



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

**ZALOŽENÍ STAVBY VE SLOŽITÝCH
ZÁKLADOVÝCH POMĚRECH**
FOUNDATION OF THE BUILDING IN COMPLEX GEOTECHNICAL CONDITIONS

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. Magdaléna Blinková

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. HELENA BRDEČKOVÁ

BRNO 2017



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Magdaléna Blinková
Název	Založení stavby ve složitých základových poměrech
Vedoucí práce	Ing. Helena Brdečková
Datum zadání	2. 9. 2016
Datum odevzdání	13. 1. 2017

V Brně dne 2. 9. 2016

doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu

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

PODKLADY A LITERATURA

Podklady pro zpracování diplomové práce budou studentce předávány postupně.

Doporučená literatura:

MASOPUST, Jan: Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997. 1. vyd. Praha: Pro ČKAIT vydalo IC ČKAIT, 2012, 208 s. ISBN 978-80-87438-31-2.

MASOPUST, Jan: Speciální zakládání staveb. Vyd. 1. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2007, 2 sv. (141, 150 s.). ISBN 80-214-2770-1.

ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí, Část 1: Obecná pravidla.

1. Praha: ČNI, 2006.

CHLUPÁČ, Ivo: Geologická minulost České republiky: Vyd. 1. Praha: Academia, 2002, 436 s. ISBN 80-200-0914-0.

KRÁSNÝ, J. et al.: Podzemní vody. ČGS Praha, 2012. ISBN 978-80-7075-797-0.

REESE, L.C. et al: Analysis and design of shallow and deep foundations, J. Wiley & sons, USA, 2006. ISBN: 978-0-471-43159-6.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Předmětem diplomové práce je návrh hlubinného založení dálničního mostu na dálnici D3 v km 112,574, S. O. 202 přes Bošilecký potok.

V rámci své diplomové práce studentka zhodnotí geomorfologické, geologické a hydrogeologické poměry zájmové lokality a ve výpočtové části práce provede statický výpočet pilotového založení mostu.

Při zpracovávání diplomové práce bude vycházet z poskytnutých podkladů, z požadavků vedoucí DP a odborného konzultanta DP z firmy PRAGOPROJEKT, a. s.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).

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

ABSTRAKT

Předmětem diplomové práce je návrh hlubinného založení dálničního mostu na dálnici D3 v km 112,574, přes Bošilecký potok a zhodnocení geomorfologických, geologických a hydrogeologických poměrů a provedení statického výpočtu založení mostu.

ABSTRACT

The subject of this diploma thesis is the design of deep foundation highway bridge on D3 motorway in km 112.574, over Bošilecký stream and evaluation of geomorphological, geological and hydrogeological conditions and perform static calculation bridge foundation.

KLÍČOVÁ SLOVA

diplomová práce, dálniční most přes Bošilecký potok, hlubinné základy, vrtané piloty, eurokód 7, pilotové založení, artéský strop, mezní stavy, návrhový přístup 2, sedání piloty, mezní zatěžovací křivka, GEO5

KEY WORDS

diploma thesis, motorway bridge over Bošilecký stream, deep foundations, bored piles, eurocode 7, pile foundation, confining layer, limit states, design approach 2, settlement of a pile, load-settlement curve, GEO5

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Magdaléna Blinková *Založení stavby ve složitých základových poměrech*. Brno, 2017. 66 s., 81 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Helena Brdečková

PROHLÁŠENÍ:

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

V Brně dne 12.1.2017

Bc. Magdaléna Blinková

autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Děkuji vedoucí bakalářské práce Ing. Heleně Brdečkové za poskytnutí podkladů a literatury, vstřícný přístup a za čas, který mi věnovala při konzultacích. Také bych chtěla poděkovat Ing. Danielu Kadlecovi, který mi poskytl podklady k vypracování praktické části práce a věnoval mi čas při její konzultaci.

