 2-3} = 0,35 * 176,8 = 61,9 \text{ kNm}$$

$$M_3 = \gamma_3 * M_{tot,D 2-3} = 0,65 * 176,8 = 114,92 \text{ kNm}$$

Hodnoty γ_{1-3} uvažovány pro vnitřní pole

Pole D, 3-4

$$M_1 = \gamma_1 * M_{tot,D 3-4} = 0,29 * 324,23 = 94,03 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \gamma_2 * M_{tot,D 3-4} = 0,52 * 324,23 = 168,6 \text{ kNm}$$

$$M_3 = \gamma_3 * M_{tot,D 3-4} = 0,7 * 324,23 = 227 \text{ kNm}$$

Hodnota γ_1 získaná z interpolace výše uvedené, hodnoty γ_{2-3} uvažovány pro okraj bez ztužujícího trámu.

Momenty ve středním a sloupovém pruhu:

Abychom spočetli momenty ve středním a sloupovém pruhu je potřeba stanovit součinitel ω .

- Záporný moment na vnitřní podpoře $\omega = 0,75$
- Kladný moment v poli $\omega = 0,6$
- Stěna $\omega = 1$
- Pro konzolu a ztužující trám se ω stanoví výpočtem viz. níže

Pro získání hodnot momentů sloupového pruhu je potřeba přenásobit hodnoty celkových záporných a kladných momentů hodnotou součinitele ω . Střední pruh pak $(1-\omega)$. Následně vydělit šířkou pruhu, získáme tak hodnoty na 1 m. šířky desky. Hodnoty momentů viz. tabulka na obrázku.

Stanovení ω pro pole se ztužujícím trámem:

Stanovení tuhostního součinitele β_T pro krajní trám:

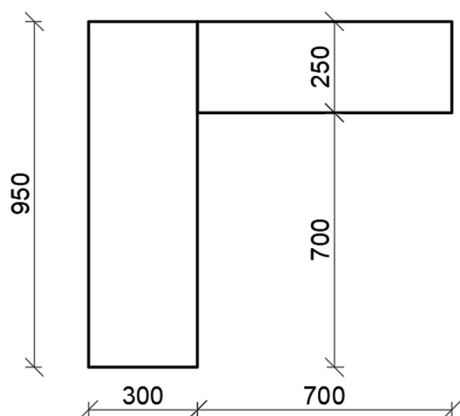
$$\beta_T = \frac{I_t}{2I_s} = \frac{\sum \left(1 - 0,63 \cdot \frac{t_i}{a_i}\right) \cdot \frac{t_i^3 \cdot a_i}{3}}{2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_d^3\right)} = \frac{9,675 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 6,84 \cdot 10^{-3}} = 0,657$$

$$I_{t1} = \left(1 - 0,63 \cdot \frac{0,3}{0,95}\right) \cdot \frac{0,3^3 \cdot 0,95}{3} + \left(1 - 0,63 \cdot \frac{0,25}{0,7}\right) \cdot \frac{0,25^3 \cdot 0,7}{3} = 9,675 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

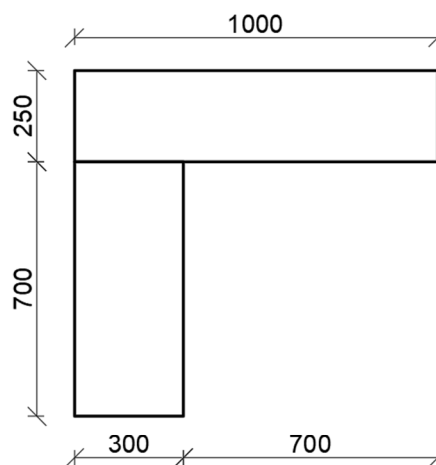
$$I_{t2} = \left(1 - 0,63 \cdot \frac{0,3}{0,7}\right) \cdot \frac{0,3^3 \cdot 0,7}{3} + \left(1 - 0,63 \cdot \frac{0,25}{1}\right) \cdot \frac{0,25^3 \cdot 1}{3} = 8,987 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \cdot 5,250 \cdot 0,250^3 = 6,84 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

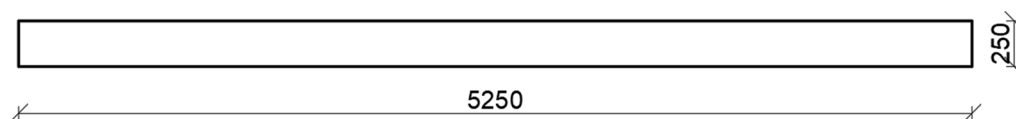
Var. 1



Var. 2



DESKA



Obrázek 7.10 Geometrie průřezů pro výpočet tuhostního součinitele

Interpolace:

$$\beta_T = 2,5 \rightarrow \omega = 0,75 \rightarrow \text{tuhý okrajový trám}$$

$$\beta_T = 0 \rightarrow \omega = 1 \rightarrow \text{netuhý okraj}$$

$$\beta_T = 0,657 \rightarrow \omega = ?$$

$$\frac{2,5 - 0,657}{2,5 - 0} = \frac{0,75 - \omega}{0,75 - 1}$$

$$\omega = 0,93$$

Stanovení ω na kraji pole přiléhajícího ke konzole:

$$\gamma_1 = 0,26 \rightarrow \omega = 1 \rightarrow \text{netuhý okraj}$$

$$\gamma_1 = 0,29 \rightarrow \omega = ?$$

$$\gamma_1 = 0,65 \rightarrow \omega = 0,75 \rightarrow \text{tuhý okraj}$$

$$\frac{0,65 - 0,29}{0,65 - 0,26} = \frac{0,75 - \omega}{0,75 - 1}$$

$$\omega = 0,98$$

Stanovení momentu ve středním a sloupovém pruhu na poli přilehlého ke konzole:

Sloupový pruh:
$$M_{sloup} = \frac{\omega * M_{1,D\ 3-4}}{b_{pruh}} = \frac{0,98 * 94,03}{2,25} = 41 \text{ kNm/m}$$

Střední pruh:
$$M_{střed} = \frac{(1-\omega) * M_{1,D\ 3-4}}{b_{pruh}} = \frac{(1-0,98) * 94,03}{2,25} = 0,9 \text{ kNm/m}$$

Stanovení momentu ve středním a sloupovém pruhu na konzole:

Sloupový pruh:
$$M_{sloup} = \frac{M_K}{b_{pruh}} = \frac{16,66}{2,25} = 7,5 \text{ kNm/m}$$

Střední pruh:
$$M_{střed} = \frac{0,65 * M_K}{b_{celk.šířka}} = \frac{0,65 * 16,66}{4,5} = 2,41 \text{ kNm/m}$$

I_s je moment setrvačnosti desky ve vyšetřovaném pruhu

I_t je torzní moment setrvačnosti trámu s částí desky

t_i je menší rozměr uvažovaného obdélníku viz. obr.

a_i je větší rozměr uvažovaného obdélníku viz. obr.

b je šířka vyšetřovaného pruhu

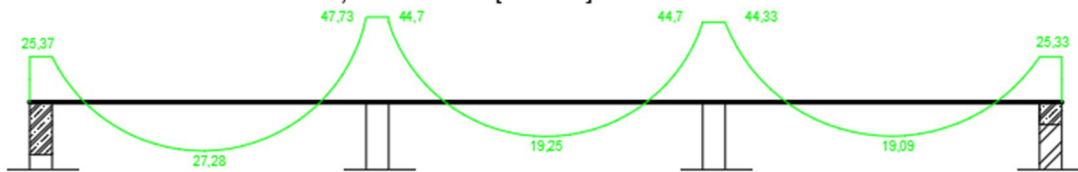
h_d je tloušťka desky

Momenty ve středním a sloupovém pruhu:

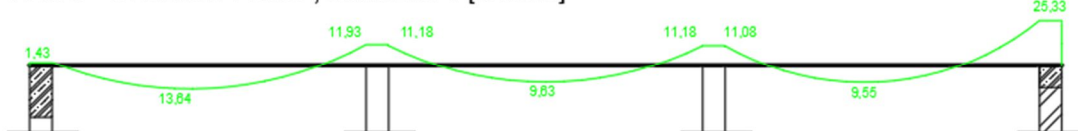
MOMENTY VE STŘEDNÍM A SLOUPOVÉM PRUHU							
Pole	Průřez	Celkový kladný a záporný moment M [kNm]	Pruh	ω	Celkový moment ve středním/sloupovém pruhu M [kNm]	Šířka pruhu	Moment ve středním/sloupovém pruhu na 1m šířky desky [kNm/m]
3 _{B-C}	1. Levá podpora (průvlak)	61,38	Sloupový	0,93	57,08	2,25	25,37
			Střední		4,30	3,00	1,43
	2. Pole	102,30	Sloupový	0,60	61,38	2,25	27,28
			Střední		40,92	3,00	13,64
	3. Pravá podpora (sloup)	143,20	Sloupový	0,75	107,40	2,25	47,73
			Střední		35,80	3,00	11,93
3 _{C-D}	1. Levá podpora (sloup)	134,10	Sloupový	0,75	100,58	2,25	44,70
			Střední		33,53	3,00	11,18
	2. Pole	72,20	Sloupový	0,60	43,32	2,25	19,25
			Střední		28,88	3,00	9,63
	3. Pravá podpora (sloup)	134,10	Sloupový	0,75	100,58	2,25	44,70
			Střední		33,53	3,00	11,18
3 _{D-E}	1. Levá podpora (sloup)	133,00	Sloupový	0,75	99,75	2,25	44,33
			Střední		33,25	3,00	11,08
	2. Pole	71,60	Sloupový	0,60	42,96	2,25	19,09
			Střední		28,64	3,00	9,55
	3. Pravá podpora (žb věnec uložený na zděné stěně)	133,00	Stěna	1,00	133,00	5,25	25,33
D _{1,2}	1. Levá (dolní) podpora (žb stěna)	213,15	Stěna	1,00	213,15	4,50	47,37
	2. Pole	114,80	Sloupový	0,60	68,88	2,25	30,61
			Střední		45,92	2,25	20,41
	3. Pravá (horní) podpora (sloup)	213,15	Sloupový	0,75	159,86	2,25	71,05
			Střední		53,29	2,25	23,68
D _{2,3}	1. Levá (dolní) podpora (sloup)	114,92	Sloupový	0,75	86,19	2,25	38,31
			Střední		28,73	2,25	12,77
	2. Pole	61,90	Sloupový	0,60	37,14	2,25	16,51
			Střední		24,76	2,25	11,00
	3. Pravá (horní) podpora (sloup)	114,92	Sloupový	0,75	86,19	2,25	38,31
			Střední		28,73	2,25	12,77
D ₃₋₄	3. Levá (dolní) podpora (sloup)	227,00	Sloupový	0,75	170,25	2,25	75,67
			Střední		56,75	2,25	25,22
	2. Pole	168,60	Sloupový	0,60	101,16	2,25	44,96
			Střední		67,44	2,25	29,97
	1. Pravá (horní) podpora (sloup)	94,03	Sloupový	0,98	92,15	2,25	40,96
			Střední		1,88	2,25	0,84
Konzola	16,66	Sloupový	/	16,66	2,25	7,40	
		Střední		10,83	4,50	2,41	

Obrázek 7.11 Momenty ve středním a sloupovém pruhu na 1m šířky desky

PÁS 3 - SLOUPOVÝ PRUH , MOMENTY [kNm/m]



