

**Univerzita Pardubice
Dopravní fakulta Jana Pernera**

Metodika řešení křižovatek s využitím teorie dopravního proudu

Ing. Monika Memiřová

**Disertační práce
2010**

**University of Pardubice
Jan Perner Transport Faculty**

**Methodics for method of solution on flyovers
with use traffic flow theory**

Monika Memiřová

**Doctoral Dissertation
2010**

Úvodem k této disertační práci bych především ráda poděkovala svému školiteli panu proděkanovi doc. Dr. Ing. Liboru Benešovi Ph.D.

Dále pak děkuji panu prof. Ing. Václavu Cempírkovi Ph.D., pod jehož vedením katedry technologie a řízení dopravy disertační práce vznikla.

Prohlášení autora

Tuto práci jsem vypracovala samostatně. Veškeré literární prameny a informace, které jsem v práci využila, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Byla jsem seznámena s tím, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., autorský zákon, zejména se skutečností, že Univerzita Pardubice má právo na uzavření licenční smlouvy o využití této práce jako školního díla podle § 60 odst. 1 autorského zákona, a s tím, že pokud dojde k užití této práce mnou nebo bude poskytnuta licence o užití jinému subjektu, je Univerzita Pardubice oprávněna ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které na vytvoření díla vynaložila, a to podle okolností až do jejich skutečné výše.

Souhlasím s prezenčním zpřístupněním své práce v Univerzitní knihovně.

V Pardubicích dne 22. 8. 2010

Ing. Monika Memiřová

Anotace

V disertační práci jsou řešeny vztahy mezi geometrií prvků mimoúrovňových křižovatek a jejich kapacitou.

V disertační práci byla nalezena nová odpovídající vhodná řešení pro návrh prvků souvisejících s realizací MÚK se stanovením nových kapacitních vztahů a vzorců. Na základě nových poznatků jsou navržena nová řešení mimoúrovňových křižovatek.

Hlediska zjištěná a uvedená v rámci práce jsou universální a mohou být užita v současnosti i budoucnu kdekoliv na světě.

Annotation

In dissertation work are offered solutions for relations between capacity of flyover in one side and geometric design standards in another side.

In dissertation work was found new solving for proposal of elements concerning to MÚK with assesment new capacitive relations and figures. On based this new solutions is here give new design of flyovers.

Standpoints in dissertation work are general it does mean newly flyover so might be designed any time and anywhere in the World.

Klíčová slova

Mimoúrovňová křižovatka
Kapacita
Dopravní proud

Key words

Flyover
Capacity
Traffic flow

Obsah

Úvod	10
Cíl disertační práce	11
1. Analýza současného stavu ve vědeckém poznání	12
1.1 Současné mimoúrovňové křižovatky, druhy a typy	12
1.2 Analýza české, zahraniční literatury	14
1.2.1 Historie popisu teorie dopravního proudu	14
1.2.2 Výpočty kapacity dle směrnic užívaných v SRN	19
1.2.3 HBS německé postupy	21
1.2.4 Highway Capacity Manual (HCM)	23
1.2.5 Norma ČSN 7361 02 v porovnání s EU	28
1.3 Úvod do obecné problematiky výpočtů kapacity	31
1.3.1 Výpočet kapacity MÚK	32
1.3.2 Srovnání zahraničních výpočtů kapacity	36
1.4 Závěr z provedené analýzy	43
2. Metody řešení	44
2.1 Metody a postupy řešení užitá v disertační práci	45
2.2 Prostředky pro zjištění dat	46
3. Návrh vlastního nového řešení	47
3.1 Návrh a realizace provozního schéma a odbočovací pruh	48
3.2 Návrh a realizace provozního schéma a připojovací pruh	51
3.3 Návrh výpočtu kapacity pro deklarované druhy provozních schémat	60
3.4 Vliv realizace užitého druhu rampy a její návrh	68
3.4.1 Určující faktory pro návrh rampy	82
3.4.2 Návrh vhodné rampy	83
3.5 Návrh poloměru oblouku	83
3.5.1 Návrh poloměru oblouku ve vztahu intenzitám	91
3.5.2 Návrh výpočtu kapacity - poloměr směrového oblouku	92
3.6 Návrh orientačního výpočtu odhadu hustoty (O_H)	96
4. Postup při návrhu MÚK	105
4.1 Volba výškových a směrových řešení	105
4.2 Volba provozního schéma ve vztahu k řešené intenzitě	106
4.3 Návrh nových schémat MÚK podle kritérií určených disertační prací	109
4.4 Popis navržených	131
5. Přínosy disertační práce	133
Závěr disertační práce	135
Soupis bibliografických citací	136
Seznam světové literatury	137
Seznam zkratk	138

Seznam symbolů	138
Seznam příloh uvedený v Příloze k DP	140
Seznam tabulek	141
Seznam obrázků	142
Seznam rovnic	144
Přehled vlastních publikovaných prací autora	147
Dodatek - provozní schéma užívaná v disertační práci	148

Názvosloví

Dopravní proud

je sled všech vozidel pohybujících se v jednom nebo ve více jízdnicích jedním dopravním směrem.

Mimoúrovňová křižovatka

je křižovatka, na níž jsou vzájemně propojeny pozemní komunikace, křížící se v různých výškových úrovních.

Kapacita

je největší intenzita silničního provozu nebo dopravního proudu, která odpovídá stupni E úrovně kvality dopravy.

Intenzita dopravy

je počet vozidel, která projdou určitým profilem pozemní komunikace za zvolené časové období, pro návrh křižovatek se užívá hodinová intenzita I [voz/h].

Návrhová intenzita

je taková intenzita, která odpovídá prostorovému uspořádání pozemní komunikace, výhledové skladbě dopravních proudů vozidel a požadovaným jízdnicím rychlostem a musí být vyšší než výhledová intenzita.

Výhledová intenzita

je stanovená přepočtem ze současné pro výhledové období (až na cca 20 let).

Návrhová rychlost (v_n)

je rychlost, kterou lze bezpečně projet kterýmkoliv úsekem návrhové pozemní komunikace za normálních atmosférických podmínek a bez ovlivnění provozem ostatních vozidel [km/h].

Požadovaná jízdnicí rychlost

je minimální rychlost jízdnicí proudu požadovaná k zjištění potřebné kvality pohybu dopravního proudu z hlediska hospodářského a dopravního významu pozemní komunikace.

Víceúrovňové křížení:

je mimoúrovňové křížení nejméně tří komunikací, ležící v různých výškových úrovních.

Křižovatka:

křižovatka je místo, v němž se pozemní komunikace protínají nebo stýkají a alespoň dvě z nich jsou vzájemně propojeny.

Křížení

místo v němž se pozemní komunikace půdorysně protínají, aniž jsou vzájemně propojeny.

Křížný bod:

je střetný bod, v němž se vzájemně křížují jízdnicí směry.

Mimoúrovňové křížení

křížení, v němž se pozemní komunikace protínají v půdoryse, ale jsou vedeny v různých úrovních.

Úhel křížení

úhel, který svírají osy dvou křížících se komunikací.

Oblast křižovatky

je prostor uvnitř hranice křižovatky.

Průplet

manévr, při kterém dochází k postupnému připojování a odbočování vozidel nebo k jejich křížení pod malým úhlem.

Průpletový úsek

část křižovatky, na níž dochází k průpletu dopravních proudů.

Průběžný pruh na křižovatce

jízdní pruh určený pro dopravní proud, který projíždí křižovatku bez odbočení.

Úhel odbočení

tečnový úhel směrového oblouku, (který tvoří výjezdovou část větve), vloženého mezi osu průběžného pruhu a osu větve křižovatky.

Úhel připojení

tečnový úhel směrového oblouku, (který tvoří vjezdovou část větve), vloženého mezi osu větve křižovatky a osu průběžného pruhu.

Střetný bod

místo na křižovatce, na němž dochází k vzájemnému křížení, slučování nebo rozvětvení dopravních proudů.

Přípojný bod

střetný bod v němž se dva nebo více dopravních směrů, slučuje do jednoho dopravního směru.

Odbočný bod

střetný bod, v němž se jeden dopravní směr rozvětjuje do dvou nebo více dopravních směrů

Větev křižovatky

jízdní pruh nebo pás, který propojuje pozemní komunikace v oblasti křižovatky.

Vjezdová část větve

část větve křižovatky, sloužící pro vjezd vozidel na komunikaci z větve křižovatky.

Výjezdová část větve

část větve křižovatky, sloužící pro výjezd vozidel z pozemní komunikace do větve křižovatky.

Úvod

Křižovatka je místo, v němž se pozemní komunikace v půdorysném průmětu protínají, tj. křižovatka průsečná nebo dále je to křižovatka styková, kde se pozemní komunikace setkávají anebo alespoň dvě pozemní komunikace jsou vzájemně dopravně propojeny. Křižovatky jsou úroňové a mimoúroňové, řešené jako kolmé a šikmé podle míry oddělení jízdních pruhů prosté, usměrněné a rozvinuté.

Křižovatka není úroňové připojení lesní nebo polní cesty, účelové pozemní komunikace, která není veřejně přístupná.

Z uvedeného tedy vyplývá, že v případě křižovatek se jedná o velice široký pojem, který je třeba dále upřesnit definováním jeho druhů a typů.

Křižovatky se dělí na úroňové křižovatky ať už řízené nebo neřízené, dalším druhem je okružní křižovatka a v neposlední řadě pak MÚK, která je stavebně nejnáročnějším druhem z množiny křižovatek, dělí se na řadu typů.

Pro řešení této disertační práce, bylo při státní doktorské zkoušce komisí rozhodnuto o pokračování v řešení týkajícím se MÚK, jako nejnáročnějšího druhu křižovatky.

O dalším rozdělení tohoto druhu MÚK na typy, již pojednává vlastní disertační práce a její příloha.

Podkladem pro návrh křižovatek, ať už jakéhokoliv druhu, jsou potřebné výhledové intenzity křižovatek pohybu, včetně skladby dopravního proudu.

Mimoúroňové křižovatky mají pro návrh silnic a dálnic nezastupitelný význam i důležitost. Nevhodný návrh křižovatky může vážně ohrozit plynulost dopravy a nežádoucím způsobem omezit kapacitu propojených pozemních komunikací, dokonce může vést i k dopravním nehodám.

Téma disertační práce bylo zvoleno s ohledem na skutečnosti vyplývající z nevyhovujícího stavu řešení MÚK a jejich kapacit.

Mimoúroňové křižovatky, které v minulosti byly budovány, již nejsou vhodné pro současné podmínky dopravy, vzhledem ke zvyšující se intenzitě. Je třeba budovat křižovatky s vyšší kapacitou, než jaké nabízí současné řešení.

Výstavba MÚK začala již s výstavbou dálniční sítě.

První pozemní komunikace dálničního typu byla postavena v roce 1904 na Long Island v New Yorku. V Evropě byla výstavba dálnic zahájena v roce 1923 v Itálii. Dálnice vyšších parametrů se na evropském kontinentu začaly budovat i v Německu, kde v roce 1932 byla postavena dálnice mezi Kolínem nad Rýnem a Bonnem.

Zahájení stavby dálnice předcházely např. návrh dopravní komise při Československém regionalistickém ústředí z roku 1935, který navrhoval vybudovat 700 [km] automobilové silnice označené jako „Národní silnice Plzeň - Košice“. Další z návrhů, zpracovaný v Brně, předpokládal vybudovat magistrálu Cheb – Chust, ve dvou trasách, severní a jižní, jejichž celková délka měla být 2000 [km].

Stavba dálnice mezi Prahou a Brnem byla schválena na podzim v roce 1938. Vlastní stavba byla zahájena 2. května 1939. Začalo se pracovat na 88,5 [km] dlouhém nesouvislém úseku. Jednotlivé úseky byly budovány mezi Prahou a Humpolcem (13 úseků) a u Brna (4 úseky). Výstavba však byla v důsledku válečných událostí v roce 1941 značně omezena a v květnu 1942 zcela zastavena. Původní základní směrové a výškové prvky československé dálnice vycházely z návrhové rychlosti 120 [km/h]. Návrhové prvky byly ještě během prvních dvou let měněny a to nejvyšší návrhovou rychlost až 140 – 160 [km/h]. Z tohoto důvodu také byla zvětšena původní šířka v koruně z 21 m na 22 [m]. K opětovnému zahájení

výstavby s upravenými návrhovými prvky došlo až v září 1967. Dálnice Praha – Brno – Bratislava byla uvedena do provozu až v roce 1980. Během války zahájili Němci i stavbu dálnice Brno – Vídeň, jejíž zbytky se ještě dnes nachází v okolí Brna a dále dálnici Bayereuth – Cheb – Liberec – Gorlitz.

Výstavba úseku D5 v úseku Praha – Vráž, byla zahájena až v červnu 1977, poslední úsek dálnice D5 Sukolov – Rozvadov, byl předán do provozu 6. listopadu 1997. Chyběl však plzeňský obchvat, který byl zablokován ekologickými hnutími.

Výstavba dálnice D8 byla zahájena v roce 1982 stavbou úseku Řehlovice – Trmice. Stavba dálnice D11 byla zahájena v roce 1978 [12].

Tempo výstavby, přestavby a údržby silniční sítě, včetně sítě dálnic, neodpovídá od roku 1945 do dneška potřebám rozvíjející se silniční dopravy, v důsledku toho silniční síť kapacitně zaostává za běžným standardem vyspělých evropských zemí.

Je však zapotřebí si uvědomit že účelné fungování výstavby a užití pozemních komunikací ovlivňuje i mnoho dalších sfér a obzvláště velký vliv má na regionální rozvoj, životní prostředí, utváření krajiny a spotřebu energie. Zajištění dostatečné kapacity silniční sítě je proto nutné, jelikož na nákladní automobilové dopravě v evropských zemích spočívá značná část přepravy nákladů. Z tohoto důvodu je třeba zajištění dobře fungujícího konkurenčního prostředí, které bude směřovat ke snížení dopravních nákladů. Udržení rovnováhy mezi dopravními sektory pak spočívá v požadované kapacitě silniční sítě, která se odvíjí i od kapacity křižovatek.

Hlavní prioritou návrhu MÚK by měla být také bezpečnost, která je úzce spjatá s homogenitou. Mimoúrovňové křižovatky by proto měly být navrhovány v jednotném typu, aby umožňovaly obdobný sled jízdních úkonů a také aby disponovaly potřebnou kapacitou.

Výhodou MÚK je, že oproti úrovňové křižovatce, jejíž kapacita je závislá na nejkritičtějším místě - levém odbočení, je tento problém většinou odstraněn. Z tohoto důvodu je také bezpečnějším prvkem pozemní komunikace.

Mimoúrovňové křižovatky jsou součástí dálnic pro rychlou dálkovou dopravu a mezistátní dopravu pro silniční motorová vozidla. Jsou přístupné pouze vozidlům, jejichž nejvyšší povolená rychlost není nižší než 50 [km/h]. Dále silnice I. třídy, které jsou rovněž určeny pro dálkovou dopravu a dopravu mezinárodní mají obdobné stavebně technické parametry jako je tomu u dálnic.

Cíl disertační práce

Cílem disertační práce je vytvoření metodiky pro řešení křižovatek s využitím podkladů o chování dopravního proudu. Jedná se o nalezení nových vhodných doporučení pro návrh prvků souvisejících s realizací MÚK a stanovení nových kapacitních vztahů pro realizaci návrhu MÚK.

Na MÚK budou provedena reálná měření spojená se sběrem dat vypovídajícím o dopravním proudu, tj. sledování průběžných proudů, včetně odbočení a připojení. Na základě těchto měření a jejich vyhodnocení jakož i na základě metodiky současných výpočtů týkající se kapacitních vztahů budou definovány nové návrhy. Nové návrhy budou spočívat v nových výpočetních postupech při řešení kapacity. Náplní disertační práce jsou MÚK.

1. Analýza současného stavu ve vědeckém poznání

Kapitola se zabývá analýzou současného stavu vědecké oblasti a fyzického řešení MÚK.

Současné MÚK kapacitně nepostačují požadavkům dopravy. Každým rokem přibývá cca 100 tis. vozidel ročně. [Zdroj ÚAMK, Policie ČR]. Byla překonána návrhová hodnota, pro kterou byly křižovatky stavěny.

Výstavba MÚK je ovlivněna řadou faktorů, jako jsou kapacitní požadavky a požadavky týkající se směrových řešení.

Ideální MÚK, je taková křižovatka, která má všechny jízdní směry, dostatečnou kapacitu a je bezpečná. Aby tyto požadavky byly splněny a vhodně skloubeny, záleží na volbě druhu a typu křižovatky tj. jejím vhodném návrhu.

S ohledem na výše uvedené, se disertační práce zabývá dopravním proudem na MÚK, za účelem návrhu nových a vhodnějších MÚK, které zajistí bezpečnost a plynulost provozu.

1.1 Současné mimoúrovňové křižovatky, druhy a typy

Česká republika nedisponuje rozmanitostí MÚK, nejčastějším řešením je osmičkovitá křižovatka. Oproti tomu MÚK v zahraničí jsou větší a rozmanitější. V USA nebo např. v Japonsku lze nalézt zejména rozštěpové a útvárové mimoúrovňové křižovatky, které mají dlouhé a přímé větve. Jejich řešení je ale vzhledem k více-úrovňovým řešením náročné.

Křižovatky na našich dálnicích a silnicích s návrhovou rychlostí \geq než 100 [km/h], se navrhují jako mimoúrovňové, ve vzájemné vzdálenosti 5 – 15 [km].

Na rychlostních silnicích a na dálnicích je nejmenší vzdálenost křižovatek udávána v závislosti na návrhové rychlosti a na tom zda se jedná o rychlostní silnici směrově nerozdělenou anebo zda se jedná o silnici s neomezeným přístupem ať už směrově rozdělenou nebo směrově nerozdělenou. Např. pro návrhovou rychlost 70 [km/h] se podle uvedených hledisek pohybuje minimální vzdálenost křižovatek od 1.5 [km] do 2 [km]. O tom, zda bude v těchto případech zřízena křižovatka úrovňová nebo mimoúrovňová, rozhoduje intenzita na hlavní a vedlejší komunikaci.

Vhodné umístění křižovatky v trase pozemní komunikace vyplývá ze směrového a výškového vedení os křižujících se komunikací.

Současné MÚK, jako druh křižovatek, se člení na typy: s křížnými body, s průpletovými úseky, bez průpletových úseků, útvárové.

(Doprovodné obrázky viz. Příloha disertační práce kap. „Popis a rozdělení MÚK“ str. 5-12“ kosodélná, jednovětвовá, osmičková, deltovitá, dále trubkovitá připojená stykovou křižovatkou, trubkovitá připojená malou okružní křižovatkou (u vyšších intenzit), kombinace kosodélné a osmičkové (u prostorového omezení), neúplná - polovina kosodélné).

Pro křižovatky s průpletovými úseky to jsou: trubkovitá, trubkovitá sdružená, trubkovitá dvojlístková (s vystřídánými dvojlístky), dále bezprůpletu - styčná, rozštěp - neúplná křižovatka, semidirektní větve s většími poloměry a pravým připojením, semidirektní větve s většími poloměry a levým odbočením, tříúrovňové křížení s pravým připojením, tříúrovňové křížení s levým připojením, semidirektní větve s menšími poloměry, pravým připojením a třemi mosty, semidirektní větve s menšími poloměry, pravým připojením a dvěma mosty - tzv. hruška.

Pro křižovatky útvárové to jsou: rozštěpová, spirálovitá, turbinová, hvězdicová, dále spirálovitá s odbočením za mostem, (orientačně málo přehledná).

MÚK užívají základní členění větví MÚK, které lze rozdělit na direktní větve (přímé), indirektní větve (vratné), semidirektní větve (polopřímé). Geometrické řešení větví má vliv na jejich kapacitu. V řešení zajišťující bezpečnost by se neměly vyskytovat malé poloměry bez přechodnic, rovněž by se neměly navazovat protisměrné kruhové oblouky přímo, jakož i vkládat mezi dva stejnosměrné oblouky krátkou mezipřímou. [1].

Technický výbor světové silniční asociace (AIPCR), definoval pět základních principů dispozičního uspořádání MÚK, týkající se návrhu MÚK na mezinárodní síti evropských dálnic a rychlostních silnic.

Asociace AIPCR dále stanovila doporučení pro MÚK i na jiných komunikacích.

Doporučení jsou zpracována všeobecným způsobem, aniž by se projektantovi předepisovala jakákoliv norma.

Pět principů A – E:

- A) Volba typu a geometrických prvků podle intenzity dopravy.
- B) Odbočování dopravních proudů nemá významně snižovat rychlost v průběžném směru.
- C) Při připojování dopravních proudů je třeba zajistit řádný rozhled zpět i vpřed.
- D) Průpletové úseky – krátkého typu, mimo průběžné jízdní pásy.
- E) Na hlavním směru jen jeden odbočný a jeden přípojný bod.

Princip A, vyjadřuje skutečnost přizpůsobení se potřebám nejsilnějšímu směru. Tento princip však většinou není dodržován, projektanti volí především symetričnost křižovatek.

Princip B doporučuje odbočování proudů z hlavního směru tak, aby odbočování nerušilo proud vozidel na hlavním průběžném tahu. K zajištění tohoto principu slouží odbočovací pruhy, vyřazovací a zpomalovací úseky. Zpravidla se odbočuje vpravo, ale je možné realizovat i levá odbočení.

Princip C se zabývá problematikou připojování dopravních proudů. Zde je vyžadován dostatečný rozhled. Z důvodu lepšího přehledu upřednostňuje pravé připojení k hlavnímu směru.

Princip D se týká vyloučení průpletu na jízdním pásu v hlavním průběžném směru. Jde o případ u čtyřlístkových křižovatek. Vyloučení průpletu je možné realizací útvárové křižovatky.

Princip E je doplňkem k principu D. V tomto principu se doporučuje, aby na hlavním jízdním tahu byl pouze jeden odbočný a jeden přípojný bod. Řešení je

realizováno souběžnými kolektorovými pásy. Princip ovšem neznamená, že by se mělo několik přípojných nebo odbočných proudů stýkat v jednom bodě.

Z prezentovaných principů vyplývá, že kritérium volby typu MÚK je závislé na intenzitách dopravních proudů.

Výstavbou MÚK ve světě, se např. zabývá Mott Mac Donald (USA), dále Strabag (Rakousko), která v ČR realizovala několik významných staveb.

V České republice jsou to pak hlavně Ředitelství silnic a dálnic ČR Praha, dále jsou to oblastní Dopravní stavby a.s., Dopravní stavby a mosty a.s. Stavby mostů Praha a.s., Stavby silnic a železnic, Metrostav, SUDOP Praha a.s., jako projektová, inženýrská a konzultační firma a další.

Řešením problematiky MÚK se začalo v současnosti také zabývat Ministerstvo dopravy, které v roce 2007 přidělilo společnosti EDIP s.r.o. Výzkumný projekt na téma „Metodika pro návrh řešení kapacity křižovatek“ a dále projekt CG723-032-910, „Aktualizace výpočtových modelů pro stanovení kapacity MÚK“. Projekt je řešen z důvodu nárůstu intenzit automobilové dopravy a nárůstu intenzit nákladních vozidel. Datum zahájení projektu bylo 1. 4. 2007. Konec řešení se předpokládá ke dni 31. 12. 2010.

Projekt je rozdělen do dílčích etap: DC 001 – Analýza stávajících metod (1. 4. 2007 – 31. 12. 2007). DC002 – Provedení dopravních průzkumů (1. 1. 2008 – 31. 12. 2008). DC 003 – Vývoj jednotné metodiky (1. 1. 2009 – 31. 12. 2009). DC 004 Návrh a ověření (1. 1. 2010 – 31. 12. 2010).

Mezi prvními MÚK na pražském okruhu budou zkoumány K Barrandovu, Pod Lochkovem, Slivenec. Těmto křižovatkám se rovněž věnuje disertační práce viz přílohy č. II/1, IV/1.

1.2 Analýza české a zahraniční literatury

Na základě analýzy české a zahraniční literatury a norem vztahujících se k MÚK a teorii dopravního proudu vyplývá, že zkoumáním dopravního proudu ve smyslu vztahů mezi rychlostí, hustotou a intenzitou vznikaly v polovině 20. století modely, které byly nazývané především podle jmen jejich autorů.

Mezi tyto světové autory patří zejména Greenberg, Drew, Drake, Siljanov, May, Schofer, Greenshields, Kladek, Underwood, Eddie, Lighthill a Whithau.

V té době také začíná největší expanze výstavby MÚK. Především v USA vznikají díla, jako jsou víceúrovňové křižovatky. V ČR se postupně rozvíjí stavba MÚK, které jsou součástí i dnešní dálniční sítě.

1.2.1 Historie popisu teorie dopravního proudu

V minulosti vznikaly popisy dopravního proudu na bázi např. fyzikálních analogií proudění kapaliny světla apod.

Dopravní proud je však složen z kompletů různých vlastností, z tohoto hlediska se člení na homogenní a nehomogenní dopravní proud a je tak odlišný od jiných fyzikálních proudů.

Dopravní proud lze charakterizovat jako soubor časových, prostorových, dopravních a pohybových vlastností vozidel, v oblasti křižovatky se rozvětňuje podle druhu a typu křižovatky. Ve směru jízdy se rozlišuje průběžný – přímý směr, odbočení vpravo a odbočení vlevo.

Dopravní proud lze popsat matematickými analogiemi. Z chování dopravního proudu na křižovatce, lze nalézt nedokonalá místa návrhu a použít tato poznání pro nový návrh.

Disertační práce se proto podrobně zabývá chováním dopravního proudu na různých typech MÚK v různých zátěžových stavech.

Chování dopravního proudu jako takového ovlivňuje řada faktorů. Například prof. Siljanov [15], popisoval, že tyto faktory působí jako vzájemně propojený systém.

Jím popsany systém zahrnoval např. „klimatické podmínky“ (déšť, teplota, náledí, sníh), dále „členitost terénu“ (typy členitosti terénu), „silniční podmínky“ (hustota silniční sítě, směrové, výškové poměry, typ křižovatky, stav vozovky), dále „řidič“ (zkušenosti řidiče, jeho momentální stav), „automobil“ (stav, typ, účinnost brzd), „rozvoj ekonomiky“ (průmyslová výroba, zemědělství), „sociální faktory“ (sociální rozvoj, životní úroveň), „organizace a řízení provozu“ (metody a prostředky řízení provozu, dohled na provoz).

Zohlednění podmínek členitosti terénu a dále silničních podmínek, ve smyslu určení topografických tříd a jejich následného zahrnutí do výpočetních vzorců je aplikováno ve vědecké práci [5] Institutu pro silniční výzkum a bezpečnost v Holandsku. Této zprávě je rovněž věnována kap. 1.2.6 disertační práce.

Ostatní vlivy, o kterých se prof. Siljanov zmiňuje, jako jsou sociální faktory a rozvoj ekonomiky, užívají např. tvůrci manuálu HCM [7], kde deklarují koeficienty založené na tomto základě, např. koeficient „umění řidiče“, tyto jinak blíže nespécifikované koeficienty (tj. na jakém základě byly dané hodnoty navrženy), jsou součástí vzorců pro výpočet hodnot dopravního proudu.

Jiná další hlediska a kritéria, která také prof. Siljanov popisoval, se týkala organizace řízení provozu. Podobná hlediska lze nalézt i v dílech německých autorů Schnabel a Loshe [11]. Disertační práce se věnuje především položce, kterou Siljanov definoval jako „silniční podmínky“ tj. ve smyslu typ křižovatky a její řešení.

Často je autory různými způsoby popisován vztah mezi hustotou a rychlostí, hustotou a intenzitou a rychlostí a intenzitou.

Matematické vyjádření vztahů hustota – rychlost, hustota – intenzita, rychlost – intenzita vyjádřili např. autoři Greenshields, Kladek, Drake a Greenberg v následně uváděných rovnostech, které jsou prezentovány v lit. [17],[18],[21],[22].

U následujících vztahů v originálních dílech nejsou uváděny jednotky, jelikož se jedná o známé fyzikální veličiny, které mohou být vyjádřeny v rozdílných fyzikálních hodnotách. (Např. rychlost může být měřena jak v km/h tak ale i v m/s).

Např. rovnice podle Greenshieldse mají tvar:

$$V_m = V_{max} \left(1 - \frac{H}{H_{max}}\right) \quad \left[\frac{km}{h}\right] \quad (1-1)$$

$$I = V_{max} \left(H - \frac{H^2}{H_{max}}\right) \quad \left[\frac{voz}{h}\right] \quad (1-2)$$

$$I = H_{max} \left(V_m - \frac{V_m^2}{V_{max}}\right) \quad \left[\frac{voz}{h}\right] \quad (1-3)$$

Zatím co Kladek je popsal jako:

$$V_m = V_{max} \left[1 - e^{-\gamma \left(\frac{1}{H} - \frac{1}{H_{max}}\right)}\right] \quad \left[\frac{km}{h}\right] \quad (1-4)$$

$$I = V_{max} H \left[1 - e^{-\gamma \left(\frac{1}{H} - \frac{1}{H_{max}} \right)} \right] \quad \left[\frac{voz}{h} \right] \quad (1-5)$$

$$I = \frac{V_m}{\left(\frac{1}{H_{max}} - \gamma \ln \left(1 - \frac{V_m}{V_{max}} \right) \right)} \quad \left[\frac{voz}{h} \right] \quad (1-6)$$

V_mstřední okamžitá rychlost

V_{max}maximální rychlost dopravního proudu (neovlivněná rychlost)

H_{max}maximální hustota

Oproti tomu Drake v [17],[18], popsal rovnice výše uvedených vztahů hustota – rychlost, hustota – intenzita, rychlost – intenzita jako:

$$V_m = V_{max} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{H}{H_{max}} \right)^2} \quad \left[\frac{km}{h} \right] \quad (1-7)$$

$$I = V_{max} H e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{H}{H_{max}} \right)^2} \quad \left[\frac{voz}{h} \right] \quad (1-8)$$

$$I = H_{max} V_m \left[(2 \ln V_{max}/V_m) \right]^{1/2} \quad \left[\frac{voz}{h} \right] \quad (1-9)$$

Drew [16] dochází na základě výsledku derivování rovnice kontinuity ke vztahu:

$$\frac{dI}{dH} = H \frac{dV}{dH} + V \quad [voz/km/pruh] \quad (1-10)$$

Autoři, zabývající se teorií dopravního proudu použili ke svým výzkumům fyzikální analogie. Při definování dopravního proudu jako takového, byly užity např. analogie proudění kapaliny. Jedná se převážně o modely hydrodynamické, založené na jednodimensionálním proudění stlačitelné kapaliny.

Greenberg v roce 1959 odvodil vztah mezi rychlostí a hustotou dopravního proudu, při kterém vycházel z rovnice kontinuity a pohybové rovnice – Greenbergův model [21].

$$V_m = V_{imax} \ln \left(\frac{H_{max}}{H} \right) \quad \left[\frac{km}{h} \right] \quad (1-11)$$

$$I = V_{imax} H \ln \left(\frac{H_{max}}{H} \right) \quad \left[\frac{voz}{h} \right] \quad (1-12)$$

$$I = H_{max} V_m e^{-\left(\frac{V_m}{V_{imax}} \right)} \quad \left[\frac{voz}{h} \right] \quad (1-13)$$

Rovnice je založena na principu proudění kapaliny.

Drew v [16] definoval obecnější vztah na základě proudění kapaliny než Greenberg:

$$V = V_{max} \left[1 - \left(\frac{H_{max}}{H} \right) \right]^{n+\frac{1}{2}} \quad \left[\frac{km}{h} \right] \quad (1-14)$$

Pro $n \geq -1$, Pro $n = -1$, přechází jeho model v Greenbergův exponenciální model. Rovněž navrhl parabolický model, při $n = 0$.

$$V = V_{max} \left[1 - \left(\frac{H_{max}}{H} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad \left[\frac{km}{h} \right] \quad (1-15)$$

Dále pro $n=1$ obecný model Dreweho, přechází v Greenshieldův lineární model.

Drew rovněž definoval vztah mezi intenzitou (I) a hustotou (H) jako analogii s energií a impulsem. Vychází z analogie mezi dopravním proudem a proudem kapaliny. Užívá rovnici kontinuity, pohybovou rovnici a impuls spolu se zákonem zachování energie. Kinetická energie je definována jako:

$$[EK = \alpha H V^2] \quad \alpha \quad [-] \quad (1-16)$$

Akcelerační šum (ACW), je rušení rychlosti vozidla vzhledem k rovnoměrné rychlosti, představuje míru plynulosti dopravního proudu. Vnitřní energie (E_I), je ztrátová energie - je akceleračním šumem. Zachovává energii pro dopravní proud, na komunikaci je celkovou energií, která se rovná součtu vnitřní a kinetické energie.

$$E = E_K + E_I = \alpha H V^2 + ACN \quad [J] \quad (1-17)$$

Z uvedeného byl vytvořen model akceleračního šumu impulsu a energie v parametrech normalizované kinetické energie, normalizované vnitřní energie, a normalizované intenzity dopravního proudu (1-18).

$$\frac{I}{I_{max}} = 4 \left[\frac{V}{V_{max}} - \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^2 \right] \quad \left[\frac{voz}{h} \right] \quad (1-18)$$

Optimální rychlost založená na maximalizaci kinetické energie (EK) a minimalizaci vnitřní energie (EI)

$$V_{OPT} = \frac{2}{3} V_{max} = \frac{4}{3} V_{Imax} \quad \left[\frac{km}{h} \right] \quad (1-19)$$

Optimální dopravní proud množství (intenzita)

$$I_{opt} = \frac{8}{9} I_{max} \quad \left[\frac{voz}{h} \right] \quad (1-20)$$

$$H_{opt} = \frac{2}{3} H_{Imax} \quad [voz/km/pruh] \quad (1-21)$$

Tyto parametry určují 4 zóny funkční úrovně dopravního proudu (volný, stabilní, nestabilní a s kongescemi). Definováno v HCM již v roce 1965.

Drew zde také uplatnil deduktivní přístup, derivováním rovnice kontinuity podle hustoty:

$$\frac{dI}{dH} = H \frac{dV}{dH} + V \quad [voz/km/pruh] \quad (1-22)$$

postupně Drew dochází k závěru, že

$$H_{Imax} = \frac{H_{max}}{s} \quad [voz/km/pruh] \quad (1-23)$$

za předpokladu, kdy

$$V = V_{I_{max}} \cdot H = H_{I_{max}} \left[\frac{km}{h} \right] \quad (1-24)$$

Eddie [18],[19],[20], dospěl ke stejnému závěru, avšak definování podle rychlosti V . Předpokládal dva režimy dopravního proudění, volné a proudění v podmínkách kongesce.

Pro volné proudění byl navržen exponenciální vztah mezi rychlostí a hustotou, to aby byl použitelný i v kongesci, což ale vede k nespojitě formě ustáleného tvaru.

Pro nespojitý přístup May [25] definoval tři zóny, charakterizované konstantní rychlostí, konstantním dopravním množstvím a konstantním poměrem změny dopravního množství s hustotou.

V první zóně je rychlost určována vlastnostmi dopravní pozemní komunikace – stavebními podmínkami. V druhé zóně se jedná o zhoršení dopravního stavu, kde se střední rychlost zmenšuje, ale intenzita dopravního proudu může zůstat na vysoké úrovni. Rychlost a intenzita pak klesají ve třetí zóně, čímž je vlastně definována kongesce.

V roce 1960 navrhl Underwood exponenciální vztah mezi rychlostí a hustotou dopravního proudu. [24]

$$V = V_{max} e^{-\frac{H}{H_{I_{max}}}} \left[\frac{km}{h} \right] \quad (1-25)$$

Kde $H_{I_{max}}$ je hustota při maximální intenzitě, I_{max} je maximální intenzita, a rychlost $V_{I_{max}}$ odpovídající $H_{I_{max}}$.

Drake, May, Schofer použili křivky zvonovitého tvaru. [17], [18], [25],

$$V = V_{max} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{H}{H_{I_{max}}} \right)^2} \left[\frac{km}{h} \right] \quad (1-26)$$

Lighthill a Whithau dospěli k jinému návrhu mezi intenzitou (I) a hustotou (H). Hypotéza zahrnovala předpoklad, že malé změny v dopravním proudu se šíří v kinematických vlnách, [28], [27], jejichž rychlost vzhledem k dopravní komunikaci, je dána sklonem tečny v bodě na křivce v závislosti intenzity na hustotě. Vlny pak mohou postupovat společně a vytvářet rázové vlny. Při rázové vlně dochází k téměř okamžitému poklesu rychlosti. Rychlost rázové vlny je dána sklonem přímky spojující dva body na křivce v závislosti intenzity na hustotě.

Rázové vlny se tvoří před úzkými profily pozemní komunikace nebo na konci dopravního vzdušného, tj. úseků se zvýšenou hustotou dopravního proudu.

Aplikací teorie dopravního proudu se zabývali např. autoři Schnabel a Loshe [11], kteří popisují dopravní proud na MÚK. Jejich práce vznikala na Technickém institutu v Drážďanech. Vycházeli např. i z německé normy RAL – K2, která ještě předcházela současnému manuálu HBS [6] a který spolu s americkým HCM [7], řeší podmínky vztahů teorie dopravního proudu současnosti.

V kapitolách 1.2.2 - 1.2.3 této disertační práce je rozbor z výše uvedených děl současnosti, které se zabývají řešením vztahů dopravního proudu v oblasti MÚK.

Závěrem lze říci, že první díla o teorii dopravního proudu vznikala už ve třicátých letech minulého století, prvotní studie, která byla napsána Bruce D. Greenshieldsem. Nejvíce děl je z šedesátých let. V té době byla rovněž organizována

sympózia na toto téma. Robert Herman [29], [30], 1959 se zasloužil v oblasti mezinárodní spolupráce, po tři roky organizoval „International Symposium on Transportation and Traffic Theory (ISTTT)“. První mezinárodní sympóziem na téma teorie dopravního proudu bylo v prosinci 1959. Herman také vytvořil model založený na analogii kinetiky plynu [26].

V současné době se výzkum dopravního proudu a jeho aplikace rozvíjí na základě nových metod [31], [32], které jsou založeny na videodetekci dopravního proudu a na bázi telematiky. Definuje se za pomoci inteligentních dopravních systémů [33] a jsou v něm zahrnovány aspekty, jako jsou technologické, sociologické, psychologické, ekonomické a environmentální faktory.

Chování dopravního proudu pomocí moderní metody videodetekce je zároveň prostředkem i této disertační práce, kde slouží k určení návrhu nových řešení.

1.2.2 Výpočty kapacity dle směrnic užívaných v SRN

V této podkapitole je prezentována významná německá publikace „Grundlagen der Strassen-Verkehrstechnik und der Verkehrsplanung (Verlag für Bauwesen GmbH-Berlin, Am Friedrichshain 22, D-10407, Werner Schnabel, Dieter Lohse - 2 díly)“ [11], ve které autoři čerpali např. z německých směrnic - [10] (Aktuell Hinweise Gestaltung planfreier Knotenpunkte ausserhalb bebauter Gebiete Ergänzungen zu den RAL-K-2 (AH-RAL-K-2). FGSV 1993) a která rovněž předcházela současné „Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen, Forschungsgesellschaft für Strassen und Verkehrswesen“ tj manuálu (HBS) [6], kterému je věnována následující podkapitola. 1.2.4.

Strassenverkehrstechnik [11], má dva díly, kde u prvního dílu je hlavním autorem Prof. Dr. Ing. habil. Werner Schnabel a díl 2., který zpracoval Prof. Dr.-Ing. Dieter Lohse, oba pracovníci Institutu pro Dopravní plánování na TU Drážďany [11].

První díl (608 stran) o šesti kapitolách se věnuje křižovatkám ve druhé kapitole (cca 250 stran). Menší část této kapitoly je věnována i kapacitě MÚK.

Autoři, zde vytvořili teoretický podklad pro posouzení souvislostí návrhových prvků a použitých vzorců a výpočtů, stejně jakož i představili nejnovější metody návrhu pro podmínky „přesycených stavů“. Další obsáhlá část tohoto známého díla kromě křižovatek je věnována problematice životního prostředí, především vazbám mezi parametry vozidel, dopravního proudu, hluku, emisí, spotřebou pohonných hmot při průjezdu křižovatkou.

Oba díly jsou zpracovány jako vhodná literatura pro praktické aplikace, ale i pro další studium uvedených problémů. Z tohoto důvodu navazují na jejich uvedené stanovy při řešení kapacitních vztahů pro návrh MÚK.

Autoři např. zohledňují podíl nákladních vozidel, avšak nezohledňují % podíl, kterým se rampa skutečně podílí na dopravním proudu - uvažovaný 100% podíl se rovná rozhodující intenzitě na vjezdu tzv. q_m .

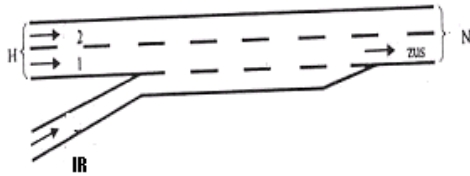
Tento způsob výpočtu lze použít do okamžiku nástupu kongesčních stavů, dále ale tento výpočet poskytuje nepravdivý obraz.

Tato skutečnost vyplývá z koncepce rovnice založené na intenzitách.

Rovnice výpočtů podle (Schnabel/Loshe), dopravní proudy znázorňuje obr 1.1.

$$I_{1} = 381 + (0.302) I_{H} - 0.098 I_{R} - (0.632) I_{R} \quad (1-27)$$

(rovnice pro dvouproudý úsek)



Obr. 1.1 Schéma dopravních proudů v oblasti ovlivnění [Zdroj lit.11]

$$I_{1} = 256 + (0.204) I_{H} - (0.176) I_{R} - 1.678 (0.42) I_{R} \quad (1-28)$$

(rovnice pro tříproudý úsek)

(kde I_1 je intenzita v pravém jízdním pruhu, I_2 v levém jízdním pruhu, I_R intenzita připojovací rampy, I_{ZUS} intenzita sečtená pro pravý jízdní pruh a rampu, I_H je sečtená intenzita průběžných proudů).

Výpočet podle RAL – K- 2

$$I_{ZUS} = I_{R} + I_{1} \quad (\text{v HBS jako } q_m = q_e + q_{H1}) \quad (1-29)$$

I_R vjezdová intenzita připojujících se vozidel (intenzita rampy)
 I_1 intenzita projíždějící pravým jízdním pruhem před vjezdem

Rovnice pro stupeň nasycení, určující úroveň kvality dopravy:

$$LOS(g) = \frac{I_{ZUS}}{I_{ZUS\ norm}} \quad (1-30)$$

Kde je:

$LOS(g)$stupeň nasycení

I_{ZUS}intenzita sečtená pro pravý jízdní pruh a rampu

$I_{ZUS\ norm}$kapacita normovaná

Pro výpočet jednotkových vozidel z voz/h slouží následující výpočet:

$I_{ZUS\ norm}$ je hodnota pro 10 % podíl nákladních vozidel určená jako:

$$I_{ZUS\ norm} = \frac{2000}{(1+0.1)} \quad (1-31)$$

$$I_{ZUS\ norm} = \frac{2000}{(1+0.1)} = 1818 \quad \left[\frac{[jv]}{[h]} \right] \quad (1-32)$$

Hodnota 2000 [voz/h], resp. přepočtená hodnota pro jednotková vozidla 1818 [jv/h], uvedená jako $I_{ZUS\ norm}$ je definovanou kapacitní mezí.

Z výše uvedené rovnice $LOS(g)$ vychází hodnoty přípustné intenzity vozidel z rampy (600, 1100, 1500, 1800, 2000) převzaté do HBS.

1.2.3 HBS, německé postupy

Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen, Forschungsgesellschaft für Strassen und Verkehrswesen (HBS) [6] - stanoví, že plánování a výstavba MÚK, se všeobecně sestává ze tří částí, které jsou dané standardizovanými typy, schémata pro vjezd - připojení : (E1, E2, E3, E4, E5), výjezd - odbočení (A1, A2, A3, A4) a průpletovými úseky (VR1, V1). Viz. „Dodatek“ str. 137.

Vlastní kapacita se určuje podle počtu jízdnic pruhů, poloze MÚK vzhledem k aglomeraci města (intravilán/extravilán), procentního podílu nákladních vozidel.

Kapacita vjezdu jako části křižovatky se sestává ze dvou kritických oblastí, jako je max. intenzita podél vjezdu (q_m) a kapacita hlavního směru za vjezdem (po proudu - q_{HU}). Maximální intenzita podél vjezdu q_m dosahuje hodnot 2000 (voz/h).

(Schéma připojení podle [6] viz. - Dodatek Provozní schéma užívaná v disertační práci).

Hodnoty vjezdových intenzit pro typy E1 - E5, jsou uvedeny v tabulce 1.2 pro jednotlivé úrovně kvality dopravy A – F Tab. 1.1, kde A proud je volný, který postupně narůstá až ke kongesci stupeň F).

Tab.1.1 Úrovně kvality dopravy

TABULKA stupně LOS úrovně kvality dopravy

LOS	A	B	C	D	E	F
stupeň nasycení (g)	≤ 0.3	≤ 0.55	≤ 0.75	≤ 0.90	≤ 1.00	> 1.00

Zdroj [6], [7].

Je definováno šest stupňů kvality dopravního proudu za podmínek označených A – F. Stupeň kvality může být ve vztahu k rychlosti nebo míře obsazenosti. Stupně kvality odpovídají postupně se zvyšující hustotě vozidel na komunikaci a současně klesající rychlosti.