OBSAH

1	ÚVOD	11
2	ZÁJMOVÉ ÚZEMÍ	12
2.1	Stručná charakteristika stavby	12
2.2	Konstrukce mostu	12
2.3	Geomorfologický popis území	13
2.4	Geologický popis území	14
2.5	Hydrogeologický popis území	16
2.6	Geologické a hydrogeologické poměry v místě mostní konstrukce	18
3	HLUBINNÉ ZAKLÁDÁNÍ	19
3.1	Piloty	19
3.1.1	Vrtané piloty	20
3.1.1.1	Vrty pro piloty	21
3.1.1.2	Pažení vrtu	21
3.1.1.3	Výztuž pilot	22
3.1.1.4	Betonáž pilot	23
3.1.1.5	Piloty vrtané průběžným šnekem CFA	25
4	ZATÍŽENÍ MOSTU	26
4.1	Stálé zatížení	26
4.1.1	VI. tíha nosné konstrukce	26
4.1.2	Ostatní stálé zatížení	26
4.1.3	Nerovnoměrné sedání	26
4.2	Proměnné zatížení	27
4.2.1	Zatížení dopravou ČSN EN 1991-2	27
4.2.2	Zatížení teplotními změnami	31
4.2.3	Zatížení větrem	31
4.3	Kombinace zatížení	32
4.3.1	Mezní stav únosnosti	32
4.3.2	Mezní stav použitelnosti	33
4.4	Zatížení mostní podpěry P2	34

4.4.1	Reakce	34
4.5	Zatížení mostní opěry O1 a O3	35
4.5.1	Zemní tlak	36
4.5.1.1	Přítížení za rubem opěry	36
4.5.1.2	Výpočet zemních tlaků.....	37
4.5.2	Vlastní hmotnost opěry	38
4.5.1	Reakce	39
5	STATICKÝ VÝPOČET ÚNOSNOSTI PILOT	40
5.1	Posouzení na základě 1. mezního stavu dle EC 7-1, návrhový přístup 2, kombinace: A1+M1+R2:	40
5.1.1	Návrh pilot pod podpěrou P2	40
5.1.2	Posouzení zatížení pod podpěrou P2.....	41
5.1.3	Návrhová únosnost pilot dle 1. MS (ruční výpočet)	42
5.1.3.1	Výsledky únosnosti pod podpěrou P2 dle 1. MS (sonda J140).....	43
5.1.4	Návrhová únosnost pilot dle 2. MS (ruční výpočet)	44
5.1.4.1	Výsledky únosnosti pod podpěrou P2 dle 2. MS (sonda J140).....	47
5.1.4.2	Výsledky únosnosti pilot pod podpěrou P2 dle 1. MS (sonda J141)	47
5.1.4.3	Výsledky únosnosti pilot pod podpěrou P2 dle 2. MS (sonda J141)	48
5.1.5	Návrh pilot pod opěrou O1.....	49
5.1.6	Posouzení zatížení pod O1	49
5.1.7	Návrhová únosnost pilot dle 1. MS (ruční výpočet)	51
5.1.7.1	Výsledky únosnosti pilot pod opěrou O1 dle 1. MS (sonda J139).....	51
5.1.7.2	Výsledky únosnosti pilot pod opěrou O1 dle 2. MS (sonda J139).....	51
5.1.8	Návrh pilot pod opěrou O3.....	52
5.1.9	Posouzení zatížení pod opěrou O3	53
5.1.10	Návrhová únosnost pilot opěry O3 dle MS (ruční výpočet)	54
5.1.10.1	Výsledky únosnosti pilot pod opěrou O3 dle 1. MS (sonda J142).....	54
5.1.10.2	Výsledky únosnosti pilot pod opěrou O3 dle 2. MS (sonda J142).....	55
5.1.11	Výpočet únosnosti v programu GEO5	55
5.2	Posouzení příčného zatížení pilot.....	57
6	TECHNOLOGIE PROVEDENÍ ZÁKLADOVÉ KCE	59
6.1	Přechodová oblast mostu.....	59

6.2	Provedení základové konstrukce	59
7	ZÁVĚR.....	61
	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	62
8	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	64
9	SEZNAM TABULEK	66
10	SEZNAM OBRÁZKŮ.....	67
11	SEZNAM PŘÍLOH	68

1 ÚVOD

Cílem diplomové práce je návrh hlubinného založení dálničního mostu na budoucí dálnici D3, která má spojovat Prahu a České Budějovice, v úseku Bošilec – Ševětín. Konstrukce mostu je navržena jako monolitický předpjatý dvoutrámový nosník o dvou polích. V teoretické části budou přiblíženy geomorfologické, geologické a hydrogeologické poměry dané lokality a stručně popsány druhy pilotového zakládání v závislosti na jejich technologickém provádění. V praktické části bude přiblíženo zatížení mostu a proveden návrh a výpočet pilotového založení mostní konstrukce.