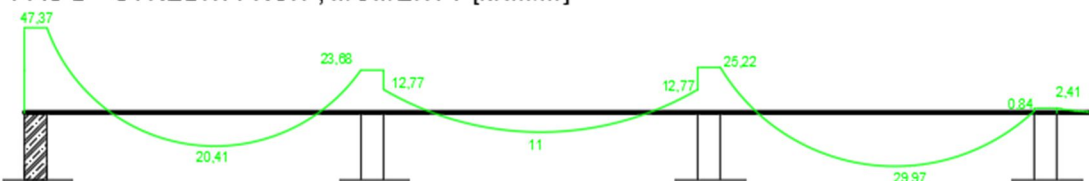
PÁS 3 - STŘEDNÍ PRUH , MOMENTY [kNm/m]



PÁS D - SLOUPOVÝ PRUH , MOMENTY [kNm/m]

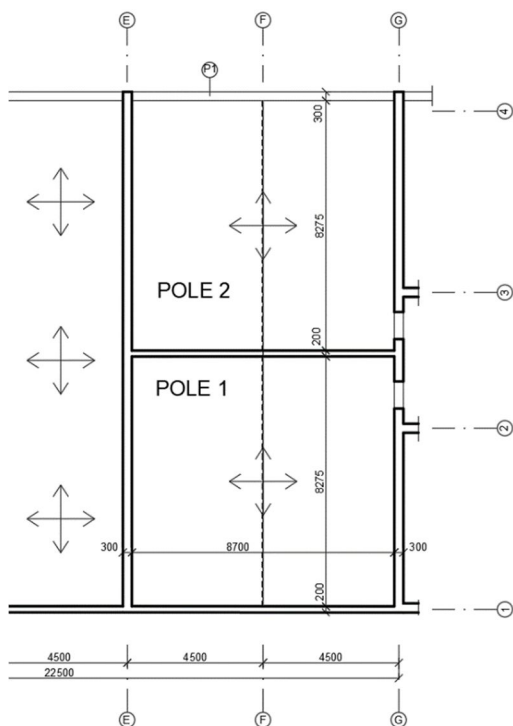


PÁS D - STŘEDNÍ PRUH , MOMENTY [kNm/m]

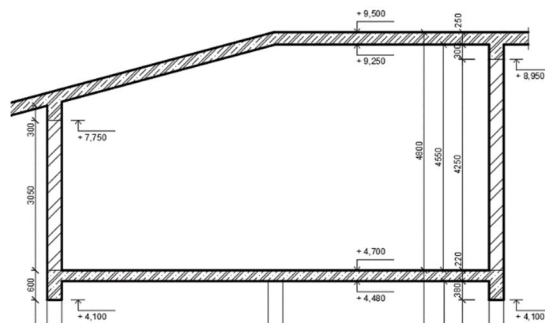


Obrázek 7.12 Průběh ohybových momentů ve středních a sloupovém pruhu na 1 m šířky desky pásů D a 3

Deska po obvodě podepřená:



Obrázek 7.13 Část konstrukce s deskou po obvodě podepřenou – půdorys



Obrázek 7.14 Řez v místě konstrukce s deskou po obvodě podepřenou

Ověření tloušťky desky z hlediska ohybové štíhlosti:

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

$$\lambda = \frac{9000}{216} < \lambda_d = 1 * 1 * 1,3 * 27,8$$

$$\lambda = 41,67; \quad \lambda_d = 36,14$$

Podmínka ohybové štíhlosti není na 100 % splněna, při zvolení větší tloušťky desky by návrh byl značně neekonomický. Tloušťku desky tedy volím 250 mm. tj. stejný rozměr jako sousední pole, které jsou lokálně podepřeny.

Stanovení momentů dle tabulek sestavených podle teorie pružnosti:

Pole 1

$$\alpha = \frac{l_y}{l_x} = \frac{8,475}{9} = 0,94$$

$$x = 64,58$$

$$y = 50,24$$

$$c = 0,436$$

Momenty v poli:

$$M_{x,s} = \frac{1}{x} * f_d * l_x^2 = \frac{1}{64,58} * 18,27 * 9^2 = 22,92 \text{ kNm}$$

$$M_{y,s} = \frac{1}{y} * f_d * l_x^2 = \frac{1}{50,24} * 18,27 * 8,475^2 = 26,12 \text{ kNm}$$

Momenty na vnitřních podporách:

Rozdělení zatížení do směrů x, y:

$$f_{x,d} = f_d * c = 18,27 * 0,436 = 7,97 \text{ kNm}$$

$$f_{y,d} = f_d * (1 - c) = 18,27 * (1 - 0,436) = 10,31 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{vnitřní pod.}} = n * \frac{\text{zat. zleva} + \text{zat. zprava}}{2} * \left(\frac{\text{rozpon zleva} + \text{rozpon zprava}}{2} \right)^2$$

$$M_e = -\frac{1}{12} * \frac{18,27 + 7,97}{2} * \left(\frac{4,5 + 9}{2} \right)^2 = -49,82 \text{ kNm} *$$

$$M_g = -\frac{1}{12} * \frac{7,97 + 18,27}{2} * \left(\frac{9 + 4,5}{2} \right)^2 = -49,82 \text{ kNm} *$$

*Jelikož deska po obvodě podepřená zleva sousedí s deskou lokálně podepřenou a zprava deskou pnutou ve směru X, je uvažována plná hodnota zatížení sousedního pole (pro stěnovou podporu v ose E zatížení zleva, pro stěnovou podporu v ose G zatížení zprava)

Moment v krajní podpoře:

$$M_1 = -\frac{1}{12} * f_{d,y} * l_y^2 = -\frac{1}{12} * 10,31 * 8,475^2 = -61,71 \text{ kNm}$$

Pole 2

$$\alpha = \frac{l_y}{l_x} = \frac{8,525}{9} = 0,95$$

$$x = 48,35$$

$$y = 44,95$$

$$c = 0,617$$

Momenty v poli:

$$M_{x,s} = \frac{1}{x} * f_d * l_x^2 = \frac{1}{48,35} * 18,27 * 9^2 = 30,61 \text{ kNm}$$

$$M_{y,s} = \frac{1}{y} * f_d * l_y^2 = \frac{1}{44,95} * 18,27 * 8,525^2 = 29,54 \text{ kNm}$$

Momenty na vnitřních podporách:

Rozdělení zatížení do směrů x, y:

$$f_{x,d} = f_d * c = 18,525 * 0,617 = 11,43 \text{ kNm}$$

$$f_{y,d} = f_d * (1 - c) = 18,525 * (1 - 0,617) = 7,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{vnitřní pod.}} = n * \frac{\text{zat. zleva} + \text{zat. zprava}}{2} * \left(\frac{\text{rozpon zleva} + \text{rozpon zprava}}{2} \right)^2$$

$$M_e = -\frac{1}{12} * \frac{18,525 + 11,43}{2} * \left(\frac{4,5 + 9}{2} \right)^2 = -56,87 \text{ kNm} *$$

$$M_g = -\frac{1}{12} * \frac{11,43 + 18,525}{2} * \left(\frac{9 + 4,5}{2} \right)^2 = -56,87 \text{ kNm} *$$

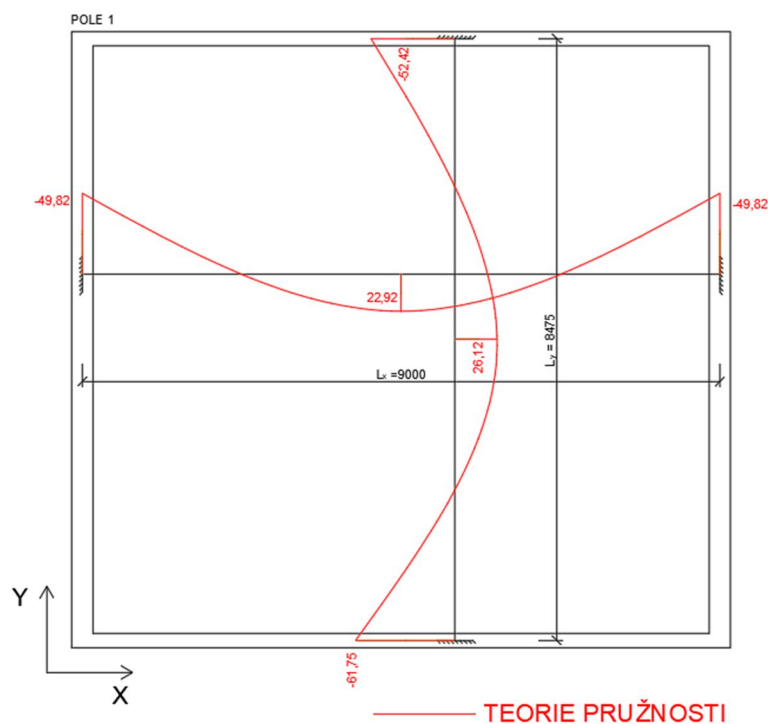
*Poznámka viz. Pole 1

$$M_{2-3} = -\frac{1}{12} * \frac{10,31 + 7,1}{2} * \left(\frac{8,475 + 8,525}{2} \right)^2 = -52,42 \text{ kNm}$$

Moment v krajní podpoře:

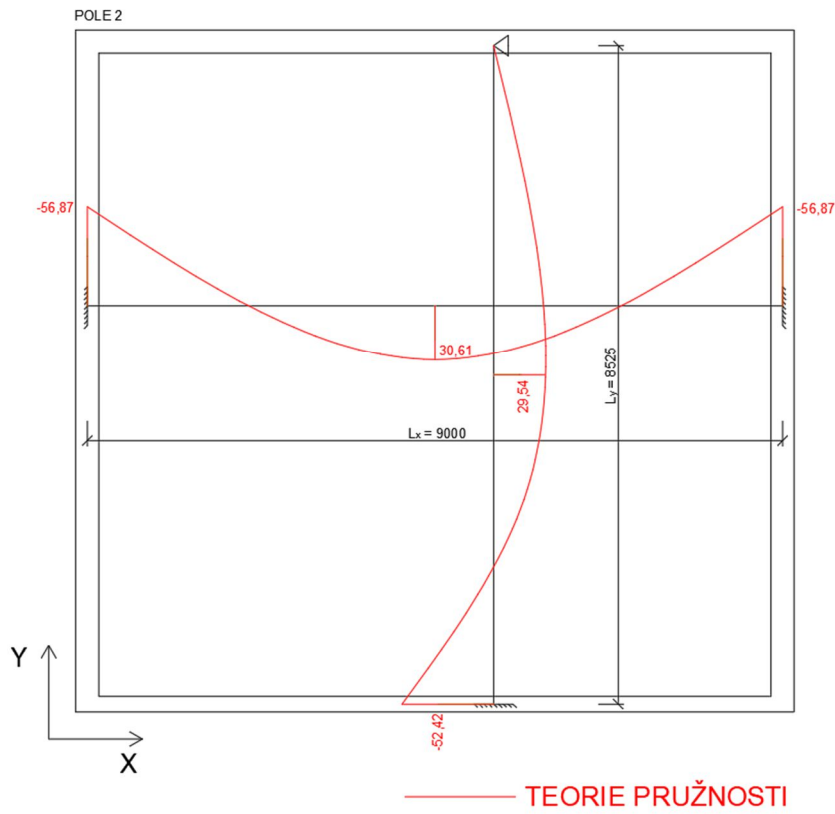
$$M_4 = 0 \text{ kNm}$$

MOMENTY NA PO OBVODĚ
PODEPŘENÉ DESCE [kNm]