Stupeň kvality A – jedná se o zcela nerušené dopravní podmínky, vozidla se vzájemně neovlivňují, úplná volnost manévrování, hustota vozidel je $0 < H \leq 6$ [voz/km/pruh].

Stupeň kvality B – představuje volné nerušené dopravní podmínky s ohledem na ostatní vozidla, hustota vozidel je $6 < H \leq 10$ [voz/km/pruh]. Nepravidelnosti ve způsobu jízdy jsou snadno absorbovány, bez vlivu na dopravní proud.

Stupeň kvality C – vozidla se ve volnosti manévrování zjevně ovlivňují, hustota vozidel je $10 < H \leq 15$ [voz/km/pruh], rušení proudu je absorbováno, při větším rušení se vytváří kolony.

Stupeň kvality D – Shluky vozidel začínají omezovat jízdnicí rychlost a volnost manévru, střední turbulence v proudu mohou vést až ke stupni kvality F. Hustota vozidel je $15 < H \leq 20$ [voz/km/pruh], již neumožňuje absorpci.

Stupeň kvality E – Dopravní podmínky jsou v okolí meze stability dopravního proudu, jedná se o satureovaný tok, turbulence vedou ke stupni F, hustota vozidel je $20 < H \leq 28$ [voz/km/pruh].

Stupeň kvality F – hustota vozidel je $H > 28$ [voz/km/pruh], jde o kongesci, proud vozidel je přerušovaný, vozidla popojíždějí.

Hlavní charakteristikou je kongesce zvyšující se hustota proudu, na ní závislé klesání rychlosti pod kritickou hodnotu, kde intenzita vozidel na pruh za hodinu, klesá pod kapacitu profilu.

Kritická hustota je hustota, při níž došlo k dosažení kapacity. Kritická rychlost je maximální dosažená rychlost, při kritické hustotě.

Kongesce je charakterizována rychlostí (v) [km/h], hustotou (h) [voz/km/pruh] nebo jejím ekvivalentem obsazenost [%], intenzitou (q), což je kvantitativní ukazatel využití infrastruktury v porovnání ke kapacitě, která je maximální intenzitou vozidel, která mohou za daných podmínek projet. Obsazenost je podíl z doby měření, po který je sensor obsazen vozidly. Může být měřena elektromagnetickou smyčkou zapuštěnou v krytu vozovky, evidující dobu obsazení nebo videodetekce na zařízeních Telemat TD, Autostope, Traficon, který byl využit pro tvorbu této disertační práce.

Níže uvedené hodnoty v tabulce 1.2 (600, 1100, 1500, 1800, 2000 [voz/h]), tvoří základní tabulku pro určení přípustné vjezdové intenzity v [6], při jednotlivých stupních úrovně kvality dopravy A – F.

Tab.1.2 Přípustná vjezdová intenzita ve vztahu k úrovni kvality dopravy

Přípustná vjezdová intenzita [voz/h]		
QSV		snížená
A	≤ 660	≤600
B	≤1210	≤1100
C	≤1650	≤1500
D	≤1980	≤1800
E	≤2200	≤2000
F	-	-

[Zdroj lit 6]

Uvedené hodnoty představují intenzity pro oblast ovlivnění „q_m“ (jedná se o součet intenzit na rampě a intenzit v pravém jízdním pruhu). Hodnoty jsou předkládány jako přípustná vjezdová intenzita, představují ve skutečnosti 100% vozidel na rampě s 10% podílem nákladních vozidel a 0% vozidel v pravém jízdním pruhu.

Tím, však dochází k chybě v návrhu, neboť skutečné hodnoty intenzit na rampě se opravdu blíží této 100% hranici nebo ji i převyšují. Dále jsou zde rovněž vozidla v pravém jízdním pruhu často se srovnatelnými hodnotami intenzit.

Ve skutečnosti se jedná o podíl 1 : 1 resp. 1: 2, kterým se intenzity vozidel z rampy podílí na celkovém dopravním proudu. Rovněž ani předpoklad, že se jedná pouze o 10% nákladních vozidel, není správný, ve skutečnosti jsou tato procenta podstatně vyšší.

Podobná situace také vzniká v kapacitních vztazích s připojením. Část MÚK z hlediska kapacity v odbočení se skládá ze tří kritických oblastí, kterými jsou max. intenzita na výjezdu začátek odbočení (q_m), kapacita výjezdové rampy (q_a) a kapacita hlavního přímého směru za výjezdem ještě v oblasti ovlivnění (q_{hu}). Stupeň odbočujícího proudu je pak stanoven kritérii kvality.

$$a = \frac{q \cdot b}{c} \quad [-] \quad (1-33)$$

kde je:

c.....kapacita $\left[\frac{voz}{h} \right]$

q_b.....změněná intenzita $\left[\frac{voz}{h} \right]$

a.....stupeň odlivu dopravního proudu [-]

Tab.1.3 Přípustná intenzita (voz/h) na výjezdu pro typy A1 - A4 výjezdové rampy při daných stupňů kvality dopravy

QSV	Typ A1	Typ A2	Typ A3, A4
A	≤ 450	≤ 770	≤ 900
B	≤ 830	≤1440	≤1650
C	≤ 1130	≤1910	≤2250
D	≤ 1350	≤2300	≤2700
E	≤ 1500	≤2500	≤3000
F	≤ -	≤ -	≤ -

[Zdroj lit 6]

Stejně jako u předchozího případu s připojením i zde v Tab. 1.3 uvedené hodnoty jsou ve skutečnosti nereálné.

Dále i kapacita průpletu (Tab. 1.4), jako část MÚK se sestává z kapacit tří kritických oblastí, kterými jsou max. intenzita průpletu (q_m), kapacita výjezdové rampy (q_a), kapacita v místě rozdělení jízdní dráhy (q_v) nebo kapacita hlavního jízdního směru za průpletem, po proudu (q_{hu}).

Tab.1.4 Přípustná intenzita [voz/h] ve vztahu k úrovním kvality dopravy pro dopravní schéma VR1 V1

QSV	Typ VR 1 [voz/h]	Typ V1 [voz/h]
A	≤ 690	≤660
B	≤1270	≤1210
C	≤1730	≤1650
D	≤2070	≤1980
E	≤2300	≤2200
F	-	-

[Zdroj lit 6]

1.2.4 HIGHWAY CAPACITY MANUAL (HCM)

Americký „Highway Capacity Manual“ [7], se podrobně věnuje návrhu MÚK. U ramp MÚK rozlišuje odlišné vztahy pro více-proudové dálnice (4,6,8,10 jízdních pruhů).

U vyšetřované rampy zvažuje vliv sousední (předcházející/následující) rampy, a také, zdali se jedná o rampu vstupní (tj. připojení, obr. 1.2) nebo výstupní (tj. odbočení obr. 1.3).

Na této skutečnosti, jakož i na hodnotách dopravního proudu závisí další výpočty vzdáleností (vzdálenost mezi rampami, připojovací a odbočovací pruhy aj.).

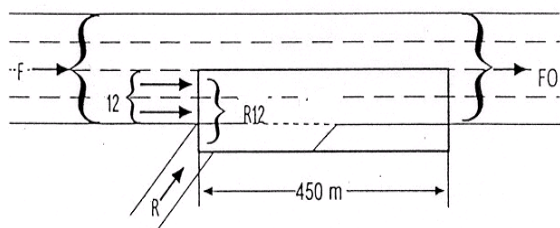
Kapacita MÚK v oblasti ovlivnění (I_{R12}) uvedená v (Tab. 1.5), představuje součet proudu vozidel z rampy (I_R) s proudem vozidel, která se blíží k místu připojení (I_{12}). Tato kapacitní hodnota se určí jako:

$$I_{R12} = I_{12} + I_R \left[\frac{voz}{h} \right] \quad (1-34)$$

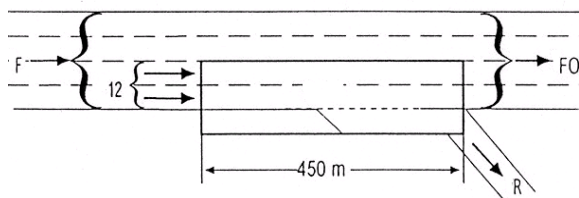
intenzita vozidel na dálničním úseku je dána:

$$I = I_F + I_R \left[\frac{voz}{h} \right] \quad (1-35)$$

Viz. seznam symbolů strana 138.



obr. 1.2 Dopravní schéma připojení podle HCM [zdroj lit. 7]



obr. 1.3 Dopravní schéma odbočení podle HCM [zdroj lit. 7]

Kapacitu na MÚK v oblasti ovlivnění prezentuje (Tab. 1.8). Jedná se o místo odbočného bodu (obr. 1.3), kde se odděluje proud vozidel do rampy I_R od proudu vozidel, která se k místu blíží. (Dopravní schéma HCM Viz. „Dodatek“ disertační práce).

Tab.1.5 Maximální intenzita [voz/h] v oblasti ovlivnění s připojením ve vztahu k rychlosti

Neovl. rychlost dopravního proudu km/h	Max. intenzita (po proudu - voz/h)				Max. intenzita ovlivněné oblasti I_{R12} [voz / h]
	Množství pruhů v jednom směru				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400 / pruh	4600
110	4700	7050	9400	2350 / pruh	4600
100	4600	6900	9200	2300 / pruh	4600
90	4500	6750	9000	2250 / pruh	4600

[Zdroj lit. 7]

V následujících tabulkách 1.6 – 1.10, jsou uvedeny rovnice s přiřazenými čísly 1 – 9.

Tab.1.6 Modely pro predikci intenzity I_{12} [voz/h] pro oblast s připojením [7]

	$I_{12} = I_F P_{FM}$	
4 - proudý dálniční úsek (2 jízdní pruhy v každém směru)	$P_{FM} = 1.000$	
6 - proudý dálniční úsek (3 jízdní pruhy v každém směru)	$P_{FM} = 0.5775 + 0.000092L_A$	ROVNICE 1
	$P_{FM} = 0.7289 - 0.0000135 (I_F + I_R)$ $- 0.002048 S_{FR} + 0.0002 L_{up}$	ROVNICE 2
	$P_{FM} = 0.5487 + 0.0801 I_D/L_{DOWN}$	ROVNICE 3
8 - proudý dálniční úsek (4 jízdní pruhy v každém směru)	$P_{FM} = 0.2178 - 0.000125 I_R$ $+ 0.05887L_A/V_{FR}$	ROVNICE 4

[Zdroj lit. 7]

(Tabulky 1.1 – 1.11, jsou identickým překladem podle [6], [7], Rovnice jsou podle [7] v tabulce 1.6 označeny 1 – 4 a v tabulce 1.9 pak 5 – 8, tato čísla jsou ve skutečnosti „jménem“ rovnic s kterým americký manuál pracuje).

Pro šesti proudové dálniční úseky je analýza komplikovanější o predikci s účinností typu sousední rampy (uvedeno v Tab. 1.7).

Tab.1.7 Podmínky pro použití rovnice

sousední předcházející rampa (proti proudu)	šetřená rampa	sousední následující rampa (po proudu)	užitý typ rovnice
žádná	vstupní	žádná	1
žádná	vstupní	vstupní	1
žádná	vstupní	výstupní	3 nebo 1
vstupní	vstupní	žádná	1
výstupní	vstupní	žádná	2 nebo 1
vstupní	vstupní	vstupní	1
vstupní	vstupní	výstupní	3 nebo 1
výstupní	vstupní	vstupní	2 nebo 1
výstupní	vstupní	výstupní	3, 2. nebo 1

[Zdroj lit. 7]

Není-li znám vliv na chování dopravního proudu sousední přípojně rampy, použije se rovnice „1“ uvedená v (Tab. 1.6). Tam, kde je sousední předcházející nebo následující rampa výstupní (nebo obě jsou výstupní), rozhodne se pro užití rovnice „2“ nebo „3“ resp. „1“ z (Tab. 1.6). Pro určení rovnováhy vzdálenosti mezi rampami slouží hodnota označená jako (L_{EQ}). Dále jestliže je vzdálenost mezi rampami větší nebo rovná této hodnotě (L_{EQ}), kde L_{EQ} představuje vyrovnanou vzdálenost, pro kterou jsou poměrové hodnoty intenzit určené z veličin dopravního proudu přijatelné, tak se pro výpočet hodnoty (P_{FM}), užije rovnice s názvem „1“. Jestliže vzdálenost mezi rampami je menší než hodnota (L_{EQ}), tak se užijí rovnice „2“ a „3“.

L_{EQ} je vzdálenost pro kterou jsou rovnice „1“, „2“, „3“ přijatelné, jako výsledek z hodnot P_{FM} .

Tam, kde je sousední předcházející rampa (proti proudu) výstupní (tj. odbočení) musí být použita rovnice „2“. Jestliže rovnice „2“ se rovná 1 pak platí pro hodnotu (L_{EQ}) vztah (1-36).

$$L_{EQ} = 0.0675 (I_F + I_R) + 0.46L_A + 10.24 I_F - 757 \quad (1-36)$$

Kapacitní hodnoty pro oblast s odbočením [7], jsou uvedeny v Tab. 1.8

Kde je:

$I_{1,2}$intenzita oblasti ovlivnění

I_Fmax. celková intenzita (všech jízdnic pruhů dálnice) přibližující se před připojením vozidel,

I_Rmax. intenzita na rampách,

L_Adélka připojovacího pruhu (m),

L_{EQ}vyrovnaná vzdálenost, pro kterou jsou hodnoty P_{FM} a P_{FD} přijatelné.

(Viz. seznam symbolů str. 138).

Tab.1.8 Maximální intenzita ve vztahu k rychlosti v oblasti ovlivnění s odbočením

Max. intenzita (po proudu voz/h)					
Množství pruhů v jednom směru					
Neovlivněná rychlost dopravního proudu [km/h]	2	3	4	>4	Max. intenzita ovlivněné oblasti I_{R12} [voz / h]
120	4800	7200	9600	2400 / pruh	4400
110	4700	7050	9400	2350 / pruh	4400
100	4600	6900	9200	2300 / pruh	4400
90	4500	6750	9000	2250 / pruh	4400

[Zdroj lit. 7]

Modely pro predikci dálničního proudu v pruzích 1 a 2 vstupující do oblasti s odbočením, jsou přibližně stejné jako pro oblast s připojením. Modely jsou znázorněny v tabulce 1.9.

Tab.1.9 Modely pro predikci intenzity I_{12} pro oblast s odbočením [7]

$I_{12} = I_R + (I_F - I_R) P_{FD}$	
4 - proudý dálniční úsek (2 jízdní pruhy v každém směru)	$P_{FD} = 1.00$
6 - proudý dálniční úsek (3 jízdní pruhy v každém směru)	$P_{FD} = 0.760 - 0.000025I_F - 0.0000I_R$ ROVNICE 5 $P_{FM} = 0.717 - 0.000039I_F + 0.184I_U/L_{up}$ ROVNICE 6 $P_{FM} = 0.616 - 0.000021I_F + 0.038I_D/L_{DOWN}$ Rovnice 7
8 - proudý dálniční úsek (4 jízdní pruhy v každém směru)	$P_{FM} = 0.436$ ROVNICE 8

[Zdroj lit. 7]

Tab.1.10 Podmínky pro použití rovnice dopravního proudu

sousední předcházející rampa (proti proudu)	šetřená rampa	sousední následující rampa (po proudu)	užitý typ rovnice
žádná	výstupní	žádná	5
žádná	výstupní	vstupní	5
žádná	výstupní	výstupní	7 nebo 5
vstupní	výstupní	žádná	6 nebo 5
výstupní	výstupní	žádná	5
vstupní	výstupní	vstupní	6 nebo 5
vstupní	výstupní	výstupní	7,6 nebo 5
výstupní	výstupní	vstupní	5
výstupní	výstupní	výstupní	7 nebo 5

[Zdroj lit. 7]

Podmínky pro užití příslušné rovnice znázorňuje (Tab. 1.10). Rovnice 5, se užívá, není-li znám vliv na chování zkoumané rampy sousedními rampami. Rovnice 7 je vhodná, jsou - li předcházející i následující rampy výstupní a rovnice 6 je pro předcházející vstupní rampu.

Pro sousední předcházející vstupní rampu nebo následující výstupní rampu nebo pro oba případy se rozhodne užít rovnice 6,7 resp. 5. Jestliže vzdálenost mezi rampami je větší nebo rovná L_{EQ} , vždy se užije rovnice 5, je-li menší než L_{EQ} užije se rovnice 6 nebo 7.

L_{EQ} je vzdálenost pro kterou je přijatelný vztah 5, 6, 7 uvedený v Tab. 1.10. Tam, kde existuje sousední předcházející vstupní rampa, musí být zahrnuta rovnice 6, jestliže vztah je roven vztahu 5 platí následující

$$L_{EQ} = \frac{I_U}{0.2337} + 0.000076 I_F - 0.00025 I_R \quad (1-37)$$

Kde je:

I_UPožadovaná intenzita na sousední předcházející rampě (proti proudu) (voz/h),

Všeobecný model specifikuje, že I_{12} se sestává z intenzity na výstupní rampě (I_R) a přibližující se intenzity (I_F).

Na čtyřproudém dálničním úseku se uvažují hodnoty intenzit z jízdních pruhů 1 a 2, u osmiproudé dálnice se uvažují hodnoty intenzit z předcházející nebo následující rampy nebo z obou pokud jsou obě exitní.

Kapacita ramp se pak určí podle Tab. 1.11 jako maximální intenzita ve vztahu k rychlosti.

Tab.1.11 Maximální intenzita ramp [voz/h] ve vztahu k rychlosti [7]

Neovlivněná rychlost na rampě	Kapacita jedno - pruhová rampa [voz/h]	dvou - pruhová rampa [voz/h]
> 80	2200	4400
> 65 - 80	2100	4100
> 50 - 65	2000	3800
≥ 30 - 50	1900	3500
< 30	1800	3200

[Zdroj lit. 7]

Dva připojovací pruhy na rampách lze charakterizovat jako dva oddělené připojovací pruhy, u typu ramp kde I_{12} je standardně vyjádřeno, u více proudových dálničních úseků pak je

$$I_{12} = I_F P_{FM} \quad (1-38)$$

kde hodnota P_{FM} se mění s počtem jízdních pruhů. Pro dva odbočovací pruhy na rampě platí rovnice

$$I_{12} = I_R + (I_F - I_R) P_{FD} \quad (1-39)$$

kde hodnoty P_{FD} se mění s počtem jízdních pruhů. Viz. seznam symbolů str. 138.

1.2.5 Norma ČSN v porovnání s předpisy EU

Výzkumný institut v Holandsku Institute for Road Research, The Netherlands, (SWOV), provedl v řadě zemí EU výzkumy zaměřené na tzv. třecí faktor, (tj. dle ČSN koeficient příčného resp. podélného tření). Koeficient příčného tření má pak v konečném důsledku vliv na velikost poloměru oblouku a tím i kapacitu ramp a celé MÚK.

Oproti tomu revidovaná ČSN 7361 02 „Projektování křižovatek na pozemních komunikacích“ účinná od roku 2007 uvádí v kap. 7.3.3, Tab. 37 s odlišnou hodnotou koeficientu příčného tření.

Hodnoty třecích faktorů, které jsou v ní uvedené, neodpovídají současným výzkumům provedeným v evropských zemích.

Na základě použití hodnot třecích faktorů uvedených v ČSN jsou poloměry oblouků malé a nevyhovující pro podmínky provozu.

Výpočet poloměru oblouku s odpovídajícími hodnotami třecího faktoru je např. uveden v Infrastructure design and road safety SWOV, D - 94 - 14 II [5]., kde zjištěná vyšší hodnota koeficientu podélného tření f_{tperm} se dále redukuje podle velikosti uvažovaného sklonu pozemní komunikace spolu s redukčním faktorem 0.925, tím se do vzorce pro výpočet poloměru oblouku dosazuje podstatně menší hodnota příčného tření f_{rperm} , která znamená konečné výrazné zvýšení hodnoty oblouku.

Výpočet poloměru oblouku podle [4] ČSN:

$$R_{min} = \frac{v \cdot v^2}{127 (f + 0.01 p)} \quad [m] \quad (1-40)$$

Kde je:

V_vnávrhová rychlost ve větvi [km/h],
f.....koeficient příčného tření [-],
p.....příčný sklon 2-8 % [%].

Tabulka č. 1.12 udává nejmenší poloměr kružnicového oblouku R_0 (normy ČSN v kap. 7.3.3, Tab. 37) větve MÚK v závislosti na návrhové rychlosti ve větvi v_v a příčném sklonu p .

Tab.1.12 Nejmenší poloměr kružnicového oblouku R_0 větve mimoúrovňové křižovatky v závislosti na návrhové rychlosti v_v a příčném sklonu p , podle ČSN 73 61 02 (Tab. 37 normy).

Návrhová rychlost v_v (km/h)	25	30	35	40	50	60	70	80
Koeficient příčného tření f'	0,31	0,28	0,25	0,23	0,19	0,17	0,16	0,15
Příčný sklon v %								
2,5	18	25	35	50	95	145	210	290
3	15	23	35	50	90	145	205	280
4	15	23	34	47	85	135	195	270
5	14	22	32	45	85	130	185	255
6	14	21	32	45	80	125	180	240
7	13	20	30	42	75	120	-	-
8	13	20	29	41	74	110	-	-
Hodnoty, jsou vypočteny ze vzorce $R_{\min} = v_v^2 / 127 (f' + 0,01p)$. Hodnota R_{\min} platí pro osu jízdního pruhu u jednapruhových větví nebo pro osu jízdního pásu u vícepruhových větví křižovatky.								

[Zdroj lit. 4]

Pro směrovou osu jízdního pruhu na křižovatkové větvi se použije kružnicový oblouk s klotoidickými přechodnicemi, pokud je jeho poloměr větší než 30 m.

U menších poloměrů se užívá oblouk složený ze tří kruhových částí. Příklad řešení s využitím stávající normy ČSN [4], pro návrhové rychlosti 50 km/h a příčný sklon 2.5 %, podle stávající revidované normy v roce 2007 je hodnota tření 0.19, velikost vypočteného oblouku podle výše uvedeného vzorce je proto 91,5 m \approx 95 m (tj. o 5 m menší než u normy před revizí).

Pro tento stejný příklad, počítáno podle [5], (kde vzorec obsahuje shodné hodnoty, které jsou ale odlišně nazývány avšak skutečně rozdílná je zmiňovaná velikost třecího faktoru).

Např. pro zvolený sklon 2.5 % je f_{rperm} v kategorii pro všechny topografické třídy (kategorie jsou členěny podle [5] topografických tříd – město, intravilán, extravilán apod.), počítáno podle (1-41).

$$R_{\min} = \frac{v_d^2}{127 (f_r + e)} \quad [m] \quad (1-41)$$

Kde je:

R_{\min}	minimální poloměr směrového oblouku	[m]
f_r	koeficient tření	[-]
e	sklonový poměr	[% / 100]
v_d	návrhová rychlost	[km/h]

pro

$n = 0.10$

$e = 2.5 \%$

$$f_{rperm} \text{ pro } 50 \left[\frac{km}{h} \right] = 0.385 \quad [-] \quad (1-42)$$

$$f_{rperm} = n \cdot 0.925 \quad f_{rperm} = 0.036 \quad [-] \quad (1-43)$$

Oproti [4] je tedy velikost příčného tření 0.036 a velikost poloměru oblouku po dosazení této hodnoty do výše uvedeného vzorce je $322 \div 325$ [m]. Což je trojnásobek, než uvádí ČSN.

(Jak bylo výše uvedeno je dosazována hodnota f_{rperm} – příčného tření vypočtená z f_{tperm} – podélného tření pomocí redukčního faktoru 0.925).

Ve srovnání s výše zmíněnými výsledky zahraničních výzkumů, (na které odkazuje Infrastructure design and road safety SWOV D - 94 - 14 II -, lit. [5]), pro normu ČSN 736102 i nadále přetrvává problém malých poloměrů oblouků.

Při návrhu mimoúrovňové křižovatky je mj. nutné, aby poloměry středových oblouků a dostředné klopení křižovatkových větví umožnily rychlost odbočení, která odpovídá určitému minimálnímu podílu návrhové rychlosti pozemní komunikace.

Odbočovací schéma deklarované podle [4], tj. odbočení pouze u dvou jízdních pruhů nemá podle [6] shodný protějšek.

V [6] je definováno schéma A1, kde jsou u odbočení jako výchozí tři jízdní pruhy.

Podle revidované [4] vychází délka odbočovacího pruhu (obr. 1.4) ze vzorce (1-44).

$$L_D = (0,75 V_n^2) - \left(\frac{v_c^2}{26}\right) 1,7 \quad [m] \quad (1-44)$$

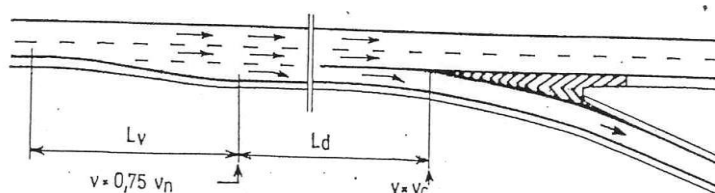
kde je:

L_Ddélka zpomalovacího úseku,

V_nnávrhová rychlost na začátku úseku,

V_cnávrhová rychlost na konci zpomalovacího úseku.

K vypočtené délce se podle návrhové rychlosti přidává délka L_V vyřazovacího úseku (Tab. 1.13).



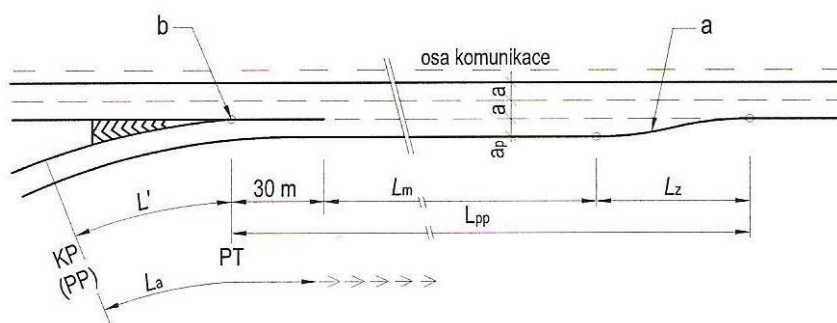
obr. 1.4 Dopravní schéma odbočení podle ČSN [Zdroj lit. 4]

Tab.1.13 Délka vyřazovacího úseku ve vztahu k návrhové rychlosti [4]

V_n [km/h]	80/90	100	120
L_V [m]	80	90	100

[Zdroj lit. 4]

Norma ČSN [4], která deklaruje schéma a uvedený výpočet délek odbočovacích a připojovacích pruhů (obr. 1.5 a Tab. 1.14), již dále nezohledňuje intenzitu, která je pro tento druh adekvátní.



obr. 1.5 Dopravní schéma připojení podle ČSN [Zdroj lit. 4]

Tab.1.14 Hodnoty úseku připojení ve vztahu k návrhové rychlosti [4]

Návrhová rychlost [km/h]	80	90	100	120
Délka zařazovacího úseku L_z v [m]	75	75	90	90
Délka manévrovacího úseku L_m v [m]	120	130	145	175
Délka oddělovacího úseku L_{od} v [m]	30	30	30	30
Délka připojovacího pruhu v m $L_z + L_m + 30$ [m]	225	235	265	295

[Zdroj lit. 4]

L_{pp}Délka přídatného pruhu pro připojování [m]

L_mDélka manévrovacího úseku [m]

L_zDélka zařazovacího úseku [m]

L_aZrychlovací úsek [m]

LDélka od hrotu jazyka větve křižovatky k začátku přečhodnice [m]

Zrychlovací úsek L_a umožňuje zvýšit rychlost připojujících se vozidel na rychlost v průběžném jízdním pruhu.

Manévrovací úsek L_m má umožnit řidičům nalézt přijatelnou mezeru pro zařazení do proudu na průběžném jízdním pruhu.

Zařazovací úsek L_z využívá vozidlo k zařazení z manévrovacího úseku do průběžného jízdního pruhu.

1.3 Úvod do obecné problematiky výpočtů kapacity

Předchozí kapitoly 1.1.1 – 1.2.5, se zabývaly analýzou současného vědeckého poznání ve světě, tedy současnými užívanými řešeními.

Smyslem analýzy bylo zjištění toho, co již ve světě existuje a jakým způsobem jsou tyto současné poznatky aplikovány. Tyto informace byly nezbytné k tomu, aby nedocházelo k případné duplicitě v novém řešení nebo, aby nebyla zanedbána podstatná informace potřebná k tvorbě v disertační práci. Analýza rovněž také slouží pro všeobecný přehled studované problematiky.

Z uvedeného je dobře patrné, že se od sebe prezentovaná řešení z oblasti kapacitních vztahů podstatně liší. Není ale zřejmé, zda jsou předkládaná různorodá řešení správná, anebo zda je možné je užívat za všech okolností.

Ze současného výčtu existujících vztahů v oblasti kapacity MÚK bylo třeba v rámci analytické části disertační práce zjistit, zda lze tyto vztahy užívat nebo zda je třeba nalézt nová řešení.

Z tohoto důvodu byly provedeny v následujících kapitolách (1.3.1 a 1.3.2), aplikace, které jsou prezentované v příkladech 1 – 5.

Příklady jsou založeny na skutečných měřeních a rozboru současných postupů. Z jejich prezentace je patrné, zda lze tyto současné metody dále užívat nebo zda je tedy nutné deklarovat nová řešení kapacitních vztahů.

Tato skutečnost by se nedala zjistit pouze rozbohem předkládaných postupů a vzorců, proto bylo zapotřebí provést i reálná měření.

Teprve na základě výsledků, které informují o vhodnosti, resp. nevhodnosti pro další užití těchto současných postupů, je možné navrhnout nová řešení v oblasti kapacity MÚK a dále fyzická řešení MÚK.

Návrhem nových řešení, vyplývajících z poznání současného řešení studované problematiky se zabývá kapitola č. 3 disertační práce. Metodickým postupem, který vychází z nového řešení se zabývá kapitola 4 disertační práce.

1.3.1 Výpočet kapacity MÚK

Kapitola je věnována rozboru současných celosvětově užívaných postupů v oblasti výpočtů kapacity mimoúrovňových křižovatek. Nově navržená řešení jsou uvedena v kapitole 3. disertační práce.

Uvedené příklady měření dopravního proudu z terénu slouží k názorné následné verifikaci tvrzení o současných metodických postupech.

Výpočet kapacity MÚK je založen na veličinách dopravního proudu. Jednou ze stěžejních oblastí pro tento výpočet je „oblast ovlivnění“, která představuje místo připojení nebo odbočení z resp. do dálničního úseku.

Pro oblast ovlivnění jsou podle [7] uváděny hodnoty v předcházejících tabulkách uvedených v (kap. 1.2.4). Dále je také definována úroveň kvality dopravy A - F (tzv. LOS kritéria) s přiřazenou hustotou Tab. 1.15.

Tab.1.15 Úrovně kvality dopravy ve vztahu k hustotě [voz/km/pruh] podle HCM [7]

TABULKA stupně LOS úrovně kvality dopravy						
LOS	A	B	C	D	E	F
Hustota	≤ 6	>6-12	>12-17	>17-22	>22	>Záleží na požadavku kapacity

[Zdroj lit. 7]

Vzorec (1-45) je určen pro výpočet předpokládané hustoty.

$$H_R = 3.402 + 0.00456 I_R + 0.0048 I_{12} - 0.01278 L_A \quad (1-45)$$

H_Rodhad hustoty v oblasti ovlivněné připojením [voz/km/pruh],

I_Rintenzita rampy [voz/h],

I_{12}intenzita vozidel vstupující do oblasti ovlivněné připojením [voz/h],

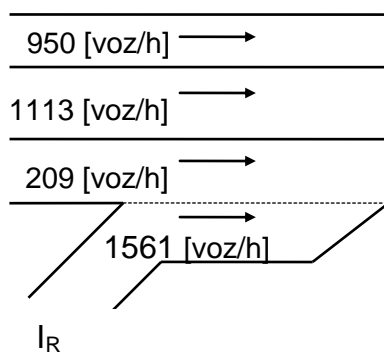
L_Adélka připojovacího pruhu [m].

Vzorec (1-45) slouží pro výpočet předpokládané hustoty, která se dále porovná s výše uvedenou tabulkou č. 1.15.

Pokud je hustota „známá“ – plánovaná, doporučuje se v [7] použít tento vzorec pro návrh délky L_A připojovacího pruhu, výpočtem z uvedené rovnice.

Následující příklad prezentuje výpočet předpokládané intenzity z rovnic podle vzorců [7], založených na intenzitách, při kterém jsou užity hodnoty intenzit z měření na MÚK Exit Roztyly obr. 1.6, provedené v rámci disertační práce. Předpokládaná intenzita je pak srovnána s naměřenou. Příklad dále prezentuje bezkongesční stav. (Ostatní měření provedená na Exitu Roztyly - Příloha č. I/1.)

Příklad 1



obr. 1.6 Dopravní schéma intenzit na Exitu Roztyly [Zdroj autor DP]

Výpočet intenzity v oblasti $I_{1,2}$ podle rovnice (1-38):

$$I_{1,2} = I_F P_{FM}$$

$I_{1,2}$intenzita oblasti ovlivnění (209 + 1113) = 1322 [voz/h] (dva přilehlé jízdny pruhy, u tří a více-proudých dálnic se ostatní jízdny pruhy neuvažují).

I_Fintenzita všech dálničních jízdny pruhů přibližující se k místu připojení v jednom směru, tj. (209 + 1113 + 950) = 2272 [voz/h]. (1-46)

P_{FM}předpokládaný koeficient pro tří proud = (0.5775 + 0.000092) L_A .

L_Adélka připojovacího jízdny pruhu je cca 50 [m].

I_Rintenzita rampy = 1561 [voz /h].

Výpočet intenzity v oblasti $I_{1,2}$ podle rovnice (1-38):

$$I_{1,2} = I_F P_{FM}$$

$$I_{1,2} = 2272 (0.5821) \tag{1-47}$$

$$I_{1,2} = 1322.53 \left[\frac{\text{voz}}{\text{h}} \right] \tag{1-48}$$

Skutečná naměřená intenzita byla 1322 [voz/h].

$$1322.53 \left[\frac{\text{voz}}{\text{h}} \right] = 1322 \left[\frac{\text{voz}}{\text{h}} \right] \tag{1-49}$$

$$I_{1,2} = I_{1,2} \tag{1-50}$$

Naměřená hodnota intenzity v oblasti ovlivnění na připojení je identická s předpokládanou vypočtenou intenzitou podle vzorců [7].

Závěr z příkladu 1, rovnice podle vzorců [7], založené na intenzitách lze užít v bezkongesčním stavu.

Příklad 2

Výpočet odhadu hustoty (H_R) (voz/km/pruh) pro oblast ovlivnění podle rovnice (1-45) výpočet dvěma způsoby:

- 1) vzorcem vycházejícím pouze z oblasti ovlivnění,
- 2) vzorcem vycházejícím z celého dálničního úseku.

1) vzorec pro oblast ovlivnění (tj. bez levého jízdního pruhu)

$$H_R = 3.402 + 0.00456 I_R + 0.0048 I_{12} - 0.01278 L_A \quad (1-51)$$

$$H_R = 3.402 + 0.00456 (1561) + 0.0048 (1322) - 0.01278 (50) \quad (1-52)$$

$$H_R = 17 \text{ [voz/km/pruh]} \quad (1-52)$$

2) vzorec vycházející ze všech jízdních pruhů, přibližující se k místu připojení.

$$H_R = 3.402 + 0.00456 I_R + 0.0048 I_F (P_{FM}) - 0.01278 L_A \quad (1-53)$$

$$H_R = 3.402 + 0.00456 (1561) + 0.0048 (2272) 0.5821 - 0.01278 (50) \quad (1-54)$$

$$H_R = 1 \text{ [voz/km/pruh]} \text{ odhad hustoty ovlivněné oblasti.} \quad (1-55)$$

Z obou výpočtů je hodnota hustoty stejná, (této hodnotě odpovídá stupeň úrovně kvality dopravy **C**).

Hustota byla: u připojovacího pruhu 36 [voz/km/pruh], u pravého jízdního pruhu 5 (voz/km/pruh) a u středního jízdního pruhu je 16 (voz/km/pruh). Průměrná hustota všech jízdních pruhů tedy byla 15 [voz/km/pruh]. Hodnota se přibližuje výše vypočítané hodnotě 17 [voz/km/pruh].

Závěr z příkladu 2, rovnice podle vzorců [7], založené na odhadu hustoty lze užít v bezkongesčním stavu.

Jak je uvedeno v [7], je doporučena tato rovnice pro odhad hustoty také pro určení délky připojovacího pruhu. Pro tento případ, lze vyjádřit neznámou L_A . Návrh podle [7], je následně analyzován v příkladě 3.

Příklad 3

Na zkoumaném exitu byla délka vlastního připojovacího pruhu okolo 50 [m]. Hustota pro tuto hodnotu je $16,22 \approx 17$ [voz/km/pruh]. Pro hodnotu 80 [m] by předpokládaná hustota byla $15,84 \approx 16$ a pro 100 (m) pak $15,6 \approx 16$ [voz/km/pruh].

Původní hodnota 50 [m] se zvětšila 3 krát i 5krát, jak uvádí následující výpočet:

$$H_R = 3.402 + 0.00456 (1561) + 0.0048 (2272) 0.5821 - 0.01278 (150) \quad (1-56)$$

$$H_R = 15 \text{ [voz/km/pruh]} \quad (1-57)$$

pro tří násobně zvětšenou vzdálenost připojovacího pruhu.

$$H_R = 3.402 + 0.00456 (1561) + 0.0048 (2272) (0.5821) - 0.01278 \cdot 250$$

[voz/km/pruh] (1-58)

$$H_R = 15 \text{ [voz/km/pruh]} \text{ pro pěti násobnou délku připojovacího pruhu. (1-59)}$$

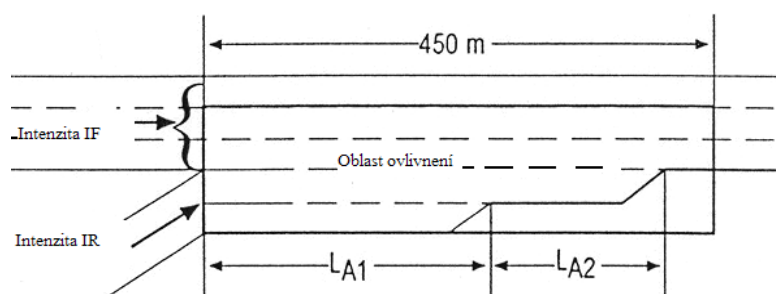
Z výše uvedeného je patrné, že hodnota hustoty se příliš nezmění, zatím co délka připojovacího pruhu se až zpětinásobila.

Pro další možné délky připojovacího pruhu např. 350 [m] by hodnota hustoty byla 12,4 [voz/km/pruh]. Pro hodnotu 450 [m] je pak 12 [voz/km/pruh] a pro 500 [m], vypočtená hodnota hustoty je 11 [voz/km/pruh].

Z uvedeného vyplývá, že ke změně hustoty došlo až u hodnot délek připojovacího pruhu okolo 400 [m]. Právě hodnotu 450 [m], uvádí HCM [7] v typovém schéma (obr. 1.7) pro návrh délky v oblasti ovlivnění na připojení/odbočení.

Z příkladu 3, je zřejmé že rovnici podle [7], která je založená na odhadu hustoty nelze užít pro návrh délky připojovacího pruhu v podmínkách stanovených podle [4].

Délka, která by byla menší než tato hodnota, je tedy pro odbočovací pruh neadekvátní.



obr. 1.7 Dopravní schéma – délka připojovacího pruhu podle HCM [Zdroj lit 7]

Oproti uvedenému, jsou hodnoty, které předkládá v typovém schéma norma ČSN [4] poloviční.

Proto se dá uvažovat o tom, že např. vzorec (1-45), který se v případě známé hustoty, může využít pro návrh délky připojovacího pruhu na základě předpokládané hustoty není vhodný, neboť ke změně hustoty dochází až při hodnotě blízké se k délce připojovacího pruhu rovné 400 metrů.

Ovšem vzhledem ke kongescím, které vznikají na českých exitech, je reálný předpoklad, že hodnota která vychází ze vzorce (1-45), je naopak optimální pro návrh připojovacího pruhu.

1.3.2 Srovnání výpočtů kapacity mezi jednotlivými metodikami (HCM, HBS, RAL K-2, ECMT PARIS) navzájem s použitím dat z měření provedeného v rámci disertační práce

Příklad 4 získané hodnoty z měření v rámci disertační práce v aplikaci na zahraničních metodikách

Obr. 1.8 MÚK Exit Opatov prezentuje dálniční úsek s třemi jízdními pruhy. Naměřené hodnoty z tohoto exitu jsou v (Tab. 1.16) - Připojení Exit Opatov. (Měření z této křižovatky - Příloha č. III/2).



obr. 1.8 MÚK Exit Opatov – snímek [Zdroj autor DP]

Tab.1.16 naměřené hodnoty na Exitu Opatov

Jízdní pruh	Pravý krajní (po směru jízdy)			Střední jízdní pruh			Levý krajní (po směru jízdy)			Připojovací rampa		
	osobní < 3.5t	náklad N<12t	Nákl. N>12t	osobní < 3.5t	Nákl. N<12t	Nákl. N>12t	osob < 3.5t	Nákl <12t	Nákl >12t	osob < 3.5t	Nákl. <12t	Nákl. >12t
Intenzita jednotl. kateg. voz/h	174	57	92	313	147	144	344	118	73	264	77	97
	323			604			535			438		
průměrná rychlost km/h	17,6	8,2	13	24	14,3	16	25	22	25	32	19,5	20,7

[Zdroj autor DP - měření provedená v rámci DP]

Intenzita oblasti ovlivnění označená jako ($I_{1,2}$), počítaná podle (1-38), je součtem hodnot (323 + 604) tj. celkem 927 (voz/h).

Intenzita rampy označená jako (I_R) s hodnotou 438 [voz/h], zahrnuje 39% nákladních vozidel. Hodnota (I_F), počítaná podle vzorce (1-38), je součtem hodnot (323 + 604 + 535) tj. celkem 1462 (voz/h). Tento součet pak představuje Intenzitu všech dálničních jízdních pruhů přibližující se k místu připojení v jednom směru.

$$P_{FM} = 0.5775 + 0.0092 (L_A) \quad (1-60)$$

$$P_{FM} = 0.5821 \quad (1-61)$$

(pro výpočet hodnoty P_{FM} viz. Tab. 1.6)

$$I_{12} = 1462 (0.5821) = 851.0302 \quad (1-62)$$

(pro uvedené hodnoty viz. seznam zkratk str. 138).

Vzorec pro odhad hustoty H_R [voz/km/pruh] oblasti ovlivnění:

$$H_R = 3.402 + 0.00456 I_R + 0.0048 I_{12} - 0.01278 L_A \quad (1-63)$$

$$H_R = 3.402 + 0.00456 (438) + 0.0048 (851) - 0.01278 (50) \quad (1-64)$$

$$H_R = 3.402 + 1.99728 + 4.0848 - 0.639 = 8.85 = 9 \text{ [voz/km/pruh]} \quad (1-65)$$

Z výsledku vyplývá, že se jedná o funkční úroveň B.

Výpočet a verifikace podle vzorců německé směrnice RAL-K-2 kde jsou použity tytéž hodnoty z výše prezentovaného měření:

Hodnoty převzaté z Tab. 1.16:

$$I_1 = 323 \left[\frac{\text{voz}}{h} \right] \text{ (pravý jízdní pruh),} \quad (1-66)$$

$$I_2 = 604 \left[\frac{\text{voz}}{h} \right] \text{ (střední jízdní pruh),} \quad (1-67)$$

$$I_3 = 535 \left[\frac{\text{voz}}{h} \right] \text{ (levý jízdní pruh),} \quad (1-68)$$

$$I_R = 438 \left[\frac{\text{voz}}{h} \right] \text{ přípojovací rampa, která zde tvoří 23\% podíl z celkového dopravního proudu.} \quad (1-69)$$

Dopravní proud tzv. I_{ZUS} zahrnuje 42 % podíl těžkých vozidel.

Rovnice intenzit (voz/h) pro tříproudý úsek počítáno podle (1-28):

$$I_1 = 256 + 0.204 I_H - 0.176 I_R - 1.678 (0.42 I_R) \quad (1-70)$$

$$I_R = 0.23 I_N = 0.23 (I_H + I_R) \quad (1-71)$$

$$I_R = 0.2987012 I_H \quad (1-71)$$

$$I_{ZUS} = I_1 + I_R \quad (1-72)$$

Kde je:

I_{ZUS}Intenzita sečtená pro pravý jízdní pruh a rampu.