Most slouží k přemostění Bošileckého potoka a pozemní komunikace. Jsou zde složité základové poměry s ustálenou hladinou podzemní vody mezi 4 – 7 m pod terénem. Zájmová lokalita spadá do Horusického zvodnělého systému. Je to jeden ze tří zvodnělých systémů, který se v oblasti Jihočeské pánve nachází. Můžeme zde v hloubce 16 až 20 m očekávat artéský strop prvního křídového kolektoru podzemní vody, z něhož je odebírána voda k pitným účelům. Z tohoto důvodu je hloubka pilot omezena na 15 m od stávajícího terénu. Vzhledem k tomu, že mostní konstrukce je náchylná k nerovnoměrnému sedání, bude se považovat za přípustnou hodnota sednutí do 10 mm.

Podkladem pro vypracování je geotechnický průzkum dané lokality, výkresová dokumentace nadzemní části mostu a zatížení od nosné konstrukce, dopravy a ostatního proměnného zatížení.

Výpočet pilot podle mezních stavů je proveden ručně, pomocí tabulkového programu Excel. Pro srovnání je doplněn výsledky, které jsou získány z výpočetního programu GEO5.

2 ZÁJMOVÉ ÚZEMÍ

2.1 Stručná charakteristika stavby

Mostní objekt je součástí budoucí dálnice D3, která má vést z Prahy do Českých Budějovic a přes hraniční přechod Dolní Dvořiště dále do Rakouska. Jedná se o úsek dálnice D3 309/I Bošilec – Ševětín, který je projektován v kategorii D 27,5/120. Mostní konstrukce se nachází v Jihočeském kraji asi 10 km jihozápadně od města Veselí nad Lužnicí a je určena k přemostění Bošileckého potoka s přílehlým biokoridorem a silnice III. třídy.

Zájmová oblast spadá z hydrogeologického hlediska do rajónu Třeboňská pánev, který náleží dílčímu povodí Horní Vltavy. Terén je zde rovinatý s nadmořskou výškou okolo 227,5 m n. m. Z geomorfologického hlediska jde o oblast Jihočeské pánve.

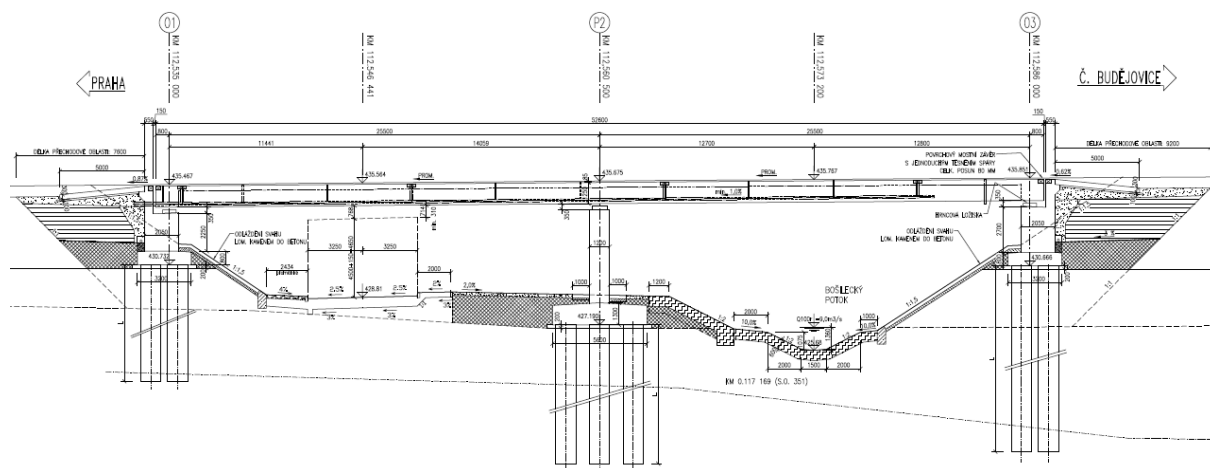


Obr. 2.1.1: Mapa s označením zájmové oblasti [3]

2.2 Konstrukce mostu

Most je navržen jako spojitý nosník o dvou polích. Jelikož se jedná o dálniční most, má pro každý dopravní směr samostatnou nosnou konstrukci, která je tvořena předpjatým dvoutrámovým nosníkem. Ten je podepřen ve středu vnitřní podpěrou P2 a na krajích opěrami O1 a O3. Vnitřní pilíř i opěry jsou uloženy na železobetonových základových blocích. Do opěr jsou vetknuta rovnoběžná mostní křídla. Přechodová oblast za opěrami bude

zasypána vrstvami zeminy, vhodných do přechodových oblastí a zhutněna. Rozpětí jednotlivých polí je 25,50 m. Most je kolmý a jeho šířka je 29,10 m. Mezi obrubami mají obě nosné konstrukce vzdálenost 12,50 m.