Obrázek 7.15 Porovnání průběhu ohybových momentů stanovených dle lineární analýzy a tabulek sestavených podle teorie pružnosti – pole 1

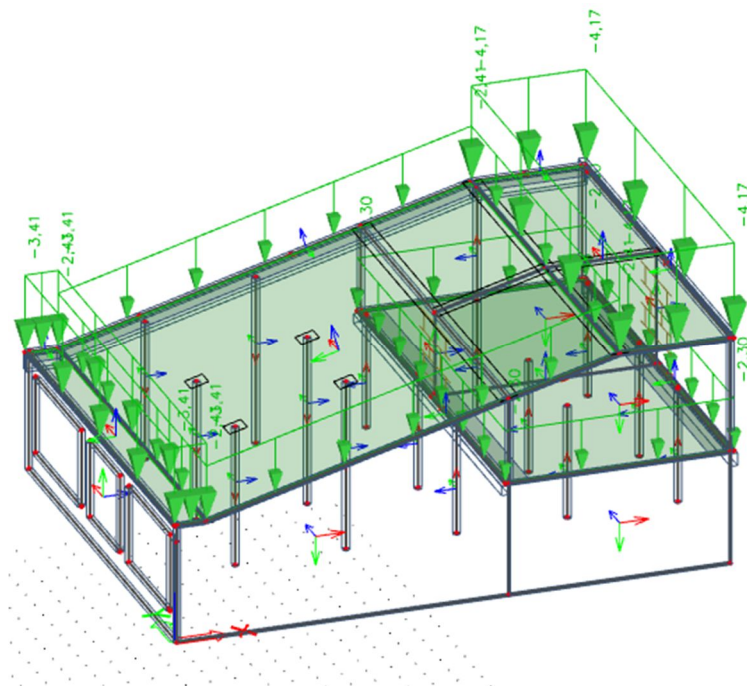
MOMENTY NA PO OBVODĚ
PODEPŘENÉ DESCE [kNm]



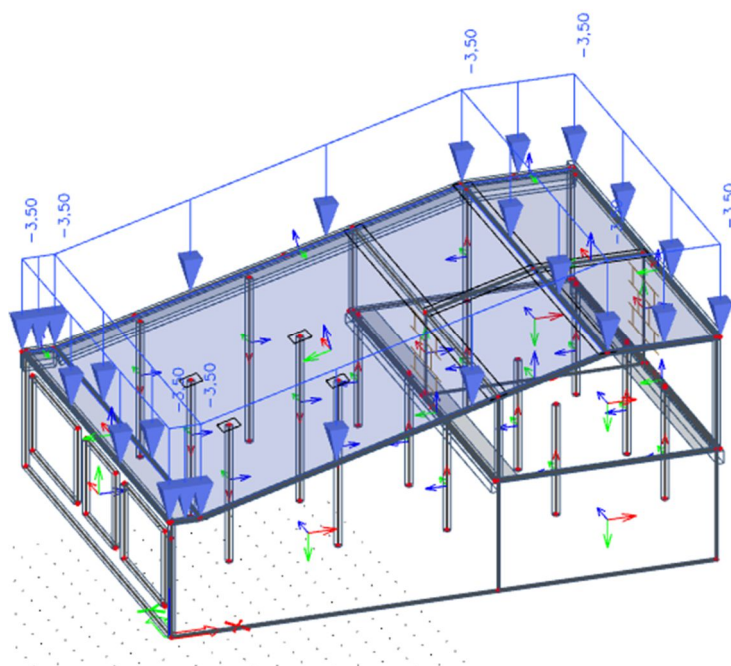
Obrázek 7.16 Porovnání průběhu ohybových momentů stanovených dle lineární analýzy a tabulek sestavených podle teorie pružnosti – pole 2

7.2 ŘEŠENÍ POMOCÍ PROSTOROVÉHO MODELU

V této části je uveden MKP výpočet proveden pomocí programu SCIA ENGINEER 19.1. Modelována je část objektu z projektu 2, ve které se nachází řešená šikmá deska. Pro vyšší přesnost výsledků je nastavena dostatečně hustá síť prvků. Výpočet využívá Kirchhoffovy teorie. Konstrukční popis objektu viz. kapitola 7.1.



Obrázek 7.17 Prostorový model – ostatní stálé zatížení



Obrázek 7.18 Prostorový model – zatížení sněhem

Zatížení sněhem uvažují konstantní v celé ploše stanovené podle sněhové mapy. [38] V úžlabní části hrozí vznik sněhových návějí. Pro zahrnutí tohoto nepříznivého stavu byla zvýšená hodnota ostatního stálého zatížení v této části konstrukce. Vodorovné zatížení od větru zde neuvádím, jelikož objekt obsahuje ztužující jádra, která přenáší tato zatížení do spodní stavby.

Bakalářská práce se primárně zabývá výpočtem vnitřních sil na šikmé střešní konstrukci. Pro základní kontrolu byla využita svislá reakce sloupu $R_z = 471,19 \text{ kN}$ (viz obr. 7.19). Na základě spočtených reakcí pomocí MKP je provedeno porovnání se zjednodušeným ručním výpočtem.

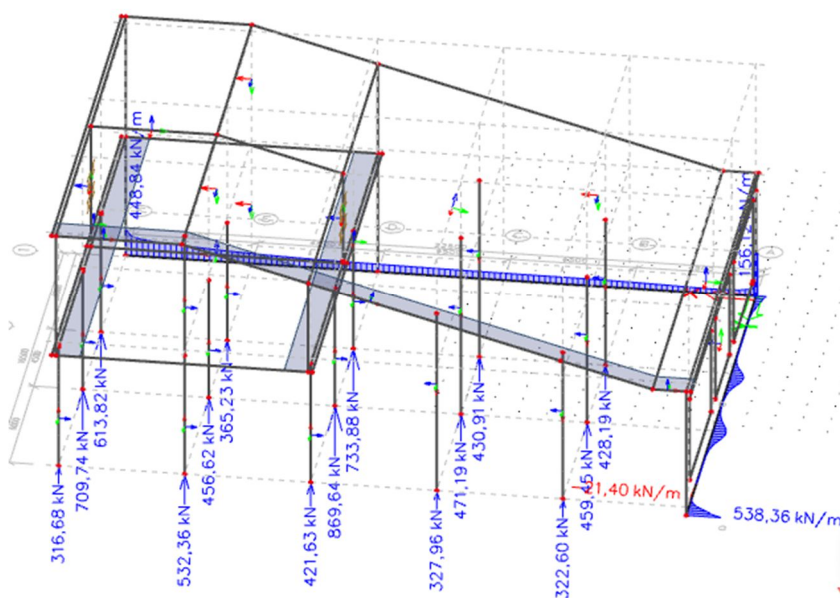
$$\text{Zatěžovací plocha: } \left(\frac{6+4,5}{2}\right) * 4,5 = 23,625 \text{ m}^2$$

$$\text{Délka sloupu: (odměřeno ze souřadnic) } 7,013 \text{ m}$$

$$\text{Zatížení: } \left(\frac{g_d}{\cos 15}\right) + q_d = \left(\frac{11,57}{\cos 15}\right) + 5,25 = 17,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Reakce: } 17,23 * 23,625 + (\pi * 0,150^2 * 7 * 25) * 1,35 = 423,8 \text{ kN}$$

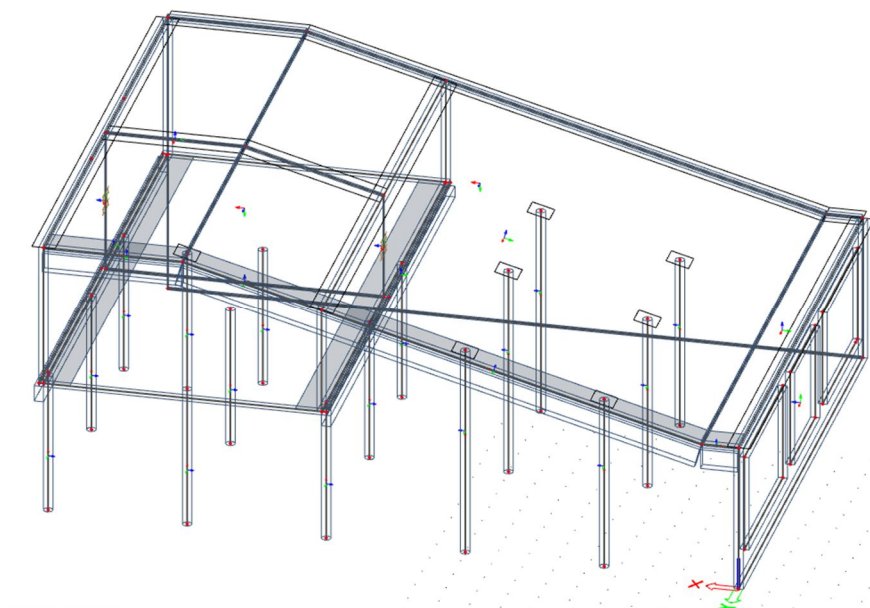
Reakce spočtená metodou konečných prvků vyšla vyšší, však rozdíl je přijatelný, jelikož ve zjednodušeném výpočtu není možné zohlednit mnoho faktorů, které mají na výpočet vliv.



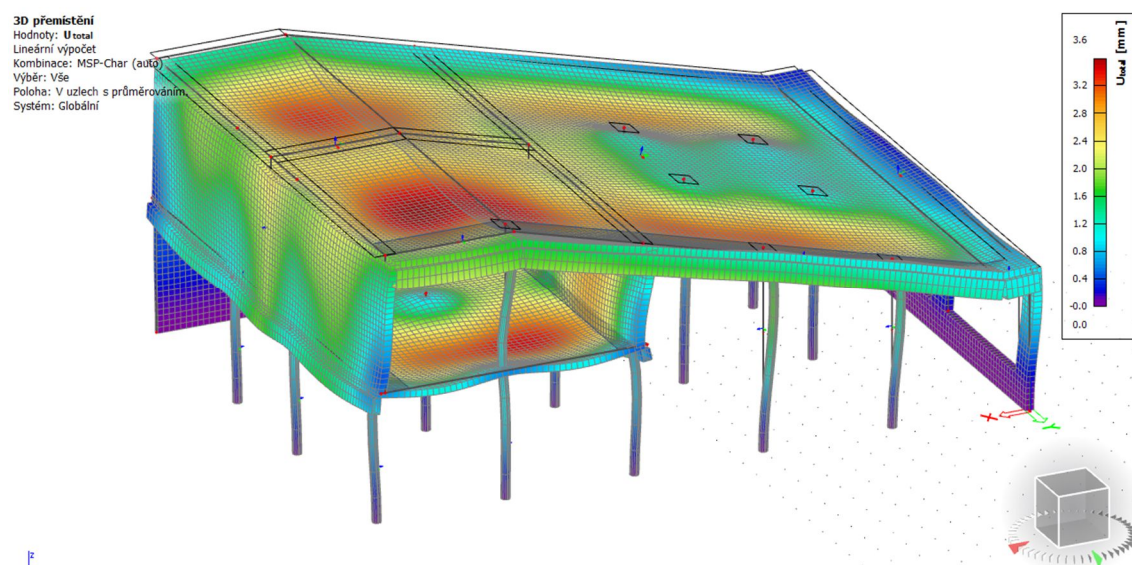
Obrázek 7.19 Svislá reakce R_z (lineární kombinace; $f_d = g_k * 1,35 + q_d * 1,5$; zatížení uvažováno celoplošně)

Pro řešení výše uvedeného problému je důležitý přenos vodorovných sil, který musí být zajištěn svislými podporami. Jednotlivé případy jsou demonstrovány pomocí celkové deformace objektu (U_{total}) a normálových sil ve směru šikmosti desky.