I_1Intenzita v pravém jízdním pruhu

I_RIntenzita přípojovací rampy

I_HSečtená intenzita ze všech jízdních pruhů před připojením (před oblastí ovlivnění)

Dopravní proud $I_{ZUS} = 761$ [voz/h] s 42% podílem těžkých nákladních vozidel,

$$I_{ZUS} = \frac{761}{1 + 0.42} = 536 \left[\frac{[jv]}{h} \right] \quad (1-73)$$

$$\text{Pro norm. 2000 vozidel} \quad \frac{2000}{1 + 0.42} = 1408 \left[\frac{[jv]}{h} \right] \quad (1-74)$$

dále s porovnáním této hodnoty s hodnotou 536 (jv/h) je to normativně možné.

$$I_1 = 536 - I_R \quad (1-75)$$

$$I_1 = 536 - (0.2987) I_H = 256 + 0.204 I_H - 0.176 (0.2987) - 1.678 (0.42) (0.2987) I_H = 0.53895 I_H \quad (1-76)$$

$$I_H = 958 \left[\frac{jv}{h} \right] \quad (1-77)$$

$$I_R = 286 \left[\frac{jv}{h} \right] \quad (1-78)$$

$$I_1 = I_{ZUS} - I_R \quad (1-79)$$

$$I_1 = 536 - I_R \quad (1-80)$$

$$I_1 = 250 \left[\frac{jv}{h} \right] \quad (1-81)$$

$$I_{ZUS} = I_1 + I_R \quad (1-82)$$

$$I_{ZUS} = 250 + 286 (536) \left[\frac{jv}{h} \right] \quad (1-83)$$

$$\text{ale pro max. normu } 2000 \quad I_{ZUS} = \frac{2000}{(1+0.42)} = 1408 \left[\frac{jv}{h} \right] \quad (1-84)$$

$$\frac{536}{1408} = 0.38 \quad (1-85)$$

Z toho vyplývá, že se jedná o funkční úroveň A - B.

Závěr z příkladu 4, rovnice podle vzorců [7], [10], [11], založené na intenzitách a odhadu hustoty nelze užít v kongesčním stavu.

Výše uvedené výsledky dokladují nízkou funkční úroveň kvality dopravního proudu. Ve skutečnosti se jednalo o vysokou kongesci. Z uvedeného tedy vyplývá, že rovnice nejsou správně koncipovány a nelze je užívat v kongesčních stavech.

Následná ukázka je z měření s kongescí, a porovnána s výpočty provozních úrovní tak, jak je stanoví zahraniční metodiky [6] a [7].

Příklad 5.

Lanový most – Exit Chodovec.

Dálniční úsek s připojením, dvoupruhá dálnice, naměřené hodnoty (Tab. 1.17), obr. 1.9.



obr. 1.9 MÚK Exit Chodovec – snímek [Zdroj autor DP]

Tab.1.17 Naměřené hodnoty na Exitu Chodovec

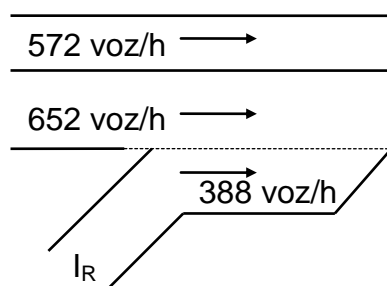
Jízdní pruh	Připojovací jízdní pruh			Pravý jízdní pruh			Levý jízdní pruh		
	osobní < 3.5t	nákladní N<12t	nákladní N>12t	osobní < 3.5t	nákladní N<12t	nákladn N>12t	osob. < 3.5t	nákl. N<12t	nákl. N>12t
intenzita jednotl.kat	254	57	77	325	158	169	362	153	60
Σ	388			652			575		
průměrná rychlost km/h	41.8	31.2	36.2	51.5	44.1	43.6	54.6	47.7	46.5

[Zdroj autor DP]

Výpočet a verifikace podle vlastních měření pro odhad hustoty podle /7/ (HCM):

Intenzita oblasti ovlivnění (obr. 1.10), je $652 + 575 = 1227$ [voz/h] (oblast ovlivnění $I_{1,2}$), procento těžkých nákladních vozidel je 19 %. Intenzita rampy (V_R) je 388 voz/h, procento těžkých nákladních vozidel rampy 19 %. V_F je intenzita všech dálničních jízdních pruhů přibližující se k místu připojení (v jednom směru). P_{FM} je předpokládaný koeficient 1.000 – pro dvouproutý dálniční úsek.

$$I_{1,2} = I_F (P_{FM})$$



Vzorec podle [7]- odhad hustoty (D_R)

1) vzorec pro oblast ovlivnění

$$H_R = 3.402 + 0.00456 I_R + 0.0048 I_{1,2} - 0.01278 L_A$$

$$H_R = 3.402 + 0.00456 (388) + 0.0048 (1227) - 0.01278 (45) \quad (1-86)$$

$$H_R = 11 \text{ [voz/km/pruh]} \quad (1-87)$$

Odhad hustoty odpovídá nízké provozní úrovni B.

obr. 1.10 dopravní schéma intenzit na Exitu Chodovec [Zdroj autor DP]

Užité hodnoty jsou uvedeny v Tab. 1.17. (Ostatní měření z této křižovatky viz. Příloha č. IV/2).

Výpočet podle vzorců německé směrnice Aktuell Hinweise Gestaltung planfreier Knotenpunkte ausserhalb bebauter Gebiete Ergänzungen zu den RAL-K-2 (AH-RAL-K-2) [10].

Hodnoty jsou uvedeny v Tab. 1.17, podle (1- 27), jsou označeny jako : $I_1 = 652$ [voz/h] pravý jízdní pruh, $I_2 = 575$ [voz/h] levý jízdní pruh, $I_R = 388$ [voz/h] připojovací rampa - tvořící 24% vjezdu z celkového dopravního proudu.

Výpočet podle (1- 27).

$$I_1 = 381 + 0.302 I_H - 0.098 I_R - 0.632 I_R \quad (1-88)$$

$$I_R = 0.24 I_N \quad (1-89)$$

$$I_R = 0.24 (I_H + I_R) \quad (1-90)$$

$$I_R = 0.31579 I_H \quad (1-91)$$

$$I_{zus} = 652 + 388 \quad (1-92)$$

$$I_{zus} = 1040 \text{ (se 44 \% podílem těžkých vozidel).} \quad (1-93)$$

$$I_{zus} = 1040 / (1 + 0.44) \quad (1-94)$$

$$I_{sum} = 722 [jv/h] \quad (1-95)$$

$$I_1 = 722 - I_R \quad (1-96)$$

$$I_1 = 722 - 0.31579 I_H \quad (1-97)$$

$$I_1 = 381 + 0.302 I_H - 0.098 I_R - 0.632 (0.31579 I_H) \quad (0.24) \quad (1-98)$$

$$0.53895 I_H = 341 \quad (1-99)$$

$$I_H = 633 [jv/h], \quad (1-100)$$

$$I_R = 200 [jv/h], \quad (1-101)$$

$$I_1 = 522 [jv/h], \quad (1-102)$$

$$I_N = I_H + I_R \quad (1-103)$$

$$I_N = 833 [jv/h]. \quad (1-104)$$

$$\frac{722}{1389} = 0.52 \quad (1 - 105) \quad (1-105)$$

Kde je:

I_{12}Max. celková intenzita vstupující do oblasti ovlivnění ze dvou dálničních pruhů 1 a 2,

I_N Celková intenzita v oblasti ovlivnění,

I_FMax. celková intenzita (všech jízdních pruhů dálnice) přibližující se před připojením vozidel,

I_{FO}Max. celková intenzita (všech jízdních pruhů) po připojení či odbočení vozidel.

Funkční úroveň odpovídá stupnice LOS = B.

Opět se jednalo o vysokou kongesci. Výpočty podle amerických i podle německých metodik ukazují na volný jízdní proud.

Naměřené hodnoty z této křižovatky jsou dále užity k výpočtu, založeném na metodice francouzských odborných autorit (výpočet a verifikace podle ECMT – Paris) [34], které používají pro své výpočty hodnoty stanovené pro dopravní proud podle [7] (HCM), ale provádí vlastní způsob výpočtu založený na Weibullovém rozdělení pravděpodobnosti.

Jako kritickou rychlost uvádí rychlost 13 km/h, vypočtenou z poklesů rychlostí s vyloučením extrémních hodnot a k ní odpovídající hodnotu kritické intenzity 666 [voz/h].

Z toho dále vyplývá výpočet střední intenzity v kongesci určený rovnicí pro libovolný počet kongesčních intervalů s parametry s Weibullovým rozdělením pravděpodobnosti [34].

Hodnoty (a_{suma}) a (a_{os}), jsou užity z tabulky 1.17 mého měření na Exitu Chodovec, kde za a_{os} a a_{suma} jsou dosazovány průměrné rychlosti osobních a všech vozidel. Kritická rychlost je v_{krit} [km/h].

Rovnice s dosazením hodnot:

Výpočet parametru „a“ pro osobní vozidla:

$$a = \frac{a_{os} + v_{krit}}{13} = (42 + v_{krit}) \quad (1-106)$$

$$a = \frac{a_{os} + 13}{13} = (42 + 13) = 4.2 \quad (1-107)$$

Výpočet parametru „a“ pro všechna vozidla:

$$a = \frac{a_{suma} - a_{os} + v_{krit}}{v_{krit}} \quad (1-108)$$

$$a = \frac{38 - 42 + v_{krit}}{v_{krit}} \quad (1-109)$$

$$a = \frac{a_{suma} - a_{os} + 13}{13} = \frac{38 - 42 + 13}{13} \quad (1-110)$$

$$a = 0.7 \quad (1-111)$$

za a_{os} a a_{suma} jsou dosazovány průměrné rychlosti [km/h] osobních a všech vozidel.

$$t_{parametr} = \frac{(60 - T_k)}{60} \quad (1-112)$$

kde T_k je počet kongesčních intervalů.

Pro čtvrt hodinovou kongesci z hodinového záznamu je hodnota parametru:

$$t = \frac{60 - 15}{60} \quad (1-113)$$

$$t = 0.75. \quad (1-114)$$

Dosazením do rovnice pro výpočet střední intenzity v kongesci s užitím parametrů s Weibullovým rozdělením pravděpodobnosti s mezní hodnotou 2400 tedy převzatou z [7] (HCM), pro dolní mez intenzity všech vozidel a horní mez intenzity osobních vozidel je:

$$666 + (1600 - 666) (1 - e^{-at}) \leq (EQ) \leq 666 + (2400 - 666) (1 - e^{-at}). \quad (1-115)$$

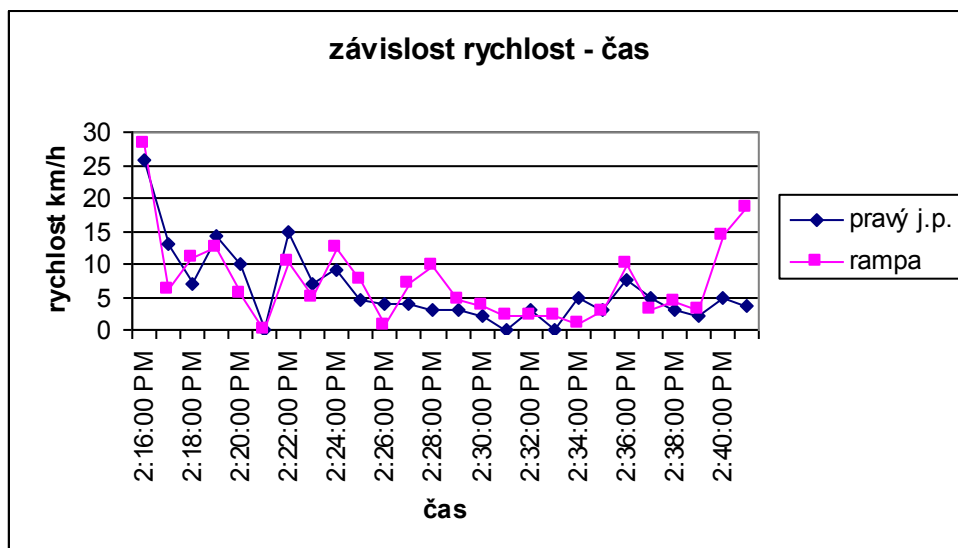
$$666 + (1600 - 666) (1 - e^{-0.7(0.75)}) \leq (EQ) \leq 666 + (2400 - 666) (1 - e^{-4.2(0.75)}) \quad (1-116)$$

$$1058 \leq (EQ) \leq (2330) \quad (1-117)$$

Skutečná intenzita vozidel připojovacího pruhu představuje hodnotu 1561 voz/h, to potvrzuje stupeň D vypovídající o kongesční zátěži.

Výše uvedená rovnice je dále užita s dosazením hodnot z měření mimoúrovňové křižovatky u Lanového mostu Chodovec ve vysoce kongesční hodině, kde docházelo pouze k popojždění až úplnému zastavování vozidel.

Průběh kongesčních rychlostí znázorňuje graf 1.11.



Obr. 1.11 průběh rychlosti v čase na Exitu Chodovec, [Zdroj autor DP].

Útlum rychlosti (V_t)

$$V_t = V_r - V \quad \left[\frac{\text{km}}{\text{h}} \right] \quad (1-118)$$

kde je:

Vrychlost průměrná naměřená,

V_rrychlost referenční.

Pokud by se za referenční rychlost dosazovala předpokládaná hodnota legislativní, pro dvoupruhovou rychlostní silnici, tak by se rychlostní útlum rovnal 83 km/h. Pokud by se dosazovala běžná předpokládaná rychlost pro silnici tohoto typu (tj. běžná v okrajovém extravilánu města rychlostní silnice cca. 90 [km/h], dá se hovořit o útlumu rychlosti 40 - 50 [km/h]).

Vysoce kongesční hodnotu podle vyhodnocení hustoty ze záznamu s Traficonu v porovnání s tabulkou podle [7] (HCM), pro hustotu [voz/km/pruh] kde u 22 [voz/km/pruh] odpovídá stupni E tj. stupni vysoké kongesce. Kritická rychlost zde odpovídá hodnotě 8 [km/h/pruh] což je nižší než stanovená kritická rychlost.

Dosazením těchto hodnot do rovnice (1-55) vychází střední hodnota intenzity v kongesci:

$$666 \leq (EQ) \leq (666) \quad (1-119)$$

tj. rovna kritické intenzitě. Skutečná intenzita v pravém jízdním pruhu dosáhla hodnoty 652 [voz/h]. Tedy se jedná o provozní úroveň kongesce E – F.

Pro tento případ byl výše použit jak německý způsob výpočtu tak i americký, oba výpočty odpovídaly stupni B - tedy volné rychlosti. Ve skutečnosti se ale jednalo o měření velmi vysoké kongesce, jak prokazuje i výpočet pomocí Weibullova rozdělení pravděpodobnosti podle (1-115).

Z toho vyplývá, že nelze výpočty stupně zatížení založené pouze na intenzitách používat pro kongesce s kritickými intenzitami.

V navržených tabulkách v rámci disertační práce v kapitole č. 3 si lze pro tento případ vyhledat, že jedná-li se (zde o 40% připojení vozidel z rampy s 44%

nákladních vozidel) je úroveň kvality dopravy E- F. Což odpovídá i výše prezentovaným výpočtům pomocí Weibullova rozdělení pravděpodobnosti.

Závěr z příkladu 5, rovnice podle vzorců z literatury [6], [7], které jsou založené na intenzitách nelze užít v kongesčním stavu.

Další měření v kongesci ukázala na pohyb kritické rychlosti v intervalu 10 – 15 [km/h], (měření francouzských inženýrů stanovila 13 [km/h]). Dále na intenzitu vozidel v intervalu 630 – 660 [voz/h], (výpočty francouzských inženýrů vychází z hodnoty 665,5 vozidla zaokrouhleného vzhledem ke kapacitě nelogicky na vyšší hodnotu 666 [voz/h]).

Naměřené hodnoty v rámci disertační práce a výpočtem navržené hodnoty v rámci disertační práce, odpovídají hodnotám, které uvádí ECMT – Paris [34] jako kritiku HCM [7].

Výsledky výpočtů francouzských inženýrů potvrzují výsledky měření provedeného v rámci disertační práce, a ukazují na nedokonalý návrh výpočtů podle metodik [7], [6] a [10].

1.4 Závěr z provedené analýzy

Z provedené analýzy vyplývá, že problematika řešení mimoúrovňových křižovatek je záležitostí, která vyžaduje stále nová řešení.

Z porovnání řešení zastoupených v různých zemích, např. USA - HCM [7] a Německo - HBS [6], vyplynulo, že mezi těmito dvěma metodikami existuje značný rozdíl. Metodiky dávají pevný návod pro zacházení s hodnotami dopravně inženýrských v oblasti návrhu mimoúrovňových křižovatek. Vychází ale (ze vzájemného porovnání) z rozdílných hodnot i kritérií.

V současné době je [7] HCM považováno za jednu z hlavních metodik pro dopravní inženýry, přesto se vyskytuje i kritika na některé postupy v něm obsažené. Jedná se především o vztahy určující vazbu mezi hodnotami intenzit a úrovněmi kvality dopravy. Kritika přichází ze strany Francie (ECMT Paris) [34].

Analýza prezentuje řešení Výzkumného institutu [5], v porovnání s normou ČSN [4] a také řešení podle [11] a s ní také související německé normy RAL-K-2 [10].

Řešení, která poskytují metodiky a normy, jsou pevně deklarované, zatím co doporučení Technického světového výboru silniční asociace (AIPCR) je nezávazné a ponechává ve věci návrhu mimoúrovňových křižovatek svobodnou vůli. Tato doporučení, ale většinou nejsou uváděna do praxe.

Projektanti mimoúrovňových křižovatek po celém světě vychází z konkrétních norem daného státu, celosvětově se také využívá HCM [7]. V podmínkách České republiky se návrh MÚK řídí normou ČSN 736102 „Projektování křižovatek na pozemních komunikacích“, popř. ČSN 736101 „Projektování silnic a dálnic“.

Z rozboru současně existujících metodik prezentovaných v kap. 1.3 a 1.3.1, aplikace znázorněné v příkladech 1 – 5, uvedených kapitol vyplynulo, že současné prezentované postupy nejsou vhodné pro kongesční stavy, jelikož nepodávají pravdivé výsledky. Nelze tyto postupy proto dále užívat.

Z výše uvedené analýzy vyplývá, že současný stav si žádá nová řešení, jelikož mimoúrovňové křižovatky zahrnují nevyhovující délky odbočovacích a připojovacích pruhů, malé poloměry oblouků, nedostačující délky ramp a nevhodně volená typová provozní schéma.

2. Metody řešení v disertační práci

V analytické části byly provedeny rozborů současně užívaných metodických postupů, ale i reálné verifikace na reprezentujících typech MÚK.

Vyvozená teorie výpočtu byla ověřena na reálně aplikovaných postupech.

Na základě rozborů budou navržena nová řešení a nové postupy. Poznatky se stanou podkladem pro nové návrhy mimoúrovňových křižovatek.

Na většině MÚK budou provedena opakující se měření. Velké exity jako např. MÚK Barrandovský most a MÚK Roztyly budou sledovány průběžně v období pěti let (2002 – 2007). Na každé křižovatce bude proveden přibližně tříhodinový záznam v rámci jednoho měření. V disertační práci resp. její příloze budou z vybraného měření prezentovány cca patnáctiminutové intervaly, které nejlépe budou charakterizovat nejčastěji navozený problematický stav. Především budou sledovány ranní a odpolední kongesce, rovněž čas před nástupem kongesce a po kongesci, ale i sedlové období.

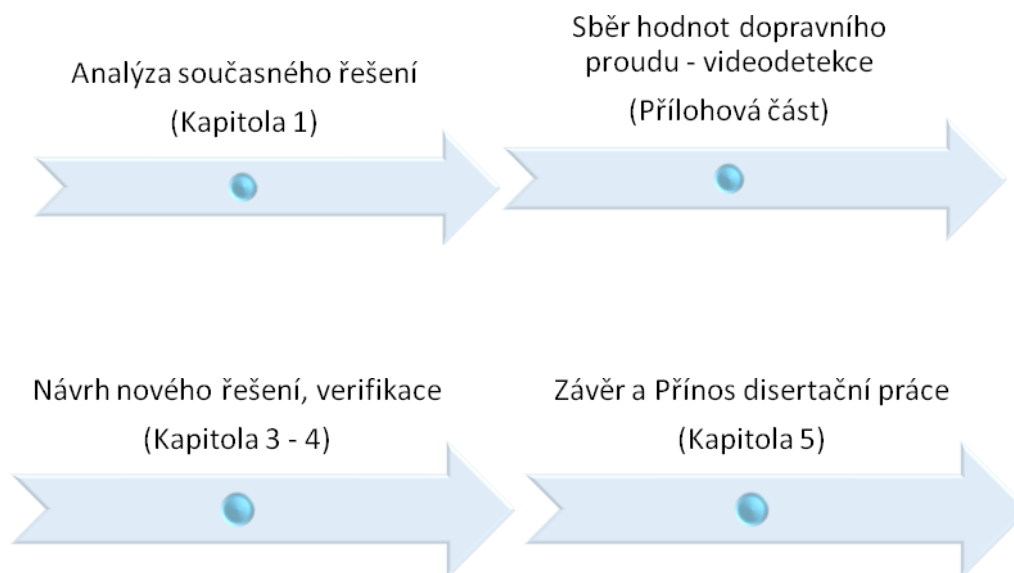
Sledování na MÚK bude provedeno na velkých dálničních exitech, na kterých se mj. předpokládala dostatečná kapacita.

Měřicí stanoviště musí být voleno tak, aby vyhovovalo jak záměru získání dat pro disertační práci (tj. sledování průběžných pruhů + připojovací / odbočovací pruhy a rampy), tak aby byla rovněž splněna podmínka, která vyplývá ze zvolené metody založené na vyhodnocení dat pomocí zařízení Traficon, (tj. aby bylo zajištěno postavení kamery s dostatečnou výškou nad osou jízdnic pruhů). Veškeré podklady budou pořízeny zpracovatelem disertační práce. Místa sledování na křižovatkách budou volena tak, aby se sledování uskutečnila ve srovnatelných podmínkách, kdy na stěžejních částech MÚK, bude sledován dopravní proud s následným vyhodnocením jeho závislostí. Bude se jednat o bodové sledování.

2.1 Metody a postupy řešení užitá v disertační práci

Disertační práce se zabývá řešením kapacity mimoúrovňové křižovatky a novým návrhem mimoúrovňové křižovatky.

Znázornění následnosti postupu řešení při tvorbě disertační práce



Obr. 2.1 Znázornění postupu při tvorbě disertační práce [Zdroj autor disertační práce]

Jak bylo výše uvedeno pro analýzu současného stavu, bylo zapotřebí provést i fyzická měření, která musela být taková, aby zahrnula reprezentující typy mimoúrovňových křižovatek.

Z měření dopravního proudu vyplynula zřejmá reakce na geometrii řešení užitého prvku pozemní komunikace (kde např. dochází k navození kongesčního stavu u nevhodně zvoleného poloměru oblouku).

Dopravní proud se modifikuje ve vztahu ke stavebním podmínkám.

Rovněž byla provedena analýza rovnice dopravního proudu z pohledů:

- 1) Analýza rovnic kapacit deklarovaných v zahraničí
- 2) Analýza rovnic, založených na fyzikálních analogiích

U rovnic založených na fyzikálních analogiích (popsáno v kap. 1.2.1), je patrné jak se tyto vztahy liší na základě návrhu předloženého jejich autory.

Autoři vychází z proudění kapaliny, avšak pro nový postup v rámci disertační práce byla uvážena skutečnost, kdy dopravní proud se v místě zúžení zastaví, zatím co kapalina v místě zúžení teče prudce.

Při samotné teorii proudění kapaliny totiž ve fyzice dochází k jevu, kdy při zúžení místa průtoku se proud stává „dravějším“, zatím co z pohledu dopravního inženýrství při zúžení dochází až k zastavení dopravního proudu.

Bylo proto zřejmé, že do rovnice proudění kapaliny je třeba implikovat vztah základní pohybové rovnice dopravního proudu „rychlost – dráha – čas“ a dále určit

ideální hodnoty pro základní rovnici kontinuity („úroveň služeb dopravního proudu“ – prof. Siljanov [15]).

Tyto ideální hodnoty vyplynuly z výsledků měření na MÚK a z výsledků výpočtů maximálních hodnot intenzit dopravního proudu.

Výsledkem byl vzorec návrhu ideálního poloměru oblouku (3-13). Hodnoty získané na jeho základě lépe vyhovují oproti ČSN [4], poznatkům, ke kterým došel Institut pro silniční bezpečnost v Holandsku [5] v rámci měření po EU.

Rovněž bylo zapotřebí navrhnout rovnice kapacity a maximální intenzity („provozní podmínky“ - prof. Siljanov [15]), z tohoto důvodu musel být proveden rozbor zahraničních postupů [6] [7] [10][11]. Určení správného návrhu těchto vztahů, obnášelo vědecký rozbor stávajících postupů ve světě a rozbor fyzicky naměřeného dopravního proudu v rámci disertační práce. Na základě zjištěných vzorců byly navrženy nové vztahy (kap. 3.3).

Nakonec byly na základě ideálních a optimálních hodnot navrženy nové mimoúrovňové křižovatky, tak aby splnily požadavky, které vyplynuly z rozborů a měření - dostatečný poloměr, vhodný sklon, typ užití větve MÚK.

2.2 Prostředky pro zjištění dat

Metodou ke zjištění podkladů byla zvolena videodetekce dopravního proudu na vybraných typech MÚK tak, aby byla vhodně zajištěna data potřebná pro nové návrhy.

Předmětem kamerového záznamu byly především vjezdy/výjezdy z ramp tj. připojovací, odbočovací pruhy v návaznosti na pravý krajní jízdní pruh a ostatní jízdní pruhy.

Prostředkem ke zpracování dat videodetekční metodou bylo zařízení Traficon obr. 2.1 (výrobce Siemens-Belgie).

Zařízení Traficon je spojeno s digitálním videem a osobním počítačem. Záznam, je proto možné prohlížet na obrazovce počítače, je základem pro vyhodnocení dat.



Obr. 2.2 Vyhodnocovací zařízení Traficon [foto - zdroj autor DP]]

Výstupem ze záznamu jsou hodnoty, které nesou informace o každém zaznamenaném vozidle v každém ze sledovaných jízdních pruhů.

Jedná se o rychlost (km/h), kategorii vozidla (zařízení rozlišuje vozidla do tří kategorií O_s , N_{12} , N_3) a počet vozidel.

Z těchto dat lze dalšími výpočty získat další veličiny jako je např. hustota (voz/km/pruh).

Ostatní prostředky pro sběr dat (kamera, video, počítač) byly pořízeny za účelem zpracování, na vlastní náklady. Pro použití leteckých snímků v příloze disertační práce byla zakoupena licence.

3. Návrh vlastního nového řešení

Z rozboru měření konaných v rámci disertační práce mj. vyplynulo, že i dostatečně velký poloměr rampy nesplní účel, pokud mu nepředchází dostatečně dlouhý odbočovací pruh.

V případě Exitu Lochkov byl překážkou v plynulosti jízdy ostrý úhel nájezdu do rampy, který způsoboval tak výrazný pokles rychlosti. Odbočovací pruh se rychle zaplnil vozidly. Rychlost vozidel na hlavní jízdní dráze byla dále ovlivněna rychlostí odbočujících vozidel, která neměla k dispozici dostatečně dlouhý jízdní pruh.

V kap. 1 Analýza současného stavu je uvedena délka pro odbočovací pruh (užívaná podle norem USA), která představuje vzdálenost 450 [m]. Podle nově revidované normy ČSN [4] je délka odbočovacího pruhu určena součtem délky vyřazovacího a zpomalovacího úseku.

Např. V_n návrhová rychlost (značení podle [4]) je na začátku zpomalovacího úseku 100 [km/h] a V_c návrhová rychlost na konci zpomalovacího úseku je 40 [km/h]. Délka zpomalovacího úseku L_D , která je vypočtená ze vzorce (1-43) podle [4], (v tomto případě představuje hodnotu 133,5. Přičtením délky L_V , tj. vyřazovacího úseku při dané návrhové rychlosti 100 [km/h], vychází vzdálenost 90 [m]). Celková délka odbočovacího pruhu je tedy 223 [m].

U rovnoměrně zpomaleného pohybu, kde vozidlo bude snižovat konstantně svojí rychlost, bude tento úsek projížděn cca ve své první čtvrtině - 1,4 s, ve 2/4 - 1,6 s, ve 3/4 - 2 [s], a ve 4/4 tj. poslední část úseku 2,4 [s]. Celkem 7,8 [s].

Obvykle na konci tohoto úseku následuje vratná rampa o poloměru 40 [m] s pojezdnou délkou dráhy cca 190 a 200 [m] a příslušnou návrhovou rychlostí 40 km/h. Jedno samostatné neovlivněné vozidlo projíždí touto rampou přibližně 17 [s]. Doba zdržení na rampě je 2 x delší než průjezd zpomalovacím úsekem.

Dále navrhovaná kapacita byla např. 600 [voz/h], cca 10 [voz/min] a vozidla by přijížděla v konstantním intervalu následnosti 6 [s]. Plynulost jízdy a průjezd rampy by byl bezproblémový.

Z rozboru dopravního proudu konaného v rámci disertační práce na MÚK, ale vyplývá skutečnost, že vozidla projíždějí odbočovací pruh nesníženou rychlostí, kterou výrazně sníží až před odbočením do rampy.

Tím se rozdíl doby průjezdu rampou a odbočovacím pruhem ještě zvýší. Vozidla tak nepřijíždí v časových odstupech, ale přijíždí více vozidel v jednom sledu. Dochází proto k frontě vozidel, před odbočením do rampy bez možnosti rozptylu.

Také některá vozidla pokračují v přímém směru průběžným pruhem – nezařadí se do odbočovacího pruhu na jeho začátku, ale řadí se do odbočovacího pruhu až na jeho konci, tím brzdí vozidla, která neodbočují a způsobují ještě větší zdržení před rampou. Významné zdržení v odbočení do rampy způsobují dlouhá těžká nákladní vozidla. Odbočovací pruh se rychle zaplní zpětně - proti směru jízdy. Z rozboru vyplynulo, že pro intenzity přibližující se k 1000 [voz/h] s rampou pro návrhovou rychlost 40 km/h je odbočení do rampy jedním pruhem rampy naprosto nevyhovující. U provozního schéma se dvěma jízdními pruhy rampy, se kolona

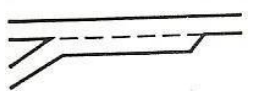

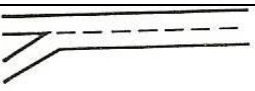
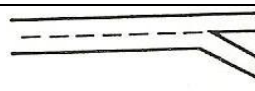
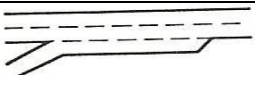
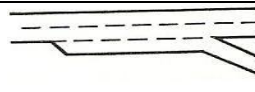

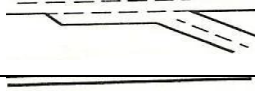
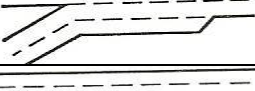
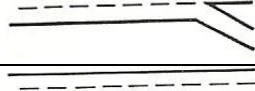
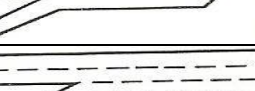

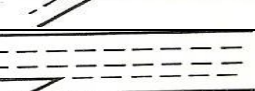
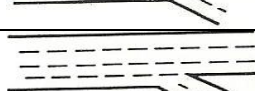
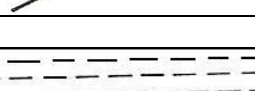
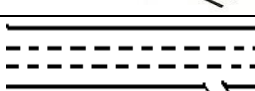
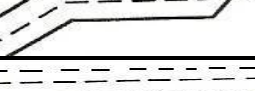
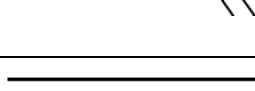
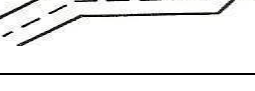

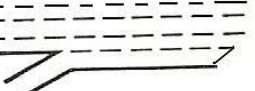
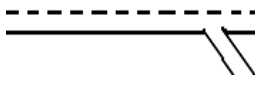
vozidel vytvořená před rampou rychleji „vstřebává“, tím se snižuje doba průjezdu rampou.

Další zdržení vzniká při připojení proudu po průjezdu rampou, záleží tedy na tom jak je tato doba dlouhá a jak se promítá zpětně do předcházející kapacity odbočení.

3.1 Návrh a realizace provozního schéma -odbočovací pruh

K návrhu provozního schéma, se přistupuje v analyzovaných zemích nejednotvárně. V Tab. 3.1 je seznam užívaných schémat ve světě. Tabulku tohoto typu, avšak neúplnou lze také nalézt v [11].

Tab. 3.1 Provozní schémata [Zdroj lit. 11, zdroj autor]

Tabulka typových schémat			
připojení		odbočení	
1 + 1 → 1		1 → 1 + 1	
1 + 1 → 2		2 → 1 + 1	
2 + 1 → 2		2 → 2 + 1	
2 + 1 → 3		2 → 2 + 2	
2 + 2 → 3		3 → 2 + 1	
3 + 1 → 3		3 → 3 + 2	
2 + 2 → 4		4 → 2 + 2	
3 + 1 → 4		4 → 3 + 2	
3 + 2 → 3		3 → 3 + 1	
3 + 2 → 4		4 → 3 + 2	
4 + 1 → 4		4 → 3 + 1	

Z provedené analýzy v disertační práci, která se zabývala řešením provozních schémat na MÚK podle současných metodik a dále z odkazu na dodatek v této disertační práci, je patrné že:

ČSN [4] navrhuje pro oblast připojení schéma typu:

$2+1 \rightarrow 2$ (V1), $2+1 \rightarrow 2$ (V2), $2+1 \rightarrow 3$ (V3), $2+2 \rightarrow 3$ (V4/V5), $2+2 \rightarrow 3$ (V5), $3+2 \rightarrow 3$ (V6), dále pro oblast odbočení se jedná o schéma typu: $2 \rightarrow 2+1$ (O1), $2 \rightarrow 2+1$ (O2) – na rampě jsou dva pruhy, $2 \rightarrow 2+2$ (O3), $3 \rightarrow 3+2$ (O4a), $3 \rightarrow 3+2$ (O4b).

HBS [6] navrhuje pro oblast připojení schéma typu:

$3+1 \rightarrow 3$ (E1), $2+1 \rightarrow 2$ (E1), $3+1 \rightarrow 3$ (E2), $2+1 \rightarrow 2$ (E2), - E2 jsou oproti E1 na rampě dva pruhy, $2+1 \rightarrow 3$ (E3), $2+2 \rightarrow 2$ (E4), $2+2 \rightarrow 3$ (E5), dále pro oblast odbočení se jedná o schéma typu: $3 \rightarrow 3+1$ (A1), $3 \rightarrow 3+2$ (A2), - dva jízdny pruhy jsou až na rampě, $3 \rightarrow 3+2$ (A3), $2 \rightarrow 2+2$ (A4).

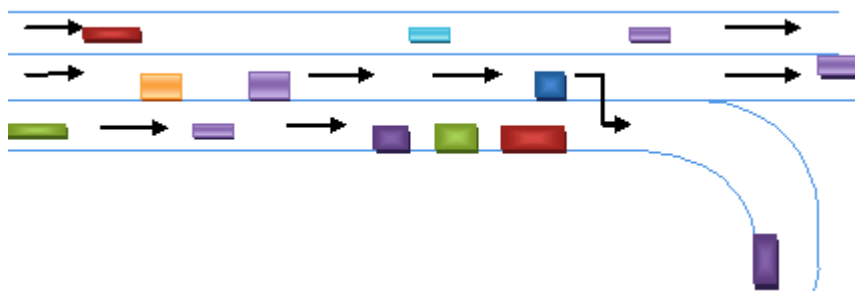
HCM [7] nejčastěji prezentuje jako návrh pro oblast připojení schéma typu: $3+2 \rightarrow 3$, $4+1 \rightarrow 4$ a pro oblast odbočení $3 \rightarrow 3+2$, $3 \rightarrow 3+1$, $4 \rightarrow 4+1$.

Vzhledem k výše uvedené nejednotnosti, bylo třeba na základě skutečných měření určit návrh pro vhodné typové schéma.

Z rozboru a výpočtů vyplynulo, že odbočovací pruh je třeba navrhovat tak, aby doba průjezdu odbočovacím pruhem odpovídala době průjezdu rampou. (Následují modelové příklady situací 1 – 4, vykreslené podle skutečných měření v rámci disertační práce).

Situace 1)

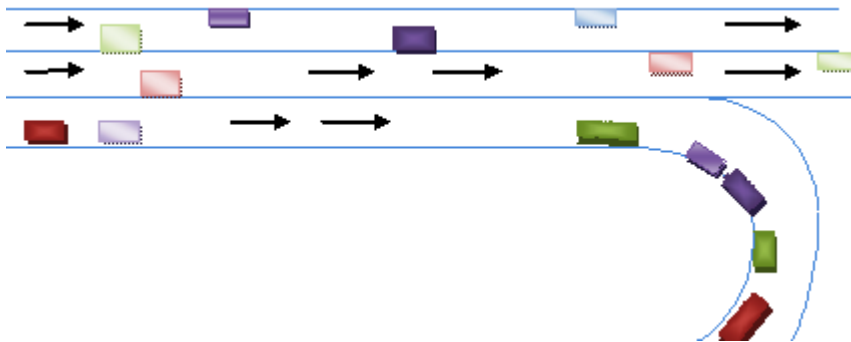
Vozidla přijíždí k rampě v těsném sledu, rampa je volná, ale vozidla si navzájem překáží a musí tedy pokračovat jako „minikolona“ (obr. 3.1).



Obr. 3.1 Dopravní schéma průběhu odbočení [Zdroj autor DP]

Situace 2)

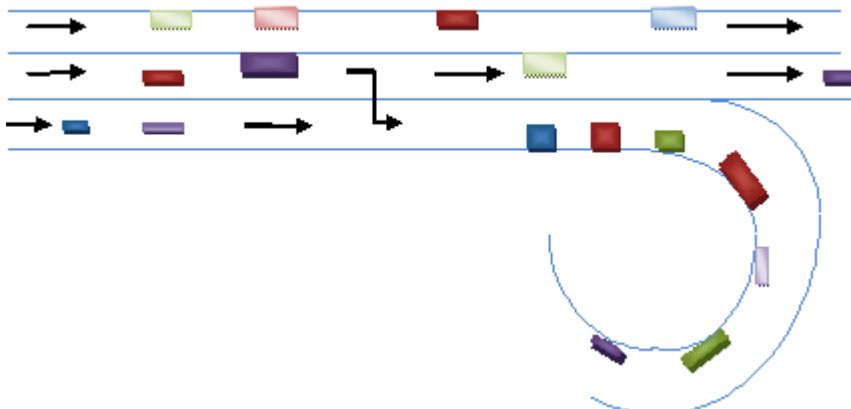
„Minikolona“ z předchozího obrázku, projíždí rampou, připojují se k ní další následná vozidla, která mezitím rychle projela odbočovací pruhem. Rampa je zaplněná (obr. 3.2).



Obr. 3.2 Dopravní schéma průběhu odbočení [Zdroj autor DP]

Situace 3)

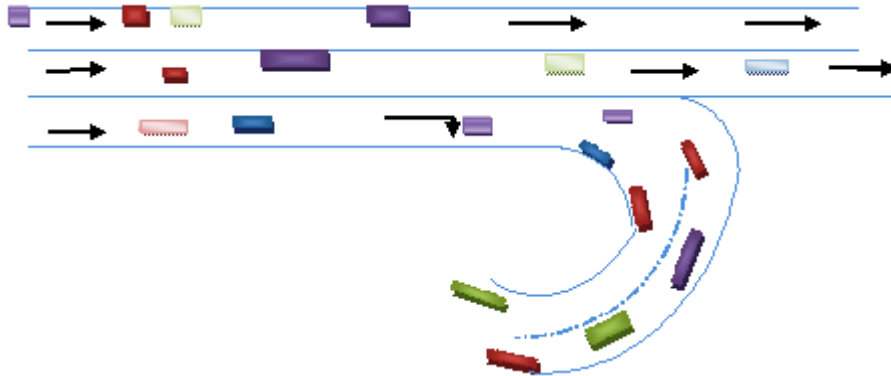
Některá vozidla z předchozí „minikolony“, již opustila rampu, ostatní ještě rampou projíždějí a opět přijíždí nová vozidla, která se, ale již do zaplněné rampy nevejdou. Začíná se zpětně zaplňovat odbočovací pruh. Bude záležet na intenzitě vozidel, jak rychle se naplní odbočovací pruh a jak začne ovlivňovat ostatní jízdní pruhy (obr. 3.3).



Obr. 3.3 Dopravní schéma průběhu odbočení [Zdroj autor DP]

Situace 4)

Nová a lepší situace nastává, pokud vozidla odbočují a zároveň se připojují dvou-proudou rampou. Nevytváří frontu, ale v samém počátku příjezdu do rampy se vozidla rozptylují. (obr. 3.4).



Obr. 3.4 Dopravní schéma průběhu odbočení [Zdroj autor DP]

Pro odbočení dvěma pruhy, je zapotřebí i realizace připojení dvěma pruhy. Schematicky, to znamená, že pro odbočení dvou-proudou rampou, by mělo následovat i připojení dvou-proudou rampou.

To znamená, že by měl následovat sled schémat $3 \rightarrow 3+2$ (A2) nebo $3 \rightarrow 3+2$ (A3) nebo $2 \rightarrow 2+2$ (A4) a následovat $2+2 \rightarrow 2$ (E4) nebo $2+2 \rightarrow 3$ (E5).

Vzhledem k výše uvedenému rozboru je realizace A4 lepší než A2, protože u realizace A2 se opět budou tvořit kolony vozidel. Vozidla se rozptýlí až v rampě, pokud ale tuto možnost využijí.

Provozní schéma však nelze navrhnout „od stolu“, pouze na základě předpokládaného výpočtu, chování dopravního proudu totiž často přináší neočekávaná překvapení. V rámci disertační práce proto byly navržené předpoklady řešeny také prakticky. Praktickému řešení jsou věnovány následující příklady 1 a 2 kapitoly 3.2.

3.2 Návrh a realizace provozního schéma - připojovací pruh

Předchozí kapitola 3.1 se zabývala řešením a návrhem pro odbočovací pruhy, tato kapitola analyzuje a navrhuje řešení pro připojovací pruhy.

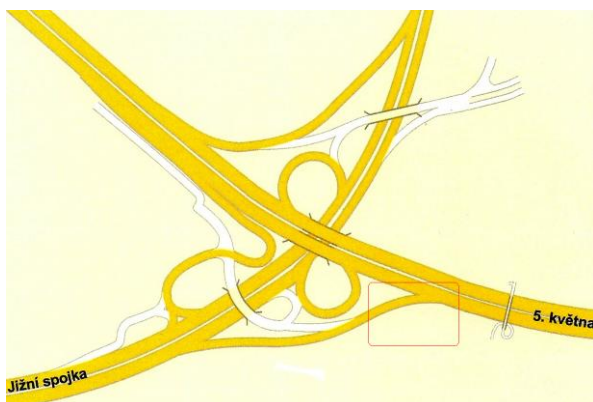
Pro návrh schéma je nutné jeho vyzkoušení v praxi, bez praktického ověření nelze návrh verifikovat. Není totiž možné odhadnout, jak se bude dopravní proud u daného řešení skutečně chovat a jestli je navrhované řešení přínosem.

Německá metodika [6], která mj. také navrhuje provozní schémata, podotýká, že jejich účinnost ještě u některých jako např. u klíčového schéma E5, nebyla odzkoušena v praxi.

Jelikož v disertační práci navrhuji řešení pomocí schéma $2+2 \rightarrow 3$ (kap. 3.1), což je stejné řešení jako u německého (E5), bylo nutné na tomto dosud neověřeném schéma provést reálná měření dopravního proudu, aby tento návrh mohl být prohlášen za verifikovaný - (Příklad 1).

Příklad 1

Na Exitu Roztyly bylo na připojení direktní větve obr. 3.5, změněno schéma připojení jednoproudou rampou, na připojení dvouprvoudou rampou.



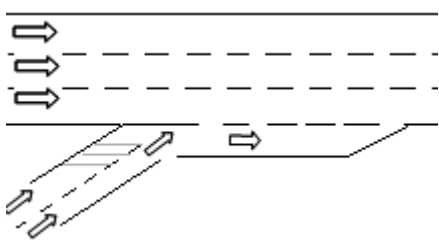
Obr. 3.5 MÚK Roztyly [Zdroj autor DP]

Dále na obrázcích 3.6 (schéma) a 3.7 (reálné foto) je znázorněno původní schéma připojení jednoproudou rampou.

Na obrázcích 3.8 (schéma) a 3.9 (reálné foto) je znázorněna změna. Vozidlům je umožněno připojovat se dvouprvoudou rampou, původní pravý jízdní pruh byl přetvořen na pruh z rampy a původní střední jízdní pruh se stal pravým jízdním pruhem.

HBS [6] podotýká, že typové schéma zatím nebylo ozkoušeno v praxi. Jedná se o preferenci rampy před průběžným dopravním proudem, kterému touto změnou ubyl jeden průběžný jízdní pruh.

Změna byla významná pro odstranění poklesu rychlostí v průběžných pruzích. Přestože připojovací pruh i nadále ovlivňuje ostatní jízdní pruhy, tak ale tento vliv slábne. Pro připojující se vozidla to má význam plynulého napojování bez výrazného snižování rychlostí.