Varianta 0 konstrukce je převzata z původního řešení. Jediným doplňkem je sloup v okrajové části po obvodě podepřené desky, podpírající okrajový průvlek v polovině rozpětí.



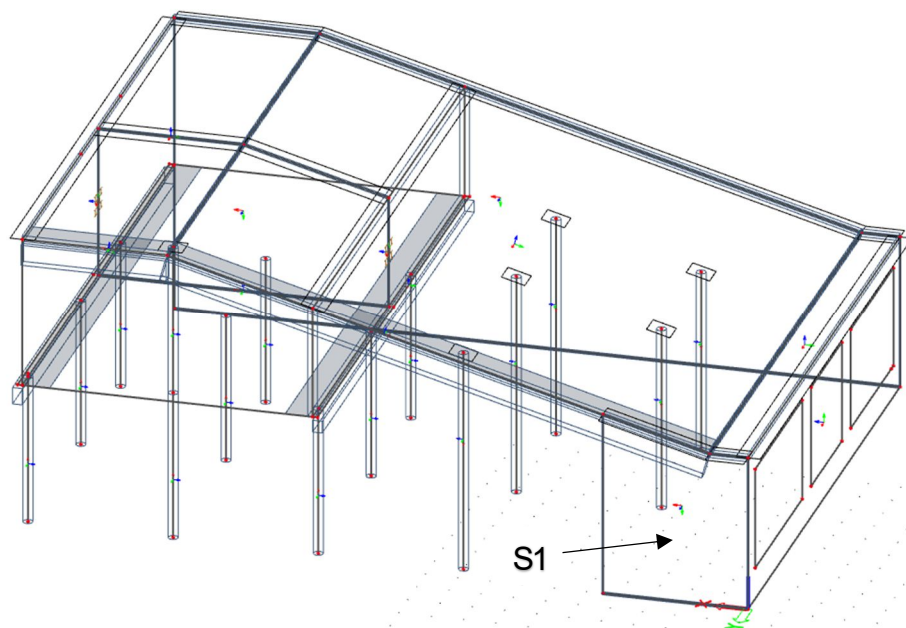
Obrázek 7.20 Prostorový model konstrukce – varianta 0



Obrázek 7.21 U_{total} konstrukce převzatá z PO2C – varianta 0

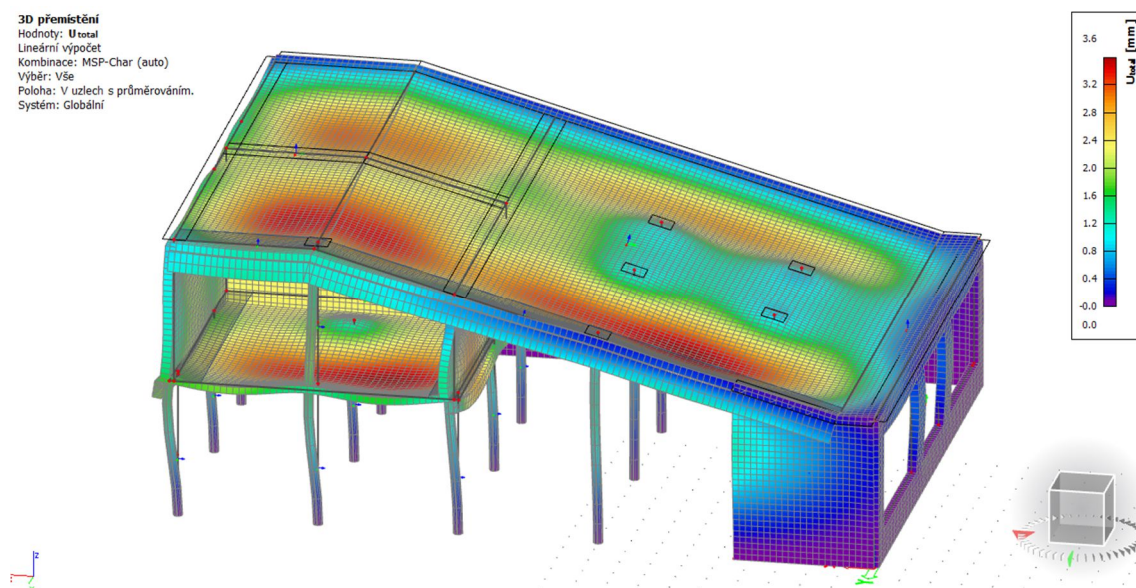
Na obrázku 7.21 je celková deformace části objektu se šikmou střechou. Z obrázku je patrná deformace podpor a pravé strany čelní stěny v důsledku nízké tuhosti. Vnitřní podpory nejsou tolik deformovány jako podpory vnější, jelikož přenos vodorovných sil zajišťují železobetonové stěny v podélném směru. Pórobetonové stěny ve směru kolmém nemají na přenos vodorovných sil zásadní vliv. Pórobetonové zdivo nevykazuje tak velkou tuhost jako stěny železobetonové, proto jsou zděné stěny náchylnější k deformaci.

V případě **varianty 1** je konstrukce ztužena stěnou S1 v podélném směru o délce jednoho pole.



Obrázek 7.22 Prostorový model – varianta 1

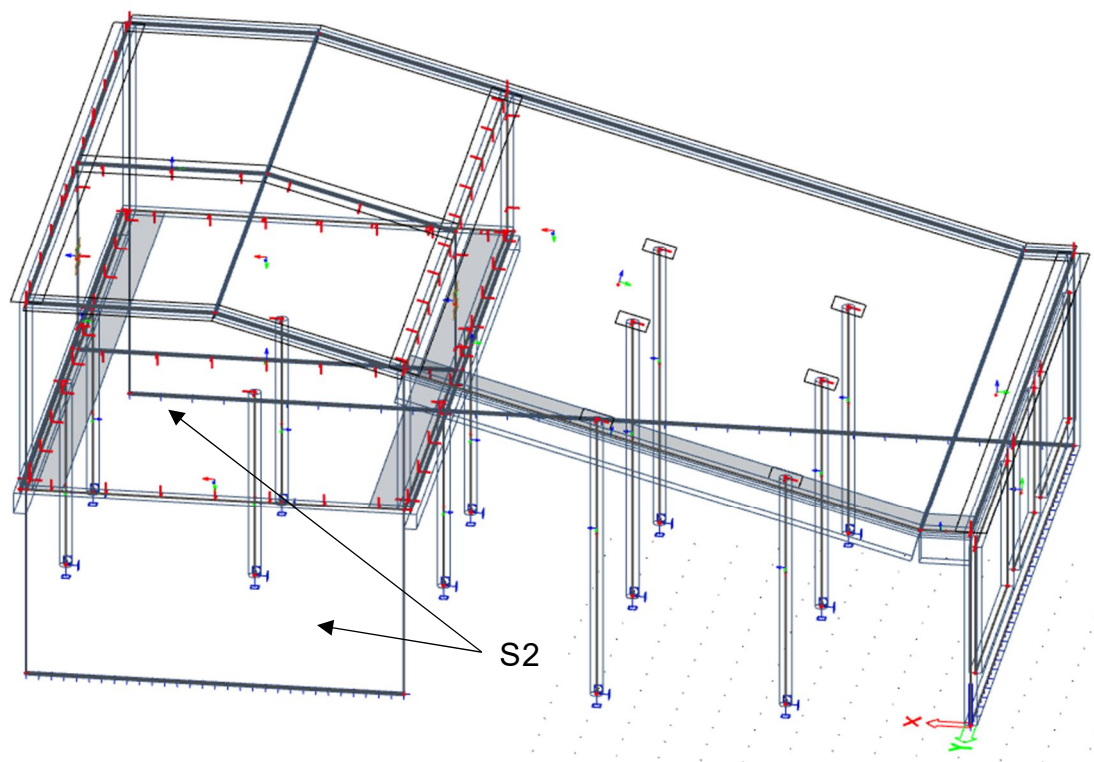
3D přemístění
Hodnoty: U_{total}
Lineární výpočet
Kombinace: MSP-Char (auto)
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: Globální



Obrázek 7.23 U_{total} – varianta 1

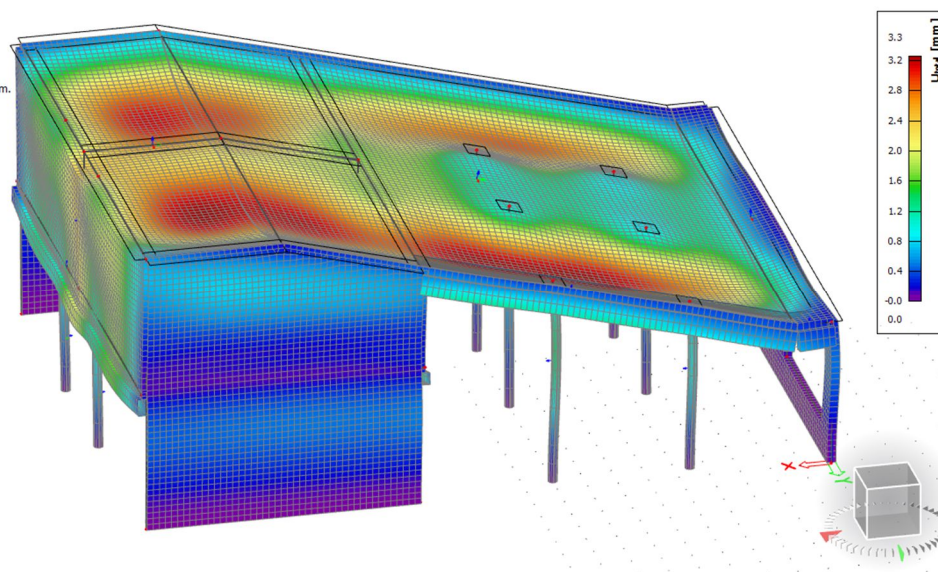
Z obrázku je patrné zmenšení deformace v místě ztuženém podélnou stěnou. Tato úprava má příznivý vliv i na zmenšení deformace okrajového žebra. Levá vnější část konstrukce vykazuje vyšší deformace z důvodu nižší tuhosti.

V případě **varianty 2** je provedeno přídavné ztužení stěnou S2 (viz. obr. 7.24)., opět to má zásadní vliv na deformaci konstrukce.



Obrázek 7.24 Prostorový model – varianta 2

3D přemístění
Hodnoty: U_{total}
Lineární výpočet
Kombinace: MSP-Char (auto)
Výběr: Vše
Položka: V uzlech s průměrováním.
Systém: Globální

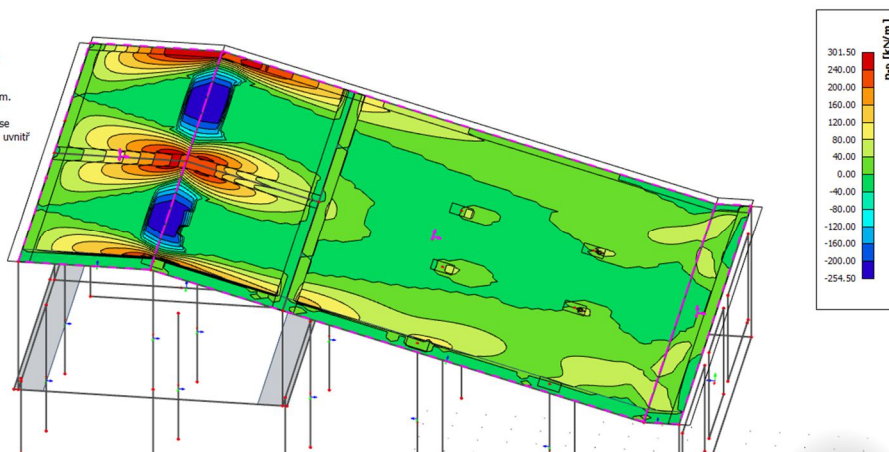


Obrázek 7.25 U_{total} – varianta 2

Ztužení levého okraje v podélném směru má opět vliv na deformaci objektu. Neztužená rohová část konstrukce je náchylnější ke změně tvaru, než v předchozím případě, avšak stále vykazuje nižší hodnoty deformací než v případě prvním.

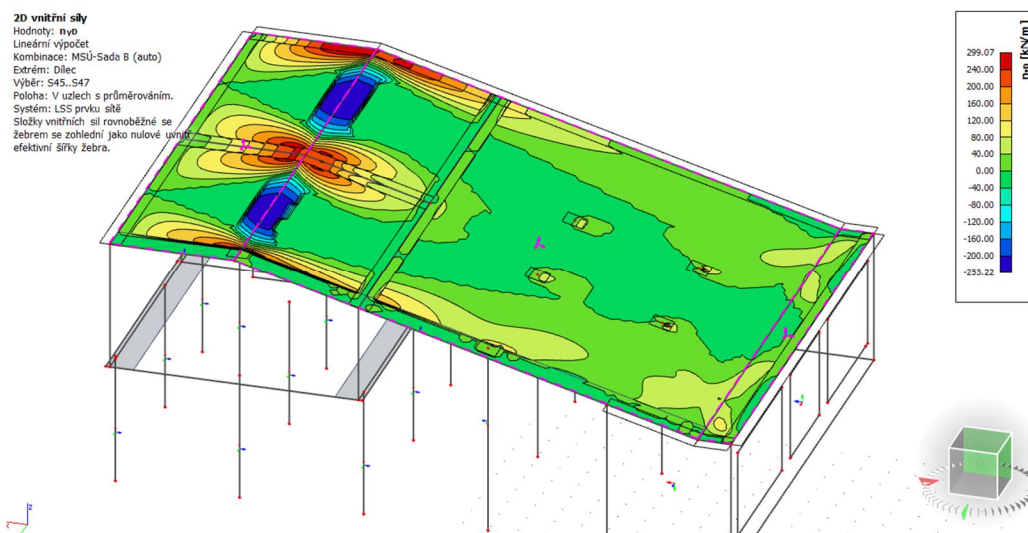
Na obrázcích (7.26-28) jsou vykresleny normálové síly ve směru šikmosti desky.

2D vnitřní síly
 Hodnoty: n_{yo}
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSJ-Sada B (auto)
 Extrém: Dílec
 Výběr: S45..S47
 Poloha: V uzlech s průměrováním.
 Systém: LSS prvku síť
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



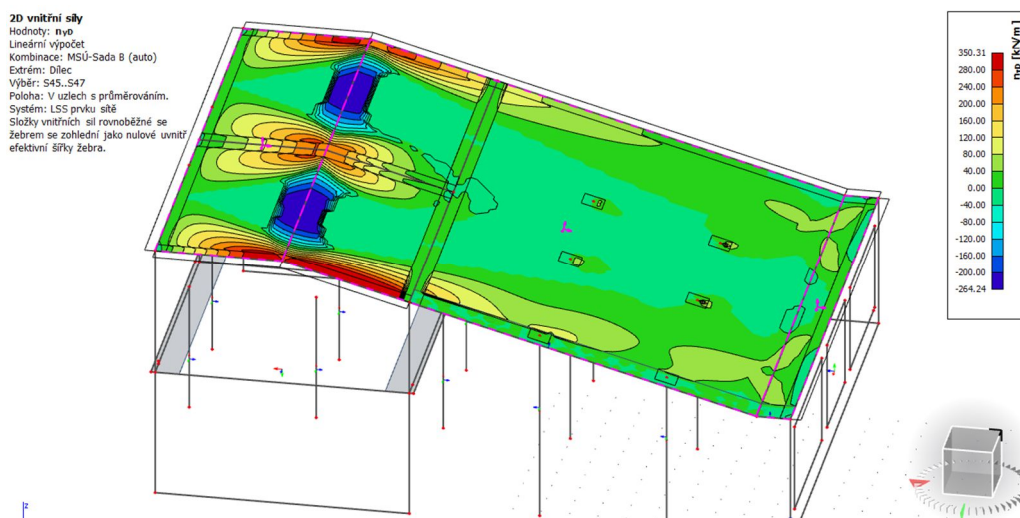
Obrázek 7.26 Průběh normálových sil ve směru šikmosti – varianta 0

2D vnitřní síly
 Hodnoty: n_{yo}
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSJ-Sada B (auto)
 Extrém: Dílec
 Výběr: S45..S47
 Poloha: V uzlech s průměrováním.
 Systém: LSS prvku síť
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



Obrázek 7.27 Průběh normálových sil ve směru šikmosti – varianta 1

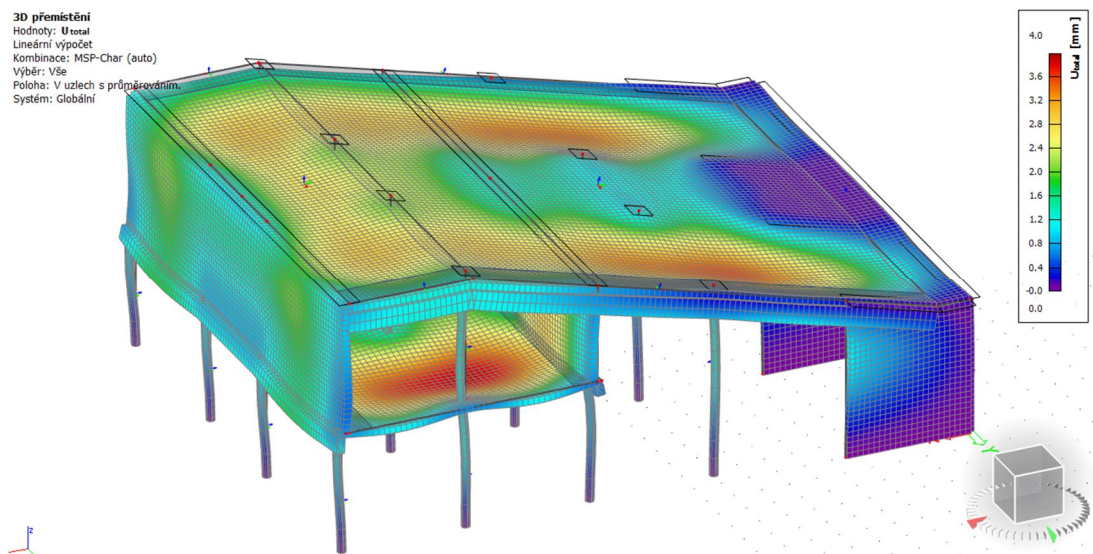
2D vnitřní síly
 Hodnoty: n_{yo}
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSJ-Sada B (auto)
 Extrém: Dílec
 Výběr: S45..S47
 Poloha: V uzlech s průměrováním.
 Systém: LSS prvku síť
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



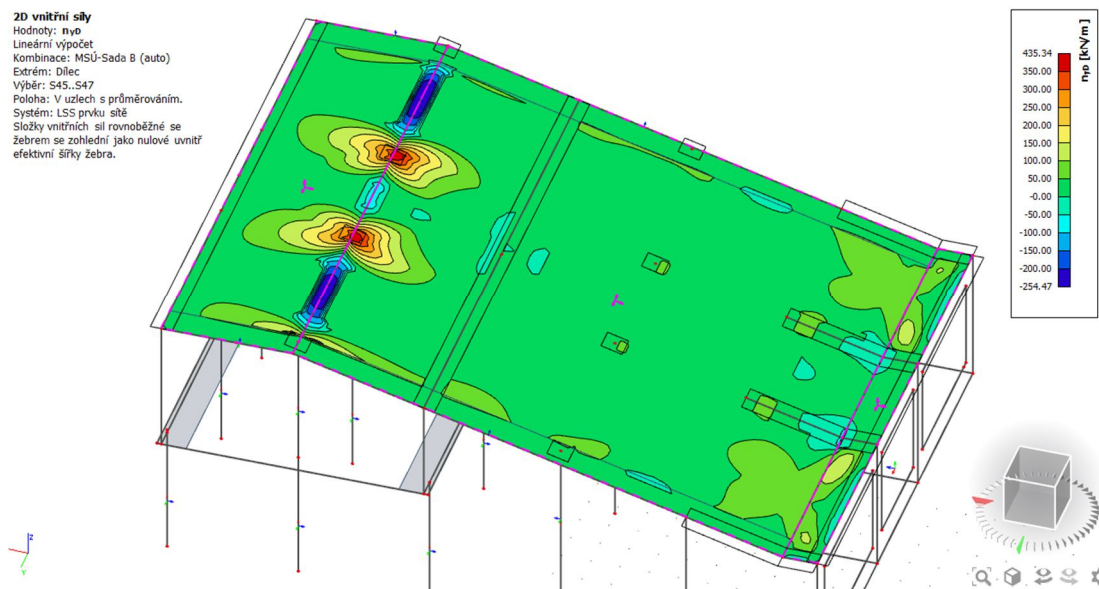
Obrázek 7.28 Průběh normálových sil ve směru šikmosti – varianta 2

Dle výše uvedených průběhů normálových sil lze porovnat jednotlivé varianty v závislosti na umístění svislých stěnových podpor. Z průběhu deformací lze usoudit, zda se v místě konstrukce vyskytuje tahové nebo tlakové namáhání. Názorněji lze problematiku ukázat na dvou následujících případech:

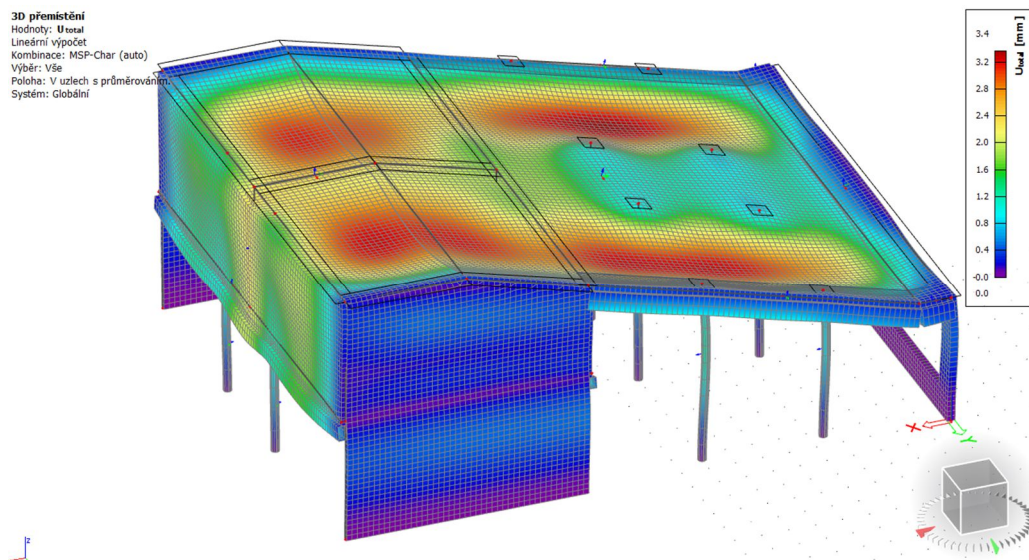
V prvním případě jsou podélné stěnové podpory umístěny pouze ve spodní části konstrukce – **varianta 3**. V případě druhém je deska podepřena podélnými stěnovými podpory pouze v horní části – **varianta 4**.