Obr. 3.6 Dopravní schéma MÚK Roztyly před změnou [Zdroj autor DP]

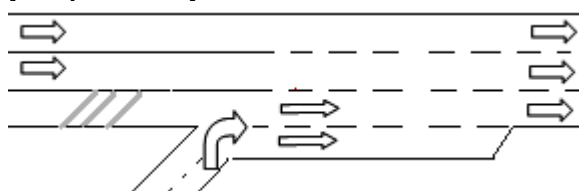


Obr. 3.7 MÚK Exit Roztyly – snímek [Zdroj autor DP]

Tab.3.2 Naměřené hodnoty veličin dopravního proudu na Exitu Roztyly, z ranní letní kongesce

Schéma 3+1→3, tabulka veličin dopravního proudu												
Jízdní pruh	Připojovací z rampy			Pravý krajní (po směru jízdy)			Střední jízdní			Levý krajní (po směru jízdy)		
Detekční zóna	1			2			3			4		
Kategorie vozidel	os	N _{1,2}	N ₃	os	N _{1,2}	N ₃	os	N _{1,2}	N ₃	os	N _{1,2}	N ₃
Intenzita vozidel jednotlivých kategorií [voz/h]	1359	89	113	191	11	7	1068	25	20	924	15	11
průměrná rychlost vozidel jednotlivých kategorií [km/h]	41.3	36.8	36.4	51.9	50.4	50.6	62.8	61	58	74.7	71,2	69.3
Intenzita vozidel všech kategorií [voz/h]	1561			209			1113			950		
Prům rychlost vozidel všech kategorií [km/h]	38			51			61			72		

[Zdroj autor DP]



Obr. 3.8 Dopravní schéma MÚK Roztyly po provedené změně
[Zdroj autor DP]

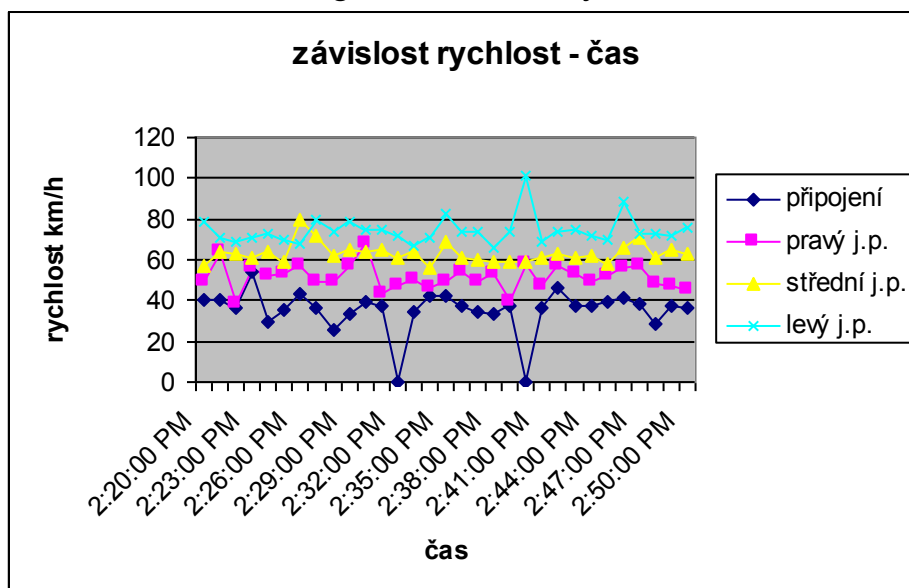
Obr. 3.9 MÚK Exit Roztyly - sníek
[Zdroj autor DP]

Tab.3.3 Naměřené hodnoty veličin dopravního proudu na exitu Roztyly, z ranní letní kongesce

Schéma 2+2→3, tabulka veličin dopravního proudu												
Jízdní pruh	Připojení			Připojení			Pravý krajní (po směru jízdy)			Levý krajní (po směru jízdy)		
Detekční zóna												
Kategorie vozidel	os ₁	N _{1,2}	N ₃	os	N _{1,2}	N ₃	os ₁	N _{1,2}	N ₃	os ₁	N _{1,2}	N ₃
Intenzita vozidel jednotlivých kategorií voz/h	397	429	183	55	96	24	390	242	58	306	163	25
průměrná rychlost vozidel jednotlivých kategorií km/h	55	45	40	43	46	55	63	54	49	70	68	61
Intenzita vozidel všech kategorií voz/h	1009			175			690			494		
Průměrná rychlost vozidel všech kategorií km/h	47			48			56			67		

[Zdroj autor DP]

Schéma 3+1→3, graf závislostí rychlost - čas

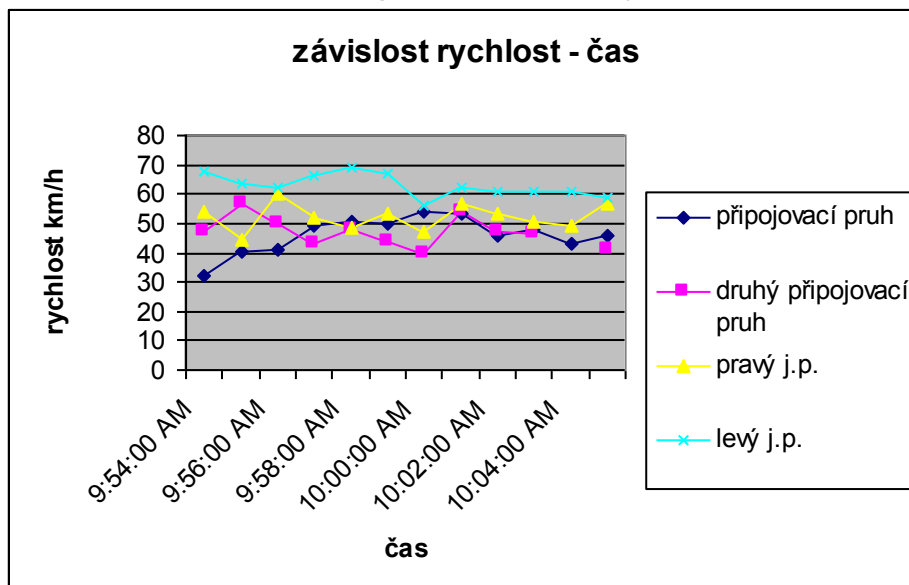


Obr. 3.10 Průběh rychlostí na MÚK Roztyly v čase (měřeno za místem připojného bodu). [Zdroj autor DP]

Ze závislosti znázorněné na obr. 3.10 graf rychlost – čas, je dobře patrné jak připojovací pruh ovlivňuje rychlosti v ostatních jízdnicích, které kopírují křivku pro připojovací pruh.

Nejvíce je tímto připojením ovlivněn pravý jízdnicí pruh, jeho rychlost se přibližuje rychlosti v připojovacím jízdnicím pruhu a vzdaluje se od rychlostí v ostatních jízdnicích.

Schéma 2+2→3 graf závislostí rychlost – čas

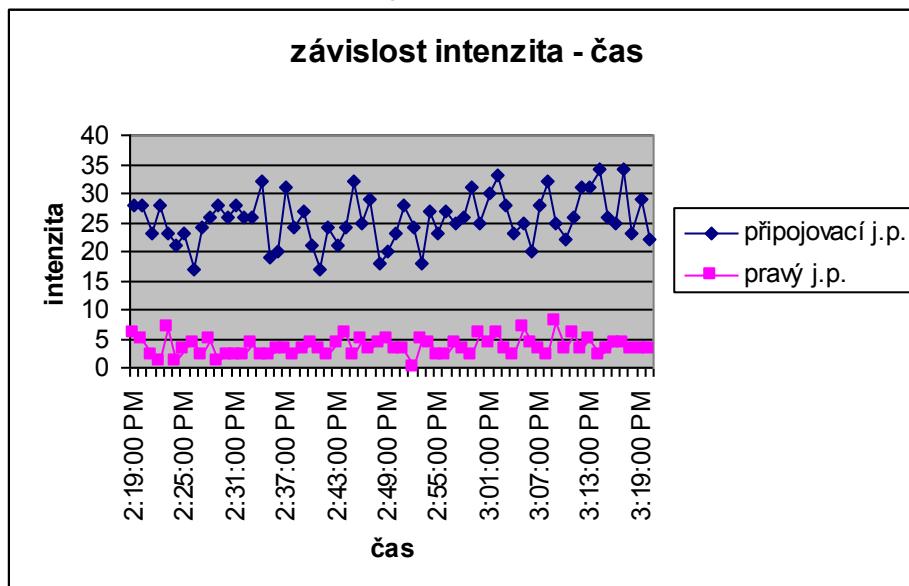


Obr. 3.11 Průběh rychlostí na MÚK Roztyly v čase (měřeno za místem připojného bodu). [Zdroj autor DP]

Rychlost znázorněná v grafu 3.11, je u obou připojovacích pruhů téměř srovnatelná.

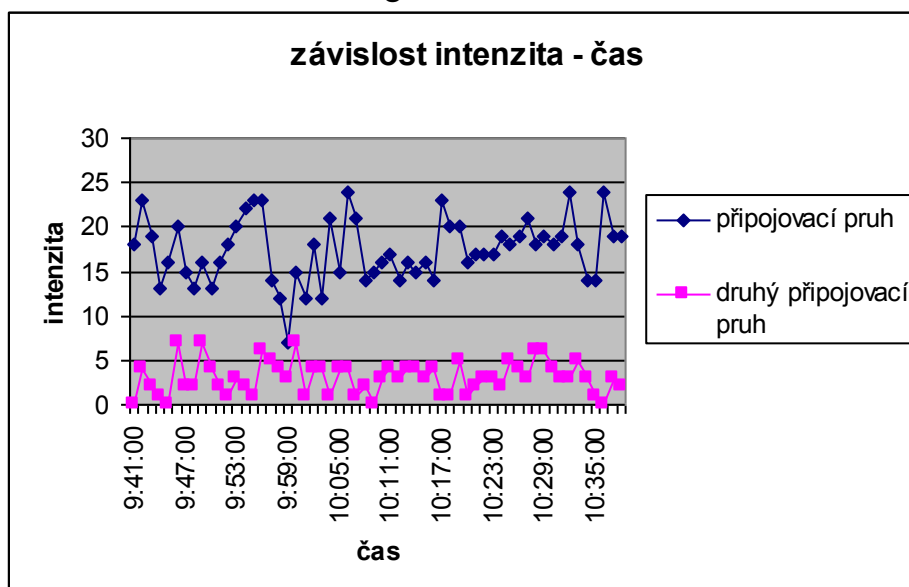
Z grafu závislosti intenzita – čas (graf 3.12) je patrná nízká intenzita v pravém jízdním pruhu oproti připojovacímu pruhu neboť vozidla, která se připojují, zároveň „vytlačují“ vozidla jedoucí v průběžném pruhu, která jim sama uvolňují prostor k připojení.

Schéma 3+1→3, graf závislostí intenzita - čas



Obr. 3.12 Průběh intenzit na Exitu Roztyly v čase [Zdroj autor DP]

Schéma 2+2→3, graf závislostí intenzita – čas



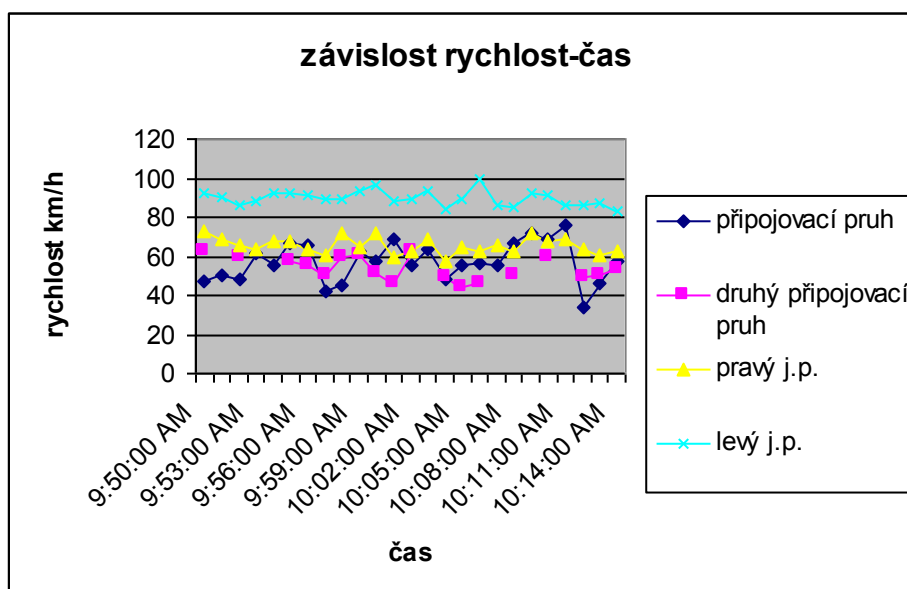
Obr. 3.13 Průběh intenzit na Exitu Roztyly v čase [Zdroj autor DP]

Graf 3.13 znázorňuje průběh intenzit nově zavedené dvouproude rampy s možností dvojího připojení. Původní pravý jízdní pruh se stal druhým připojovacím pruhem. V porovnání s grafem 3.3, kdy pruh měl sloužit jako pravý jízdní pruh, se

jedná o stejný průběh. Jelikož schéma 2+2→3, se osvědčilo (obr. 3.14). (Měření Exit Roztyly Příloha č. I/1).



Obr. 3.14 Konečná podoba dopravního schéma na Exitu Roztyly [Zdroj autor DP]



Obr. 3.15 průběh rychlostí na Exitu Roztyly v čase [Zdroj autor DP]

Z výše uvedeného je patrné, že nové provozní schéma s dvouproudou rampou je pro připojující se vozidla z rampy výhodnější oproti původnímu schéma. Připojující se vozidla méně ovlivňují proud vozidel na hlavní jízdni dráze.

Příklad 2

Příklad verifikuje správnost zvoleného provozního schéma. Jedná se o měření provedené v rámci disertační práce. Příklad prezentuje znevýhodněnou pozici rampy (na nájezdu z R4 Strakonické na Barrandovský most 3.16), zde došlo k dočasné změně z dvouproudé rampy na jednoproudou rampu. (Změna ze schéma 2+1→2 – německé E2, na 2+1→2, německé E1).

Rampa je krátká direktní s ostrým obloukem v napojení na mostovku a s výrazným stoupáním. Rampa bývá příčinou vzniku kongesce, která se projevuje jako zpětné vzdutí.

Značnou nevýhodou rampy je její provozní schéma připojení (jedná se o schéma E2). Dvouproudá rampa se v blízkosti před připojením změnila na jednoproudou.

Rampa se dočasně změnila pouze na jednoproudou v celé délce. Změna se projevila především tak, že rampa nepostačila absorbovat požadovanou intenzitu vozidel, která vytvářela na rampě i daleko za ní proti směru jízdy kongesci. Oproti tomu v porovnání s jinými měřeními (viz. Příloha k disertační práci), kdy rampa nebyla takto omezena, se ale zvýšila rychlost přímo na mostovce Barrandovského mostu, na který se vozidla připojují.

Vozidla při tomto omezení popojíždí na rampě velmi nízkou rychlostí, zastavují, dávají významněji přednost před připojením do průběžného směru.

Tím dochází ke zvýšení rychlosti na hlavní jízdni dráze – mostovce, kde vozidla dříve byla omezována připojováním vozidel z rampy.

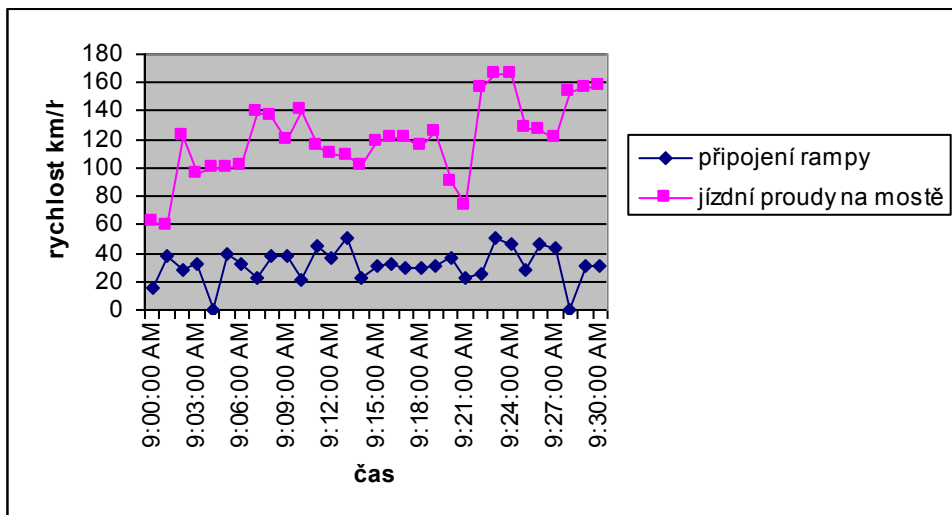


Obr. 3.16 MÚK Barrandov - snímek [Zdroj autor DP]

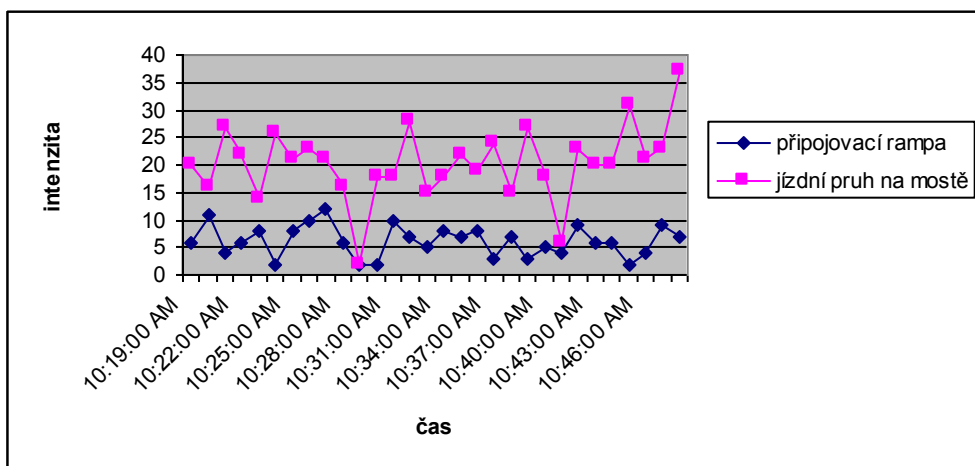
Tab.3.4 Naměřené hodnoty veličin dopravního proudu na mostě Barrandov

Barrandovský most, tabulka veličin dopravního proudu, schéma 2+1→2 (E2), připojení direktní rampou						
Jízdni pruh	Připojovací rampa			Jízdni proudy na mostě		
Detekční zóna	1			2		
Kategorie vozidel	os	N _{1,2}	N ₃	os	N _{1,2}	N ₃
Intenzita vozidel jednotlivých kategorií voz/h	135	50	140	613	269	385
Intenzita vozidel všech kategorií voz/h	325			1267		
Průměrná rychlost vozidel všech kategorií km/h	25 - 35			80 - 110		

[Zdroj autor DP]



Obr. 3.17 Průběh rychlostí na Barrandovském mostě v čase [Zdroj autor DP]

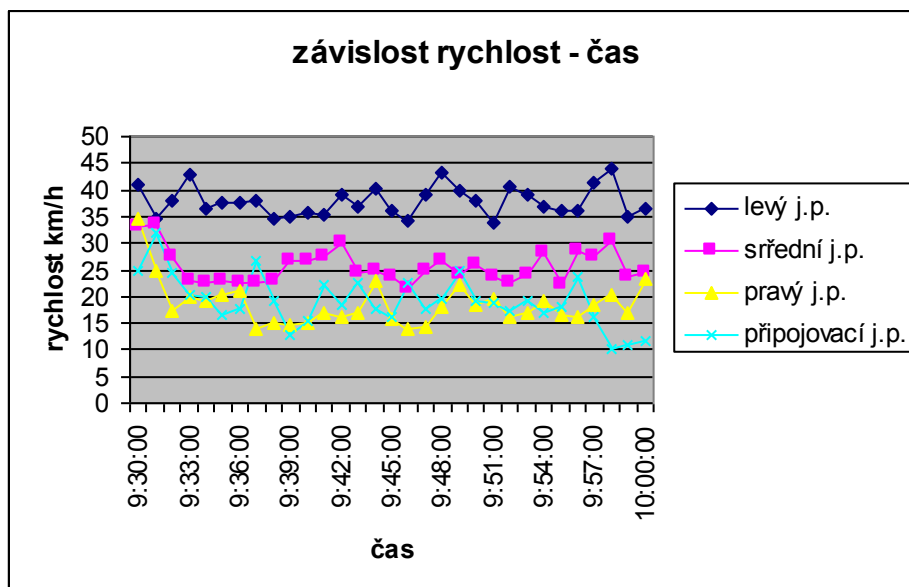


Obr. 3.18 Průběh intenzit v čase [Zdroj autor DP]

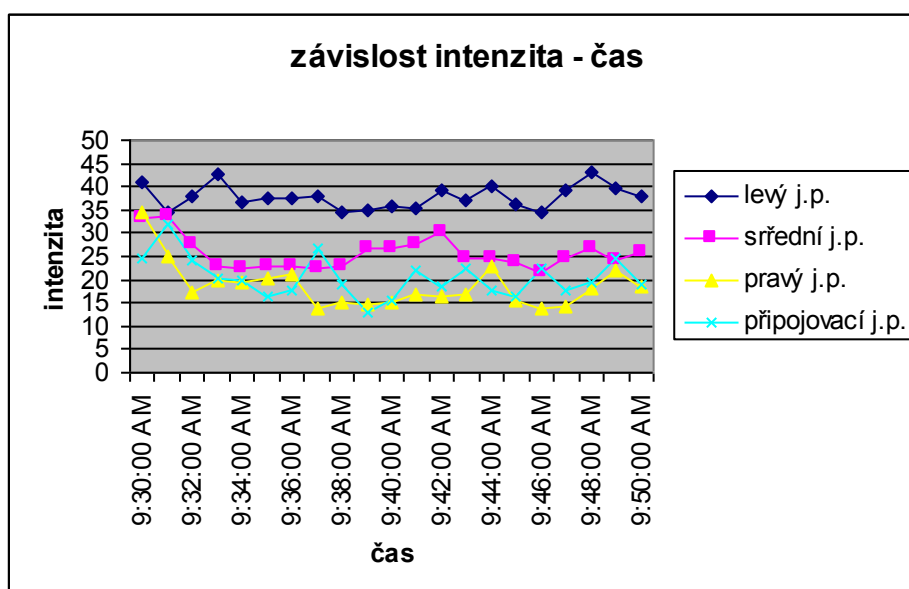
Zásadní vliv mají vozidla, která se připojují, nikoliv vozidla, která jedou v hlavním průběžném jízdni směru. Vozidla přímého dopravního proudu, nemají významný vliv na připojující se vozidla, jelikož většinou těmto vozidlům uvolňují prostor. Jak ukazuje obr. 3.19.



Obr. 3.19 Barrandovský most připojení - snímek [Zdroj autor DP]



Obr.3.20 průběh rychlostí v čase na mostě Barrandov [Zdroj autor DP]



Obr. 3.21 průběh intenzit v čase na mostě Barrandov [Zdroj autor DP]

Na grafických obrázcích 3.20 a 3.21 znázorňujících průběh veličin dopravního proudu na mostovce Barrandovského mostu je patrné, že rampa v původním návrhu před/po změně, kdy je opět dvouprúdová, vykazuje téměř pokaždé stejnou rychlost a intenzitu.

Pouze jako jednoproudá měla omezenou kapacitu, rampou projelo méně vozidel během sledované hodiny.

Vozidla, která se u jednoproudé rampy připojovala jednotlivě se sníženou rychlostí nikoliv jako kolona, umožnila zvýšení rychlosti na hlavní jízdni dráze - mostovce. Zatím co u dvouprúdové rampy dochází k vyšší kapacitě na rampě (25 voz/min), avšak rychlost na hlavní jízdni dráze klesla až o 40 km/h.

Zde je patrné jak významný vliv má úprava provozního schéma, resp. počtu jízdni pruhů na rampě.

Měření ukázalo na význam provozního schéma vzhledem k preferenci rampy nebo preferenci hlavní jízdni dráhy.

Znevýhodnění rampy mělo za následek preferenci přímého dopravního proudu, tedy mostovky Barrandovského mostu, ale zpětné vzduť v kongesci mělo za následek znevýhodnění dopravního proudu na podřazené silnici R4, z které rampa odbočuje. Z uvedeného vyplývá, že realizace dvouproude rampy je téměř nezbytná. (Měření Barrandovský most viz. Příloha č. IV/1).

3.3 Návrh výpočtu kapacity pro deklarované druhy provozních schémat

Posouzení úrovně kvality dopravy, (jak bylo uvedeno v kap. 1 Analýza) se provádí celosvětově podle Tab. 1.1. převzaté z [7]. Na tuto skutečnost navazují vytvořenými tabulkami, které vychází ze základních stanovených hodnot pro jednotlivé úrovně kvality dopravy. (v souladu s výše uvedenou tabulkou se stupněm nasycení) a při zachování hranice 2000 [voz/h/pruh] jako kapacitní meze.

Základní výchozí hodnoty jsou stanoveny jako stupeň nasycení LOS (g), který se rovná podílu maximální možné intenzity v oblasti ovlivnění a kapacity normované pro oblast ovlivnění.

Kapacita je maximální počet vozidel, která mohou projet profilem pozemní komunikace za daných podmínek za čas [voz/h], [voz/den]. Intenzita je počet vozidel, která projdou určitým profilem pozemní komunikace za zvolené časové období, pro návrh křižovatek se užívá hodinová intenzita [voz/h].

Kapacita normovaná, zde jako Kapacita_{norm} je hodnota pro 10 % podíl nákladních vozidel určená jako:

$$\text{Kapacita}_{\text{norm}} = 2000 / (1 + 0.1) = 1818 \text{ [jv/h]} \quad (3-1)$$

V [6] Kapacita_{norm} představuje max. možnou intenzitu.

$$\text{LOS (g)} \quad \text{Kapacita}_{\text{norm}} = \text{Max. možná intenzita} \quad (3-2)$$

Pro stupně A – F, jsou uvedeny maximální možné intenzity vozidel.

A	0.30	·	2000	=	600 [voz/h]
B	0.55	·	2000	=	1100 [voz/h]
C	0.75	·	2000	=	1500 [voz/h]
D	0.90	·	2000	=	1800 [voz/h]
E	1.00	·	2000	=	2000 [voz/h]

Tab.3.5 Maximální intenzity [voz/h] v oblasti ovlivnění ve vztahu ke stupňům úkd.

ÚKD	A	B	C	D	E	F
Intenzita voz/h	600	1100	1500	1800	2000	2000

[Zdroj lit. 6]

Hodnota 2000 (voz/h) je tak definovanou kapacitní mezí [6].

Navrhované řešení uvedené v následující tabulce 3.6 (a dále) určuje přípustnou vjezdovou intenzitu rampy, která se může připojit při dané intenzitě v přímém směru (podél vjezdu), a předpokládané procentní zátěži nákladních vozidel v dopravním proudu.

Navrhované řešení je oproti současným metodikám rozdílné v tom, že např. [6] - (HBS) vychází ze stejných výše uvedených hodnot uvedených v (Tab. 3.5), ale opomíjí rozdílné intenzity vjezdu a rozdílná procenta nákladních vozidel, podílejících se na dopravním proudu.

Tab. 3.6 pro návrh 10 – 100 % nákladních vozidel

% nákl. voz.	Kapacita dálnice za vjezdem	A ≤ 0.3 q _m	B ≤ 0.55 q _m	C ≤ 0.75 q _m	D ≤ 0.9 q _m	E < 1 q _m	F > 1 q _m
10 %	2000	600	1100	1500	1800	2000	2000
15%	1739	522	956	1304	1565	1739	1739
20%	1667	500	917	1250	1500	1667	1667
25%	1600	480	880	1200	1440	1600	1600
30%	1538	462	846	1154	1384	1538	1538
35%	1481	443	815	1111	1333	1481	1481
40%	1429	429	786	1072	1286	1429	1429
45%	1379	414	758	1035	1241	1379	1379
50%	1333	400	733	1000	1200	1333	1333
55%	1290	387	710	968	1161	1290	1290
60%	1250	375	688	938	1125	1250	1250
65%	1212	364	667	909	1091	1212	1212
70%	1176	353	647	882	1058	1176	1176
75%	1143	343	629	857	1029	1143	1143
80%	1111	333	611	833	1000	1111	1111
85%	1081	324	595	811	973	1081	1081
90%	1053	316	579	790	948	1053	1053
95%	1026	308	564	770	923	1026	1026
100%	1000	300	550	750	900	1000	1000

[Zdroj autor DP]

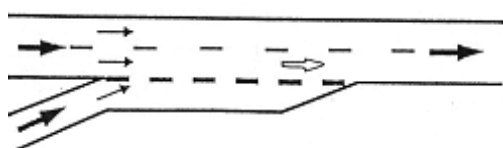
(Zvýrazněné hodnoty v Tab. 3.6 – 3.14, představují maximální intenzity v oblasti ovlivnění v návaznosti na Tab. 1.2).

Výchozí hodnoty pochází z tabulky 3.5. Dále jsou rozpočteny, aby zohlednily jednotlivá procenta nákladních vozidel. Získané hodnoty jsou dále užity v nových následujících tabulkách pro jednotlivé stupně kvality dopravy A – F (Tab. 1.1). V nově navržených tabulkách je výpočtem určeno, kolik vozidel se ve skutečnosti může připojit ve vztahu k podílu, kterým se rampa skutečně podílí na dopravním proudu s určitou procentní zátěží nákladních vozidel.

Všechna předkládaná schémata byla prověřena v rámci měření pro disertační práci (Příloha k disertační práci). V následujících tabulkách (3.7 – 3.11) jsou uvedeny výpočty pro přípustné hodnoty intenzit připojení, při definovaném požadavku intenzit připojujících se vozidel při různých úrovních kvality dopravy A – F a dále pro stanovená procenta nákladních vozidel. Výpočty jsou rozděleny ve vztahu k předkládaným typovým schématům:

Dopravní schéma veličin dopravního proudu obr. 3.22 -3.28:

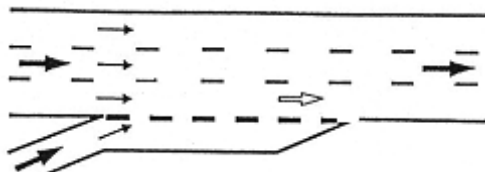
2 + 1 → 2



Obr. 3.22

Provozní schéma [2 + 1 → 2] [Zdroj lit. 6]

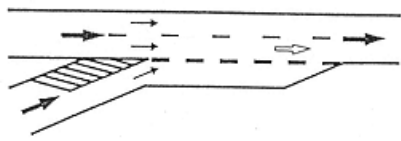
3 + 1 → 3



Obr. 3.23

Provozní schéma [3 + 1 → 3] [Zdroj lit. 6]

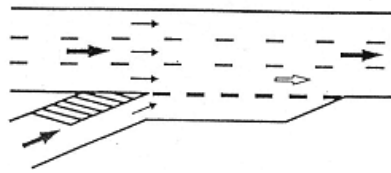
2 + 1 → 2



Obr. 3.24

Provozní schéma [2 + 1 → 2] [Zdroj lit. 6]

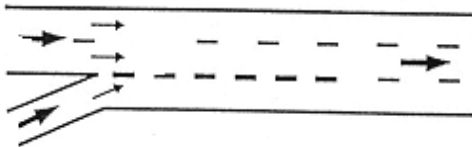
3 + 1 → 3,



Obr. 3.25

Provozní schéma [3 + 1 → 3] [Zdroj lit. 6]

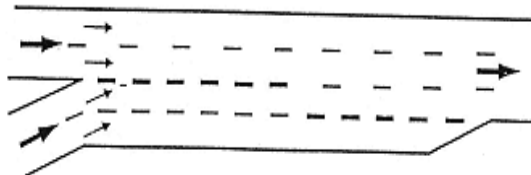
2 + 1 → 2



Obr. 3.26

Provozní schéma [2 + 1 → 2] [Zdroj lit. 6]

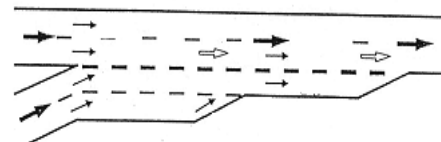
2 + 2 → 3



Obr. 3.27

Provozní schéma [2 + 2 → 3] [Zdroj lit. 6]

2 + 2 → 2



Obr. 3.28

Provozní schéma [2 + 2 → 2] [Zdroj lit. 6]

Obr. 3.22 a 3.23, odpovídá německému schéma deklarovanému v [6] jako (E1), obr. 3.24 a 3.25 jako (E2), obr. 3.26 jako (E3) a obr. 3.27 a 3.28 jako (E5 a E4).

Symbole užití v následujících tabulkách 3.7 – 3.11:

Kde je:

K_rSkutečná kapacita rampy, určená procentním podílem vjezdu k hlavní jízdni dráze a procentním podílem nákladních vozidel v dopravním proudu.

K_vKapacita dálnice za vjezdem, (je vypočtená kapacita z K_{norm} pro úroveň kvality dopravy - 600 – 1100 – 1500 – 1800 – 2000 [voz/h]).

K_{norm}Kapacita - 2000 voz/h/pruh.

Tab. 3.7 maximální vjezdová intenzita [voz/h/pruh] při stupni A

A		10% vjezd	20% vjezd	30% vjezd	40% vjezd	50% vjezd	60% vjezd	70% vjezd	80% vjezd	90% vjezd	100% vjezd
% nákl. vozidel	K_r při max K_v										
0-10%	600	60	120	180	240	300	360	420	480	540	600
15-20	522	52	105	157	209	261	313	366	418	470	522
25-35	480	48	96	144	192	240	288	336	384	432	480
40-50	429	43	86	129	172	215	257	300	343	386	429
55-65	387	39	77	116	155	194	232	271	310	348	387
70-80	357	35	71	106	141	177	212	247	282	318	357
85-100	324	33	65	97	130	162	195	227	259	292	324

[Zdroj autor DP]

Tab. 3.8 maximální vjezdová intenzita [voz/h/pruh] při stupni B

B		10% vjezd	20% vjezd	30% vjezd	40% vjezd	50% vjezd	60% vjezd	70% vjezd	80% vjezd	90% vjezd	100% vjezd
% nákl. vozidel	K_r při max K_v										
0-10%	1100	110	220	330	440	550	660	770	880	990	1100
15-20	956	96	191	287	382	478	574	669	765	860	956
25-35	880	88	176	264	352	440	528	616	704	792	880
40-50	786	79	157	236	314	393	472	550	629	707	786
55-65	710	71	142	213	284	355	426	497	568	639	710
70-80	647	65	129	194	259	324	388	453	518	582	647
85-100	595	60	119	179	238	298	357	417	476	536	595

[Zdroj autor DP]

Tab. 3.9 maximální vjezdová intenzita [voz/h/pruh] při stupni C

C		10% vjezd	20% vjezd	30% vjezd	40% vjezd	50% vjezd	60% vjezd	70% vjezd	80% vjezd	90% vjezd	100% vjezd
% nákl. vozidel	K_r při max K_v										
0-10%	1500	150	300	450	600	750	900	1050	1200	1350	1500
15-20	1304	130	261	391	522	652	782	913	1043	1174	1304
25-35	1200	120	240	360	480	600	720	840	960	1080	1200
40-50	1072	107	214	322	429	536	643	750	858	965	1072
55-65	968	97	194	290	387	484	581	678	774	871	968
70-80	882	88	176	265	353	441	529	617	706	794	882
85-100	811	81	162	243	324	406	487	568	649	730	811

[Zdroj autor DP]

Tab.. 3.10 maximální vjezdová intenzita [voz/h/pruh] při stupni D

D		10% vjezd	20% vjezd	30% vjezd	40% vjezd	50% vjezd	60% vjezd	70% vjezd	80% vjezd	90% vjezd	100% vjezd
% nákl. vozidel	K_r při max K_v										
0-10%	1800	180	360	540	720	900	1080	1260	1440	1620	1800
15-20	1565	157	313	470	626	783	939	1096	1252	1409	1565
25-35	1440	144	288	432	576	720	864	1008	1152	1296	1440
40-50	1286	129	257	386	514	643	772	900	1029	1157	1286
55-65	1161	116	232	348	464	581	697	813	929	1045	1161
70-80	1058	106	212	317	423	529	635	741	846	952	1058
85-100	973	97	195	292	389	487	584	681	778	876	973

[Zdroj autor DP]

Tab. 3.11 maximální vjezdová intenzita [voz/h/pruh] při stupni E/F

E / F		10% vjezd	20% vjezd	30% vjezd	40% vjezd	50% vjezd	60% vjezd	70% vjezd	80% vjezd	90% vjezd	100% vjezd
% nákl. vozidel	K_r při max K_v										
0-10%	2000	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
15-20	1739	174	348	522	696	870	1043	1217	1391	1565	1739
25-35	1600	160	320	480	640	800	960	1120	1280	1440	1600
40-50	1429	143	286	429	572	715	857	1000	1143	1286	1429
55-65	1290	129	258	387	516	645	774	903	1032	1161	1290
70-80	1176	118	235	353	470	588	706	823	941	1058	1176
85-100	1081	108	216	324	432	541	649	757	856	973	1081

[Zdroj autor DP]

S vytvořenými tabulkami (3.7 – 3.11), lze dále velmi jednoduše pracovat při návrhu oblasti ovlivnění mimoúrovňové křižovatky.

Například při intenzitě představují hodnotu 600 voz/h na rampě, kde se rampa podílí např. 50 % na celkovém dopravním proudu v oblasti ovlivnění a skladbu dopravního proudu na rampě tvoří např. ¼ nákladních vozidel. Tak podle výše uvedených tabulek je zřejmé, že úroveň kvality dopravy, je v tomto případě na stupni C. Vozidla se vzájemně ovlivňují a dochází k omezení rychlosti.

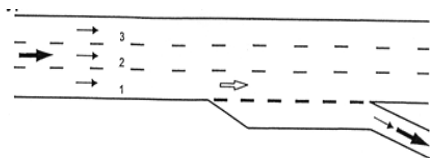
Aby se při 600 vozidlech jednalo o stupeň A, jak předkládá [6], v pravém jízdním pruhu by muselo jet 0 vozidel a skladbu dopravního proudu by tvořilo 10 % nákladních vozidel.

Pro výpočet skutečné kapacity odbočení je situace analogická jako v předchozím případě pro připojení.

V [6] jsou deklarované typy odbočení. Avšak nezvažuje se, že všechna vozidla, která jedou v pravém jízdním pruhu – v oblasti ovlivnění nemusí ve skutečnosti odbočit a dále, je nutné započítat i předpokládané procento nákladních vozidel.

Proto pro jednotlivá typová schémata jsou navrženy následující tabulky (3.12 – 3.14). V tabulkách jsou uvedeny varianty, až pro 50 % vozidel pokračujících v přímém směru a skladbu dopravního proudu tvoří až 30 % nákladních vozidel.

Pro výpočet kapacity odbočení slouží následující výpočty přípustných hodnot intenzit odbočení, při definovaném požadavku odbočujících vozidel pro různé úrovně kvality dopravy a pro daná procenta nákladních vozidel, ve vztahu k jednotlivým typovým schémátům.



3 → 3 + 1

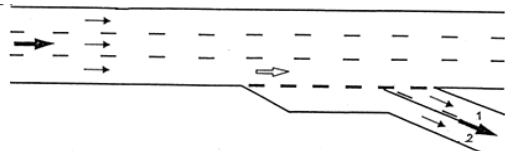
Obr. 3.29 Dopravní schéma odbočení [3 → 3 + 1] [Zdroj lit. 6]

Tab.3.12 Maximální intenzita odbočení

Typové schéma 3 → 3 + 1			
Objem odbočení z oblasti ovlivnění do rampy (%) při úrovni kvality dopravy A - F	počet odbočujících vozidel při daném objemu odbočení z oblasti ovlivnění do rampy a při dané zátěži nákladních vozidel		
A	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	450	375	346
90 %	405	337	311
80 %	360	300	276
70 %	315	262	242
60 %	270	225	207
50%	225	187	173
B	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	830	691	638
90 %	747	622	574
80 %	664	553	510
70 %	581	484	446
60 %	498	415	383
50%	415	345	319
C	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	1130	941	869
90 %	1017	847	782
80 %	904	753	695
70 %	791	659	608
60 %	678	562	521
50%	562	470	434
D	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	1350	1125	1038
90 %	1215	1012	934
80 %	1080	900	830
70 %	945	787	726
60 %	810	675	623
50%	675	562	519
E/F	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	1500	1250	1153
90 %	1350	1125	1038
80 %	1200	1000	923
70 %	1050	875	807
60 %	900	750	692
50%	750	625	576

[Zdroj autor DP]

3 → 3 + 2

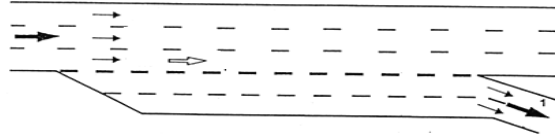


Obr. 3.30 Dopravní schéma odbočení [3 → 3 + 2]
[Zdroj lit. 6]

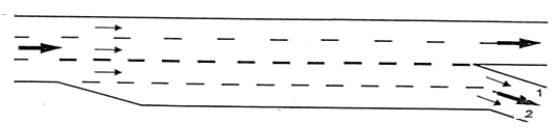
Tab.3.13 Maximální intenzita odbočení [Zdroj autor DP]

Typové schéma 3 → 3 + 2			
Objem odbočení z oblasti ovlivnění do rampy (%) při úrovni kvality dopravy A - F	počet odbočujících vozidel při daném objemu odbočení z oblasti ovlivnění do rampy a při dané zátěži nákladních vozidel		
A	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	770	641	592
90 %	693	577	533
80 %	616	513	473
70 %	539	479	414
60 %	462	385	355
50 %	385	320	296
B	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	1440	1200	1107
90 %	1296	1080	996
80 %	1152	960	886
70 %	1008	840	775
60 %	864	720	664
50 %	720	600	553
C	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	1910	1591	1469
90 %	1719	1432	1322
80 %	1528	1273	1175
70 %	1337	1114	1028
60 %	1146	955	881
50 %	955	795	734
D	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	2300	1916	1769
90 %	2070	1725	1592
80 %	1840	1533	1415
70 %	1610	1341	1238
60 %	1380	1150	1061
50 %	1150	958	884
E/F	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	2500	2083	1923
90 %	2250	1875	1730
80 %	2000	1666	1538
70 %	1750	1458	1346
60 %	1500	1250	1153
50 %	1250	1041	961

3 → 3 + 2



4 → 2 + 2



Obr. 3.31 Dopravní schéma odbočení [3 → 3 + 2]

Obr. 3.32 Dopravní schéma odbočení [4 → 2 + 2]

[Zdroj lit. 6]

Tab.3.14 Maximální intenzita odbočení [Zdroj autor DP]

Typové schéma 3 – 4 (3 → 3 + 2, 4 → 2 + 2)			
Objem odbočení z oblasti ovlivnění do rampy (%) při úrovni kvality dopravy A - F	q_a počet odbočujících vozidel při daném objemu odbočení z oblasti ovlivnění do rampy a při dané zátěži nákladních vozidel		
A	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	900	750	692
90 %	810	675	623
80 %	720	600	553
70 %	630	525	484
60 %	540	450	415
50 %	450	375	346
B	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	1650	1375	1269
90 %	1485	1237	1142
80 %	1320	1100	1015
70 %	1155	962	888
60 %	990	825	761
50 %	825	687	634
C	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	2250	1875	1730
90 %	2025	1687	1557
80 %	1800	1500	1384
70 %	1575	1312	1211
60 %	1350	1125	1038
50 %	1125	937	865
D	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	2700	2250	2076
90 %	2430	2025	1869
80 %	2160	1800	1661
70 %	1890	1578	1453
60 %	1620	1350	1246
50 %	1350	1125	1038
E/F	10 % podíl nákl. vozidel	20 % podíl nákl. vozidel	30 % podíl nákl. vozidel
100 %	3000	2500	2307
90 %	2700	2250	2076
80 %	2400	2000	1846
70 %	2100	1750	1615
60 %	1800	1500	1384
50 %	1500	1250	1153

V podmínkách ČR se vyskytují typy $3 \rightarrow 3 + 1$, $3 \rightarrow 3 + 2$ - typy $3 \rightarrow 3 + 2$, $4 \rightarrow 2 + 2$ nejsou užívány.

Z výše uvedených tabulek je zřejmé, že např. u požadavku na intenzitu odbočení 600 voz/h s 30% zátěží nákladních vozidel si užitím typu $3 \rightarrow 3 + 1$ nastanou podmínky úrovně kvality dopravy C, tedy bude vznikat kongesce.

Zatím co u typu $3 \rightarrow 3 + 2$, lze očekávat úroveň kvality dopravy na stupni B. Tedy výběr schéma musí být alespoň $3 \rightarrow 3 + 2$ a ne $3 \rightarrow 3 + 1$.

Tyto typy znázorněné obrázky 3.29 - 3.32 odpovídají také německým schémátům podle [6], jako A1 – A4.

3.4 Vliv realizace užitého druhu rampy a její návrh

Příklady 1 - 6, které jsou zde předkládány, slouží k návrhu vhodného řešení ramp mimoúrovňových křižovatek.

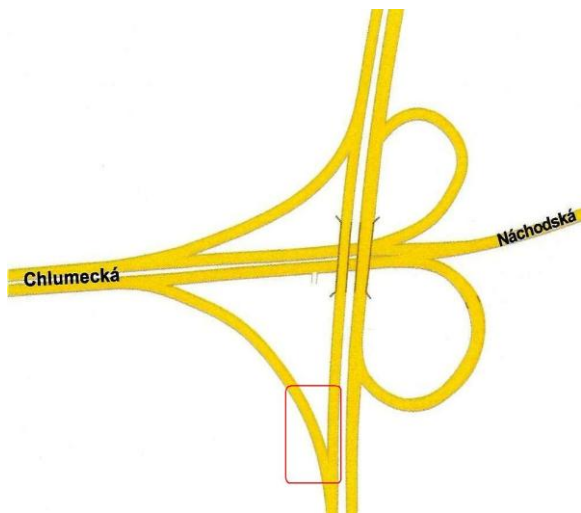
Skutečné chování dopravního proudu je pro návrh nového řešení nezbytné. Další měření jsou uvedena v Příloze k disertační práci.