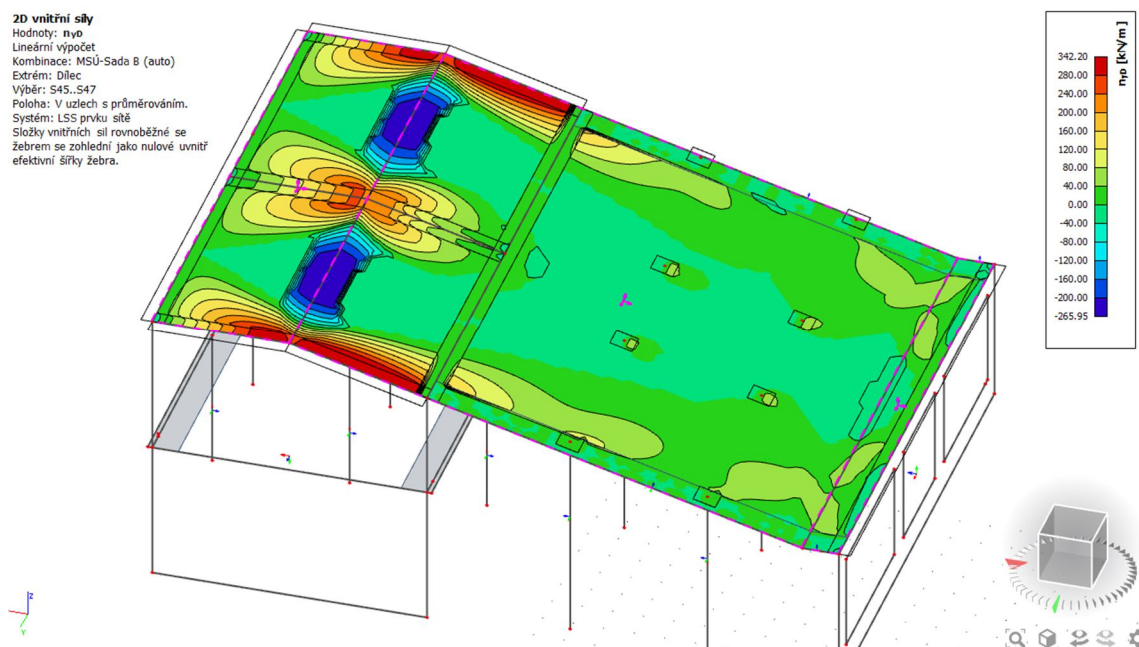
Obrázek 7.29 U_{total} – varianta 3



Obrázek 7.30 Průběh normálových sil ve směru šikmosti – varianta 3



Obrázek 7.31 U_{total} – varianta 4



Obrázek 7.32 Průběh normálových sil ve směru šikmosti – varianta 4

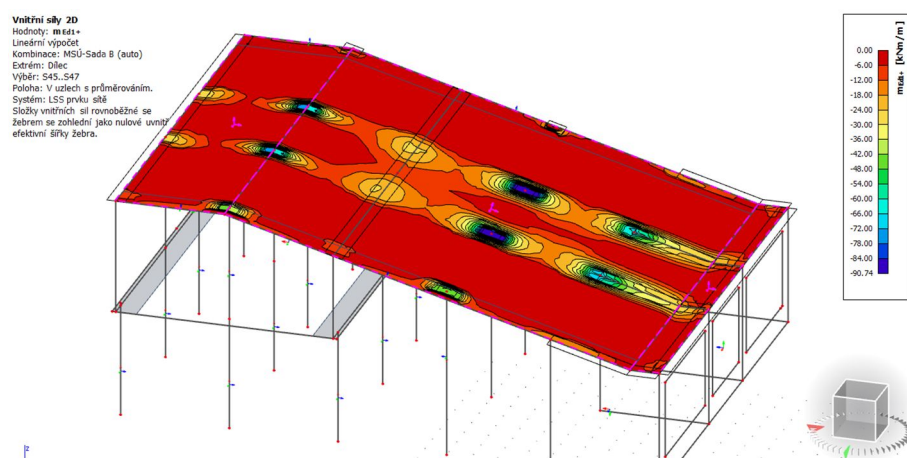
Na výše uvedených obrázcích lze porovnat jednotlivé průběhy celkové deformace a normálové síly podélném směru ve střešní desce v závislosti na rozmístění podpor. V prvním případě se v místě vnitřních stěnových podpor vyskytují výraznější tlakové zóny. Ve druhém případě v důsledku umístění stěnových podpor k hornímu konci šikmé desky se vyskytují výrazné tahové zóny. Jednotlivé průběhy normálových sil odpovídají příslušným deformacím, lze tedy z výše uvedeného předpokladu vycházet.

Patřičný rozdíl se projeví i na průběhu ohybových momentů. Je zde důležité zmínit rozdíl výsledků získaných z modulu beton – vnitřní síly (N_{ed} , M_{ed}) a výsledky získané z hlavního menu – výsledky – základní návrhové veličiny

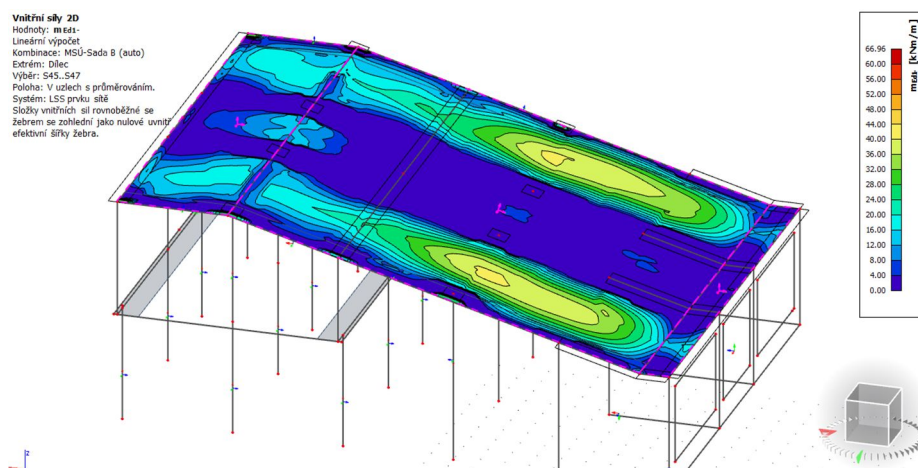
(N_{yd} , M_{yd}). Ohybové momenty získané jako základní návrhové veličiny v sobě zahrnují vliv kroutících momentů, je proto možné využít tyto hodnoty pro ruční návrh výztuže. Ohybové momenty získané z modulu beton v sobě vliv kroutících momentů neobsahují. Kroucení je zde zohledněno v návrhových normálových silách. Program navrhuje plochy výztuže na základě ohybového momentu (M_{ed}) a normálové síly zohledňující vliv kroucení (N_{ed}). [37]

Následující obrázky znázorňují ohybové momenty a normálové síly jednotlivých konstrukčních řešení získaných z modulu beton – vnitřní síly a k nim příslušné plochy výztuže.

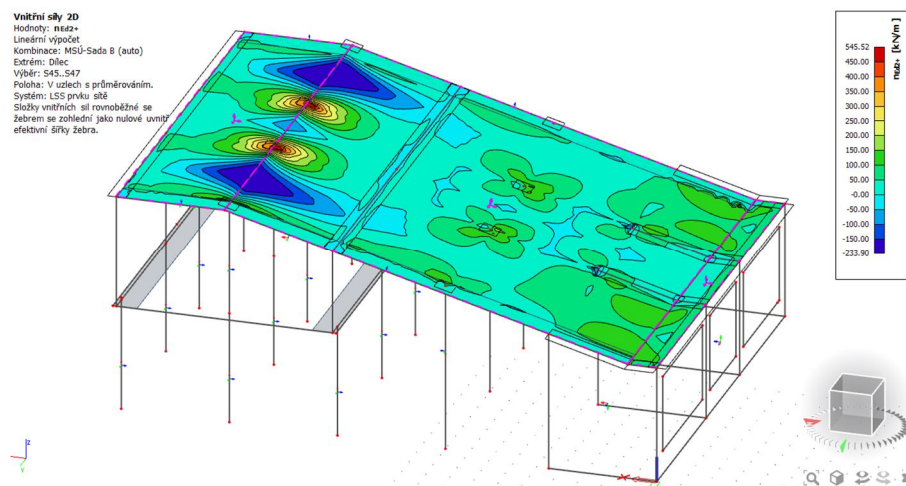
Varianta 3



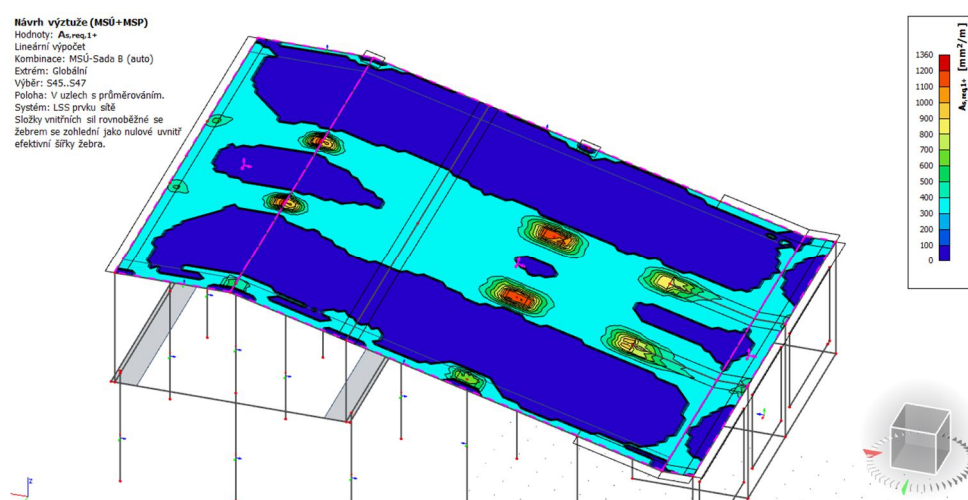
Obrázek 7.33 M_{ed} při horním povrchu kolmo na osu x , varianta 3