Jsou zde hodnoceny rozdílné rampy, vybrané tak, aby jejich provozní schéma odbočení a následné připojení byla shodná a provozně stejně zatížená.

Rampa v prvním případě je direktní, na Exitu Černý most (obr. 3.33 a 3.34), kde se připojuje/odbočuje, na/z mezinárodní rychlostní silnice R65.

V druhém případě se jedná o rampu na Exitu Nové Butovice, která se připojuje do volného prostoru, neboť tam rychlostní silnice právě začíná a z přímého směru nemohou přijet žádná vozidla. Jedná se o naprostou preferenci rampy, tvořící 100 % z celkového dopravního proudu, kde neexistují ostatní vozidla, která by omezovala připojení vozidel z rampy.

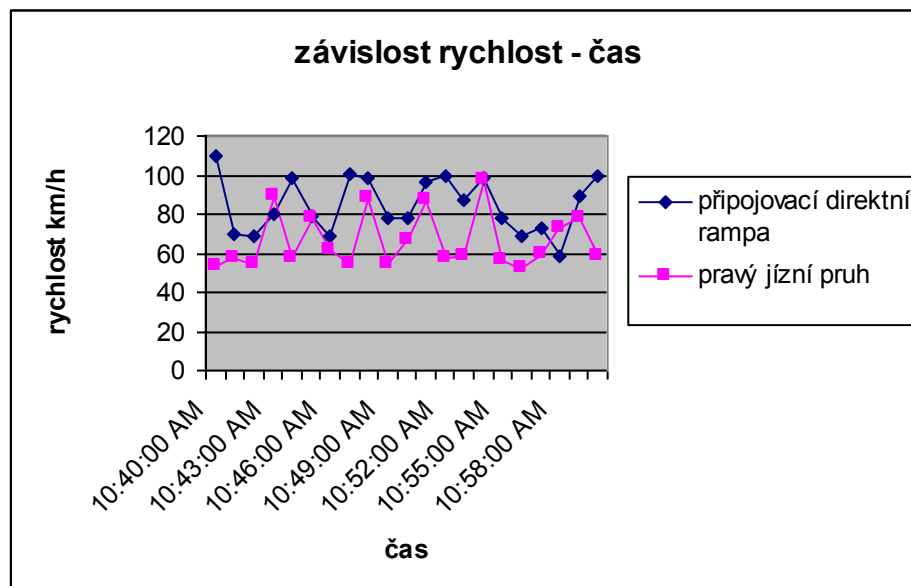
Příklad 1a)



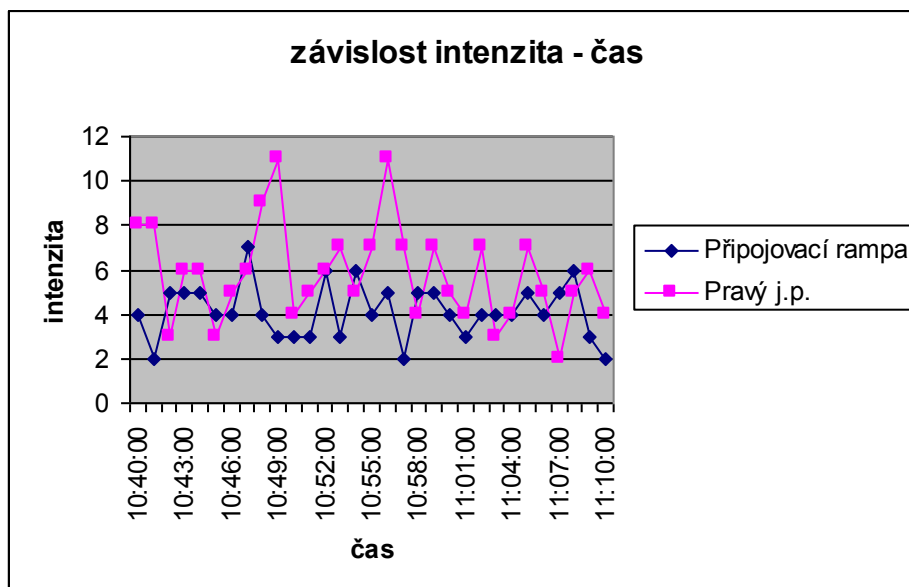
Obr. 3.33 MÚK Černý most - 1
[Zdroj autor DP]



Obr. 3.34 MÚK Černý most - snímek 1
[Zdroj autor DP]



Obr. 3.35 průběh rychlostí v čase na Exitu Černý most [Zdroj autor DP]



Obr. 3.36 průběh intenzit v čase na MÚK Černý most [Zdroj autor DP]

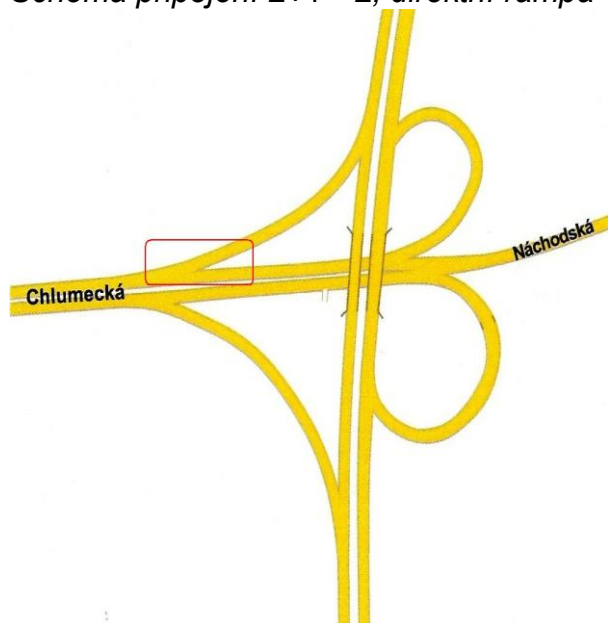
Z grafu 3.36 je patrné, že intenzita připojení vozidel byla v průměru asi 5 voz/min, což se dá zařadit do běžné vyšší intenzity v porovnání s ostatními exity.

Rychlost připojujících se vozidel na direktní rampě, jak je patrné z obrázku 3.35 se pohybovala mezi hodnotami 80 až 100 [km/h]. Rychlost se zde může stát nežádoucí v případě přiblížení se k sobě dvou velkých, rychle jedoucích nákladních vozidel, která sama o sobě vyvolají tlakovou vlnu.

V případě sledování stejné diametrálně položené rampy (obr. 3.37 a 3.38), která odbočovala z R65 na městskou rychlostní silnici směr centrum Černý most, byly rychlosti poměrně nižší (graf 3.39).

Příklad 1b)

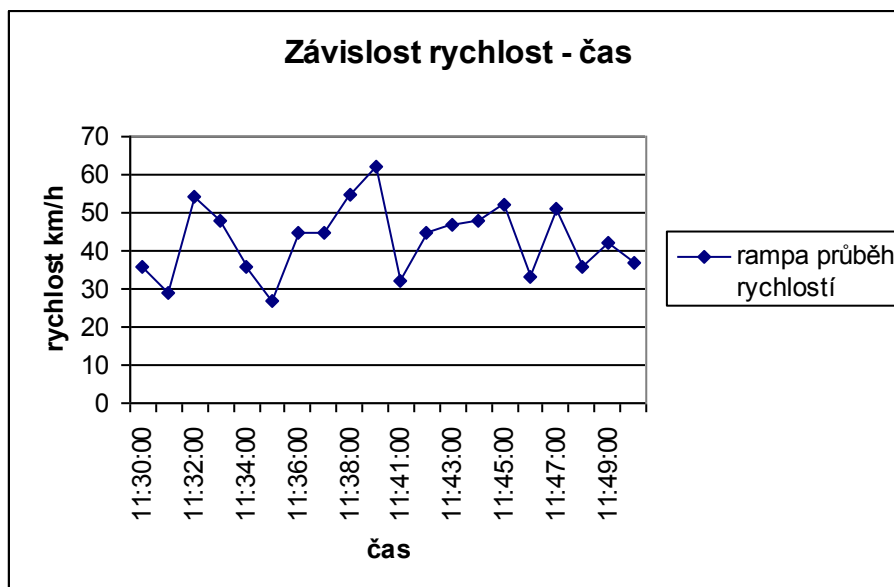
Schéma připojení 2+1→2, direktní rampa



Obr. 3.37 MÚK Černý most [Zdroj autor DP]



[Obr. 3.38 MÚK Černý most – snímek 2 [Zdroj autor DP]

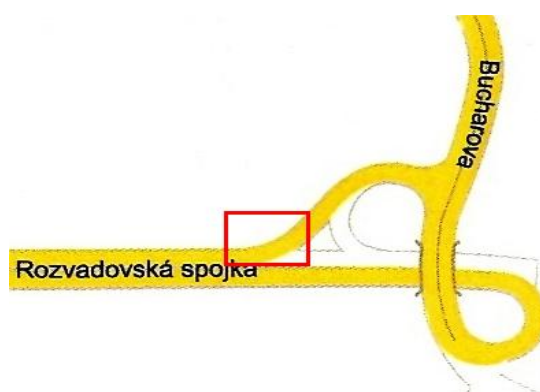


Obr. 3.39 průběh rychlostí v čase [Zdroj autor DP]

Z grafického obrázku 3.39, je patrné, že průměrná rychlost vozidel se pohybovala okolo 45 [km/h]. (Rychlost vozidel byla měřena na rampě v klesajícím směru, zatím co v předchozím případě u měření rychlostí připojujících se vozidel se jednalo o rampu ve stoupání). To poukazuje samozřejmě také na to, že i právě navrhovaný sklon rampy má velký význam. Vliv sklonu rampy je nejvíce patrný na příkladu „Barrandovský most“. Zde však mělo významný vliv předchozí odbočení, kde se opět jednalo o ostré odbočení z rychlostní silnice R65, které výrazně sníží rychlost před rampou a způsobuje pokles rychlosti v průběžných pruzích.

Zatím co u odbočení na diametrální rampě, která se následně na R65 napojuje, se jedná o plynulé pozvolné vyjetí z odbočovacího pruhu. (Ostatní měření viz. Příloha č. II/2).

Příklad 2)



obr. 3.40 MÚK rozvadovská spojka [Zdroj autor DP]



Obr. 3.41 MÚK rozvadovská spojka – snímek 1
[Zdroj autor DP]



Obr. 3.42 MÚK rozvadovská spojka – snímek 2
[Zdroj autor DP]

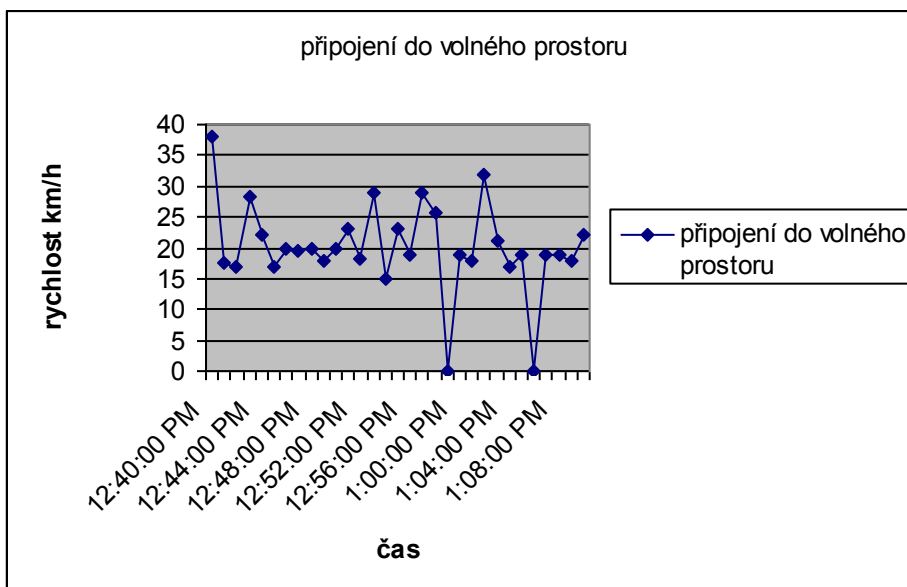
Tab. 3.15 naměřené veličiny dopravního proudu exit Nové Butovice

Exit Nové Butovice, schéma připojení 3+1→3			
Jízdní pruh	Připojení do volného prostoru		
Detekční zóna	1		
Kategorie vozidel	os	N_{1,2}	N₃
Intenzita vozidel jednotlivých kategorií voz/h	171	90	56
průměrná rychlost vozidel jednotlivých kategorií km/h	28	22	22
Intenzita vozidel všech kategorií voz/h	317		
Průměrná rychlost vozidel všech kategorií km/h	24		

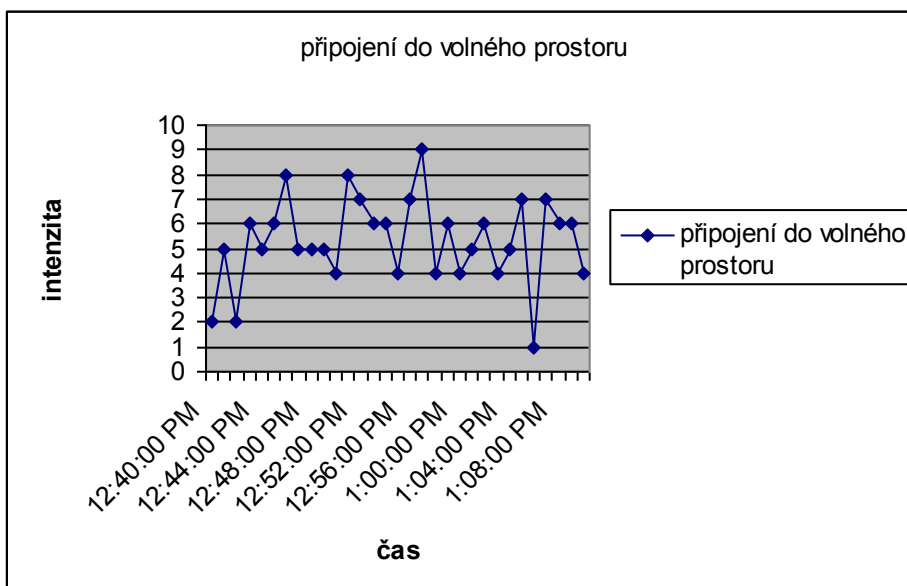
[Zdroj autor DP]

Rozvadovská spojka začíná připojením vozidel z rampy do volného prostoru (znázorněno obrázky 3.41 a 3.42). Ze žádného z obou jízdních pruhů pravého i levého nemůže přijet vozidlo.

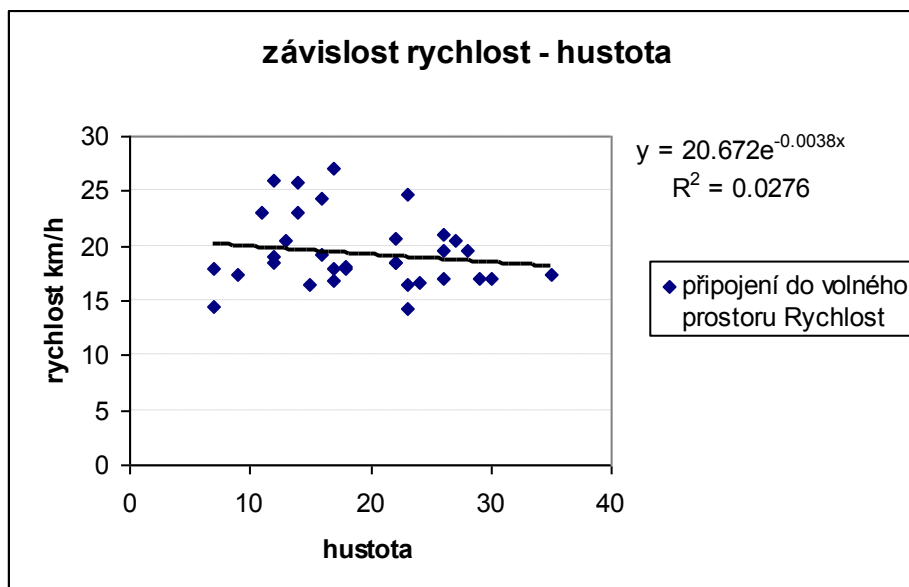
Vozidla, která sjíždí z vratné rampy, jsou zbrzděna. Na rampě se vytváří shluk vozidel. Nízká rychlost je ale i u vozidel, která se připojují naprosto osamoceně. Tato průměrná rychlost (znázorněná na grafu 3.43) se pohybuje okolo 20 [km/h] s průměrnou intenzitou vozidel 5 – 8 [voz/min] (graf 3.44).



Obr.3.43 Průběh rychlostí v čase na Exitu Nové Butovice [Zdroj autor DP]

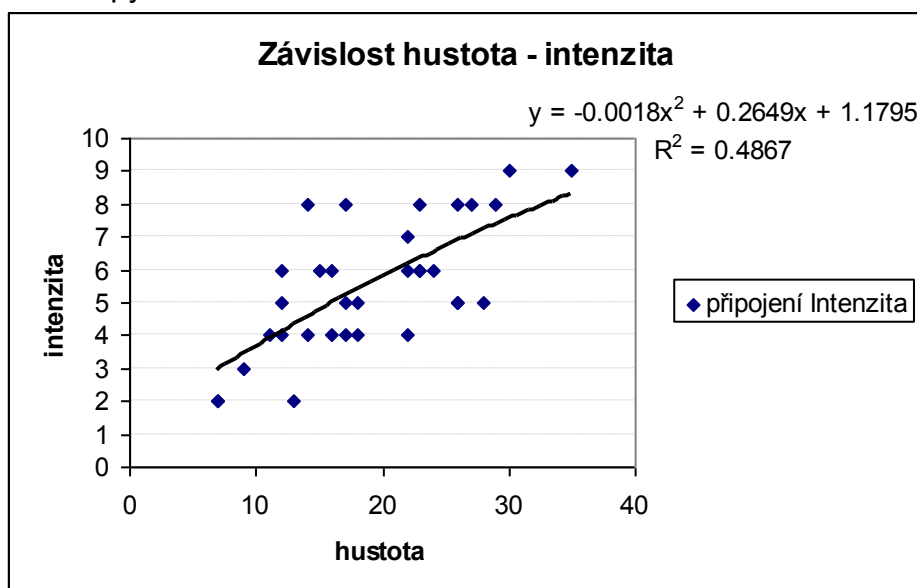


Obr. 3.44 Průběh intenzit v čase na Exitu Nové Butovice [Zdroj autor DP]



Obr. 3.45 Závislost rychlost hustota měření na Exitu Nové Butovice [Zdroj autor DP]

Z výše uvedeného grafu 3.45 je patrné, že rychlost vozidel, která se připojují do volného prostoru, neklesá v důsledku hustoty dopravního proudu, ale v důsledku zvoleného druhu rampy.



Obr. 3.46 Závislost intenzita hustota měření na Exitu Nové Butovice [Zdroj autor DP]

Pro oblast závislosti hustoty a rychlosti platí volná rychlost, která podle předpokladů skutečně odpovídá závislosti rostoucí intenzity na vzrůstající hustotě (Obr. 3.46).

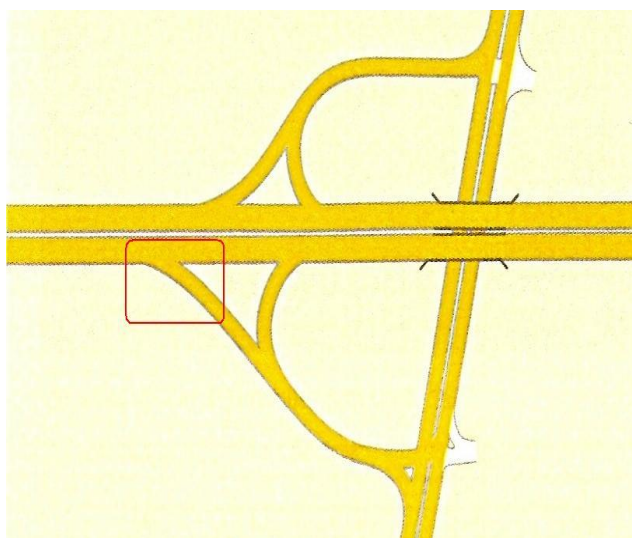
V případě, že v pravém jízdním pruhu by mohla přijíždět vozidla, jejich rychlost by byla modelována podle rychlosti připojujících se vozidel ve shodě se stoupající intenzitou.

Z uvedeného je patrné, jak je zvolená geometrie rampy významná. Neboť i když se jednalo o připojení do naprosto volného prostoru, obloukovitá rampa s malým poloměrem, představovala stejnou překážku plynulosti v provozu, jaká by nastala, kdyby např. vozidla dávala přednost v jízdě hlavnímu směru.

Podobnou překážkou plynulosti provozu se vytvoří např. při ostrém odbočení do rampy většinou v pravém úhlu. Vozidla před odbočením prudce snižují rychlost, vytváří se fronta před rampou na hlavní jízdni dráze a to i přestože rampa má dostatečný poloměr směrového oblouku. (Ostatní měření viz. Příloha č. III/5).

Příklad 3)

EXIT rozvadovská spojka - Jeremiášova
MÚK s křížnými body – „deltovitá“



Obr. 3.47 MÚK rozvadovská spojka
[Zdroj autor DP]

Obr. 3.48 MÚK rozvadovská spojka – snímek 3
[Zdroj autor DP]

Tab.3.16 Veličin dopravního proudu na Exitu rozvadovská spojka

MÚK rozvadovská spojka, tabulka veličin dopravního proudu, schéma A1, odbočení direktní rampou						
Jízdní pruh	Odbočení			Pravý j.p.		
Detekční zóna	1			2		
Kategorie vozidel	os	N _{1,2}	N ₃	os	N _{1,2}	N ₃
Intenzita vozidel jednotlivých kategorií voz/h	134	56	50	116	25	13
průměrná rychlost vozidel jednotlivých kategorií km/h	38	23	27	46	38	57
Intenzita vozidel všech kategorií voz/h	240			154		
Průměrná rychlost vozidel všech kategorií km/h	35			50		

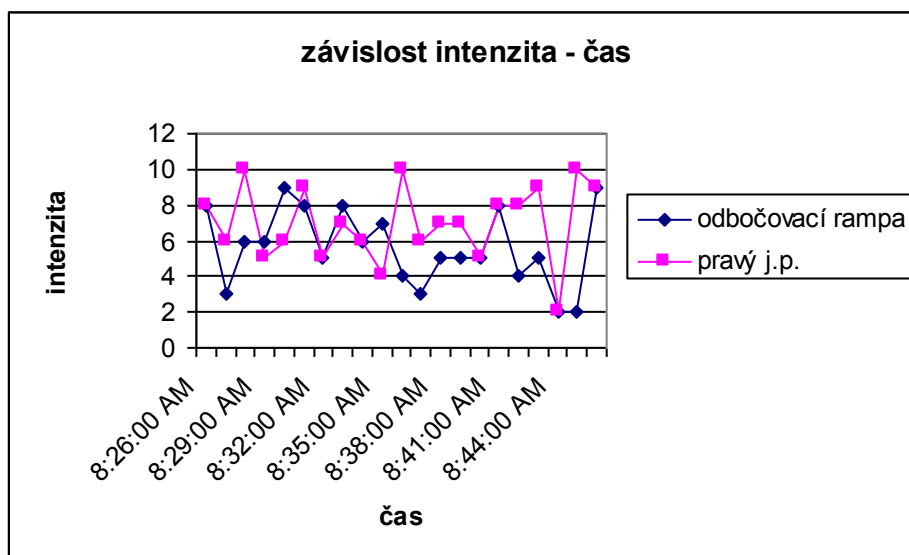
[Zdroj autor DP]

Odbočení je realizováno direktní větví, v počátku odbočení do rampy prudce klesá rychlost obr. 3.50. Je to způsobeno téměř pravouhlým řešením odbočující větve, jak ukazuje výše uvedený obrázek 3.48. Právě takováto chyba v návrhu má za následek pokles rychlosti a výrazné ovlivnění plynulosti dopravního proudu na celém dálničním úseku.

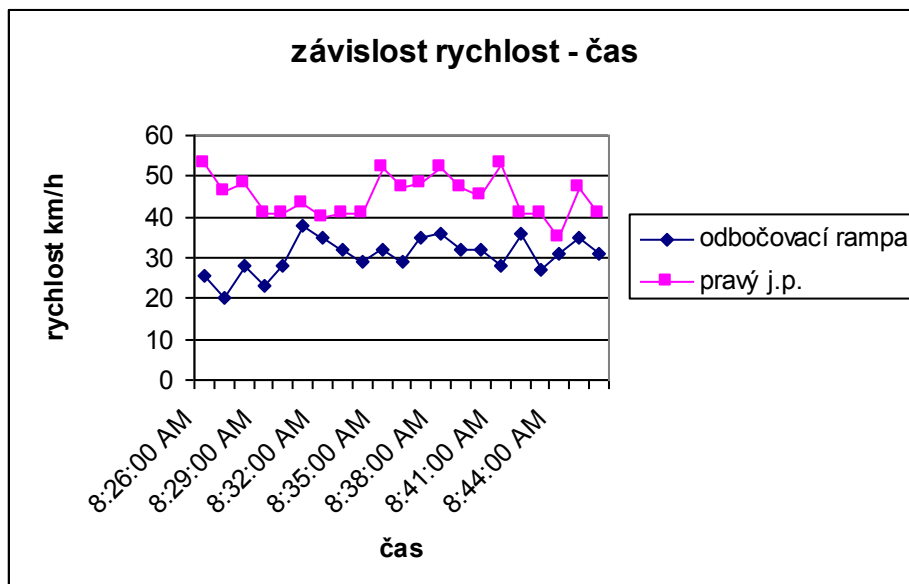
Obr. 3.50 ukazuje na nízkou rychlost v odbočení v průměru 30 [km/h] s intenzitou představující hodnoty 4 – 8 [voz/min] obr. 3.49.

Z výše uvedené tabulky 3.16 veličin dopravního proudu je patrné, že intenzita odbočujících vozidel je za sledovanou hodinu vyšší než intenzita vozidel v pravém jízdním pruhu, kde je i výrazně snižena rychlost vozidel (na průměr 50 km/h), což je asi o 20 [km/h] více než rychlost v odbočení, které takto ovlivňuje i pravý jízdní pruh.

Ovlivnění se projevuje tím, že vozidlům v pravém jízdním pruhu klesá rychlost a proto raději přejíždí do levého jízdního pruhu.



Obr.3.49 průběh intenzit v čase na Exitu rozvadovská spojka [Zdroj autor DP]



Obr. 3.50 průběh rychlosti v čase na Exitu rozvadovská spojka [Zdroj autor DP]

Z grafu 3.50 je patrný významný pokles rychlosti vozidel odbočujících do ostrého oblouku, který tím znehodnocuje přínos vlastní direktní rampy neboť ostrý nájezd do rampy je příčinou prudkého poklesu rychlosti, vytvoření shluku vozidel před volnou prázdnou rampou. (Ostatní měření viz. Příloha č. III/16).

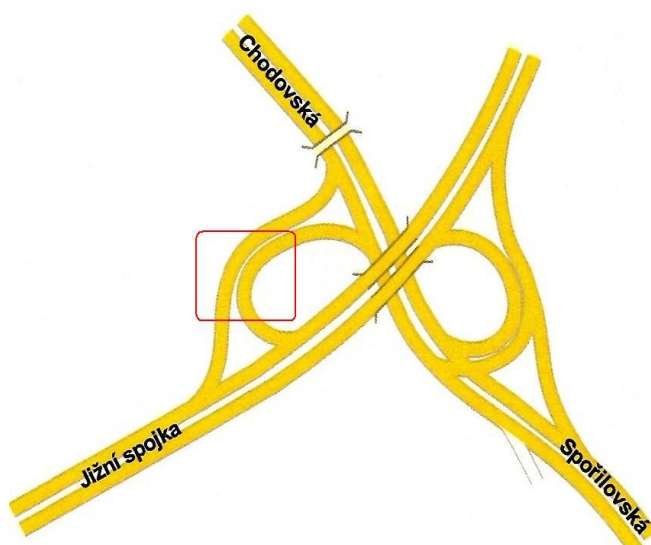
Z tohoto důvodu tedy rampy musí být navrhovány pozvolně, aby umožnily plynulý nájezd bez výrazného snížení rychlosti do rampy.

Na příkladu ramp 1a,b) EXIT Černý byl u příkladu 1b) jak patrný vliv odbočení do ostrého úhlu, který se promítl do rychlosti na rampě, tak i vliv sklonového poměru – klesání na direktní rampě a stoupání na stejně řešené diametrální direktní rampě – příklad 1a).

Rozdíl rychlostí na výše uvedených zkoumaných rampách představoval až 50 [km/h].

Příklad 4 uvádí srovnání na rampě Exitu Spořilov obr. 3.34, kde vozidla jak klesají, tak i stoupají, avšak zde se již nejedná o direktně přímou větev ale větev v oblouku.

Příklad 4)

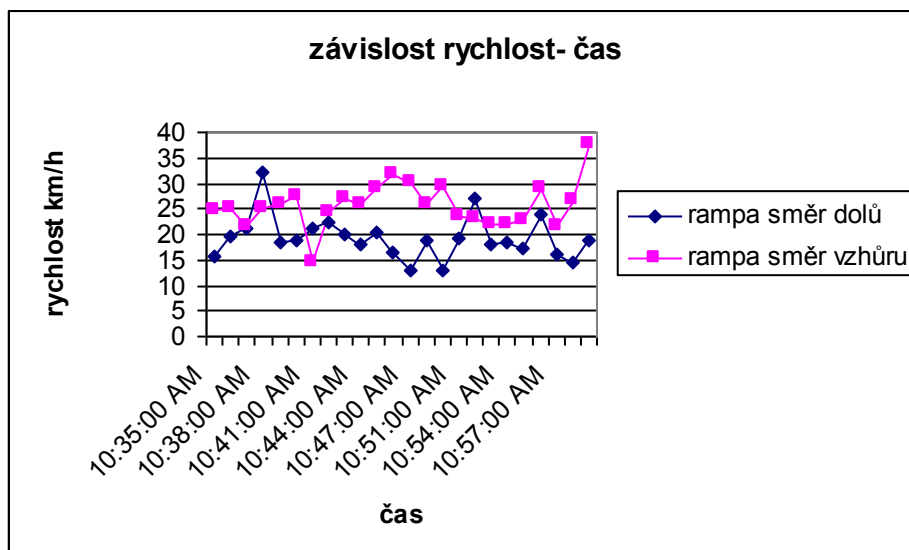


Obr. 3.51 MÚK Exit Spořilov
[Zdroj autor DP]

Obr. 3.52 MÚK Exit Spořilov – snímek 1
[Zdroj autor DP]

Tab.3.17 naměřené veličiny dopravního proudu Exitu jižní spojka [Zdroj autor DP]

EXIT Jižní spojka - Chodovská, tabulka veličin dopravního proudu, průjezd vozidel rampou						
Jízdní pruh	Rampa sjezd			Rampa nájezd		
Detekční zóna	1 směr dolů			2 směr vzhůru		
Kategorie vozidel	os	N _{1,2}	N ₃	os	N _{1,2}	N ₃
Intenzita vozidel jednotlivých kategorií [voz/h]	234	101	78	146	157	99
průměrná rychlost vozidel jednotlivých kategorií [km/h]	33,0	21,2	24,5	34,6	30	27,7
Intenzita vozidel všech kategorií [voz/h]	413			402		
Průměrná rychlost vozidel všech kategorií [km/h]	27			31		



Obr. 3.53 Průběh rychlosti v čase na Exitu jižní spojka [Zdroj autor DP]

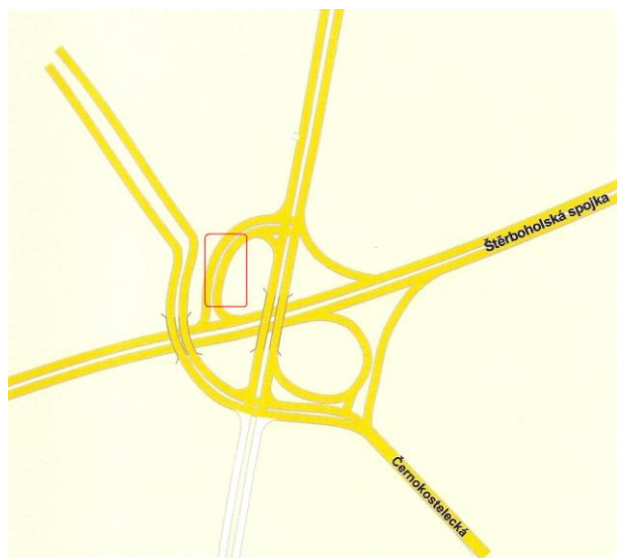
Z grafu rychlostí 3.53 i z tabulky 3.17, veličin dopravního proudu je patrné, že rychlosti jak na sjezdu, tak i na nájezdu jsou místy téměř vyrovnané. Rychlost na rampě směrem dolů je tradičně nižší.

Zde je tedy patrný vliv návrhu rampy v oblouku na rychlost dopravního proudu. Rovněž je patrné v porovnání s příkladem 1a, že oblouk má významnější podíl na pokles rychlosti než sklonový poměr rampy. (Ostatní měření viz. Příloha č. III/4).

Příklad 5)

Průjezd vozidel rampou popisuje příklad 5 z Exitu Štěrboholy, obr. 3.54. Zde se jedná o rampu v oblouku, kde však již dochází ke kongesčnímu stavu na rampě a to i přesto, že se vozidla připojují na hlavní směr pomocí připojovacího pruhu.

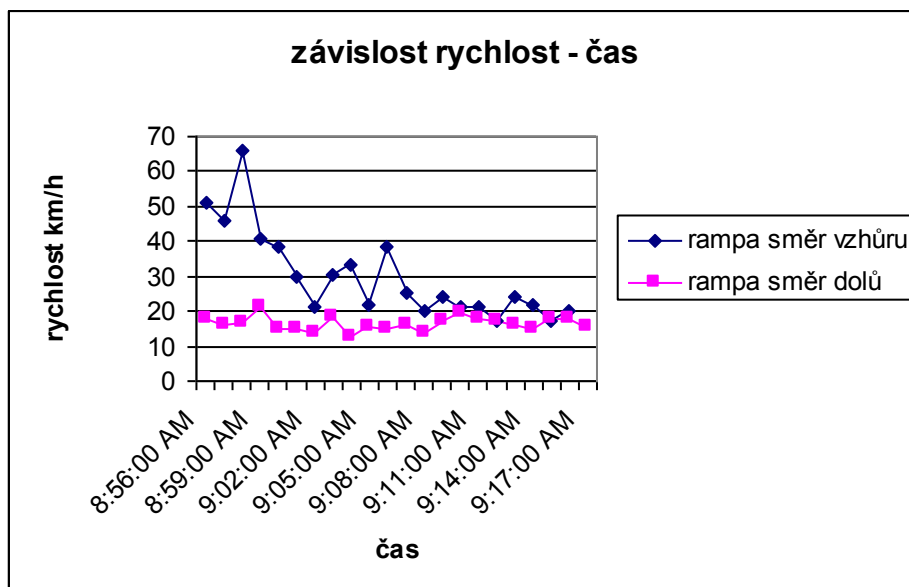
Na hlavní jízdni dráze byl volný dopravní proud, kongesce vznikala na rampě.



Obr. 3.54 MÚK exit Štěrboholy [Zdroj autor DP]



Obr. 3.55 MÚK exit Štěrboholy – snímek 1 [Zdroj autor DP]

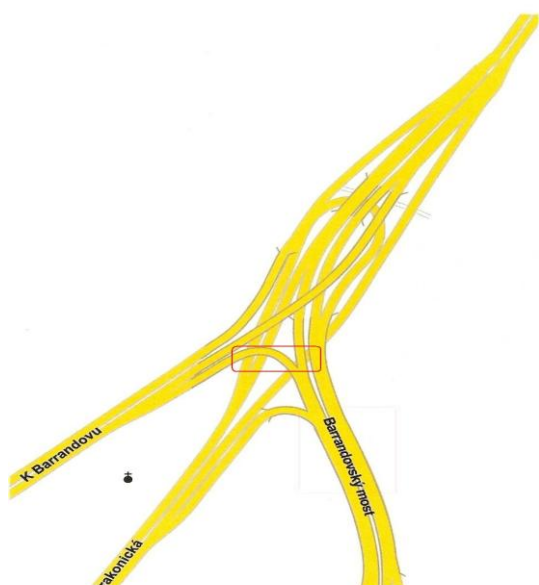


Obr. 3.56 Průběh rychlosti v čase na Exitu Štěrboholy [Zdroj autor DP]

Z obr. 3.57 je patrné, že vzhledem ke skladbě dopravního proudu, kde nákladní vozidla zaujímají významný podíl, je třeba navrhovat rampy dostatečně dlouhé, aby nedocházelo k situacím, kdy vzhledem k přítomnosti dlouhých nákladních vozů na rampě, jedoucích nízkou rychlostí (tím se prodlužuje doba obsazenosti rampy) je její kapacita v krátkém časovém okamžiku vyčerpána. Je třeba, aby rampy byly navrhovány jako víceproude nebo s dostatečnou délkou předcházejícího odbočovacího pruhu. Jak bylo uvedeno v návrhu na provozní schéma.

Rampa prezentovaná v příkladě 5) je zároveň pozvolná. Příklad 6) ukazuje rampu v oblouku na Barrandovském mostě obr. 3.58. (Ostatní měření viz. Příloha č. III/9).

Příklad 6)



Obr. 3.57 MÚK Barrandovský most [Zdroj autor DP]

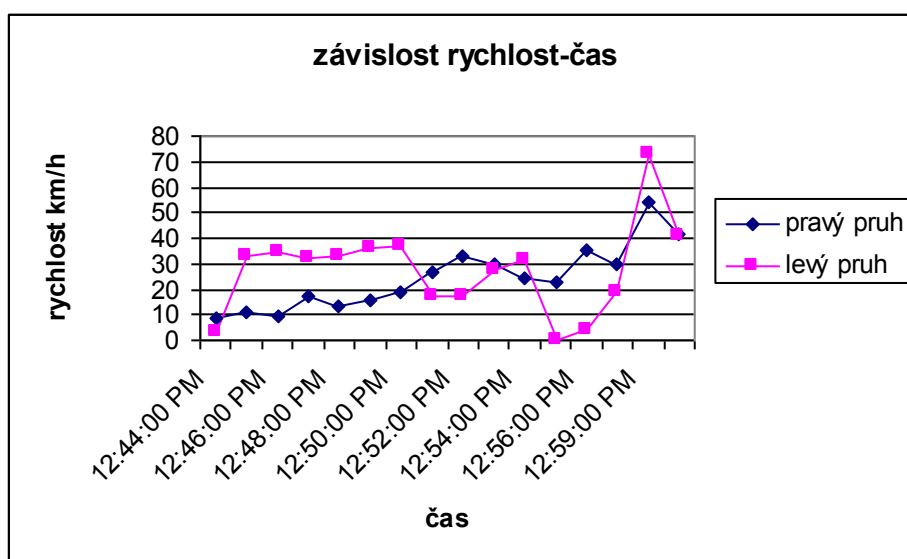


Obr. 3.58 Barrandovský most – snímek 1 [Zdroj autor DP]

Tab.3.18 Naměřené veličiny dopravního proudu na mostě Barrandov

Barrandovský most, tabulka veličin dopravního proudu, průjezd vozidel rampou						
Jízdní pruh	Pravý j.p.			Levý j.p.		
Detekční zóna	1			2		
Kategorie vozidel	os	N _{1,2}	N ₃	os	N _{1,2}	N ₃
Intenzita vozidel jednotlivých kategorií voz/h	456	258	172	144	74	96
průměrná rychlost vozidel jednotlivých kategorií km/h	30	21	22	30	29	29
Intenzita vozidel všech kategorií voz/h	886			314		
Průměrná rychlost vozidel všech kategorií km/h	25			30		

[Zdroj autor DP]



Obr. 3.59 Průběh rychlosti v čase na mostě Barrandov [Zdroj autor DP]

Obr. 3.59 prezentuje výrazně nízkou rychlost v oblouku rampy. Barrandovský most byl projektován s velkým sklonem ramp. Nákladním vozidlům, zde hrozí např. selhání brzd, což se v minulosti i několikrát stalo.

Na této barrandovské rampě se také setkává pět ze sedmi následně uvedených nepříznivých faktorů: rampa v oblouku a zároveň v klesání s vysokým sklonem, vyšší intenzitou vozidel a se značným podílem nákladních vozidel. (Ostatní měření viz. Příloha č. IV/1).

3.4.1 Určující faktory pro správný návrh rampy

Z předchozích příkladů vyplynuly důvody poklesu rychlosti, které jsou uvedeny v bodech I - VII:

- I) rampa v oblouku,
- II) rampa klesající (zejména v kombinaci s větším sklonem nebo menším poloměrem, - problém vzniká u nákladních vozidel - podobně je tomu u rampy stoupající),
- III) rampa s diskriminujícím prvkem (geometrie řešení vjezdu do rampy pod ostrým nebo pravým úhlem),
- IV) rampa kratší délky ,
- V) rampa s vyšším sklonem (větší jak 8 %),
- VI) rampa s vyšší intenzitou vozidel (od stupně UKD B a více),
- VII) rampa s vyšším podílem (přesahující 10 % podíl z celkového dopravního proudu) nákladních vozidel v dopravním proudu.

Dalšími faktory, které rampu ovlivňují, jsou podmínky, které jí předcházejí a které po ní následují:

- a) správně zvolené provozní schéma připojovacích a odbočovacích pruhů, vzhledem k požadované intenzitě,
- b) správně zvolená vlastní délka připojovacích a odbočovacích pruhů.

Všech uvedených sedm faktorů je hlavní příčinou poklesu rychlosti na zkoumaných rampách. Zvolená řešení mohou výrazně znehodnotit nebo naopak vylepšit celkový návrh MÚK.

Návrh rampy je předurčen polohou pozemní komunikace, vždy některá z ramp bude muset být rampou klesající, což už samo o sobě předznamenává pokles rychlosti.

Na navrhované klesající rampě je nezbytně nutné, aby se nepřidružovaly ostatní faktory. Na projektované rampě ale mohou vyvstat další ze sedmi uvedených nepříznivých faktorů. U vyšší intenzity vozidel, je zapotřebí dbát na dodržení podmínek uvedených v bodě a) a b).

Ne vždy je možné realizovat návrh „ideální rampy“, např. v případě pražského Barrandovského mostu, byla realizace stavby omezena stísnujícími okolními podmínkami.

Každá křižovatka s prvkem špatného a nedokonalého návrhu v sobě skrývá určitý druh nebezpečí, který se promítá do bezpečnosti provozu ve smyslu nehodovosti.

Proto je zapotřebí určit tzv. „ideální návrh“, od něhož se mohou odvíjet další podobná řešení.

3.4.2 Návrh vhodné rampy

Nevhodný návrh rampy je častou příčinnou dálniční kongesce, neboť se promítá do kapacity MÚK a tím celého přilehlého úseku oblasti ovlivnění.

Pro správný návrh MÚK je zapotřebí dostatečná výška mostovky nad podjíždějí komunikací s ohledem na těžké nákladní vozy (kategorie N₃) s vlastní výškou do 4 m, bude plně postačující výška mostovky nad terénem v sedmi metrech. (V praxi je nejčastější realizace okolo 8 – 10 [m], jedná-li se o překlenutí údolí nad řekou např. Barrandovský most cca 15 [m]). U Barrandovského mostu jsou poměrně prudké sklony řešení. O něco menší sklony vzhledem ke krátké realizaci ramp jsou na ostatních MÚK – průměrně však okolo 8% a více.

Přítom samozřejmě čím menší sklon a tím delší rampa je řešení z hlediska bezpečnosti a plynulosti provozu ideálnější.

Dále je zapotřebí, aby rampa neobsahovala žádný ze špatných návrhů v geometrii. Direktní rampa musí obsahovat plynulé řešení přechodnicového oblouku. (U stávajících řešení ramp, je ostrý přechodnicový oblouk v napojení, kde dochází výraznému poklesu rychlosti).

Špatná řešení jsou odstraněna v nových návrzích MÚK, které jsou navrženy a řešeny tak, aby zajistily všechny křížovatkové pohyby, což na současných stávajících křížovatkách není a dále aby zajistily plynulý a bezpečný pohyb. (Návrhy MÚK viz. kap. 4)

Návrh optimální rampy, může být zvažována pro návrhovou rychlost 60 – 80 [km/h] nebo i vyšší. Oproti vratné rampě, kde bude pro délku rampy návrhová rychlost 40 [km/h]. Pro navrhovanou optimální rampu rychlost průjezdu osamocené neovlivněného vozidla rampou s návrhovou rychlost 70 – 80 [km/h] délky 116 m bude 5 – 6 [s], zatím co u vratné rampy stejné délky bude doba průjezdu cca 11 [s].

Předpokládaná kapacita rampy, kde při uvedené délce rampy může najednou projíždět cca 5 osobních vozidel a 3 těžká nákladní vozidla a dále pokud by si všechna tato vozidla udržela předpokládanou návrhovou rychlost, dostatečný odstup a nedocházelo by přitom k žádným prodlevám – (tedy ideální modelový dopravní proud), pak z toho výpočtem vyplývá, že by kapacita rampy byla až 4800 [voz/h].

Samozřejmě v reálné skutečnosti nemůže takovýto stav nikdy nastat, avšak z uvedeného výpočetního předpokladu je patrné, že takto navržená rampa je dostatečně schopná vyhovět současným podmínkám dopravního proudu, kde pro hlavní jízdní dráhu uvažují 2000 [voz/h] jako kapacitní maximum. Zjednodušeně se přibližně jedná o dvojnásobnou kapacitu. - Jedná se o direktní rampu, vychází se při tom ze skutečných pozorování dopravního proudu na direktních rampách, kde výše uvažovaná rychlost 70 – 80 [km/h], patřila k nižším skutečným naměřeným hodnotám.

Délka rampy se odvíjí od navrženého sklonu a opět od skutečných měření, kde se neblaze promítal vliv strmých krátkých ramp do plynulosti provozu.

3.5 Návrh poloměru oblouku

Pro návrh poloměru oblouku byly zkoumány současné metodiky a dále bylo nutné i praktické měření – (příklady 1-3 kap. 3.5). Podkapitoly v 3.5 pak popisují nově navržená řešení.

Podle tabulky 1.12 (uvedené v kapitole 1, - Analýza současného stavu), popisující „nejmenší poloměr kružnicového oblouku R_0 větve MÚK, v závislosti na návrhové rychlosti v_v a příčném sklonu p “, je např. pro sklon $p = 2,5 \%$, následující velikost poloměru uvedená dále v Tab. 3.19. [4].

Úplná tabulka (tabulka 3.19 je jen část pro sklon 2.5 %) je uvedená v [4] a deklaruje velikost poloměru oblouku ve vztahu k návrhové rychlosti pro definované sklony.

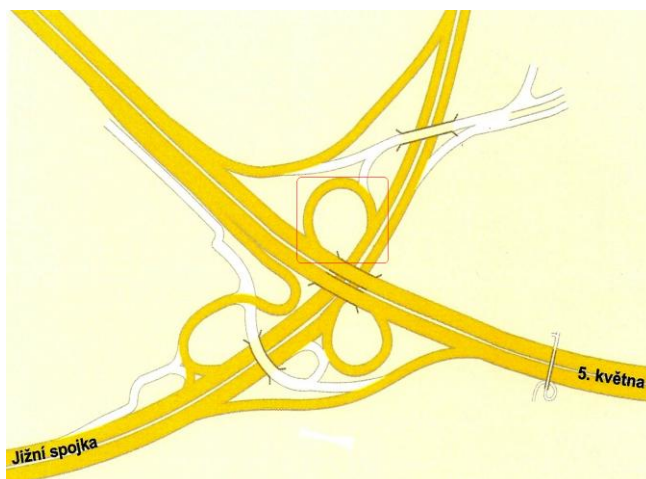
Tab.3.19 poloměr směrového oblouku v závislosti na návrhové rychlosti ($p=2.5 \%$)

Poloměr (m)	25	35	50	95	145	210	290
Návrhová rychlost (km/h)	30	35	40	50	60	70	80

Zdroj [4]

Současné MÚK mají realizovány poloměry oblouků cca 35 – 75 [m], nejčastější realizace oblouku MÚK je okolo 40 [m].

Příklad 1



Obr. 3.60 MÚK exit Roztyly [Zdroj autor DP]

Exit Roztyly obr.3.60, s poloměrem vratné rampy je cca 35 [m] a délka dráhy na této vratné rampě je cca 140 [m].



Obr. 3.61 MÚK exit Roztyly – letecký snímek
[Zdroj letecký snímek – zakoupena licence]

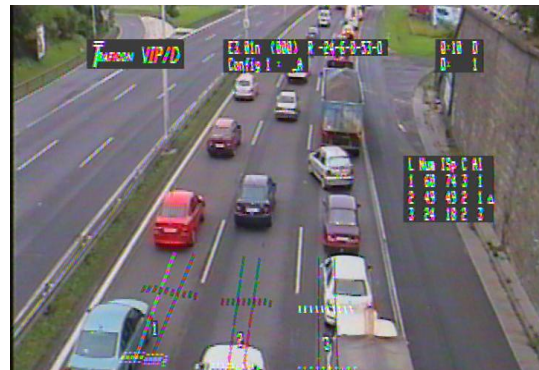
Přestože je velmi nízká intenzita, nízká rychlost na rampě, která vyplývá z malého poloměru oblouku roztylského Exitu, 3.61 způsobuje vyšší obsazenost rampy oproti rychlostní silnici.

Pro zvětšený šetřený poloměr rampy např. o cca 25 [m], (kde $r = 60$ [m]), jízdní dráha by se prodloužila zhruba o více jak 100 [m] tj. cca na 280 [m], tím by se i zvýšila kapacita vozidel o cca 500 [voz/h] všech kategorií. Rampou by tak mohlo projet 1500 [voz/h] všech kategorií, ovšem při kapacitním maximu by se rychlost pohybovala okolo hodnot 20 – 30 [km/h] s výskytem kritické rychlosti. Kapacita by se však zvětšila o 73 [%] oproti původní verzi s obloukem do 40 [m].

Příklad 1a – pokles rychlosti v závislosti na hustotě



Obr. 3.62 MÚK exit Roztyly – snímek 1
[Zdroj autor DP]



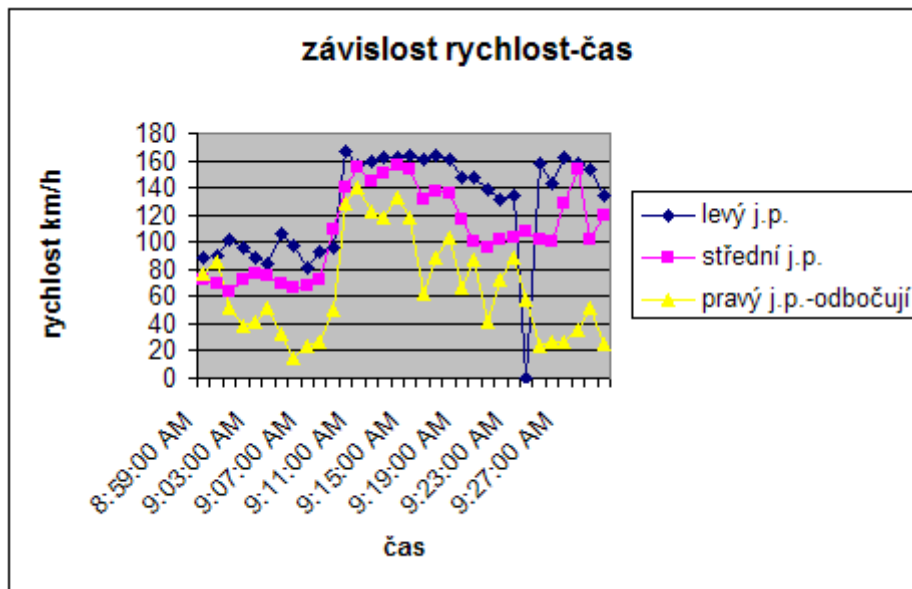
Obr. 3.63 MÚK exit Roztyly – snímek 2
[Zdroj autor DP]

Exit Roztyly, obr. 3.62 a 3.63, přibývající ranní kongesce. Mimoúrovňová křižovatka je vystřídáným dvojlístkem s průpleťovými pásy a vratnými větvemi. Pokles rychlosti v závislosti na hustotě v pravém jízdním pruhu před odbočením do vratné rampy.

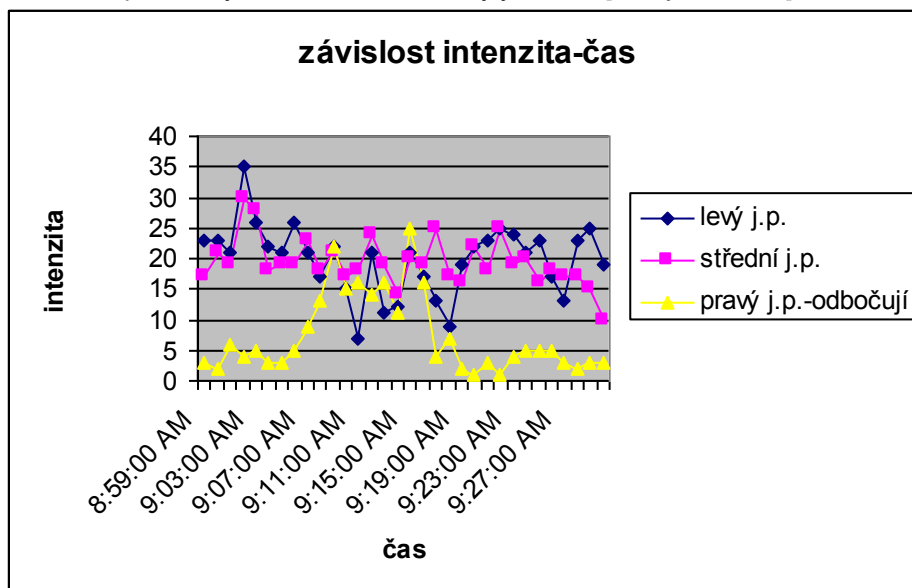
Tab.3.20 naměřené veličiny dopravního proudu Exitu Roztyly

EXIT Roztyly, vratná rampa odbočení									
Jízdní pruh	pravý			střední (po směru jízdy)			Levý krajní (po směru jízdy)		
Detector zone	3			2			1		
Kategorie vozidel	os	N _{1,2}	N ₃	os	N _{1,2}	N ₃	os	N _{1,2}	N ₃
Intenzita vozidel jednotlivých kategorií voz/h	311	126	181	784	288	103	736	310	85
průměrná rychlost vozidel jednotlivých kategorií km/h	90,3	84	68,6	121,5	113,2	111,3	141,7	137,5	131,7
Intenzita vozidel všech kategorií voz/h	618			1175			1131		
Průměrná rychlost vozidel všech kategorií km/h	81			115			140		

[Zdroj autor DP]



Obr. 3.64 průběh rychlostí na Exitu Roztyly v čase [Zdroj autor DP]



Obr. 3.65 průběh intenzit na Exitu Roztyly v čase [Zdroj autor DP]

Z průběhu grafu 3.64 rychlost – čas, je patrné, jak významně reagují rychlosti v sousedních jízdních pruzích na rychlost v pravém jízdním pruhu, tj. jak se přenáší kongesční stav z pravého jízdního pruhu vyvolaný rampou na ostatní jízdní pruhy.

V některých případech dochází až k zastavení vozidel.

Důkaz poklesu rychlosti v závislosti na hustotě, 15 – minutový výběr rychlost – hustota Tab. 3.20 v pravém jízdním pruhu:

Tab.3.21 Získané veličiny z měření na Exitu Roztyly

h(x)	70	61	55	70	83	87	82	61	81	48	34	42	19	29	26
v (y)	13.3	24	23.2	14.8	14.6	15.1	24.5	12.6	24.4	32.3	56.8	52	57.7	57	61.8

[Zdroj autor DP]

Tab.3.22 Získané veličiny z měření na Exitu Roztyly

$\sum hi^2$	$\sum hi^2$	$\sum hivi$	$\sum hi$	$\sum vi$	$\sum hi^2$	$\sum vi^2$
55112	20449.97	21970.2	848	482.1	719104	2324294

[Zdroj autor DP]

$$r = \frac{\left(\sum hivi - \frac{(\sum hi)(\sum vi)}{n} \right)}{\left(\sqrt{\sum hi^2 - \frac{(\sum hi)^2}{n}} \sqrt{\sum vi^2 - \frac{(\sum vi)^2}{n}} \right)} \quad [-] \quad (3-3)$$

$$r = -0.9, \text{ pro } r \in (-1; 1) \quad (3-4)$$

$$y = 94.469e - 0.0221x \quad (3-5)$$

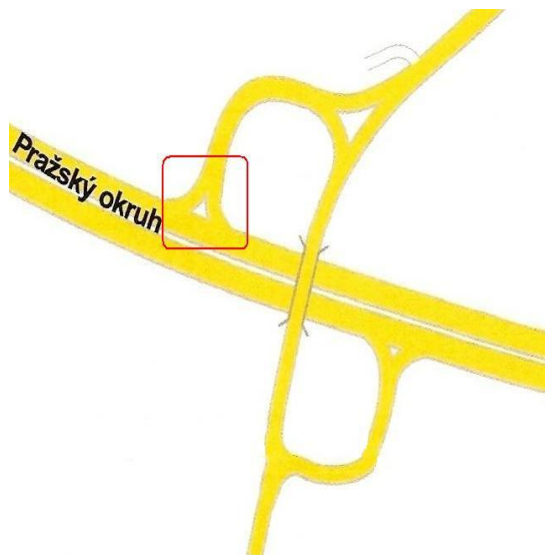
$$r^2 = 0.7224, r = 0.9 \quad (3-6)$$

Hodnota $r = -0.9$ ukazuje na významnou tendenci poklesu rychlosti v důsledku s přibývajícím hustotou dopravního proudu.

K tomuto jevu došlo vlivem vratné rampy s malým poloměrem oblouku, kde její maximální kapacita nepostačuje požadované intenzitě vozidel a tím způsobuje pokles rychlosti na dálnici, ze které se odbočuje. (Ostatní měření viz. Příloha č. I/1).

Příklad 2

V příkladě Exitu Ořech obr. 3.66 a 3.67 s poloměrem vratné rampy $r = \text{cca } 45$ [m] a délkou jízdní dráhy na rampě cca 180 [m], lze předpokládat stejné mezní kapacitní hodnoty jako u předchozího příkladu na Exitu Roztyly, tj. cca 980 [voz/h] všech kategorií.



Obr. 3.66 MÚK exit Ořech
[Zdroj autor DP]



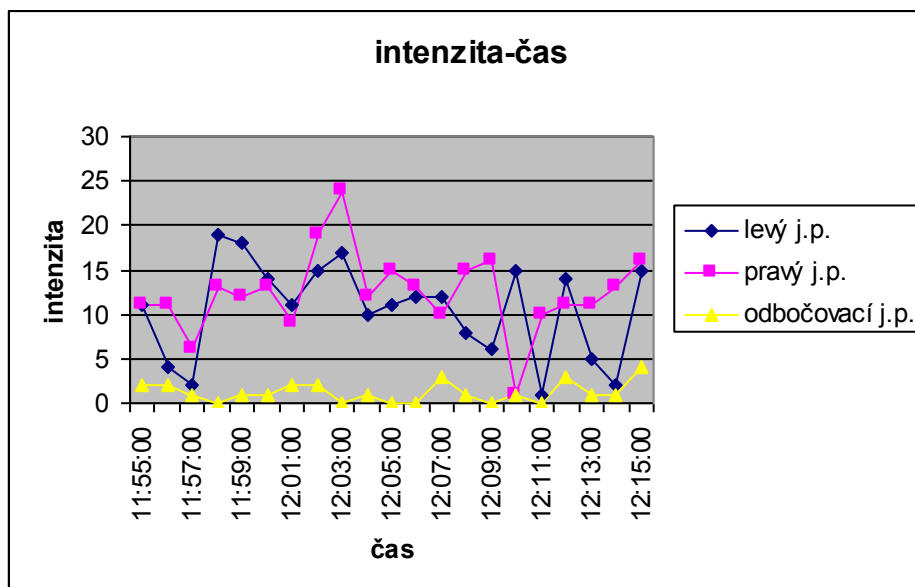
Obr. 3.67 MÚK exit Ořech – snímek 1
[Zdroj autor DP]

Tab.3.23 Naměřené veličiny dopravního proudu Exitu Ořech

EXIT OŘECH, vratná rampa odbočení									
Jízdní pruh	Rampa -odbočení			Pravý krajní (po směru jízdy)			Levý krajní (po směru jízdy)		
	M ₁	N _{1,2}	N ₃	M ₁	N _{1,2}	N ₃	M ₁	N _{1,2}	N ₃
Detector zone	3			2			1		
Kategorie vozidel	M ₁	N _{1,2}	N ₃	M ₁	N _{1,2}	N ₃	M ₁	N _{1,2}	N ₃
Intenzita vozidel jednotlivých kategorií voz/h	51	16	9	313	161	210	442	111	75
průměrná rychlost vozidel jednotlivých kategorií km/h	46	40	37	74	62	63	90	81	79
Intenzita vozidel všech kategorií voz/h	76			684			628		
Průměrná rychlost vozidel všech kategorií km/h	41			66			83		

[Zdroj autor DP]

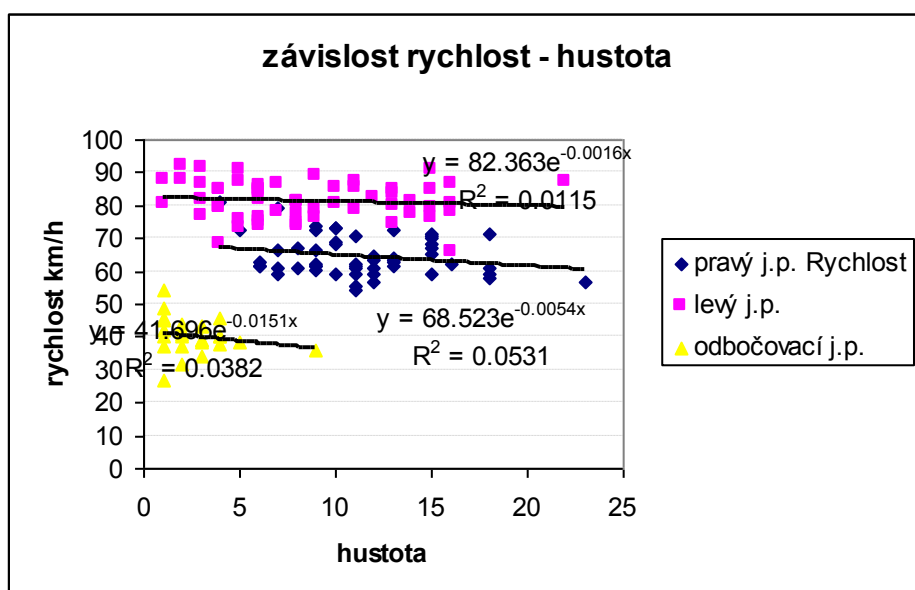
Z grafu 3.68, průběh intenzit v minutových intervalech, je patrná velmi nízká intenzita vozidel, která odbočují 0 – 3 [voz/min]. K překročení kapacity rampy tak v žádném případě nedošlo, přesto rychlost ve vratné rampě oproti volné dálnici výrazně klesá. Avšak tato rychlost (graf 3.70) je v souladu s návrhovou rychlostí dle ČSN [4] ve vztahu k užitému poloměru oblouku.



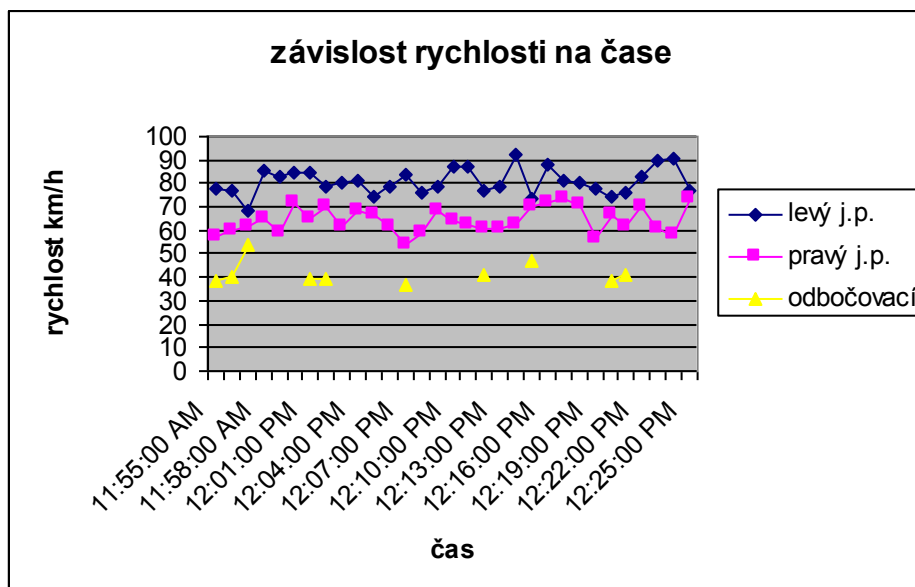
Obr. 3.68 průběh intenzit na Exitu Ořech v čase [Zdroj autor DP]

Graf závislostí rychlost hustota obr. 3.69 rovněž dokládá, že rychlost neklesala v důsledku hustoty dopravního proudu, ale v důsledku vlastního manévru odbočení samostatného neovlivněného vozidla.

Pro křižovatku v lokalitě extravilánu a při nízkém objemu intenzit, je realizace této osmičkovité křižovatky přijatelným řešením.



Obr. 3.69 závislost rychlost – hustota na Exitu Ořech, r pravý = 0.3, r levý = 0.11, r odbočovací = 0.2 [Zdroj autor DP]



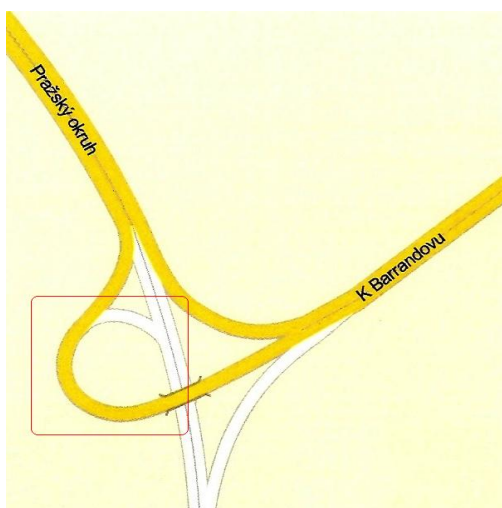
Obr.3.70 průběh rychlostí na Exitu Ořech v čase [Zdroj autor DP]

Ke stejným výsledkům vedlo měření druhé vratné rampy na této MÚK (Ostatní měření viz. Příloha č. III/1).

Příklad 3

Exit Lochkov obr. 3.71, poloměr rampy $r = 75$ [m], délka dráhy na rampě je 353 [m]. Před odbočením do rampy je ostrý oblouk a velmi krátký odbočovací pruh.

MÚK trubkovitá EXIT Lochkov s průpleťovými pásy a vratnými větvemi

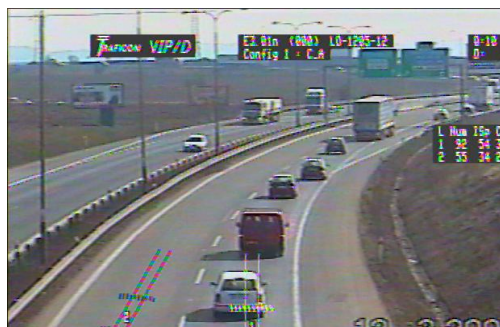


Obr. 3.71 MÚK exit Lochkov [Zdroj autor DP]

Exit je řešen jako trubkovitá MÚK obr. 3.71 a 3.72 je následující za osmičkovou křižovatkou – Exit Ořech. Z grafu 3.73, je patrná významná intenzita u odbočení, kde již nepostačuje krátký odbočovací pruh, který dále pokračuje realizovaným odbočením v ostrém úhlu. Zde se tak rychle navozuje kongesční stav vlivem výrazného poklesu rychlosti. Samotný poloměr rampy je dostačující, proto aby nevznikala kongesce na průběžné rychlostní silnici.

Dochází zde k jevu, kdy rampa je neobsazená, ale vzniká kongesce v průběžném přímém směru, způsobená odbočením.

Zatím co u předchozí křižovatky Exit Ořech, která sousedí s touto MÚK, vozidla v průběžných pruzích projížděla rychlostí 70 – 90 [km/h], při srovnatelných intenzitách z intervalu 10 – 15 [voz/min/pruh] v průběžných pruzích, intenzity jsou i zde stejné Tab. 3.24 (vzhledem k tomu, že se jedná o jeden dálniční úsek následujících křižovatek), avšak s vyšším požadavkem pro odbočení, které na krátkém odbočovacím pruhu zpomaluje rychlostní silnici.

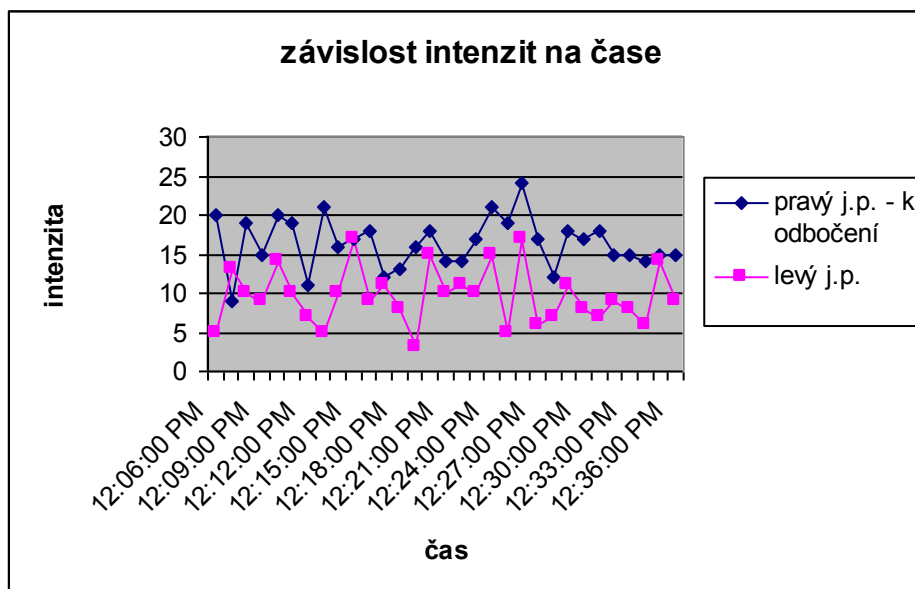


Obr. 3.72 MÚK exit Lochkov – snímek 1
[Zdroj autor DP]

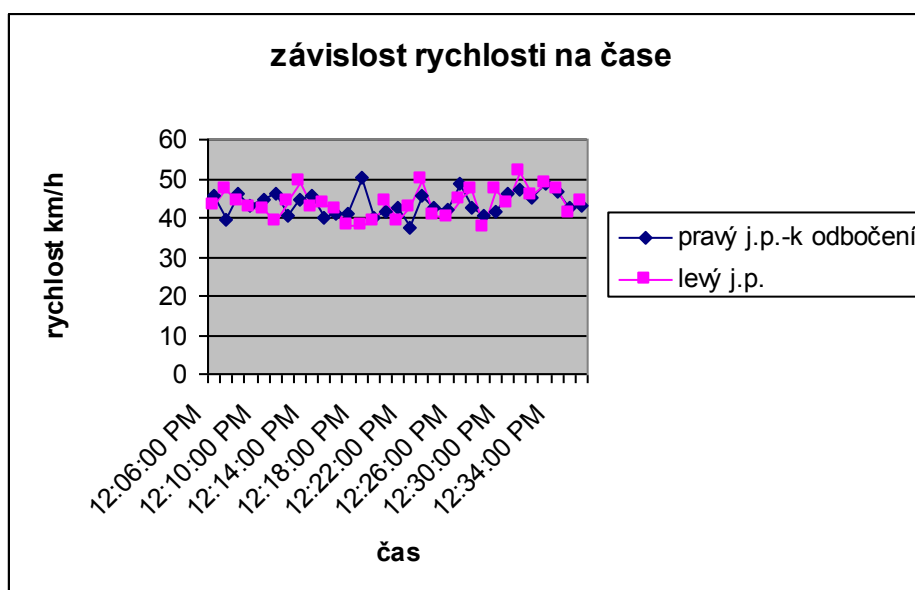
Tab.3.24 Naměřené veličiny dopravního proudu na Exitu Lochkov

EXIT Lochkov, vratná rampa odbočení		
Jízdní pruh	Pravý - odbočuj	Levý j.p.
Intenzita vozidel všech kategorií [voz/h]	961	565

[Zdroj autor DP]



Obr. 3.73 průběh intenzit na Exitu Lochkov v čase [Zdroj autor DP]



Obr. 3.74 průběh rychlostí na Exitu Lochkov v čase [Zdroj autor DP]

V dalším měření na této křižovatce z jiného dne, výsledky měření na MÚK (Tab. 3.23, Obr. 3.73 a 3.74), je zachycen kongesční stav, který je důsledkem přenosu kongesce jako zpětného vzduť. (Ostatní měření viz. Příloha č. II/1)

3.5.1 Návrh poloměru oblouku ve vztahu k intenzitám

Ze zkoumaných mimoúrovňových křižovatek ve vztahu k jejich řešené geometrii, např. vyplynulo, že: bude-li např. požadavek 1500 [voz/h] na navrhovanou rampu musí být užito poloměru oblouku min $r = 60$ [m], (pro tento poloměr je podle ČSN návrhová rychlost 40 [km/h]), avšak při plně využití kapacity okolo uvedených 1500 [voz/h] bude průměrná rychlost okolo 15 – 30 [km/h] na rampě. Z měření (Příloha) vyplynuly hodnoty pro max. možnou intenzitu uvedené v Tab. 3.25.

Tab.3.25 Poloměry oblouků vratných ramp ve vztahu k plánovaným intenzitám

Poloměry oblouků vratných ramp ve vztahu k plánovaným intenzitám			
(r) min. poloměr směrového oblouku v [m]	max. délka vlastní rampy [m]	max. možná intenzita (voz/h), aby rychlost neklesla ke kritické hodnotě	Skutečná rychlost při max. možné intenzitě [km/h]
35	160	900	20 – 25 (35)
40	185	900	20 – 25 (35)
45	210	1000	20 – 25 (35)
50	235	nad 1000	20 – 30 (40)
60	280	nad 1000	20 – 30 (40)
70	330	nad 1000	20 – 30 (40)
75	350	nad 1000	20 – 35 (40)
80	375	nad 1000	20 – 35 (40)
90	420	nad 1000	20 – 35 (40)
95	445	nad 1000	20 – 40 (50)

[Zdroj autor DP]

V závorce je uvedená hodnota návrhová podle [4] (ČSN), pro daný poloměr směrového oblouku, avšak bez uvedení hodnot intenzity. Tabulka 3.25, ale prezentuje maximální možnou intenzitu, kde rychlost oproti návrhové bude klesat a to i až o 20 [km/h] a dále až ke kritické rychlosti pokud bude maximální možná intenzita překročena.

3.5.2 Návrh výpočtu kapacity – minimální poloměr oblouku

Následující řešení směřuje ke správnému určení velikosti poloměru oblouku (r) pomocí vyjádření rychlosti (V) z rovnice kontinuity (V_k) dopravního proudu a pohybové rovnice (V_p). Rovnice (3-4), vyjadřuje rovnost rychlostí z výše uvedených vztahů.

$$V_k = V_p \left[\frac{km}{h} \right] \quad (3-7)$$

Rovnice (3-5), vyjadřuje rovnici kontinuity

$$V_k = \frac{I}{H} \left[\frac{km}{h} \right] \quad (3-8)$$

Rovnice (3-6), vyjadřuje rovnici pohybu

$$V_p = \frac{S}{t} \quad (3-9)$$

Vztah (3-10) vyjadřuje dosazení do vztahu (3-7)

$$\frac{I}{H} = \frac{S}{t} \quad (3-10)$$

Vztah (3-11) vyjadřuje veličinu S ze vztahu (3-10)

$$S = \frac{I t}{H} \quad (3-11)$$

Ze vztahu (3-11), je dosazen v (3-12) matematický vztah ($S = 2 \pi r$). Dále intenzita na pravé straně je vyjádřena součinem $V H$. Po vykrácení zlomku je vyjádřeno r ve vztahu (3-13)

$$2 \pi r = \frac{V H t}{H} \quad (3-12)$$

Poloměr směrového oblouku r pak je vyjádřen vztahem (3-13) vyjádřením ze vztahu (3-12):

$$r = \frac{V_n t}{2 \pi} [m] \quad (3-13)$$

kde je rychlost vnímána jako návrhová pro určovaný poloměr směrového oblouku

V_nnávrhová rychlost na rampě (km/h) resp. (m/s).

tdoba průjezdu rampou, která tvoří $\frac{3}{4}$ celkové t , při dané návrhové rychlosti.

Pro výpočet, u času na dráze, při dané rychlosti musí být při užití vztahu dráhy $2 \pi r$, pro běžnou klasickou vratnou kruhovou rampu, která ve skutečnosti tvoří zjednodušeně $\frac{3}{4}$ této dráhy, uvažován také $\frac{3}{4}$ čas z celkové vypočtené doby.

Tab. 3.26. již vyjadřuje předpokládanou dobu průjezdu rampou (t) danou intervalem hodnot při požadované návrhové rychlosti.

Tab. 3.26 Návrhové rychlosti pro daný interval doby obsazení jedním vozidlem na rampě

V_n	t
40 [km/h]	11,1 [m/s]
50 [km/h]	13,8 [m/s]
60 [km/h]	16,6 [m/s]
70 [km/h]	19,4 [m/s]
80 [km/h]	22,2 [m/s]

[Zdroj autor DP]

Tabulka. ČSN [4] uvedená v disertační práci jako Tab. 3.19, deklaruje poloměr směrového oblouku vzhledem k návrhové rychlosti. Níže uvedená tabulka 3.27 deklaruje poloměr směrového oblouku vzhledem k návrhové rychlosti podle navrženého vztahu [3-13].

Tab. 3.27 Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu k návrhové rychlosti na větvi podle vzorce (3-13)

R [m]	40 - 45	50 - 55	65	100	145 - 150	220	310 - 320
V_n [km/h]	30	35	40	50	60	70	80

[Zdroj autor DP]

Porovnáním obou tabulek jsou hodnoty poloměrů v tabulce 3.27 oproti hodnotám poloměrů uvedených v tabulce 3.19 (převzatá z ČSN [4]), navýšeny. Především jsou navýšeny u nižších rychlostí. Jinak tyto hodnoty vzájemně souhlasí. Z uvedeného je tak zřejmá nutnost navýšení velikostí poloměrů oblouků i při nízkých návrhových rychlostech a to z důvodu kapacity a bezpečnosti.

Následující rozbor se zabývá prezentací těchto hodnot uvedených v Tab. 3.27, které jsou vypočteny podle nově navrženého vzorce. Jsou porovnány podle s ČSN [4], dále s ohledem na výzkumy, které proběhly v EU [5] jsou porovnávány s hodnotami minimálních poloměrů vypočtených při sníženém f' a také jsou porovnány s hodnotami minimálních poloměrů vypočtených na základě hodnot f' , které uvádí oproti novější SWOV [5] starší studie AASHTO, 1994.

Tab. 3.28 Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu k návrhové rychlosti na větvi

Veličiny dosazované do vzorce pro výpočet R_{min}	Hodnota R_{min} dle ČSN	Hodnota R_{min} podle sníženého f'	Hodnota R_{min} podle sníženého f'	Hodnota R_{min} dle vzorce (3-13) disertační práce
v [km/h]	30	30	30	30
f'	0,28	0,21	0,15	-
p %	2,5	2,5	2,5	od 2,5-8
výsledný R_{min} [m]	35	31	40	40-45

Hodnoty f' pro nižší návrhovou rychlost jsou podle SWOV [5] oproti ČSN přibližně poloviční. Proto i zde jsou dosazeny na ukázkou hodnoty f' snížené oproti ČSN.

[Zdroj autor DP]

Tab. 3.29 Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu k návrhové rychlosti na větvi

Veličiny dosazované do vzorce pro výpočet R_{min}	Hodnota R_{min} dle ČSN	Hodnota R_{min} podle sníženého f'	Hodnota R_{min} podle sníženého f'	Hodnota R_{min} dle vzorce (3-13) disertační práce
v [km/h]	35	35	35	35
f'	0,25	0,21	0,15	-
p %	2,5	2,5	2,5	od 2,5-8
výsledný R_{min} [m]	25	40	55	50-55

Hodnoty f' pro nižší návrhovou rychlost jsou podle SWOV [5] oproti ČSN přibližně poloviční. Proto i zde jsou dosazeny na ukázkou hodnoty f' snížené oproti ČSN.

[Zdroj autor DP]

Tab. 3.30 Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu k návrhové rychlosti na větvi

Veličiny dosazované do vzorce pro výpočet R_{min}	Hodnota R_{min} dle ČSN	Hodnota R_{min} podle AASHTO	Hodnota R_{min} podle sníž. f'	Hodnota R_{min} podle sníž. f'	Hodnota R_{min} dle vzorce (3-13) disertační práce
v [km/h]	40	40	40	40	40
f'	0,23	0,21	0,20	0,15	-
p %	2,5	2,5	2,5	2,5	od 2,5-8
výsledný R_{min} [m]	49	54	56	70	65

[Zdroj autor DP]

Tab. 3.31 Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu k návrhové rychlosti na větvi

Veličiny dosazované do vzorce pro výpočet R_{min}	Hodnota R_{min} dle ČSN	Hodnota R_{min} podle AASHTO	Hodnota R_{min} dle vzorce (3-13) disertační práce
v [km/h]	50	50	50
f'	0,19	0,18	-
p %	2,5	2,5	od 2,5-8
výsledný R_{min} [m]	92	96	100

[Zdroj autor DP]

Tab. 3.32 Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu k návrhové rychlosti na větvi

Veličiny dosazované do vzorce pro výpočet R_{min}	Hodnota R_{min} dle ČSN	Hodnota R_{min} podle AASHTO	Hodnota R_{min} podle sníženého f'	Hodnota R_{min} dle vzorce (3-13) disertační práce
v [km/h]	60	60	60	60
f'	0,17	0,15	0,16	-
p %	2,5	2,5	2,5	od 2,5-8
výsledný R_{min} [m]	146	161	153	150

[Zdroj autor DP]

Tab. 3.33 Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu k návrhové rychlosti na větvi

Veličiny dosazované do vzorce pro výpočet R_{min}	Hodnota R_{min} dle ČSN	Hodnota R_{min} podle AASHTO	Hodnota R_{min} dle vzorce (3-13) disertační práce
v [km/h]	70	70	70
f'	0,16	0,15	-
p %	2,5	2,5	od 2,5-8
výsledný R_{min}[m]	208	220	220

[Zdroj autor DP]

Tab. 3.34 Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu k návrhové rychlosti na větvi

Veličiny dosazované do vzorce pro výpočet R_{min}	Hodnota R_{min} dle ČSN	Hodnota R_{min} podle AASHTO	Hodnota R_{min} podle sníž. f'	Hodnota R_{min} podle sníž. f'	Hodnota R_{min} dle vzorce (3-13) disertační práce
v [km/h]	80	80	80	80	80
f'	0,15	0,15	0,14	0,13	-
p %	2,5	2,5	2,5	2,5	od 2,5-8
výsledný R_{min}[m]	290	290	305	325	310-320

[Zdroj autor DP]

Z výše uvedených tabulek je patrné, že hodnoty poloměrů kružnicového oblouku jsou u nižších návrhových rychlostí velmi nízké. Výpočtem je pak možné snadno dokázat, jak významně jsou tyto hodnoty vázány na velikost hodnoty f' . Změna setiny 2 bodů této hodnoty f' např. z 0,23 na 0,21 (při návrhové rychlosti 40 [km/h], při sklonu 2,5 %), představuje rozdíl 5 [m].

Disertační práce v kap. 1.2.5 prezentuje literaturu [5], která uvádí, že byla provedena měření v zemích EU se zaměřením na výzkum třecího faktoru (koeficientů příčného a podélného tření) a že tyto nově zjištěné nižší hodnoty f' po dosazení do vzorce (1-41) uvedeného v disertační práci významně navýšily poloměry oblouků.

Pokud by tedy norma ČSN 736102 měla nové zjištěné hodnoty koeficientu příčného tření akceptovat, znamenalo by to, že výše uvedené současné hodnoty minimálního poloměru kružnicového oblouku jsou nevyhovující.

Hodnoty poloměrů kružnicového oblouku jsou v tabulkách zaokrouhleny na celé metry.

Tabulky porovnaly hodnoty minimálního poloměru oblouku ve vztahu k různým hodnotám f' a to jak podle ČSN, tak podle výsledků studie AASHTO 1994, podle výzkumů SWOV [5] a následně podle vzorce (3-13) DP.

3.6 Návrh výpočtu předpokládané hustoty

Rovnice (3-14) pro intenzity vozidel nad 1000 [voz/h], je nově navrženým vzorcem. (Kromě nově definovaného vztahu veličin, je také užit koeficient, který byl uveden v [7], kde však sice představoval tutéž hodnotu 0,005 nikoliv však vyjádřenou touto formou součtu koeficientů, kterou hodnota 0,005 představuje).

Kde je:

0.005... po úpravě převzatý z HCM [7] je koeficientem poměrových intenzit
a.....navržená vyrovnávací hodnota přiřazená k tabulce rychlostí
 H_ppředpokládaná hustota
 I_Dintenzita dálnice

$$H_p = 0.005 I_D + a \quad [(voz/km)/pruh] \quad (3-14)$$

Na rozdíl od [7] není do výpočtu odhadu hustoty, zahrnut výpočet s délkou připojovacího pruhu neboť tento způsob výpočtu podle [7] se neosvědčil (viz. příklad. 3, kap. 1.3).

K výše uvedené rovnici je přičteno číslo a - z níže uvedené tabulky 3.35 podle rychlostí dopravního proudu.

Tento návrh vyšel z měření v rámci disertační práce a na rozdíl od [7] zohledňuje rychlost dopravního proudu, nemůže proto nastat případ, že úroveň kvality dopravy na základě odhadu hustoty bude dávat nepravdivý obraz.

Tab.3.35 Navržená tabulka UKD s opravnou vyrovnávací hodnotou

LOS	km/h	a
A	90	(-2)
B	70	(+4)
C	50	(+8)
D	40	(+12)
E/F	30	(+15)

[Zdroj autor DP]

Pro stupně A – F viz. deklarovaná tabulka pro určení úrovně kvality dopravy podle [7] (HCM), zde uvedená jako Tab. 1.15.

V příkladě, který byl prezentován v kap. 1.3.1, Př. 5. (Exit Chodovec), byla intenzita rampy 388 [voz/h] a intenzita dvou přilehlých jízdních pruhů 1227 [voz/h]. Průměrná rychlost byla 40 [km/h] a nižší.

Po dosazení hodnot do navrženého vzorce (3-14):

$$I_D = 1227 + 388 = 1615 \text{ [voz/h]} \quad (3-15)$$

$$H_p = 0.005 (1615) + 12 = 20.05 \quad (3-16)$$

tj. stupeň D/E, tedy kongesce.

Odhad hustoty počítaný podle vzorce z lit. [7], pro tyto případy deklaruje volný dopravní proud, (jelikož americké ani německé výpočty do odhadů nezahrnují

rychlost dopravního proudu) proto není rozdíl mezi nízkou intenzitou vozidel v kongesci, (tj. vlivem kongesce projede pouze nízký počet vozidel) a i nízkou intenzitou vozidel mimo dopravní špičku. (Viz. kap. 1.3.2. příklad 5)

Nově navržený vzorec (3-14) pro odhad hustoty by nemusel zahrnovat zavedenou vyrovnávací hodnotu „a“, která odpovídá přiřazené rychlosti, ale pak by musela být sestavena nová tabulka UKD se vztahem k dané rychlosti dopravního proudu.

Vzhledem k mezinárodně užívané tabulce úrovně kvality dopravy (Tab. 1.15), je vhodnější zavedení vyrovnávací hodnoty „a“, a jeho přiřazení do vzorce tak, aby mohla být již zavedená tabulka i nadále užívána.

Oproti tomuto návrhu je možné výpočet založený na predikci hustoty H_P , provést i dalším navrženým způsobem a to pomocí koeficientu pro daný počet jízdnic pruhů, rovněž převzatého z amerického HCM [7], upraveného a označeného jako „ P_P “ [-]. Tento koeficient se pak v navrženém vzorci (3-17) dále násobí intenzitou v oblasti ovlivnění se zohledněním k návrhové rychlosti rampy. Podstata koeficientu vychází z určení veličin dopravního proudu a vzdáleností. Koeficient se liší s počtem navržených pruhů. Koeficient implikují do nově navržených vztahů pro predikci hustoty „ H_P “ (3-17) a variací tohoto vzorce.

$$H_P = P_P \frac{I_D}{V_{NR}} \quad (3-17)$$

$$V_{NR} = P_P \frac{I_D}{H_P} \quad (3-18)$$

$$I_D = V_{NR} \frac{H_P}{P_P} \quad (3-19)$$

Kde je:

H_Ppredikce hustoty (Předpokládaná hustota)

V_{NR}návrhová rychlost na rampě

P_Ppřepočtový koeficient pro počet pruhů (0,3 – 1,0)

I_D .. intenzita dálnice v přímém směru + Intenzita rampy $I_D = I_{DP} + I_R$

I_{DP} intenzita dálnice v přímém průběžném směru $I_{DP} = I_1 + I_2 + \dots + I_N$

I_Rintenzita rampy (při návrhu intenzity nové rampy je třeba postupovat dle navržených tabulek 3.7 a následující v souladu s maximální přípustnou vjezdovou intenzitou ve vztahu k UKD).