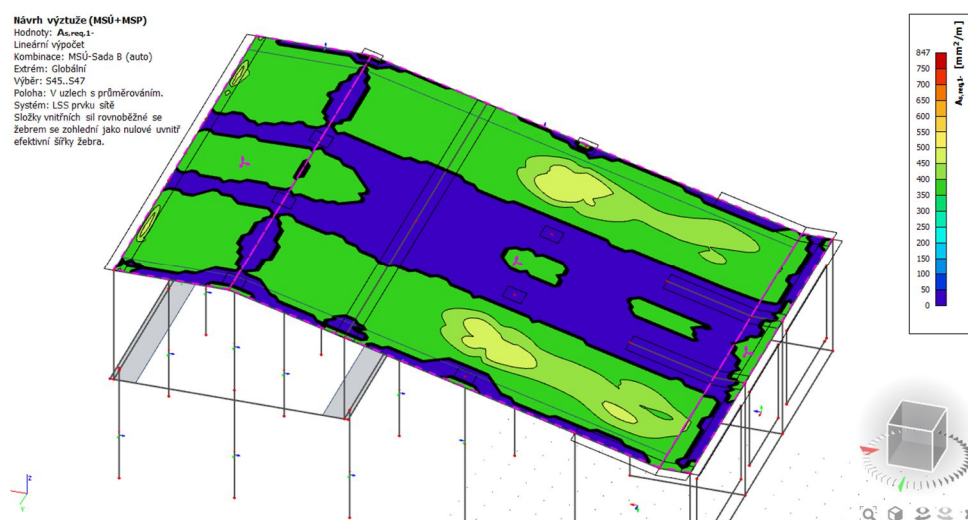
Obrázek 7.34 M_{ed} při spodním povrchu kolmo na osu x , varianta 3



Obrázek 7.35 N_{ed} rovnoběžně s osou Y (ve směru šikmosti), varianta 3

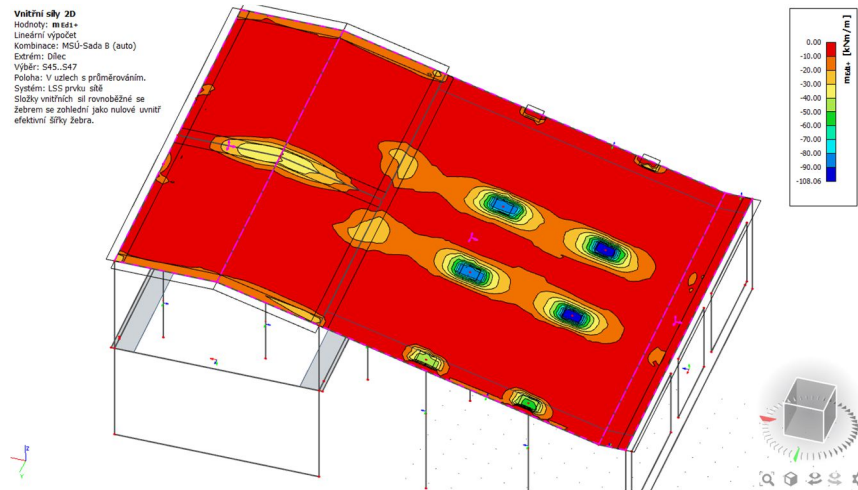


Obrázek 7.36 Nutná plocha výztuže desky při horním povrchu ve směru Y, varianta 3

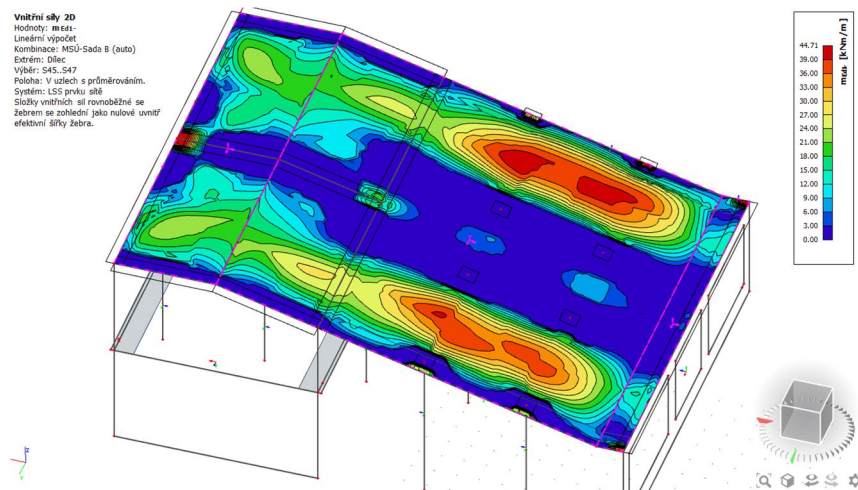


Obrázek 7.37 Nutná plocha výztuže desky při spodním povrchu ve směru Y, varianta 3

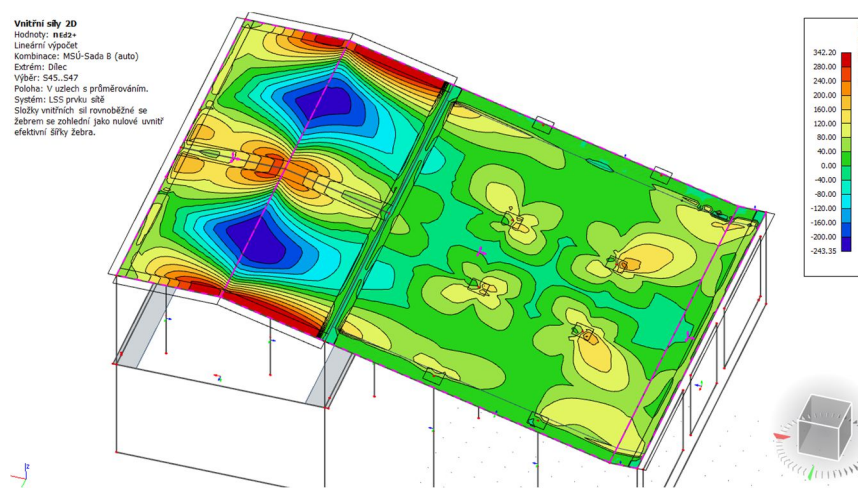
Varianta 4



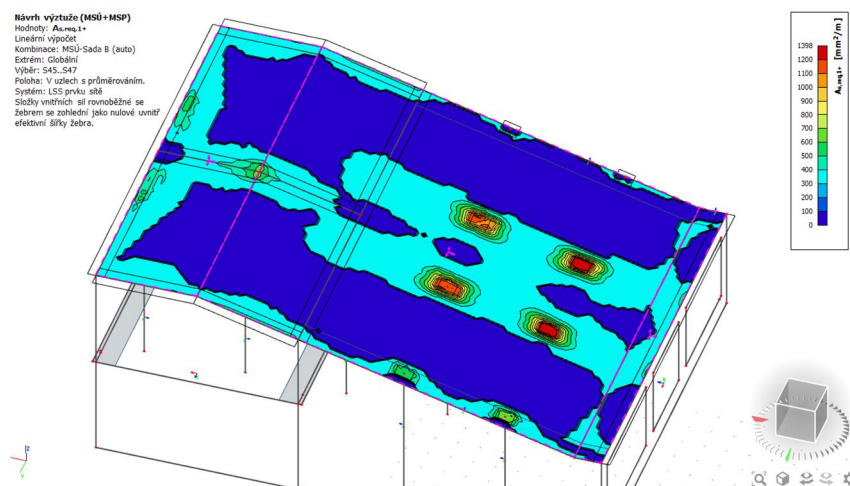
Obrázek 7.38 M_{ed} při horním povrchu kolmo na osu x, varianta 4



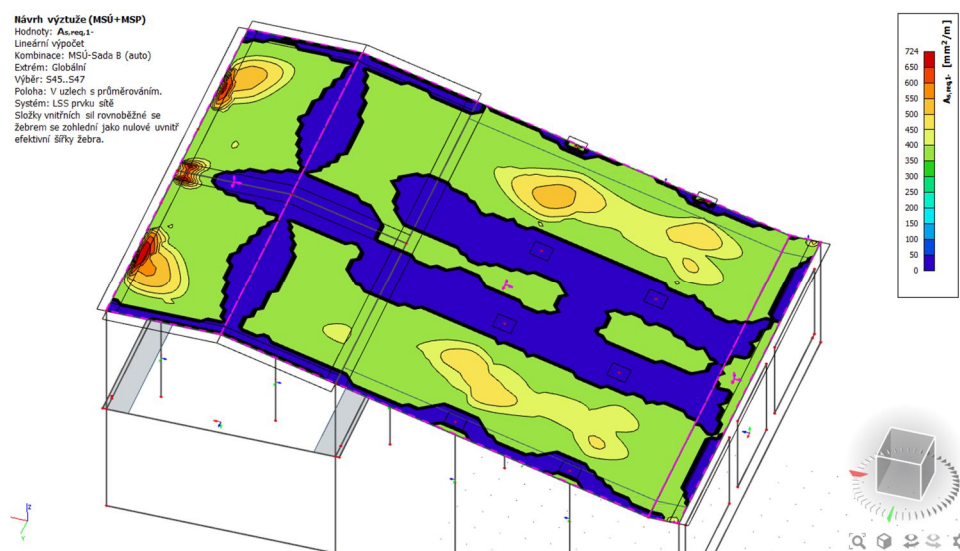
Obrázek 7.39 M_{ed} při spodním povrchu kolmo na osu x, varianta 4



Obrázek 7.40 N_{ed} rovnoběžně s osou Y (ve směru šikmosti), varianta 4



Obrázek 7.41 Nutná plocha výztuže desky při horním povrchu ve směru Y, varianta 4



Obrázek 7.42 Nutná plocha výztuže desky při spodním povrchu ve směru Y, varianta 4

Z hlediska výztužení je v obou případech navržena základní výztuž $\varnothing 12$ po 150 mm. Ve většině případů je tato výztužná síť dostačující, pouze v místě vysokých nadpodporových momentů je potřeba použít doplňující příločky $\varnothing 16$ po 150 mm. Výsledky zobrazující plochy nutné výztuže tyto průřezy jasně analyzují.

8. ZÁVĚR

Cílem práce bylo získání přehledu ohledně šikmých konstrukcí, a jejich uplatnění v různých typech staveb. V mnoha případech šikmé konstrukce neplní funkci pouze architektonickou, ale i statickou. U vícepodlažních budov se v podzemních podlaží často nachází parkovací plochy a ty vyžadují tak typologicky jiné uspořádání svislých nosných prvků než prostory administrativní nebo bytové. Šikmé prvky jsou tak schopny zajistit přenos zatížení. Je ale nutno zmínit, že ve všech případech šikmé prvky nelze zvolit jako řešení přenosu zatížení.

Hlavním bodem této práce je stanovení vnitřních sil na šikmé deskové konstrukci s následným okomentováním důsledku spádu. Nejpatrnější rozdíl můžeme pozorovat u normálových sil. Je důležité tak zajistit přenos těchto sil do spodní stavby konstrukce, a to především pomocí ztužujících prvků konstrukce. Pro šikmé prvky jsou specifické nároky na přípravu technologie betonu a provádění konstrukce.