Tab. 3.36 Koeficient P_P

Koeficient P_P	Počet j.p.	Vzorec ve vztahu k intenzitě	
1,0	1	$H_P = I_D / V_{NR}$	$I_D = I_{1..} + I_R$
0,8	1-2	$H_P = 0,8 I_D / V_{NR}$	$I_D = I_{1,2..} + I_R$
0,5	2	$H_P = I_D / 2 V_{NR}$	$I_D = I_{1,2..} + I_R$
0,3	3-4	$H_P = 0,3 I_D / V_{NR}$	$I_D = I_{1,2..} + I_R$

[Zdroj autor DP]

Viz. Tab. 1.15 a 1.2 Přípustná vjezdová intenzita ve vztahu k UKD, uvedených v DP, Tab. 3.37 UKD

UKD	A	B	C	D	E	F
Voz/h/pruh	600	1100	1500	1800	2000	-
H_p	≤ 6	$>6-12$	$>12-17$	$>17-22$	>22	$>K$

[Zdroj autor DP]

Uvedené modifikace vzorce (3-17) byly vyzkoušeny výpočtem na skutečných měření provedených v rámci DP, (měření jsou součástí přílohy, získaná data slouží jako podklad k výpočtům uvedených v DP). Lze rovněž dále modelovat předpokládané situace a určovat tak návrhovou rychlost rampy pro budoucí MÚK.

Příklad: stanovit návrhovou rychlost rampy V_{NR} pro určité podmínky dopravního proudu.

Postup dle navrhovaných resp. skutečných dat:

- 1) Existují data resp. návrh intenzity dálnice I_D a intenzity rampy I_R .
- 2) Návrh nebo výpočet UKD
- 3) Návrh nebo výpočet počtu pruhů
- 4) Výsledek návrhové rychlosti a tím určení předpokladu zda volit vratnou nebo direktní rampu.

Příklad: V pravém jízdním pruhu je předpoklad 800 [voz/h], v levém 700 [voz/h] a na rampě 400 [voz/h].

Řešení:

I_D - Intenzita dálnice v oblasti ovlivnění představuje $800 + 700 + 400 = 1900$ [voz/h]. Rozhodnutí podle bodu 2 (stupeň UKD). Ideálním řešením je A, rovněž B, C je pak střední hodnotou předpokládané kvality. D resp. E již nenavrhovat.

Např. tedy stupeň B má interval <6-12> Tab. 3.37 (užiji např. horní mez 12)

Budu-li volit 2 dálniční jízdní pruhy, užiji přepočtový koeficient pro počet pruhů s hodnotou 0,5. Dosazení do vzorce (3-17):

$$H_p = 0,5 \frac{I_D}{V_{NR}} \quad (3-20)$$

$$B = \frac{I_D}{2V_{NR}} \quad (3-21)$$

$$V_{NR} = 0,5 \frac{1900}{12} \quad (3-22)$$

$$V_{NR} = 80 \text{ [km/h]} \quad (3-23)$$

Výsledkem je tedy direktní rampa s předpokládaným stupněm B.

Tyto příklad lze modelovat dle zadaných kritérií a požadovaném výsledku. Např. mohu vycházet pouze z návrhové rychlosti rampy resp. jiné veličiny a vyjádřit zbývající.

Pokud bychom pro tyto samé podmínky chtěli vratnou rampu např. s návrhovou rychlostí 50 [km/h] a zachování stupně B, je zapotřebí zasáhnout do počtu pruhů na dálnici (hlavní jízdní dráze).

Pro 3 jízdní pruhy dálnice je nutné dosazení P_p s hodnotou 0,3. Dosazení do vzorce (3-17):

$$H_p = 0,3 \frac{I_D}{V_{NR}} \quad (3-24)$$

$$H_p = 0,3 \frac{1900}{50} \quad (3-25)$$

$$H_p = 7,125 \quad (3-26)$$

$H_p = B$ dolní hranice stupně, při vratné rampě s návrhovou rychlostí 50 [km/h] a třemi jízdními pruhy v průběžném proudu dálnice.

Pro příklad jsou uvedeny další modelové situace s předpokladem nejprve 500, dále 1000 dále 1500 až kapacita tj. 2000 vozidel v dopravním proudu celé oblasti

ovlivnění. Předpokládaný stupeň UKD je A (dosazována hodnota LOS 6) max. B (dosazována hodnota LOS 12). Dosazení do vzorce (3-18):

1 jízdní pruh, 500 vozidel, stupeň A

$$V_{NR} = 0,8 \frac{500}{A} = 67 \frac{km}{h} \quad (3-27)$$

$$V_{NR} = 67 [km/h] \quad (3-28)$$

→ rampa direktní

2 jízdní pruhy 500 vozidel, stupeň A

$$V_{NR} = 0,5 \frac{500}{A} \quad (3-29)$$

$$V_{NR} = 42 [km/h] \quad (3-30)$$

→ rampa vratná

2 jízdní pruhy 1000 vozidel, stupeň A

$$V_{NR} = 0,5 \frac{1000}{A} \quad (3-31)$$

$$V_{NR} = 80 [km/h] \quad (3-32)$$

→ rampa direktní

2 jízdní pruhy 1000 vozidel, stupeň B

$$V_{NR} = 0,5 \frac{1000}{B} \quad (3-33)$$

$$V_{NR} = 42 [km/h] \quad (3-34)$$

→ rampa vratná

2 jízdní pruhy 1500 vozidel, stupeň B

$$V_{NR} = 0,5 \frac{1500}{B} \quad (3-35)$$

$$V_{NR} = 62 [km/h] \quad (3-36)$$

→ rampa direktní

3 jízdní pruhy 1500 vozidel, stupeň A

$$V_{NR} = 0,3 \frac{1500}{A} \quad (3-37)$$

$$V_{NR} = 75 [km/h] \quad (3-38)$$

→ rampa direktní

3 jízdní pruhy 1500 vozidel, stupeň B

$$V_{NR} = 0,3 \frac{1500}{B} \quad (3-39)$$

$$V_{NR} = 37,5 [km/h] \quad (3-40)$$

→ rampa vratná

2 jízdní pruhy, 2000 vozidel stupeň B

$$V_{NR} = 0,5 \frac{2000}{B} \quad (3-41)$$

$$V_{NR} = 83 [km/h] \quad (3-42)$$

→ rampa direktní

3 jízdní pruhy, 2000 vozidel stupeň B

$$V_{NR} = 0,3 \frac{2000}{B} \quad (3-43)$$

$$V_{NR} = 50 [km/h] \quad (3-44)$$

→ rampa vratná

Z uvedených výpočtů vyplývá, že užití vratné rampy při zachování požadovaného UKD vyžaduje zvýšení počtu jízdních pruhů na průběžné dálnici.

Příklad: Predikce hustoty H_P ve vztahu k jednotlivým návrhovým rychlostem rampy a užitím dvou jízdních pruhů na dálnici v oblasti ovlivnění (tj. schéma 2 + 1 → 2). Kapacita pro oblast ovlivnění 2000 [voz/h] pro schéma 2 + 1 → 2 ve vztahu k jednotlivým návrhovým rychlostem:

Tab. 3.38 Predikce hustoty

Návrhová rychlost rampy V_{NR} [km/h]	Predikce hustoty při dvou jízdních pruzích na dálnici $PP = 0,5$ $HP = \frac{ID}{2} V_{NR}$	UKD
90	$\frac{2000}{2}(90) = 11,1$	→ B
80	$\frac{2000}{2}(80) = 12,5$	→ C
70	$\frac{2000}{2}(70) = 14,2$	→ C
60	$\frac{2000}{2}(60) = 16,6$	→ C
50	$\frac{2000}{2}(50) = 20,0$	→ D
40	$\frac{2000}{2}(40) = 25$	→ F Nelze užít kapacita překročena

[Zdroj autor DP]

A, schéma 2 + 1 → 2: (pro úroveň kvality A tj. 600 [voz/h/pruh])

Tab. 3.39 Predikce hustoty

Návrhová rychlost rampy V_{NR} [km/h]	Predikce hustoty při dvou jízdních pruzích na dálnici $PP = 0,5$ $HP = \frac{ID}{2} V_{NR}$	UKD
90	$\frac{1200}{2}(90) = 6,6$	→ A/B
80	$\frac{1200}{2}(80) = 7,5$	→ B
70	$\frac{1200}{2}(70) = 8,5$	→ B
60	$\frac{1200}{2}(60) = 10$	→ B
50	$\frac{1200}{2}(50) = 12$	→ B/C
40	$\frac{1200}{2}(40) = 15$	→ C

[Zdroj autor DP]

Tabulky úrovně kvality dopravy předpokládají pro zachování daného stupně UKD při dané intenzitě rychlost 120 km/h. Čím je však návrhová rychlost rampy nižší,

tím klesá i rychlost v oblasti ovlivnění dálničních průběžných pruhů. Z výše uvedené tabulky, kde je počítáno s UKD na stupni A tj. 600 voz/h/pruh (kapacitní horní mez stupně A). Tj. přibližně 600 vozidel v levém jízdním pruhu a 600 vozidel v oblasti přípojného bodu v souladu s Tab. 3.7 a následující tedy (celkem 1200 [voz/h/pruh] pro schéma 2 + 1 → 2. **Je zřejmé, že s nižší návrhovou rychlostí rampy se bude posouvat směrem ke kapacitní mezi i předpokládaný stupeň UKD.**

Pro příklad: predikce hustoty H_P ve vztahu k jednotlivým návrhovým rychlostem rampy a užitím dvou jízdních pruhů na dálnici v oblasti ovlivnění. (2200 tj. 1100 [voz/h/pruh] pro úroveň kvality B).

Tab. 3.40 Predikce hustoty

B:

Návrhová rychlost rampy V_{NR} [km/h]	Predikce hustoty při dvou jízdních pruzích na dálnici $PP = 0,5$ $HP = \frac{ID}{2} V_{NR}$	UKD
90	$\frac{2200}{2}(90) = 12$	→B
80	$\frac{2200}{2}(80) = 13,8$	→ C
70	$\frac{2200}{2}(70) = 15,7$	→C
60	$\frac{2200}{2}(60) = 18,3$	→D
50	$\frac{2200}{2}(50) = 22$	→E
40	$\frac{2200}{2}(40) = 27,5$	→F Nelze užit kapacita překročena

[Zdroj autor DP]

Z výše uvedené tabulky 3.41, kde je počítáno s UKD na stupni B tj. 1100 [voz/h/pruh] (kapacitní horní mez stupně B) Tj. přibližně 1100 vozidel v levém jízdním pruhu a 1100 vozidel v oblasti přípojného bodu v souladu s Tab. 3.7 a následující tedy celkem 2200 [voz/h/pruh] pro schéma 2 + 1 → 2. **Je zřejmé, že s nižší návrhovou rychlostí rampy se bude posouvat směrem ke kapacitní mezi i předpokládaný stupeň UKD.**

Tab. 3.41 Predikce hustoty

Návrhová rychlost rampy V_{NR} [km/h]	Predikce hustoty při 3 jízdních pruzích na dálnici $PP = 0,3$ $HP = 0,3 \frac{ID}{V_{NR}}$	UKD
90	$0,3 \frac{(3300)}{90} = 11$	→B
80	$0,3 \frac{(3300)}{80} = 12,3$	→ B-C
70	$0,3 \frac{3300}{70} = 14$	→C
60	$0,3 \frac{(3300)}{60} = 16,5$	→C
50	$0,3 \frac{(3300)}{50} = 19,8$	→D
40	$0,3 \frac{(3300)}{40} = 24,8$	→F kapacita překročena

[Zdroj autor DP]

Z výše uvedené tabulky, kde je počítáno s UKD na stupni B tj. 1100 [voz/h/pruh] (kapacitní horní mez stupně B) Tj. přibližně 1100 vozidel v levém jízdním pruhu, 1100 vozidel ve středním jízdním pruhu a 1100 vozidel v oblasti přípojného bodu (viz. Tab. 3.8 a následující) tedy celkem 3300 [voz/h/pruh] pro schéma 3 + 1 → 3. **Je zřejmé, že s nižší návrhovou rychlostí rampy se bude posouvat směrem ke kapacitní mezi i předpokládaný stupeň UKD.**

Příklad pro schéma 2 + 1 → 2

Z tabulky 3.7 disertační práce je zřejmé, že pro stupeň A v oblasti přípojného bodu může projet nejvýše 600 [voz/h], poměr vozidel na rampě, lze pak odečíst z tabulky. Bude-li předpoklad v levém jízdním pruhu vyšší než 600 [voz/h] (stupeň A) např. 1000 [voz/h] je zřejmé, že se ve výpočtech dle tabulky UKD musí jednat již o stupeň B. Tedy pro výše uvedené schéma 2 + 1 → 2, bude užít přepočtový koeficient $PP = 0,5$ a $HP = B$.

$$V_{NR} = 0,5 \frac{1600}{B} \quad (3-45)$$

$$V_{NR} = 67 \text{ [km/h]} \rightarrow \text{direktní rampa.} \quad (3-46)$$

Shrnutí: Všechny výše uvedené vzorce (3-13), (3-14), (3-17) mají své těžiště v základní rovnici dopravního proudu I-V-H.

Vzorec (3-13) tuto základní rovnici dopravního proudu implikuje k určení minimálního poloměru kružnicového oblouku vzhledem k návrhové rychlosti na větvi MÚK, tak, aby nedošlo k narušení plynulosti pohybu dopravního proudu. Vzorec (3-14), (3-17) slouží k predikci hustoty, oba navržené způsoby směřují ke stejným výsledkům. Vzorec (3-18) slouží k určení návrhové rychlosti na větvi vzhledem k předpokládanému stupni UKD resp. předpokládané intenzitě na dálnici.

Příklad porovnání: Příklad (kap. 3. 6) „Predikce hustoty H_p “ při prezentaci měření Exit Chodovec podle navrženého vzorce (3-14), je níže vypočítán podle vzorce (3-12).

Na rampě bylo, jak je výše uvedeno v příkladu prezentace vzorce (3-14) naměřeno 388 [voz/h] v ostatních dopravních pruzích pak bylo naměřeno 1227 [voz/h], vozidla se vzhledem ke kongesčnímu stavu pohybovala rychlostí 40 [km/h]. Jednalo se o uspořádání jízdních pruhů $2 + 1 \rightarrow 2$.

(3-14):

$$H_p = 0,005 I_D + a \quad (3-47)$$

$$H_p = 0,005 (1615) + 12 = 20,5 \rightarrow D/E \quad (3-48)$$

(3-17):

$$H_p = P_p \frac{ID}{VNR} \quad (3-49)$$

$$H_p = 0,5 \frac{1615}{40} = 20,2 \rightarrow D/E \quad (3-50)$$

$$H_p = H_p \quad (3-51)$$

Vyjádřením ze vzorce (3-19) jsou vypočteny hodnoty přípustné intenzity dálnice v oblasti ovlivnění uvedené v tabulkách (Přípustná intenzita oblasti ovlivnění ve vztahu k návrhové rychlosti) č. 3.42 pro 3 jízdní pruhy $3+1 \rightarrow 3$ a dále v tabulce č. 3.43 pro 2 jízdní pruhy $2+1 \rightarrow 2$.

Tab. 3.42 Přípustná intenzita oblasti ovlivnění ve vztahu k návrhové rychlosti 3 jízdní pruhy 3+1→3, $I_D = V_{NR} H_P / P_P$

H_P	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
UKD	A	B						D					E					F		
V_{NR} [km/h]	Přípustná intenzita [voz/h] oblasti ovlivnění ve vztahu k návrhové rychlosti a UKD																			
40	800	933	1067	1200	1330	1467	1600	1733	1867	2000	2133	2267	2400	2533	2667	2800	2933	3066	3200	3333
50	1000	1167	1334	1500	1667	1833	2000	2166	2333	2500	2667	2833	3000	3167	3334	3500	3667	3833	4000	4166
60	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000	3200	3400	3600	3800	4000	4200	4400	4600	4800	5000
70	1400	1633	1866	2100	2330	2567	2800	3033	3267	3500	3733	3966	4200	4433	4667	4900	5133	5367	5600	5834
80	1600	1867	2133	2400	2660	2933	3200	3467	3733	4000	4267	4534	4800	5066	5334	5600	5866	6134	6400	6667
90	1800	2100	1680	2700	3000	3300	3600	3900	4200	4500	4800	5100	5400	5700	6000	6300	6600	6900	7200	7500
100	2000	2333	2667	3000	3333	3667	4000	4334	4667	5000	5334	5667	6000	6334	6667	7000	7334	7667	8000	8334
P_P	0,3																			

[Zdroj autor DP]

Tab. 3.43 Přípustná intenzita oblasti ovlivnění ve vztahu k návrhové rychlosti 2 jízdní pruhy 2+1→2, $I_D = V_{NR} H_P / P_P$

H_P	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
	A	B						D				E					F			
V_{NR} [km/h]	Přípustná intenzita [voz/h] oblasti ovlivnění ve vztahu k návrhové rychlosti a UKD																			
40	480	560	640	720	800	880	960	1040	1120	1200	1280	1360	1440	1520	1600	1680	1760	1840	1920	2000
50	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500
60	720	840	960	1080	1200	1320	1440	1560	1680	1800	1920	2040	2160	2280	2400	2500	2640	2760	2880	3000
70	840	980	1120	1260	1400	1540	1680	1820	1960	2100	2240	2380	2520	2660	2800	2940	3080	3220	3360	3500
80	960	1120	1280	1440	1600	1760	1920	2080	2240	2400	2560	2720	2880	3040	3200	3360	3520	3680	3840	4000
90	1080	1260	1440	1620	1800	1980	2160	2340	2520	2700	2880	3060	3240	3420	3600	3780	3960	4140	4320	4500
100	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000	3200	3400	3600	3800	4000	4200	4400	-	-	-
P_P	0,5																			

[Zdroj autor DP]

4. Postup při návrhu MÚK

Kapitola je metodickým návodem postupu při řešení MÚK. Při návrhu mimoúrovňové křižovatky je nutno dbát na plynulý prostorový vzhled, vzájemný soulad směrových a výškových prvků.

Pro posouzení splnění tohoto požadavku se ve složitých podmínkách projekt doplňuje výkresem perspektivního zobrazení.

Při řešení křižovatky je třeba respektovat hlediska, jako jsou řešení a návrh předcházející křižovatky.

Na souvislém silničním nebo dálničním tahu je nutné navrhovat jednotná řešení, umožňující sled jízdních úkonů, rovněž přihlížet k homogenitě tahu a zajistit, aby hodnoty návrhových prvků křižovatky na hlavní silnici nebyly nižší než v mezikřižovatkovém úseku.

Z důvodů dopravních a bezpečnostních musí návrh jednoznačně zajistit plynulý směr jízdy. V neposlední řadě v souladu s vhodným návrhem musí být sladěno vlastní vybavení křižovatky. Musí být zajištěn bezpečný průjezd křižovatkou.

MÚK musí být uspořádána, tak aby zajistila srozumitelnou organizaci dopravy. Toho lze dosáhnout vhodným výškovým a směrovým řešením hlavní jízdní dráhy- (Kap. 4.1).

Vzájemný délkový poměr a sled přímých úseků a oblouků je směrově a výškově nutno volit tak, aby hodnoty poloměrů postupně vzrůstaly nebo klesaly a vyjadřovaly tak pozvolný přechod do podmínek příznivějších nebo obtížnějších.

Mimoúrovňové křižovatky jsou součástí většinou směrově rozdělených silnic a dálnic.

U směrově rozdělených pozemních komunikacích se koruna šířkově člení na dva jednosměrné jízdní pásy, které se skládají ze dvou případně více jednosměrných pruhů (3.5 – 3.75 [m]), případně přídatných pruhů. (Vnější vodící proužky jsou šířky 0.25 [m], vnitřní vodící proužky šířky 0.50 [m] prováděné v šíři 0.25 [m], ale s odsazením). Je zde střední dělicí pás (3 [m], 3.50 – 4[m]) a zpevněná krajnice (0.50 – 0.75 [m]). Tyto uvedené rozměry jsou dané normami ČSN.[4]

Šířka sjezdu nebo nájezdu musí umožňovat plynulé odbočení z pozemní komunikace a výjezd na sjezd nebo nájezd. Povrch sjezdu nebo nájezdu je zpevněný tak, aby byl snadno čistitelný, vyhovoval předpokládanému zatížení a zajistil, aby srážková voda nestékala na komunikaci. (Součástí sjezdu je velmi často propustek, - do délky 6 [m] musí být světlost trouby 400 [mm]. Od 6 – 10 [m] je požadována světlost trouby min. 600 [mm]). [12]

4.1 Volba výškových a směrových řešení rampy

Rampy doporučuji na základě provedených šetření v rámci disertační práce navrhovat do výšky sklonu max. 6 % (tj. pro výšku mostovky nadřazené pozemní komunikace okolo cca 7 [m] - (při délce rampy cca 120 [m])).

Rampy musí být navrhovány pozvolně, aby umožnily plynulý nájezd bez výrazného snížení rychlosti do rampy.

Jelikož vozidla odbočující do ostrého oblouku, způsobují výrazný pokles rychlosti, který vede k okamžitému vytvoření shluku vozidel, je vhodný ideální návrh odbočení okolo úhlu 130 °.

Poloměry oblouku:

Poloměry oblouků je potřebné navrhovat min. nad 50 [m]. Pro intenzitu vozidel okolo 1000 [voz/h] na rampě pak navrhovat poloměry oblouků okolo 70 [m].

Poloměr směrového oblouku navrhovat podle navrženého vzorce (3-13) disertační práce:

Poloměr směrového oblouku podle (3-13) je:

$$r = \frac{(V_n \cdot t)}{2\pi}$$

kde je:

V_n návrhová rychlost na rampě

t doba průjezdu rampou, která tvoří $\frac{3}{4}$ celkové t

Návrh orientačního výpočtu předpokládané hustoty (H_p), deklaruje navržený vzorec (3-14) disertační práce:

$$H_p = (0.005) I_D + a \quad [\text{voz/km/pruh}]$$

Kde je:

0.005průměrný koeficient pro přepočet ve vztahu k rychlosti převzatý z [7]

akoeficient přiřazený k tabulce rychlostí (viz Tab. 3.26 disertační práce)

H_ppředpokládaná hustota

I_Dintenzita dálnice

Návrhová intenzita jízdnic proudů na křižovatce musí být větší nebo rovna výhledové intenzitě těchto proudů.

Výchozí hodinové intenzity jednotlivých dopravních proudů na všech vjezdech do křižovatky jsou v ČR dány gestorem plánu rozvoje silnic a dálnic. Vypočítávají se, buď vynásobením výchozích intenzit výhledovým součinitelem anebo na základě modelového řešení. Za výchozí intenzitu dopravních proudů na křižovatce slouží kombinace intenzit dopravních proudů.

V souladu s poznatkami uvedenými v kap. 3.3 „Návrh výpočtu kapacity pro deklarované druhy provozních schémat“ doporučuji pro průměrné hodnoty dopravního proudu následující typová schémata (kap. 4.2) z množiny provozních schémat uvedených v Tab. 3.1.

4.2 Volba provozního schéma ve vztahu k řešené intenzitě

Pro návrh budoucí intenzity, resp. pro odhad stupně úrovně kvality dopravy navrhuji postupovat podle stanov uvedených v kap. 3.3 disertační práce (Tab. 3.6 – 3-11) pro oblasti připojení a Tab. (3-12 – 3-14), pro oblasti s odbočením.

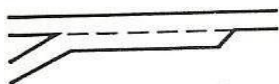
Vhodný je návrh schémat odbočení $3 \rightarrow 3 + 2$ nebo $4 \rightarrow 2 + 2$ a následovat by mělo připojení $2 + 2 \rightarrow 2$ nebo $2 + 2 \rightarrow 3$. (viz. kap. 3.1 a 3.2). Vzhledem k výše uvedenému rozboru je realizace $4 \rightarrow 2 + 2$ lepší než $3 \rightarrow 3 + 2$. Protože u realizace $3 \rightarrow 3 + 2$ bude opět docházet k frontě, vozidla se rozptylují až v rampě, pokud tuto možnost vůbec využijí.

Připojení

Hodnota průměru vozidel zde představuje 30 – 50 % nákladních vozidel z celkového dopravního proudu, kde se připojení podílí až 50 % na celkovém dopravním proudu.

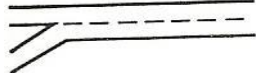
Stupeň úrovně kvality dopravy A

1 + 1 → 1 neaplikovat



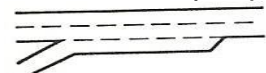
Obr. 4.1 Provozní schéma [1 + 1 → 1]

1 + 1 → 2 neaplikovat



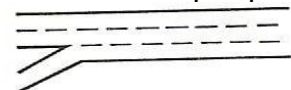
Obr. 4.2 Provozní schéma [1 + 1 → 2]

2 + 1 → 2 pro průměrně 200 připojících se [voz/h]



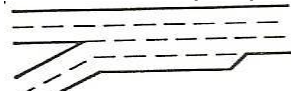
Obr. 4.3 Provozní schéma [2 + 1 → 2]

2 + 1 → 3 pro průměrně 200 připojících se [voz/h]



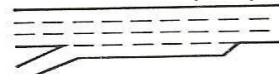
Obr. 4.4 Provozní schéma [2 + 1 → 3]

2 + 2 → 3 pro průměrně 300 připojících se [voz/h]



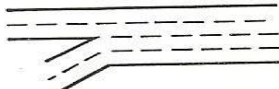
Obr. 4.5 Provozní schéma [2 + 2 → 3]

3 + 1 → 3 pro průměrně 300 připojících se [voz/h]



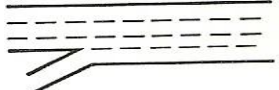
Obr. 4.6 Provozní schéma [3 + 1 → 3]

2 + 2 → 4 pro průměrně 500 připojících se [voz/h]



Obr. 4.7 Provozní schéma [2 + 2 → 4]

3 + 1 → 4 pro průměrně 500 připojících se [voz/h]



Obr. 4.8 Provozní rovozní schéma [3 + 1 → 4]

Stupeň úrovně kvality dopravy B

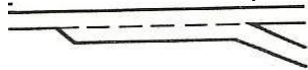
1 + 1 → 1	pro průměrně 100 připojujících se [voz/h]
1 + 1 → 2	pro průměrně 100 připojujících se [voz/h]
2 + 1 → 2	pro průměrně 250 připojujících se [voz/h]
2 + 1 → 3	pro průměrně 300 připojujících se [voz/h]
2 + 2 → 4	pro průměrně 600 připojujících se [voz/h]
2 + 2 → 3	pro průměrně 400 připojujících se [voz/h]
3 + 1 → 3	pro průměrně 400 připojujících se [voz/h]
3 + 1 → 4	pro průměrně 600 připojujících se [voz/h]

Stupeň úrovně kvality dopravy C již nenavrhovat

Odbočení

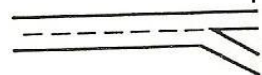
Stupeň úrovně kvality dopravy A

1 → 1 + 1 neaplikovat



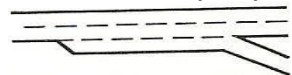
Obr. 4.9 Provozní schéma [1 → 1 + 1]

2 → 1 + 1 neaplikovat



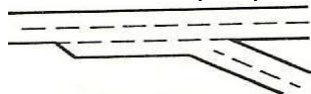
Obr. 4.10 Provozní schéma [2 → 1 + 1]

2 → 2 + 1 pro průměrně 200 odbočujících [voz/h]



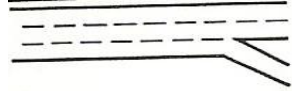
Obr. 4.11 Provozní schéma [2 → 2 + 1]

2 → 2 + 2 pro průměrně 250 odbočujících [voz/h]



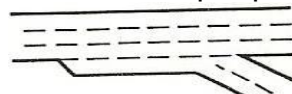
Obr. 4.12 Provozní schéma [2 → 2 + 2]

3 → 2 + 1 pro průměrně 300 odbočujících [voz/h]



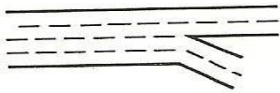
Obr. 4.13 Provozní schéma [3 → 2 + 1]

3 → 3 + 2 pro průměrně 600 odbočujících [voz/h]



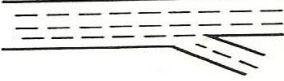
Obr. 4.14 Provozní schéma [3 → 3 + 2]

4 → 2 + 2 pro průměrně 650 odbočujících [voz/h]



Obr. 4.15 Provozní schéma [4 → 2 + 2]

4 → 3 + 2 pro průměrně 650 odbočujících [voz/h]



Obr. 4.16 Provozní schéma [4 → 3 + 2]

Stupeň úrovně kvality dopravy B

1 → 1 + 1 neaplikovat

2 → 1 + 1 neaplikovat

2 → 2 + 1 pro průměrně 250 odbočujících [voz/h]

2 → 2 + 2 pro průměrně 300 odbočujících [voz/h]

3 → 2 + 1 pro průměrně 500 odbočujících [voz/h]

3 → 3 + 2 pro průměrně 800 odbočujících [voz/h]

4 → 2 + 2 pro průměrně 1000 odbočujících [voz/h]

4 → 3 + 2 pro průměrně 1200 odbočujících [voz/h]

Stupeň úrovně kvality dopravy C již nenavrhovat

Údaje o výhledových intenzitách dopravních proudů musí obsahovat i údaje o skladbě dopravního proudu, přičemž je zapotřebí zohlednit i průjezd vozidel s nadměrným nákladem. (Uvedeno v kap. 3.3 disertační práce).

4.3 Návrh nových schémat mimoúrovňových křižovatek podle kritérií určených disertační prací

Následující schéma návrhů mimoúrovňových křižovatek, jsou navržena tak, aby obsahovala uvedená doporučení obsažená v bodě I – XI, která vyplynula z řešení disertační práce

Předností nově navržených mimoúrovňových křižovatek je, že mají vyřešeny všechny křižovatkové pohyby, což u stávajících realizovaných křižovatek tomu tak není. Jsou navrženy jako schémata, jejichž hodnoty se pak mohou libovolně modifikovat pro vhodný návrh dané pozemní komunikace.

Navržené křižovatky oproti současným křižovatkám využívají možnosti oddělení jízdních směrů.

Jsou navrženy tak, že mají pouze jedno nadzemní podlaží, takže oproti zahraničním křižovatkám jsou nesporně ekonomicky výhodné. Ve skutečnosti mají

stejně výhody jako útvárové mimoúrovňové křižovatky, které ale vyžadují více úrovní.

Aby tyto prezentované křižovatky nebo i jiné, ale s podobně výhodným kapacitním řešením vznikly, doporučuji postupovat podle následujících pravidel:

- I) u ramp navrhovat dostatečný poloměr směrového oblouku, - vratnou rampu realizovat pouze s velkým poloměrem oblouku, $r \geq 60$ [m].
- II) rampy navrhovat s pozvolným sklonem, max. $s \leq 4$ %,
- III) neaplikovat ostré úhly, zejména v odbočení navrhovat úhly okolo 130° ,
- IV) upřednostnit u mimoúrovňových křižovatek návrh dlouhé, přímé větve tj. direktní resp. semidirektní před vratnou,
- V) upřednostnit vždy návrh delší rampy (pokud možno se dvěma jízdními pruhy), není-li to možné, je zapotřebí, aby rampa měla min. dva jízdní pruhy
- VI) u ramp, kde se předpokládá vyšší nákladní tranzit, oddělit zvláštním jízdním pruhem nákladní dopravu od osobní a dále podle možností provést separované napojení na průběžnou silnici.
- VII) dbát na dostatečnou délku připojovacích i odbočovacích pruhů, a to s ohledem k dostačené brzdě dráze vozidla a předpokládané hustotě dopravního proudu,
- VIII) s ohledem k předpokládané intenzitě navrhovat odpovídající provozní schéma,
- IX) upřednostnit návrh mimoúrovňové křižovatky útvárové,
- X) navrhovat mimoúrovňové křižovatky s vyřešením všech křižovatkových pohybů,
- XI) vzhledem k finančním nárokům na řešení, postačí navrhovat křižovatky max. do dvou úrovní.

Křižovatky navržené podle doporučení obsažených v bodech I – XI.

BUDOU VLOŽENY KRESBY, KTERÉ NELZE SKENOVAT, JELIKOŽ BY DOŠLO KE ZKRESLENÍ MĚŘITKA

Obr. 4.17 Navržená MÚK

Obr. 4.18

Obr. 4.19

Obr. 4.20 Navržená MÚK

Obr. 4.21 Navržená MÚK

Obr.4.22 Navržená MÚK

Obr. 4.23 Navržená MÚK

Obr. 4.24 Navržená MÚK

Obr. 4.25 Navržená MÚK

Obr. 4.26 Navržená MÚK

Obr. 4.27 Navržená MÚK

Obr. 4.28 Navržená MÚK

Obr. 4.29 Navržená MÚK

Obr. 4.30 Navržená MÚK

Obr.4.31 Navržená MÚK

Obr. 4.32 Navržená MÚK

Obr. 4.33 Navržená MÚK

Obr. 4.34 Navržená MÚK

Obr. 4.35 Navržená MÚK

4.4 Popis navržených MÚK

Schéma MÚK jsou navržena v měřítku 1:5000.

Navržená MÚK obr. 4.17 umožňuje manévry všemi směry, neobsahuje problematické obloukové rampy. Je složena z direktních větví dostatečné délky s odpovídajícím malým sklonem a dostatečnou výškou mostovky. Přínos křižovatky spočívá v jejím řešení, které převážně umožňuje pokračování přímým směrem bez výrazné změny směru jízdy. Právě výrazná změna směru jízdy bývá příčinnou vzniku kongesce. Rovněž křižovatkové pohyby zde nejsou soustředěny do jednoho místa, ale jsou rovnoměrně rozloženy v křižovatce, což je další přínos k plynulosti pohybu.

MÚK obr. 4.18 je navržena tak, že jízdni směry se rozvětvují ve středu křižovatky. Řešení umožňuje jízdni manévry všemi směry. Křižovatka obsahuje dlouhé direktní a semidirektní rampy s malým sklonem.

Navržená MÚK obr. 4.19 obsahuje jednoduchá direktní řešení. Dvě hlavní rampy jsou řešeny pomocí „křižovatkové silnice“, tím je značně podpořena kapacita, přičemž jsou odstaněny stavební nároky na budování dlouhých ramp nad úroveň terénu. Křižovatka umožňuje jízdu všemi směry.

Navržená MÚK obr. 4.20 opět využívá řešení ramp „křižovatkovými silnicemi“. Křižovatka umožňuje jízdu všemi směry. Z Hlavních křižujících komunikací odbočují a napojují se křižovatkové větve direktního a semidirektního řešení. Rampy jsou dostatečně dlouhé s velmi malým sklonem. Místa odbočení a připojení jsou od sebe dostatečně vzdálena. Řešení ramp s takovouto délkou, prakticky vylučuje vznik kongesce v křižovatce.

Navržená MÚK obr. 4.21, je navržena pomocí rozdělení ramp. Vždy jedna z rozdělených ramp je direktní větví a druhá je polovratnou větví. Avšak polovratné větve jsou řešeny s dostatečně velkým poloměrem oblouku, tak aby nenastal případný pokles rychlosti. Je užito velmi malého sklonu. Křižovatka umožňuje všechny křižovatkové pohyby.

Navržená MÚK obr. 4.34 užívá řešení ramp jako „křižovatkových silnic“ s velmi malým sklonem. Křižovatkové pohyby jsou od sebe dostatečně vzdáleny. Je stavebně nenáročná, umožňuje všechny křižovatkové pohyby a vylučuje vznik kongesce. Je navržena pro místa, kde nelze soustředit křižovatkové pohyby do jednoho místa, ale přesto je zapotřebí kapacitní exit.

Navržená MÚK 4.22 jako i všechny ostatní křižovatky zde prezentované, umožňuje jízdu všemi směry. Přestože, je řešena pomocí vratných větví. Tyto větve jsou navrženy s dostatečným poloměrem oblouku a malým sklonem. Navržené MÚK obr. 4.23 a obr. 4.24 jsou křižovatkami, které užívají dlouhé přímé větve s malým sklonem. Umožňují jízdu všemi směry.

Navržené MÚK obr. 4.29 a obr. 4.30, jsou řešeny rozdělením hlavních komunikací. Křižovatkové pohyby jsou tak vloženy dovnitř křižovatky, tím může být

užito výhradně direktních větví. Křižovatky, které opět umožňují všechny směrové pohyby, jsou přínosem pro plynulost pohybu a dostatečnou kapacitu. Jsou vhodné v méně rušném městském prostředí.

Navržená MÚK obr. 4.25, okruh je řešen mimoúrovňově oproti současným stávajícím řešením okružních křižovatek.

Tento způsob řešení eliminuje vznik dopravních nehod, které jsou zapříčiněny návrhem běžných úrovnových okružních křižovatek. Mimoúrovňové řešení také lépe vyhovuje silnicím dálničního typu, oproti úrovnovému řešení, které je v současnosti v ČR užíváno i na rachlostních silnicích.

MÚK obsahuje dostatečně dlouhé rampy a dostatečně velké poloměry oblouků.

Navržená MÚK obr. 4. 26, je vhodná do městského prostředí. Křižovatku tvoří dvě křižující se pozemní komunikace, které se rozdělují a vytváří tak dvě mimoúrovňové elipsy. Je vhodná tam, kde by např. měla být umístěna okružní křižovatka, avšak podmínky si žádají mimoúrovňové řešení, které přináší vyšší kapacitu a bezpečnost.

Opět jsou vyřešeny všechny křižovatkové pohyby. MÚK má dostatečně dlouhé rampy a malý sklon.

Na obr. 4.33 je navržena MÚK tak, že hlavní jízdní směry se rozdělují, aby byl umožněn přímý sled jízdních úkonů prostřednictvím direktních větví.

MÚK má všechny předpoklady, které jsou potřebné pro plynulou jízdu a má pouze jednu nadzemní úroveň (neobsahuje více-úrovňová řešení). Umožňuje jízdní manévry všemi směry.

U MÚK obr. 4.35 jsou navrženy rampy v úrovni terénu, rampy se dále rozdělují a pokračují jako dvě rampy různým směrem. Z tohoto důvodu je MÚK stavebně výhodná. Její řešení prakticky vylučuje vznik kongesce.

5. Přínosy disertační práce

Předložená disertační práce předkládá metodiku pro řešení křižovatek s využitím teorie dopravního proudu.

V předložené disertační práci byla nalezena nová odpovídající vhodná řešení pro návrh prvků souvisejících s realizací MÚK se stanovením nových kapacitních vztahů uvedených v tabulkách 3.6 – 3.4 kap. 3.3. disertační práce a nalezení vzorců (3.13) uvedeného v kap. 3.5.2. a (3.14) uvedeného v kap. 3.6. Návrhy a doporučení jsou využitelná při realizaci návrhů MÚK. Stanovený cíl byl naplněn.

Přínos disertační práce spočívá zároveň v metodice, kterou je možno využít v pedagogickém procesu v předmětech jako jsou: „Dopravní řešení v územním plánování“, „Dopravní inženýrství“, „Urbanismus a územní plánování“.

Disertační práce přináší nová poznání a řešení v oblasti kapacity křižovatek a jejich praktického stavebně-estetického řešení.

Navrhovaná řešení v rámci disertační práce jsou podložena měřeními, která vypovídají o chování dopravního proudu, (a která se uskutečnila v průběhu konání disertační práce tj. od roku 2002 až do současnosti). V disertační práci je uvedeno také několik příkladů z těchto měření, to proto, aby bylo zřejmé, že navrhovaná řešení jsou založena na reálném základě.

Provedení praktického měření bylo nezbytné, jelikož skutečné chování dopravního proudu nelze předvídat a pouze samotné výpočty by mohly být zavádějící. Podobně i simulující procesy nemají oproti skutečnému provozu dostatečnou vypovídací schopnost, vzhledem k tomu, že tam jsou vstupní parametry zadávány řešitelem a nejedná se tak o skutečný proces.

Chování dopravního proudu je analyzované především z hlediska řešení geometrie zkoumaných křižovatek (oblouk, volba větve, provozní schéma.).

U mimoúrovňových křižovatek byly zastoupeny všechny její stávající typy navržené podle [4] a [8].

V disertační práci jsou navrženy mimoúrovňové křižovatky zajišťující bezpečný a plynulý sled jízdnicích úkonů. Vychází přitom z chování dopravního proudu.

Hlediska zjištěná a uvedená v rámci práce jsou nadčasová a nově navržené křižovatky při dodržení uvedených podmínek pro návrh tak mohou být vystavěny kdekoli na světě v současnosti i budoucnu.

V rámci disertační práce bylo navrženo nové řešení (uvedené v Tab. 3.6 – 3-11), určené pro návrh oblasti ovlivnění mimoúrovňové křižovatky. Řešení deklaruje přípustnou vjezdovou intenzitu rampy.

Oproti současným metodikám je rozdílné také v tom, že ačkoliv vychází ze stejných hodnot, tak ale neopomíjí různé intenzity vjezdu a různé procentuální zátěže nákladních vozidel v dopravním proudu.

Dále byly určeny faktory pro správný návrh rampy a byla navržena „ideální rampa“.

Rovněž byly určeny ideální hodnoty dopravního proudu, které jsou vhodné pro výpočet prvků, - jako je poloměr směrového oblouku.

Byly navrženy intenzity ve vztahu k jednotlivým typovým schémátům a rovněž byl navržen vzorec pro výpočet hodnoty poloměru oblouku (3-13). Dále byl navržen vzorec pro výpočet odhadu hustoty (3-14).

Také byly navrženy nové mimoúrovňové křižovatky, ve vztahu k dříve uvedeným kritériím, které jsou popsány v disertační práci.

Při řešení v disertační práci se vycházelo z řešení typů MÚK: s křížnými body (kosodélná, jednovětвовá, osmičková, deltovitá) dále typ s průpletovými úseky a její (vstřícný dvojlístek, trubkovitá, dvojlístkovitá). Rovněž je zastoupen typ křižovatky útvarové, bez průpletových úseků. Na daných křižovatkách byla věnována pozornost, druhu rampy, poloměru oblouků, geometrickému návrhu a provoznímu schematickému uspořádání.

Z jednotlivých poznatků vyplynulo, jak se daná MÚK osvědčuje v terénu, tj. ve smyslu dopravního proudu. Dále jaké její prvky toto chování nejvíce ovlivňují a to jak v kladném nebo záporném smyslu. Z uvedeného vyplynulo jak nejlépe koncipovat nový návrh křižovatky tak, aby neobsahoval prvky nebo jejich špatný návrh, který je příčinou poklesu rychlosti, vzniku kongesce a narušuje plynulost dopravy.

Přínos navržených mimoúrovňových křižovatek spočívá také v tom, že mají vyřešeny všechny křižovatkové pohyby, což u současných stávajících křižovatek ve většině případů není. Neobsahují až na výjimky vratné rampy. Mají vyřešený odpovídající vhodný sklon a obsahují potřebné délky převážně direktních ramp. Oproti současným křižovatkám zabírají podstatně méně plochy.

Mimoúrovňové křižovatky jsou navrženy v konkrétních vhodných rozměrech, prezentující jak podobu, tak reálnost návrhu. Dále lze podle potřeb a lokálních podmínek tyto hodnoty jakkoliv modifikovat.

Všechny uvedené poznatky jsou podrobně popsány v průběhu disertační práce.

Navrhovaná nová řešení jsou podložena výpočty založenými na skutečných měřeních. Jak již bylo výše uvedeno, měření byla využita také k návrhu a verifikaci nových vzorců pro výpočet navrhovaných prvků MÚK a také pro nový výpočet kapacity MÚK.

(Vzorec návrhu poloměru oblouku (3-13) je uveden na straně 91 disertační práce, vzorec pro výpočet předpokládané hustoty (3-14) je uveden na straně 92 a dále nové výpočty kapacity uvedené v tabulkách jsou součástí kap. 3.3 na straně 59 – 67 disertační práce).

MÚK představuje nejsložitější druh křižovatky, Má mnoho podob, ale návrhy, které jsou pro ní doporučené mohou rovněž být aplikovatelné i pro ostatní druhy křižovatek.

Přínos dizertační práce mimo uvedené spočívá v nalezení vhodného typu řešení prvků MÚK použitelného při dalších návrzích MÚK spolu s nalezením základních prvotních příčin, které vedou ke vzniku kongesčních stavů ve zkoumaných prvcích mimoúrovňových křižovatek.

Během práce byla provedena analýza současného stavu, analýza dat dopravního proudu dokumentující situaci na velkých dálničních exitech (které jsou, kapacitně nejvíce vytížené, s nejvyšší zátěží těžké nákladní dopravy).

Jedná se o křižovatky s mezinárodním významem s velkým zastoupením různých druhů a typů (s křížnými body - nejrozšířenější osmičková, s průpletovými úseky, bez průpletových úseků, rovněž útvarové), členěním těchto MÚK na jejich skladebné prvky - rampy t.j. direktní - vratné - semidirektní spolu s vazbou na

jednotlivá užitá typová schéma, která jsou v dizertační práci uváděna jak podle naší normy ČSN 736102 tak i podle zahraniční naším podmínkám nejbližší metodiky HBS.

Zjištěné veličiny dopravního proudu jsou prezentované v tabulkách s grafickým vyjádřením určujícím význam vazby základního vztahu I-V-H.

Dizertační práce předkládá nejen dopad volby druhu, typu MÚK na průběh rychlosti a navození kongesčních stavů, ale také nová řešení.

Tyto výsledky měření zaměřené i na kongesční stavy, ale i volný pohyb - předkládají příčiny vzniku kongescí pro jednotlivé části MÚK, zabývající se rovněž problematikou nejvíce užívané vratné rampy, ve spojitosti s poklesem rychlosti plynoucí z užitého poloměru oblouku a přenosu tohoto vlivu na průběžné pruhy oblasti ovlivnění MÚK, kde se projeví tento vliv na kapacitě MÚK.

Závěr disertační práce

Byly nalezeny nové způsoby výpočtů kapacity, ve smyslu přípustné intenzity vozidel na zkoumané oblasti ovlivnění mimoúrovňové křižovatky.

Výpočty vychází ze současných předpokladů kapacitních mezí podle stanovení zahraničních autorit.