U většiny významných staveb jsou kladeny velké požadavky na výslednou kvalitu povrchu betonu. S tím souvisí především bednicí technika, volba betonové směsi. S volbou technického řešení bednění souvisí konzistence betonové směsi. Při použití jednostranně bednicího systému je potřeba zvolit betonové směsi s hustší konzistencí. Při použití oboustranně bednicího systému je možné použít i tekutější až samozhutnitelné betonové směsi. V tomto případě je ale důležité věnovat pozornost riziku vyplavání bednění a dodržet povolenou hodnotu tlaku betonu. Některé konstrukce mají hodně nepravidelné tvary a tím rostou nároky na bednění, jelikož vše nelze řešit systémově. Je tak zapotřebí využít práce kvalifikovaných tesařů, s jejich pomocí je možno zabetonovat téměř veškeré tvary. Velmi důležité je si uvědomit, že po vybetonování konstrukcí je potřeba bednění také demontovat, a i s tím souvisí správný návrh podpěrné konstrukce.

Ve statickém výpočtu bylo hlavní náplní práce zjistit, jaký vliv má šikmost konstrukce na vnitřní síly a celkové chování konstrukce. Zjednodušený výpočet tedy slouží pouze jako předběžný návrh a ověření rozměrů konstrukce, zda je možné s navrženými dimenzemi dále pracovat. Výsledky získané pomocí softwaru SCIA Engineer 19.1. se pochopitelně liší, avšak akceptovatelně. Ve zjednodušeném výpočtu nejsme schopni zohlednit všechny ovlivňující faktory, které mají vliv na výsledky např.: vliv působící normálové síly.

V podrobnější analýze provedené MKP byly řešeny účinky působící normálové síly na celkové chování konstrukce. Bylo prokázáno, že při ponechání původního konstrukčního řešení objektu mohou v konstrukci vznikat nepříznivé deformace čelní stěny. Tyto deformace jsou důsledkem nedostatečně zachycené normálové síly. Při dodatečném přidání podélných ztužujících stěn se deformace konstrukce výrazně zmenšily. Uspořádání podélných stěn v konstrukci výrazně ovlivňuje deformace a též namáhání šikmé desky normálovými silami.

9. SEZNAM ZDROJŮ

- [1] Hejda, J. – Čvančara, M.: *Main Point Karlín*. IN: *Beton – technologie, konstrukce, sanace*. 2012, roč. 12, č. 2, s. 24–31. ISSN 1213-3116.
- [2] [online]. Dostupné z: <http://www.peri.cz › dam › aktuality-2018>
- [3] Administrativní budova Green Point, Praha Smíchov. *PERI Česká republika – Bednění Lešení Služby* [online]. Dostupné z: <https://www.peri.cz/projekty/bytove-a-obcanske-stavby/administrativni-budova-green-point-praha.html>
- [4] Bednící systémy PERI a jejich využití při realizaci administrativních komplexů | Tvstav.cz - stavební portál. *Tvstav.cz - stavební portál* [online]. Copyright © 2010 [cit. 04.04.2020]. Dostupné z: <https://tvstav.cz/clanek/5238-kompatibilita-bednicich-systemu-peri-usnadnuje-reseni-cele-stavby>
- [5] Esteban, S.: *Kaple západů Slunce*. IN: *Beton – technologie, konstrukce, sanace*. 2011, roč. 11, č. 5, s. 28-31
- [6] Margoldová, J. – Šimečková, L.: „Nová“ knihovna v egyptské Alexandrii. IN: *Beton – technologie, konstrukce, sanace*. 2009, roč. 9, č. 6, s. 26-29
- [7] Coufal, R. – Lupač, P.: *Můj dům, můj beton – část 5*. IN: *Beton – technologie, konstrukce, sanace*. 2017, roč. 17, č. 2, s. 58-60
- [8] Realizace betonového domu v Otvovicích - Českomoravský beton – výroba betonu, doprava betonu a čerpání betonových směsí. *Českomoravský beton – výroba betonu, doprava betonu a čerpání betonových směsí* [online]. Copyright © Českomoravský beton, a.s. 2020 [cit. 04.04.2020]. Dostupné z: <http://www.transportbeton.cz/realizace-betonoveho-domu-v-otvovicich.html>
- [9] Atypická architektura realizovaná se systémovým bedněním | ASB Portal. *ASB-portal.cz | odborný portál | architektka, stavebnictví, byznys* [online]. Copyright © JAGA GROUP, s. r. o. Všechna práva vyhrazena [cit. 04.04.2020]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/stavebni-technika/atypicka-architektura-realizovana-se-systemovym-bednenim>
- [10] Montáž těžké šikmé střechy | ASB Portal. *ASB-portal.cz | odborný portál | architektka, stavebnictví, byznys* [online]. Copyright © JAGA GROUP, s. r. o. Všechna práva vyhrazena [cit. 04.04.2020]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/strecha/montaz-tezke-sikme-strechy>
- [11] Šikmá střecha z pórobetonových masivních prvků | ASB Portal. *ASB-portal.cz | odborný portál | architektka, stavebnictví, byznys* [online]. Copyright © JAGA GROUP, s. r. o. Všechna práva vyhrazena [cit. 04.04.2020]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/strecha/sikma-strecha-z-porobetonovych-masivnich-prvku>
- [12] Realizace betonového domu v Otvovicích | ASB Portal. *ASB-portal.cz | odborný portál | architektka, stavebnictví, byznys* [online]. Copyright © JAGA GROUP, s. r. o. Všechna práva vyhrazena [cit. 04.04.2020]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/zaklady-a-hrubavstavba/cement-a-beton/realizace-betonoveho-domu-votvovicich>

- [13] Monolitické konstrukce severní a jižní rampy OC černý most realizovala firma Hobst | Tvstav.cz - stavební portál. *Tvstav.cz - stavební portál* [online]. Copyright © 2010 [cit. 04.04.2020]. Dostupné z: <https://tvstav.cz/clanek/2307-viceucelove-obchodne-spolecenske-centrum-cerny-most-severni-a-jizni-rampa>
- [14] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové stropní a schodišťové konstrukce*. V Praze: České vysoké učení technické, 2017. ISBN 978-80-01-06323
- [15] http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/BK01/pomucky_BK01.htm
- [16] http://www.kotaca.cz/fotogalerie.php?clanek_id=101&foto_id=1191&podrubrika_id=12
- [17] http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/BK01/pomucky_BK01_soubory/08_aku_stika.pdf
- [18] http://people.fsv.cvut.cz/~kohouale/vyuka/bz2a/bz2a_sylaby/schodyja.pdf
- [19] ŘEZÁČ, M. Dopravní stavitelství: Přednáška 6: Jednotlivé, řadové a hromadné garáže [online]. [cit. 05.04.2020]. Dostupné z: http://fast10.vsb.cz/rezac/download/dsn/PG6-RG_a_HG.pdf
- [20] ČSN 73 4130 – Schodiště a šikmé rampy – Základní požadavky. Praha: Český normalizační institut, 2010.
- [21] [online]. Dostupné z: <http://www.peri.cz › dam › systémová-bednění-peri>
- [22] Bednění od výběru až po odstranění | ASB Portal. *ASB-portal.cz | odborný portál | architekta, stavebnictví, byznys* [online]. Copyright © JAGA GROUP, s. r. o. Všechna práva vyhrazena [cit. 05.04.2020]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/zaklady-a-hruba-stavba/betonaz/bedneni-od-vyberu-az-po-odstraneni>
- [23] *Výroba a modernizace výtahů a šachet | Výtahy VOTO Plzeň, Praha* [online]. Copyright © [cit. 05.04.2020]. Dostupné z: <https://www.vytahy-voto.cz/download.php?fid=786>
- [24] Opěrný rám SB. *PERI Česká republika - Bednění Lešení Služby* [online]. Dostupné z: <https://www.peri.cz/produkty/bedneni/stenove-bedneni/operny-ram-sb.html>
- [25] [online]. Dostupné z: <http://www.peri.cz › dam › aktuality-peri-2017-č-1>
- [26] Podpěrná věž ST 100. *PERI Česká republika - Bednění Lešení Služby* [online]. Dostupné z: <https://www.peri.cz/produkty/leseni/podperne-systemy/st100-podperna-vez.html>
- [27] Podpěrný systém PERI UP Rosett Flex. *PERI Česká republika – Bednění Lešení Služby* [online]. Dostupné z: <https://www.peri.cz/produkty/leseni/podperne-systemy/peru-up-rosett-flex-podperne.html>
- [28] VTB Aréna Moskva. *PERI Česká republika – Bednění Lešení Služby* [online]. Dostupné z: <https://www.peri.cz/projekty/kulturni-stavby/vtb-arena-moskva-rusko.html>
- [29] Most přes Ohio s jedinečnými pylony | ASB Portal. *ASB-portal.cz | odborný portál | architekta, stavebnictví, byznys* [online]. Copyright © JAGA GROUP, s. r. o. Všechna práva vyhrazena [cit. 05.04.2020]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/mosty/most-pres-ohio-s-jedinecnymi-pylony>

- [30] Konzistence čerstvého betonu | TRANSBETON s.r.o.. *Beton, doprava betonu, čerpání betonu* | TRANSBETON s.r.o. [online]. Copyright © 2020 [cit. 05.04.2020]. Dostupné z: <https://www.transbeton.cz/o-betonu/konzistence-cerstveho-betonu>
- [31] [online]. Dostupné z: https://www.frischbeton.eu/databases/internet/public/content30.nsf/web30?Openagent&id=CZ-FRISCHBETON.EU_technologie_specifikacebetonu.html&men1=4&sid=412
- [32] *Beton University* [online]. Copyright © [cit. 05.04.2020]. Dostupné z: http://www.betonuniversity.cz/uploads/sources/publikace/dd005446dfc8af01490e11d6a4f2c0df43bb981a_uploaded_prirucka-technologa-beton.pdf
- [33] Technologie betonáže výškových budov | ASB Portal. *ASB-portal.cz | odborný portál | architektka, stavebnictví, byznys* [online]. Copyright © JAGA GROUP, s. r. o. Všechna práva vyhrazena [cit. 05.04.2020]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/zaklady-a-hrubastavba/cement-a-beton/technologie-betonaze-vyskovych-budov>
- [34] *Beton, výroba betonu, prodej betonu* | *Beton.cz 70x v ČR* [online]. Copyright © [cit. 05.04.2020]. Dostupné z: <https://www.beton.cz/files/Default/compacton-letak.pdf>
- [35] Pohledový beton jako tepelněizolační materiál | ASB Portal. *ASB-portal.cz | odborný portál | architektka, stavebnictví, byznys* [online]. Copyright © JAGA GROUP, s. r. o. Všechna práva vyhrazena [cit. 05.04.2020]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/zatepleni/pohledovy-beton-jako-tepelneizolacni-material>
- [36] Pohledové betony na Novém divadle v Plzni | ASB Portal. *ASB-portal.cz | odborný portál | architektka, stavebnictví, byznys* [online]. Copyright © JAGA GROUP, s. r. o. Všechna práva vyhrazena [cit. 05.04.2020]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/zaklady-a-hrubastavba/cement-a-beton/pohledove-betony-na-novem-divadle-v-plzni>
- [37] Podklady k předmětu: Navrhování betonových konstrukcí na počítači C
- [38] Dostupné z: <https://clima-maps.info/snehovamapa/>