Dále byly na základě skutečných měření a daných fyzikálních vztahů navrženy vzorce pro výpočet návrhu prvku na MÚK s ohledem na požadovanou kapacitu. Měření v terénu, sběr a ověřování dat proběhlo během tvorby disertační práce v letech 2002 až 2007.

Měřené podklady a výpočty vedly zároveň k fyzickému návrhu „ideálních mimoúrovňových křižovatek“, které jsou znázorněny v disertační práci ve schématech s reálnými hodnotami.

Nové výpočty, návrhy a doporučení, které disertační práce obsahuje, lze aplikovat na všech stávajících typech a vzorech mimoúrovňových křižovatek.

Z přílohy disertační práce je také patrné, který ze současných typů MÚK je více či méně vhodný pro další realizaci a kterých návrhů je třeba se vyvarovat.

Soupis bibliografických citací

- [1] P. Jirava, P. Slabý, Mimoúrovňová křižovatka - Projekt křižovatky, ČVUT 1981
- [2] P. Jirava, P. Slabý, Pozemní komunikace 10, ČVUT 1997
- [3] J. Novovičová, Matematická statistika, ČVUT 2002
- [4] ČSN 736102 Projektování křižovatek na pozemních komunikacích
- [5] Infrastructure design and road safety SWOV D - 94 - 14 II
- [6] HBS manual - Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen, Forschungsgesellschaft für Strassen – und Verkehrswesen e.V., Köln,
- [7] HCM (Highway capacity manual)
- [8] VZL 3 Křižovatky – Dopravoprojekt Brno
- [9] A. Tuzar, Teorie dopravy, Univerzita Pardubice 1996
- [10] Aktuell Hinweise Gestaltung planfreier Knotenpunkte ausserhalb bebauter Gebiete Ergänzungen zu den RAL-K-2 (AH-RAL-K-2). FGSV
- [11] Grundlagen der Strassen-Verkehrstechnik und der Verkehrsplanung, Verlag für Bauwesen GmbH-Berlin, Am Friedrichshain 22, D-10407 (Werner Schnabel/Dieter Lohse)
- [12] M. Kaun, F. Lehovec, Pozemní komunikace 20, ČVUT 2000
- [13] P. Slabý, P. Karlický, Teorie dopravního proudu, ČVUT 1983
- [14] ČSN 736101 Projektování silnic a dálnic
- [15] SILJANOV – „Teorija transportnych potokov v projektovanii dorog i organizacii dviženija“, Moskva – Transport, 1977
- [16] DREW – „Traffic Flow Theory and Control“, New York, 1968
- [17] Drake, J.S., J.L. Schofer, and May, „A Statistical Analysis of Speed Density Hypotheses“ Highway Research Record 154, Highway Research Board, NRC, Washington, D.C: 53-87 1967.
- [18] Drake, J.S., J.L. Schofer, and May „A Statistical Analysis of Speed Density Hypotheses“. In L.C. Edie, R Herman, and Rothery, editors, Vehicular Traffic Science, New York 1967. American Elsevier Publishing Company, Inc. Proceedings of the Third International Symposium on the theory of Traffic Flow 1967.
- [19] Eddie, L.C. „Car Following and Steady- State Theory for-Congested Traffic“ Operation Research, Volume 9:66-76, 1961.
- [20] Eddie, L.C. „Discussion of Traffic Stream Measurements and Definition“ Proceedings of the Second International Symposium on the Theory of Traffic Flow. J. Almond (Editor), Paris, OECD: 139-154, 1965.
- [21] Greenberg, H. „An Analysis of Traffic Flow“ Operations Research, Volume 7:78-85, 1959.
- [22] Greenshield, B.D. „A Study of Traffic Capacity“ Highway Research Board Proceedings, Vol. 14: 448-477, 1935.
- [23] Underwood R.T. „Speed Volume, and Density Relationships: Quality and Theory of Traffic Flow“ Yale Bureau of Highway Traffic: 141 – 188, 1961.
- [24] Underwood R.T. Speed, volume and density and relationship – quality and theory of traffic flow. Yale Bureau of Highway Traffic.
- [25] Adolf D. May. Traffic Flow Fundamentals. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey 07632, 1990. ISBN 0-13-926072-2

- [26] Ilya Prigogine and Robert Herman. Kinetic Theory of Vehicular Traffic. Elsevier, New York 1971.
- [28] M.J. Lighthill and G.B. Whitham. On Kinematics Waves: II. A theory of traffic flow on long crowded roads. In Proceedings of the Royal Society, volume A229, 1955.
- [29] R. Herman, W. Montroll, R.B. Potts, and R.W. Rothery. Traffic dynamics: analysis of stability in car-following. Operations Research, 1959.
- [30] D.C. Gazis, R. Herman and R. Rothery. Nonlinear follow-the-leader model of traffic flow. Operations Research, 1961
- [31] Phyllis Orrick. Gordon Newell memorialized at TRB. ITS Review Online, 1(1), July 2002.
- [32] www.tfhr.gov/its/tft/tft.htm
- [33] <http://www.telematicscluster.be>
- [34] ECMT Paris výzkumná zpráva 2000.

Seznam světové literatury, která se vztahuje k problematice řešené v disertační práci

- [35] Guidelines for the Design of Roads (RAS), Part Cross Section (RAS-Q), German Road and Transportation Research Association, 1994
- [36] Schoch, M., Analysis Development and Evaluation of Theoretical and Practical Side Friction factors for Highway geometric Design, In-Depth Study Work, Institute for Highway and Railroad Engineering, University of Karlsruhe, Germany 1994.
- [37] Lamm, R. Mailaender, Th., Steffen, H., and Choueiri E.M., Safety Evaluation Process for Modern Highway Geometric Design on Two-Lane Rural Roads – Research report for CTI Engineering, and Ministry of Construction, Tokyo, Japan, Karlsruhe, Germany 1993.
- [38] Methods for investigating the relationship between accident and road design standards. G. Maycock and I Summersgill. Transport Research Laboratory. England.
- [39] Leutzbach and K Zoellmer Relationship between road safety and highway design elements. Federal Minister of Transport Road Construction Department, Bonn-Bad Godesberg, Federal Republic Germany.
- [40] Informace o návrhu norem pro mezinárodní evropské silnice – Zpráva Technického výboru pro dopravu a bezpečnost. (Reportáže ze sjezdů).
- [41] Richtlinien für die Anlage von Landstrassen – Planfreie Knotenpunkte /RAL-K-2/
- [42] Choueiri, E.M., Lamm, R., Kloeckner, J.H. and mailaender, Th. Safety Aspects of Individual Design Elements and their Interactions on Two-Lane Highways An International Perspective, Paper Accepted for Publication in Transportation Research Record, U.S.A., 1994.

[43] Glennon, J.C., Neuman, T.R., and Leisch, J.E., Safety and Operational Consideration for Design of Rural Highway Curves, report FHWA/RD-86/035, FHWA, Washington D.C., 1985.

[44] National Swedish Road Administration Standard Specification for Geometric design of Rural Roads, Sweden.

[45] SETRA/DLI, Vitesses Pratiques Et Geometrie De La Route, Note D'Information B-C 10, Ministere de Equipement du Longement, de l'Aménagement du Territoire et des Transports, DR-DSCR, France.

[46] A Policy on Geometric Design of Highways and Streets American association of state-Highway and Transportation officials (AASHTO, U.S.A.)

Seznam zkratk uvedených v disertační práci

ACW	Akcelerační šum
AIPCR	Technický výbor světové silniční asociace
ČR	Česká republika
D_R	Hustota dopravního proudu ovlivněné oblasti,
E_i	Vnitřní energie - ztrátová
EU	Evropská Unie
HBS	Manual - německé směrnice, Handbuch fur die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen, Forschungsgesellschaft fur Strassen – und Verkehrswesen e.V., Koln,
HCM	Highway capacity manual (USA)
K	Kinetická energie
MÚK	Mimoúrovňová křižovatka
PHM	Pohonné hmoty
UKD	Úroveň kvality dopravy

Seznam symbolů

a_{os}	Suma osobních vozidel
a_{suma}	Suma všech vozidel
f	Koeficient příčného tření
f_{rperm}	Koeficient příčného tření
f_{tperm}	Koeficient podélného tření
H_{lmax}	Hustota při maximální intenzitě,
H_{max}	Maximální hustota
H_{opt}	Optimální dopravní proud množství (hustota)
$I_{zus.}$	Intenzita sečtená pro pravý jízdní pruh a rampu.
I_1	Intenzita v pravém jízdním pruhu
I_{12}	Stupeň intenzit v pruzích 1 a 2 dálničního úseku, vstupující do oblasti ovlivněné odbočením ([voz/h]),
$I_{12.}$	Max. celková intenzita vstupující do oblasti ovlivnění ze dvou dálničních pruhů 1 a 2,
I_2	Intenzita v levém jízdním pruhu

I_D	Požadovaná intenzita na sousední následující rampě (po proudu) ([voz/h]),
I_D	Požadovaný stupeň intenzity na následující rampě ([voz/h]),
I_F	Max. celková intenzita (všech jízdních pruhů dálnice) přibližující se před připojením vozidel,
I_{FO}	Max. celková intenzita (všech jízdních pruhů) po připojení či odbočení vozidel,
I_H	Sečtená intenzita ze všech jízdních pruhů před připojením (před oblastí ovlivnění)
I_{max}	Maximální intenzita,
I_N	Celková intenzita v oblasti ovlivnění
I_{opt}	Optimální dopravní proud množství (intenzita)
I_R	Intenzita připojovací rampy
I_U	Požadovaná intenzita na sousední předcházející rampě (proti proudu) ([voz/h])
L_A	Délka připojovacího pruhu [m], $L_A = L_{A1} + L_{A2}$
L_D	Délka odbočovacího pruhu
L_{down}	Vzdálenost k následující rampě [m],
L_{down}	Vzdálenost k následující rampě [m].
L_{EQ}	Vyrovnaná vzdálenost, pro kterou jsou hodnoty P_{FM} a P_{FD} přijatelné,
L_{up}	Vzdálenost k předcházející rampě [m],
K_{norm}	Kapacita - 2000 [voz/h/pruh].
K_r	Skutečná kapacita rampy, určená procentním podílem vjezdu k hlavní jízdni dráze a procentním podílem nákladních vozidel v dopravním proudu.
K_v	Kapacita dálnice za vjezdem, (je vypočtená kapacita z K_{norm} pro úroveň kvality dopravy - 600 – 1100 – 1500 – 1800 – 2000 [voz/h]).
N_1	Nákladní automobily s celkovou hmotností nepřevyšující 3.5 t
N_2	Nákladní automobily jejichž celková hmotnost převyšuje 3.5 t avšak nepřevyšuje 12t
N_3	Nákladní automobily jejichž celková hmotnost převyšuje 12 t
O_s	Osobní automobily s celkovou hmotností nepřevyšující 3.5 t
p	Příčný sklon
P_{FD}	Poměrová hodnota intenzit v dálničních pruzích 1 a 2 bezprostředně po rozdělení odbočením.
P_{FM}	Poměrová hodnota intenzit určená z veličin dopravního proudu, popř. příslušných vzdáleností, označená jako rovnice 1- 4. Slouží k výpočtu hodnoty I_{12} směřující do oblasti ovlivnění před místem připojení, Tab. 1.6.
q_m	maximální intenzita podél vjezdu
r	Regresní koeficient
R, r	Poloměr směrového oblouku
R_0	Minimální poloměr směrového oblouku
s	Dráha
T_k	Počet kongesčních intervalů.
T_k	Počet kongesčních intervalů.
$t_{parametr}$	= $(60 - T_k)/60$
$t_{parametr}$	= $(60 - T_k)/60$
V	Rychlost průměrná naměřená
V_c	Délka vyřazovacího úseku

V_{max}	Maximální rychlost
V_n	Návrhová rychlost
V_{OPT}	Optimální rychlost založená na maximalizaci EK a minimalizaci EI
V_R	Rychlost dopravního proudu ovlivněné oblasti.
V_r	Rychlost referenční,
V_t	Útlum rychlosti

SEZNAM PŘÍLOH UVEDENÝCH V PŘÍLOZE DP

Příloha č. I/1 bez průpletových úseků, vstřícný dvojlístek EXIT Roztyly	12
Příloha č. I/2 bez průpletových úseků, vstřícný dvojlístek MÚK V Holešovičkách	28
Příloha č. II/1 s průpletovými úseky, trubkovitá EXIT Lochkov	30
Příloha č. II/2 s průpletovými úseky, srdcovitá EXIT Černý most	34
Příloha č. II/3 s průpletovými úseky, dvojlístkovitá EXIT Karlovarská	40
Příloha č. II/4 s průpletovými úseky, dvojlístkovitá EXIT Počernice	51
Příloha č. II/5 s průpletovými úseky, dvojlístkovitá EXIT Třebonice	58
Příloha č. III/1 s křížnými body, osmičková EXIT Ořech	65
Příloha č. III/2 s křížnými body, osmičková EXIT Opatov	71
Příloha č. III/3 s křížnými body, osmičková EXIT Prosek	79
Příloha č. III/4 s křížnými body, osmičková EXIT Vídeňská	82
Příloha č. III/5 s křížnými body, osmičková EXIT Nové Butovice	84
Příloha č. III/6 s křížnými body, osmičková Chodovská - Spořilovská	90
Příloha č. III/7 s křížnými body, osmičková EXIT Zličín	94
Příloha č. III/8 s křížnými body, osmičková Most barikádníků	100
Příloha č. III/9 s křížnými body, osmičková EXIT Štěrboholy	105
Příloha č. III/10 s křížnými body, osmičková EXIT Evropská	115
Příloha č. III/11 s křížnými body, kosodélná EXIT Kbely	120
Příloha č. III/12 s křížnými body, kosodélná EXIT Kukulova	127
Příloha č. III/13 s křížnými body, jednovětвовá EXIT Rudná	132
Příloha č. III/14 s křížnými body, jednovětвовá Most Závodu míru	137
Příloha č. III/15 s křížnými body, MÚK Lahovický most	140
Příloha č. III/16 s křížnými body, deltovitá EXIT rozvadovská spojka	145
Příloha č. III/17 s křížnými body, deltovitá EXIT Hlávkův most	150
Příloha č. III/18 s křížnými body, Libeňský most	157
Příloha č. III/19 s křížnými body, Bondyho - Vrbenského	160
Příloha č. III/20 s křížnými body, Zenklova - Čuprova	164
Příloha č. IV/1 MÚK útvarová Barrandovský most	166
Příloha č. IV/2 MÚK útvarová Exit Chodovec	209
Příloha č. IV/3 MÚK útvarová Exit Cínovecká	217

Seznam tabulek

Tab.1.1	Úrovně kvality dopravy	21
Tab.1.2	Přípustná vjezdová intenzita ve vztahu k úrovni kvality dopravy	22
Tab.1.3	Přípustná intenzita pro dopravní schéma A1 – A4	23
Tab.1.4	Přípustná intenzita pro dopravní schéma VR1 V1	23
Tab.1.5	Maximální intenzita v oblasti ovlivnění s připojením ve vztahu k rychlosti	24
Tab.1.6	Modely pro predikci intenzity V_{12} pro oblast s připojením	24
Tab.1.7	Podmínky pro použití rovnice dopravního proudu	25
Tab.1.8	Maximální intenzita ve vztahu k rychlosti v oblasti ovlivnění s odbočením	26
Tab.1.9	Modely pro predikci intenzity V_{12} pro oblast s odbočením	26
Tab.1.10	Podmínky pro použití rovnice dopravního proudu	26
Tab.1.11	Maximální intenzita ramp ve vztahu k rychlosti	27
Tab.1.12	Nejmenší poloměr kružnicového oblouku podle ČSN	29
Tab.1.13	Délka vyřazovacího úseku ve vztahu k návrhové rychlosti	30
Tab.1.14	Hodnoty úseku připojení ve vztahu k návrhové rychlosti	31
Tab.1.15	Úrovně kvality dopravy ve vztahu k hustotě podle HCM	32
Tab.1.16	Naměřené hodnoty veličin dopravního proudu na Exitu Opatov	36
Tab.1.17	Naměřené hodnoty veličin dopravního proudu na Exitu Chodovec	39
Tab. 3.1	Provozní schémata	48
Tab.3.2	Naměřené hodnoty veličin dopravního proudu na Exitu Roztyly	53
Tab.3.3	Naměřené hodnoty veličin dopravního proudu na Exitu Roztyly	53
Tab.3.4	Naměřené hodnoty veličin dopravního proudu na mostě Barrandov	57
Tab.3.5	Maximální intenzity v oblasti ovlivnění	60
Tab.3.6	Navržená tabulka přípustné intenzity	61
Tab.3.7	Maximální vjezdová intenzita při stupni A	63
Tab.3.8	Maximální vjezdová intenzita při stupni B	63
Tab.3.9	Maximální vjezdová intenzita při stupni C	63
Tab.3.10	Maximální vjezdová intenzita při stupni D	64
Tab.3.11	Maximální vjezdová intenzita při stupni E/F	64
Tab.3.12	Maximální intenzita odbočení	65
Tab.3.13	Maximální intenzita odbočení	66
Tab.3.14	Maximální intenzita odbočení	67
Tab. 3.15	Naměřené veličiny dopravního proudu na Exitu Nové Butovice	72
Tab.3.16	Veličiny dopravního proudu na Exitu rozvadovská spojka	75
Tab.3.17	Naměřené veličiny dopravního proudu Exitu jižní spojka	77
Tab.3.18	Naměřené veličiny dopravního proudu na mostě Barrandov	80
Tab.3.19	Poloměr směrového oblouku v závislosti na návrhové rychlosti	83
Tab.3.20	Naměřené veličiny dopravního proudu Exitu Roztyly	85
Tab.3.21	Získané veličiny z měření na Exitu Roztyly	86
Tab.3.22	Získané veličiny z měření na Exitu Roztyly	86
Tab.3.23	Naměřené veličiny dopravního proudu Exitu Ořech	87
Tab.3.24	Naměřené veličiny dopravního proudu na Exitu Lochkov	90
Tab.3.25	Poloměry oblouků vratných ramp ve vztahu k plánovaným objemům intenzit	91
Tab. 3.26	Návrhové rychlosti pro daný interval doby obsazení jedním vozidlem na rampě	93
Tab. 3.27	Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu k návrhové rychlosti na větví	93
Tab. 3.28	Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu v návrhové rychlosti na větví	93
Tab. 3.29	Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu v návrhové rychlosti na větví	94
Tab. 3.30	Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu v návrhové rychlosti na větví	94
Tab. 3.31	Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu v návrhové rychlosti na větví	94
Tab. 3.32	Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu v návrhové rychlosti na větví	94
Tab. 3.33	Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu v návrhové rychlosti na větví	95
Tab. 3.34	Nejmenší poloměr oblouku ve vztahu v návrhové rychlosti na větví	95
Tab. 3.35	Navržená tabulka UKD s opravnou hodnotou	96
Tab. 3.36	Koeficient P_p	97
Tab. 3.37	UKD	97
Tab. 3.38	Predikce hustoty	100
Tab. 3.39	Predikce hustoty	100
Tab. 3.40	Predikce hustoty	101
Tab. 3.41	Predikce hustoty	102

Tab. 3.42 Přípustná intenzita oblasti ovlivnění ve vztahu k návrhové rychlosti	104
Tab. 3.43 Přípustná intenzita oblasti ovlivnění ve vztahu k návrhové rychlosti	105

Seznam obrázků

Obr. 1.1 Schéma dopravních proudů v oblasti ovlivnění	20
Obr. 1.2 Dopravní schéma připojení podle HCM	24
Obr. 1.3 Dopravní schéma odbočení podle HCM	24
Obr. 1.4 Dopravní schéma odbočení podle ČSN	30
Obr. 1.5 Dopravní schéma připojení podle ČSN	31
Obr. 1.6 Dopravní schéma intenzit na Exitu Roztyly	33
Obr. 1.7 Dopravní schéma – délka připojovacího pruhu podle HCM	35
Obr.1.8 MÚK Exit Opatov–snímek	36
Obr. 1.9 MÚK Exit Chodovec – snímek	38
Obr. 1.10 Dopravní schéma intenzit na Exitu Chodovec	39
Obr. 1.11 Průběh rychlosti v čase na Exitu Chodovec	42
Obr. 2.1 Znázornění postupu při tvorbě disertační práce	45
Obr. 2.2 Vyhodnocovací zařízení Traficon	46
Obr. 3.1 Dopravní schéma průběh odbočení	49
Obr. 3.2 Dopravní schéma průběh odbočení	50
Obr. 3.3 Dopravní schéma průběh odbočení	50
Obr. 3.4 Dopravní schéma průběh odbočení	51
Obr. 3.5 MÚK Roztyly	52
Obr. 3.6 Dopravní schéma MÚK Roztyly před změnou	52
Obr. 3.7 MÚK Exit Roztyly - snímek	52
Obr. 3.8 Dopravní schéma MÚK Roztyly po provedené změně	53
Obr. 3.9 MÚK Exit Roztyly - snímek	53
Obr. 3.10 Průběh rychlostí na MÚK Roztyly v čase	54
Obr. 3.11 Průběh rychlostí na MÚK Roztyly v čase	54
Obr. 3.12 Průběh intenzit na Exitu Roztyly v čase	55
Obr. 3.13 Průběh intenzit na Exitu Roztyly v čase	55
Obr. 3.14 Konečná podoba dopravního schéma na Exitu Roztyly	56
Obr. 3.15 průběh rychlostí na Exitu Roztyly v čase	56
Obr. 3.16 MÚK Barrandov – snímek	57
Obr. 3.17 Průběh rychlostí na Barrandovském mostě v čase	58
Obr. 3.18 Průběh intenzit v čase	58
Obr. 3.19 Barrandovský most připojení – snímek	58
Obr.3.20 Průběh rychlostí v čase na mostě Barrandov	59
Obr. 3.21 Průběh intenzit v čase na mostě Barrandov	59
Obr. 3.22 Provozní schéma [2 + 1 → 2]	61
Obr. 3.23 Provozní schéma [3 + 1 → 3]	61
Obr. 3.24 Provozní schéma [2 + 1 → 2]	62
Obr. 3.25 Provozní schéma [3 + 1 → 3]	62
Obr. 3.26 Provozní schéma [2 + 1 → 2]	62
Obr. 3.27 Provozní schéma [2 + 2 → 3]	62
Obr. 3.28 Provozní schéma [2 + 2 → 2]	62
Obr. 3.29 Dopravní schéma odbočení [3 → 3 + 1]	65
Obr. 3.30 Dopravní schéma odbočení [3 → 3 + 2]	66
Obr. 3.31 Dopravní schéma odbočení [3 → 3 + 2]	67
Obr. 3.32 Dopravní schéma odbočení [4 → 2 + 2]	67
Obr. 3.33 MÚK Černý most - 1	69
Obr. 3.34 MÚK Černý most – snímek 1	69
Obr. 3.35 Průběh rychlostí v čase na Exitu Černý most	69
Obr. 3.36 Průběh intenzit v čase na MÚK Černý most	70
Obr. 3.37 MÚK Černý most	70
Obr. 3.38 MÚK Černý most – snímek 2	70
Obr. 3.39 průběh rychlostí v čase	71
Obr. 3.40 MÚK rozvadovská spojka	71
Obr. 3.41 MÚK rozvadovská spojka – snímek 1	72

Obr. 3.42	MÚK rozvadovská spojka – snímek 2	72
Obr.3.43	Průběh rychlostí v čase na Exitu Nové Butovice	73
Obr. 3.44	Průběh intenzit v čase na Exitu Nové Butovice	73
Obr. 3.45	Závislost rychlost hustota měření na Exitu Nové Butovice	74
Obr. 3.46	Závislost intenzita hustota měření na Exitu Nové Butovice	74
Obr. 3.47	MÚK rozvadovská spojka	75
Obr. 3.48	MÚK rozvadovská spojka – snímek 3	75
Obr.3.49	Průběh intenzit v čase na Exitu rozvadovská spojka	76
Obr. 3.50	Průběh rychlosti v čase na Exitu rozvadovská spojka	76
Obr. 3.51	MÚK exit Spořilov	77
Obr. 3.52	MÚK exit Spořilov – snímek 1	77
Obr. 3.53	Průběh rychlosti v čase na Exitu jižní spojka	78
Obr. 3.54	MÚK exit Štěrboholy	78
Obr. 3.55	MÚK exit Štěrboholy – snímek 1	79
Obr. 3.56	Průběh rychlosti v čase na Exitu Štěrboholy	79
Obr. 3.57	MÚK Barrandovský most	79
Obr. 3.58	Barrandovský most – snímek 1	79
Obr. 3.59	Průběh rychlosti v čase na mostě Barrandov	80
Obr. 3.60	MÚK exit Roztyly	83
Obr. 3.61	MÚK exit Roztyly – letecký snímek	84
Obr. 3.62	MÚK exit Roztyly – snímek 1	84
Obr. 3.63	MÚK exit Roztyly – snímek 2	84
Obr. 3.64	Průběh rychlostí na Exitu Roztyly v čase	85
Obr. 3.65	Průběh intenzit na Exitu Roztyly v čase	85
Obr. 3.66	MÚK exit Ořech	87
Obr. 3.67	MÚK exit Ořech – snímek 1	87
Obr. 3.68	Průběh intenzit na Exitu Ořech v čase	88
Obr. 3.69	Závislost rychlost – hustota na Exitu Ořech	88
Obr.3.70	Průběh rychlostí na Exitu Ořech v čase	89
Obr. 3.71	MÚK exit Lochkov	89
Obr. 3.72	MÚK exit Lochkov – snímek 1	90
Obr. 3.73	Průběh intenzit na Exitu Lochkov v čase	90
Obr. 3.74	Průběh rychlostí na Exitu Lochkov v čase	91
Obr. 4.1	Provozní schéma [1 + 1 → 1]	107
Obr. 4.2	Provozní schéma [1 + 1 → 2]	107
Obr. 4.3	Provozní schéma [2 + 1 → 2]	107
Obr. 4.4	Provozní schéma [2 + 1 → 3]	107
Obr. 4.5	Provozní schéma [2 + 2 → 3]	107
Obr. 4.6	Provozní schéma [3 + 1 → 3]	107
Obr. 4.7	Provozní schéma [2 + 2 → 4]	107
Obr. 4.8	Provozní schéma [3 + 1 → 4]	107
Obr. 4.9	Provozní schéma [1 → 1 + 1]	108
Obr. 4.10	Provozní schéma [2 → 1 + 1]	108
Obr. 4.11	Provozní schéma [2 → 2 + 1]	108
Obr. 4.12	Provozní schéma [2 → 2 + 2]	108
Obr. 4.13	Provozní schéma [3 → 2 + 1]	108
Obr. 4.14	Provozní schéma [3 → 3 + 2]	109
Obr. 4.15	Provozní schéma [4 → 2 + 2]	109
Obr. 4.16	Provozní schéma [4 → 3 + 2]	109
Obr. 4.17	Navržená MÚK	111
Obr. 4.18	Navržená MÚK	112
Obr. 4.19	Navržená MÚK	113
Obr. 4.20	Navržená MÚK	114
Obr. 4.21	Navržená MÚK	115
Obr. 4.22	Navržená MÚK	116
Obr. 4.23	Navržená MÚK	117
Obr. 4.24	Navržená MÚK	118
Obr. 4.25	Navržená MÚK	119
Obr. 4.26	Navržená MÚK	120
Obr. 4.27	Navržená MÚK	121

Obr. 4.28 Navržená MÚK	122
Obr. 4.29 Navržená MÚK	123
Obr. 4.30 Navržená MÚK	124
Obr. 4.31 Navržená MÚK	125
Obr. 4.32 Navržená MÚK	126
Obr. 4.33 Navržená MÚK	127
Obr. 4.34 Navržená MÚK	128
Obr. 4.35 Navržená MÚK	129
Obr. 4.36 Navržená MÚK	130

Seznam rovnic

(1-1) Rovnice rychlosti podle Greenshieldse	15
(1-2) Rovnice intenzity podle Greenshieldse	15
(1-3) Rovnice intenzity podle Greenshieldse	15
(1-4) Rovnice rychlosti podle Kladka	15
(1-5) Rovnice intenzity podle Kladka	16
(1-6) Rovnice intenzity podle Kladka	16
(1-7) Rovnice rychlosti podle Drakeho	16
(1-8) Rovnice intenzity podle Drakeho	16
(1-9) Rovnice intenzity podle Drakeho	16
(1-10) Dreweho derivace rovnice kontinuity	16
(1-11) Greenbergův model V_m	16
(1-12) Greenbergův model I	16
(1-13) Greenbergův model I	16
(1-14) Dreweho rovnice V	16
(1-15) Dreweho parabolický model	17
(1-16) Kinetická energie	17
(1-17) Celková energie	17
(1-18) Model akceleračního šumu	17
(1-19) Optimální rychlost založená na maximalizaci EK a minimalizaci EI	17
(1-20) Optimální dopravní množství (intenzita)	17
(1-21) Optimální dopravní množství (hustota)	17
(1-22) Dreweho deduktivní přístup	17
(1-23) Závěr deduktivního přístupu	17
(1-24) Předpoklady pro deduktivní přístup	18
(1-25) Underwoodův exponenciální vztah	18
(1-26) Drake, May, Schofer - křivka zvonovitého tvaru	18
(1-27) Rovnice výpočtů podle Schnabela – dvouproutý úsek	20
(1-28) Rovnice výpočtů podle Schnabela – tříproutý úsek	20
(1-29) Výpočet RAL – K^2	20
(1-30) Úroveň kvality dopravního proudu	20
(1-31) Úroveň kvality dopravního proudu	20
(1-32) Výpočet kapacity intenzity	20
(1-33) Výpočet kapacity podle HBS	22
(1-34) Výpočet kapacity v oblasti ovlivnění podle HCM	23
(1-35) Výpočet kapacity v oblasti ovlivnění podle HCM	23
(1-36) Výpočet L_{EQ} podle HCM	25
(1-37) Výpočet L_{EQ} podle HCM	27
(1-38) Výpočet kapacity v oblasti ovlivnění podle HCM	27
(1-39) Výpočet kapacity v oblasti ovlivnění podle HCM	27
(1-40) Výpočet poloměru oblouku podle ČSN	28
(1-41) Výpočet poloměru oblouku USA/EU	29
(1-42) Výpočet třecího faktoru f_{tperm}	29
(1-43) Výpočet třecího faktoru f_{rperm}	29
(1-44) Délka odbočovacího pruhu	30
(1-45) Výpočet hustota dopravního proudu podle HCM	32
(1-46) Výpočet intenzity v oblasti ovlivnění	33
(1-47) Rovnost intenzity	33

(1-48) Výpočet intenzity	33
(1-49) Výpočet intenzity	33
(1-50) Výpočet intenzity	33
(1-51) Výpočet hustoty	34
(1-52) Výpočet hustoty	34
(1-53) Výpočet hustoty	34
(1-54) Výpočet hustoty	34
(1-55) Výpočet hustoty	34
(1-56) Výpočet hustoty	34
(1-57) Výpočet hustoty	34
(1-58) Výpočet hustoty	35
(1-59) Výpočet hustoty	35
(1-60) Výpočet P_{FM}	36
(1-61) Výpočet P_{FM}	36
(1-62) Výpočet intenzity	36
(1-63) Výpočet hustoty	37
(1-64) Výpočet hustoty	37
(1-65) Výpočet hustoty	37
(1-66) Výpočet intenzity	37
(1-67) Výpočet intenzity	37
(1-68) Výpočet intenzity	37
(1-69) Výpočet intenzity	37
(1-70) Výpočet intenzity	37
(1-71) Výpočet intenzity	37
(1-72) Výpočet intenzity	37
(1-73) Výpočet intenzity	37
(1-74) Výpočet intenzity	37
(1-75) Výpočet intenzity	37
(1-76) Výpočet intenzity	37
(1-77) Výpočet intenzity	38
(1-78) Výpočet intenzity	38
(1-79) Výpočet intenzity	38
(1-80) Výpočet intenzity	38
(1-81) Výpočet intenzity	38
(1-82) Výpočet intenzity	38
(1-83) Výpočet intenzity	38
(1-84) Výpočet intenzity	38
(1-85) Výpočet intenzity	38
(1-86) Výpočet hustoty	39
(1-87) Výpočet hustoty	39
(1-88) Výpočet intenzity	39
(1-89) Výpočet intenzity	39
(1-90) Výpočet intenzity	39
(1-91) Výpočet intenzity	39
(1-92) Výpočet intenzity	39
(1-93) Výpočet intenzity	39
(1-94) Výpočet intenzity	39
(1-95) Výpočet intenzity	40
(1-96) Výpočet intenzity	40
(1-97) Výpočet intenzity	40
(1-98) Výpočet intenzity	39
(1-99) Výpočet intenzity	39
(1-100) Výpočet intenzity	39
(1-101) Výpočet intenzity	39
(1-102) Výpočet intenzity	39
(1-103) Výpočet intenzity	39
(1-104) Výpočet intenzity	39
(1-105) Výpočet intenzity	40
(1-106) Výpočet ECMT	40
(1-107) Výpočet ECMT	40

(1-108) Výpočet ECMT	41
(1-109) Výpočet ECMT	41
(1-110) Výpočet ECMT	41
(1-111) Výpočet ECMT	41
(1-112) Výpočet ECMT	41
(1-113) Výpočet ECMT	41
(1-114) Výpočet ECMT	41
(1-115) Výpočet ECMT	41
(1-116) Výpočet ECMT	41
(1-117) Výpočet ECMT	41
(1-118) Výpočet ECMT	42
(1-119) Výpočet ECMT	42
(3-1) Výpočet kapacity v oblasti ovlivnění	60
(3-2) Výpočet kapacity v oblasti ovlivnění	60
(3-3) Výpočet regresního koeficientu	86
(3-4) regresní koeficient	86
(3-5) výpočet y	86
(3-6) regresní koeficient	86
(3-7) Rovnice kontinuity	92
(3-8) Výpočet dráha – čas	92
(3-9) Návrhová intenzita	92
(3-10) Intenzita/h	92
(3-11) Ideální pojezdová dráha	92
(3-12) Návrhová intenzita/h	92
(3-13) Poloměr směrového oblouku	92
(3-14) Predikce hustoty	96
(3-15) Výpočet intenzity	96
(3-16) Výpočet hustoty	96
(3-17) Výpočet hustoty	97
(3-18) Výpočet rychlosti	97
(3-19) Výpočet intenzity	97
(3-20) Výpočet hustoty	98
(3-21) Výpočet hustoty	98
(3-22) Výpočet hustoty	98
(3-23) Výpočet hustoty	98
(3-24) Výpočet hustoty	98
(3-25) Výpočet hustoty	98
(3-26) Výpočet hustoty	98
(3-27) Výpočet rychlosti	99
(3-28) Výpočet rychlosti	99
(3-29) Výpočet rychlosti	99
(3-30) Výpočet rychlosti	99
(3-31) Výpočet rychlosti	99
(3-32) Výpočet rychlosti	99
(3-33) Výpočet rychlosti	99
(3-34) Výpočet rychlosti	99
(3-35) Výpočet rychlosti	99
(3-36) Výpočet rychlosti	99
(3-37) Výpočet rychlosti	99
(3-38) Výpočet rychlosti	99
(3-39) Výpočet rychlosti	99
(3-40) Výpočet rychlosti	99
(3-41) Výpočet rychlosti	99
(3-42) Výpočet rychlosti	99
(3-43) Výpočet rychlosti	99
(3-44) Výpočet rychlosti	99
(3-45) Výpočet rychlosti	99
(3-46) Výpočet rychlosti	99
(3-47) Výpočet hustoty	103
(3-48) Výpočet hustoty	103

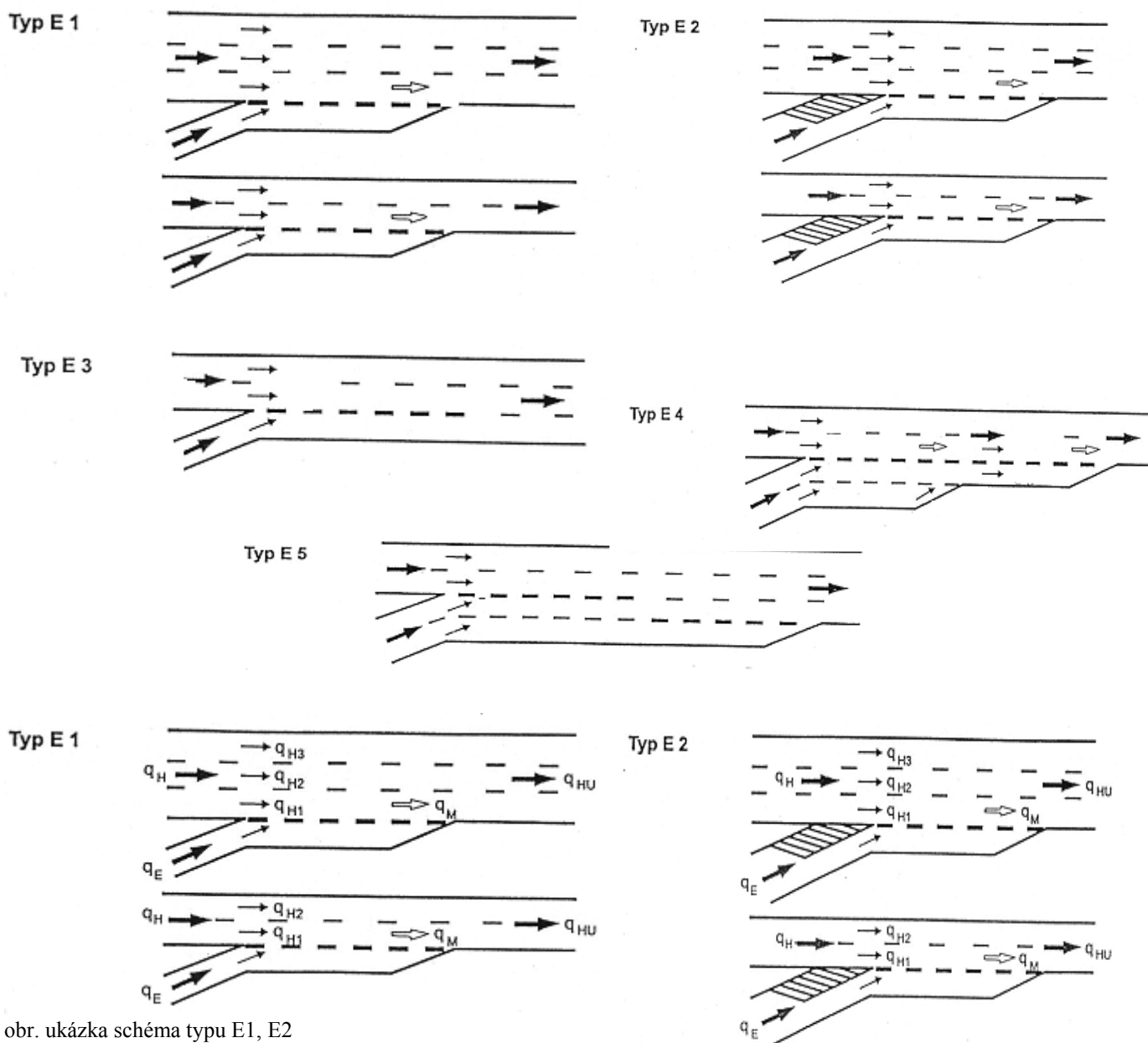
(3-49) Výpočet hustoty	103
(3-50) Výpočet hustoty	103
(3-51) Výpočet hustoty	103

Přehled vlastních publikovaných prací autora

- [1] M. Memiřová, Doprava v hlavním městě Praze, Doprava: ekonomicko-technická revue 3/2005.
- [2] M. Memiřová, P. Slabý, Jak navrhovat MÚK, Silniční obzor: 2004.
- [3] M. Memiřová, Problematika stanovení kapacity mimoúrovňových křižovatek, Silniční obzor 09/2005
- [4] M. Memiřová, Mimoúrovňové křižovatky u nás a ve světě, Silnice – Železnice, září 2008.
- [5] M. Memiřová, Význam volby provozního schéma na mimoúrovňových křižovatkách, Silnice – Železnice web. <http://www.silnice-zeleznice.cz>.
- [6] M. Memiřová, Význam volby provozního schéma na mimoúrovňových křižovatkách, Doprava: ekonomicko-technická revue.
- [7] M. Memiřová, Hodnota třecího faktoru a jeho význam pro velikost poloměru oblouku, Stavebnictví.
- [8] M. Memiřová, Hodnota třecího faktoru a jeho význam pro velikost poloměru oblouku, Doprava: ekonomicko-technická revue.
- [9] M. Memiřová, P. Slabý, Modely výpočtu kapacity mimoúrovňové křižovatky <http://www.czsro.cz> [Modely výpočtu kapacity mimoúrovňové křižovatky](http://www.czsro.cz/Modely_vypoctu_kapacity_mimourovnev_krizovaty), Observatoř bezpečnosti silničního provozu.
- [10] M. Memiřová, P. Slabý, Problematika stanovení kapacity mimoúrovňových křižovatek <http://www.czsro.cz/index.php?id=506> Observatoř bezpečnosti silničního provozu.
- [11] M. Memiřová, Součinitel příčného tření, konferenční příspěvek v tisku – Konference TechMat, listopad 2010

Dodatek - Provozní schéma užívaná v disertační práci

Provozní schéma pro připojení podle HBS



obr. ukázka schéma typu E1, E2

kde je:

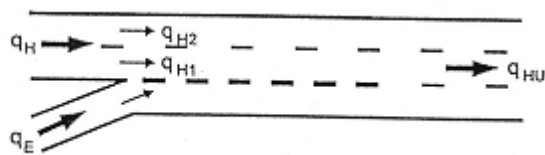
$$q_m = q_{H1} + q_e$$

q_mrozhodující intenzita podél vjezdu [jv/h],

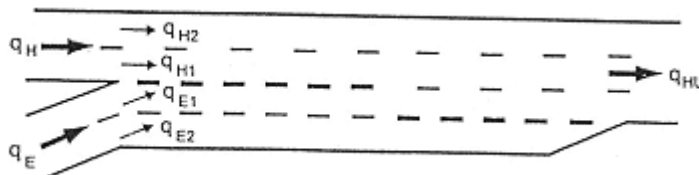
q_{H1}intenzita projíždějící (týmž jízdním pruhem měřená před vjezdem) při vysoké špičce [jv/h],

q_eintenzita vjezdové rampy [jv/h].

Typ E 3

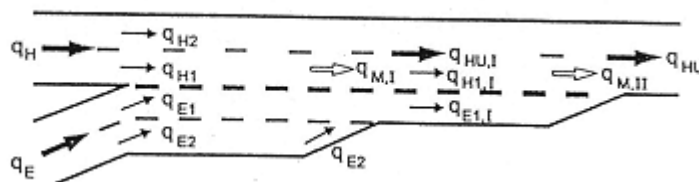


Typ E 5



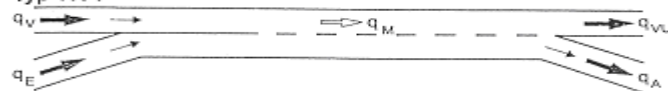
Pro typy E3 a E5 neexistují důkazy. Typ E4, vjezdová oblast je rozdělená na dvě části I, II. Vozidla z II. poloviny se postupně napojí do I. Poloviny. Vliv dvou vjezdových intenzit se brzy projeví v hlavním přímém směru.

Typ E 4

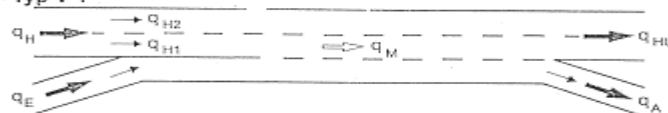


Průplet podle HBS

Typ VR 1

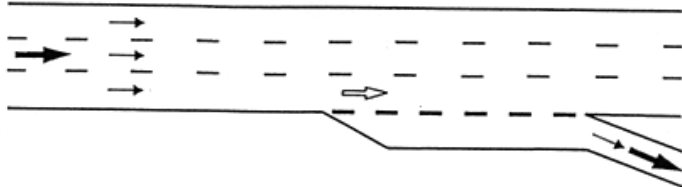


Typ V 1

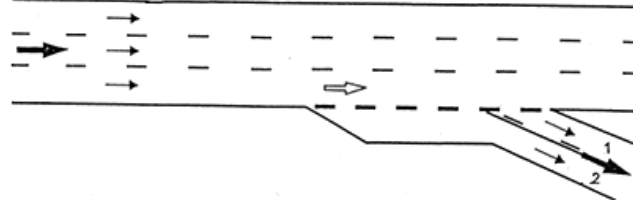


Provozní schéma pro odbočení

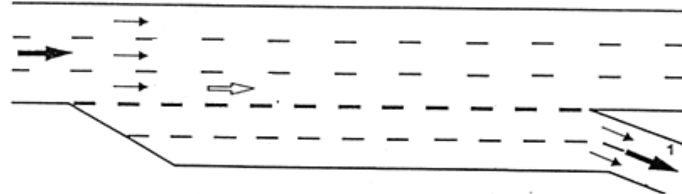
Typ A 1



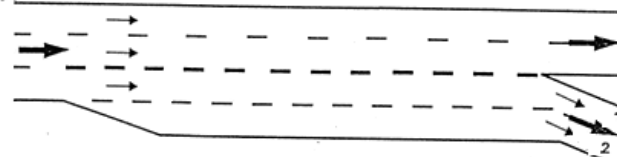
Typ A 2



Typ A 3



Typ A 4



Provozní schéma pro připojení podle HCM