Obr. 2.2.1: Podélný řez mostní konstrukce (dle [1])

Předepnutí mostu bude provedeno systémem dodatečného předpínání.

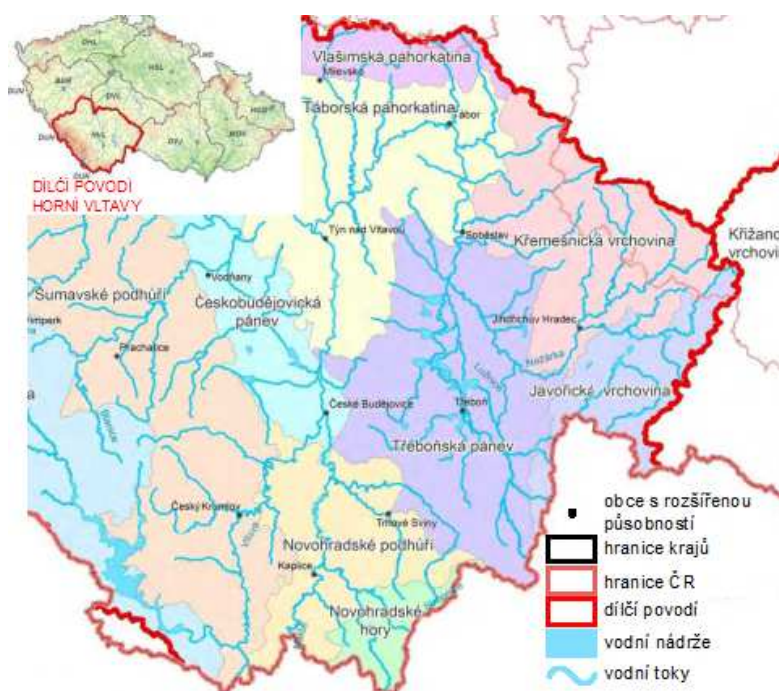
Vozovka na mostě je zhotovena v jednostranném 2,5% sklonu směrem k vnější obrubě, kde je navržen zapuštěný odvodňovací žlábek. Oba jízdní směry budou odděleny silničním svodidlem a to se bude nacházet také na vnějších stranách mostu. Výkresy přibližující tvar a rozměry mostu jsou obsaženy v příloze č. 1. Půdorys mostu je v příloze č. 2. [2]

2.3 Geomorfologický popis území

Geomorfologická oblast Jihočeské pánve, do které zájmová lokalita patří, se rozkládá v jižní části České vysočiny. Přesněji se jedná o jihozápadní část její Česko – moravské soustavy. Pánve vznikly v druhohorách díky poklesům podél zlomů jako reakce na alpínské vrásnění. Deprese byly zatopeny vodou, vznikla tak jezera a začal se v nich usazovat materiál splavený z okolí, tak vznikla sedimentární výplň těchto pánví. V průběhu třetihor se proces sedimentace obnovuje a vytváří se další sedimenty. Výplň je tedy tvořena křídovými, terciárními a kvartérními sedimenty. V jihočeských pánvích nejsou sedimenty mořského původu, nýbrž kontinentálního, až na malé výjimky. Jezera, ve kterých se usazovaly sedimenty jak v křídě, tak i v třetihorách byly kontinentální. V třetihorách několikrát došlo,

na krátkou dobu, ke spojení pánví s mořem a tím byly právě vytvořeny výjimečně se vyskytující mořské sedimenty. Křídové, terciérní a kvartérní sedimenty jsou soustředěny ve dvou hlavních výskytech, menší budějovické a větší třeboňské pánvi. Třeboňská pánev je jak z geomorfologického hlediska, tak i z hydrogeologického hlediska, rozdělována na jižní a severní. Zájmové území se nachází v severní části třeboňské pánve.

Jihočeské pánve jsou ploché sníženiny, obklopené na všech stranách vyšším reliéfem. Terén v místě mostní konstrukce je rovinný s nadmořskou výškou okolo 427 m n. m. [4] [5]



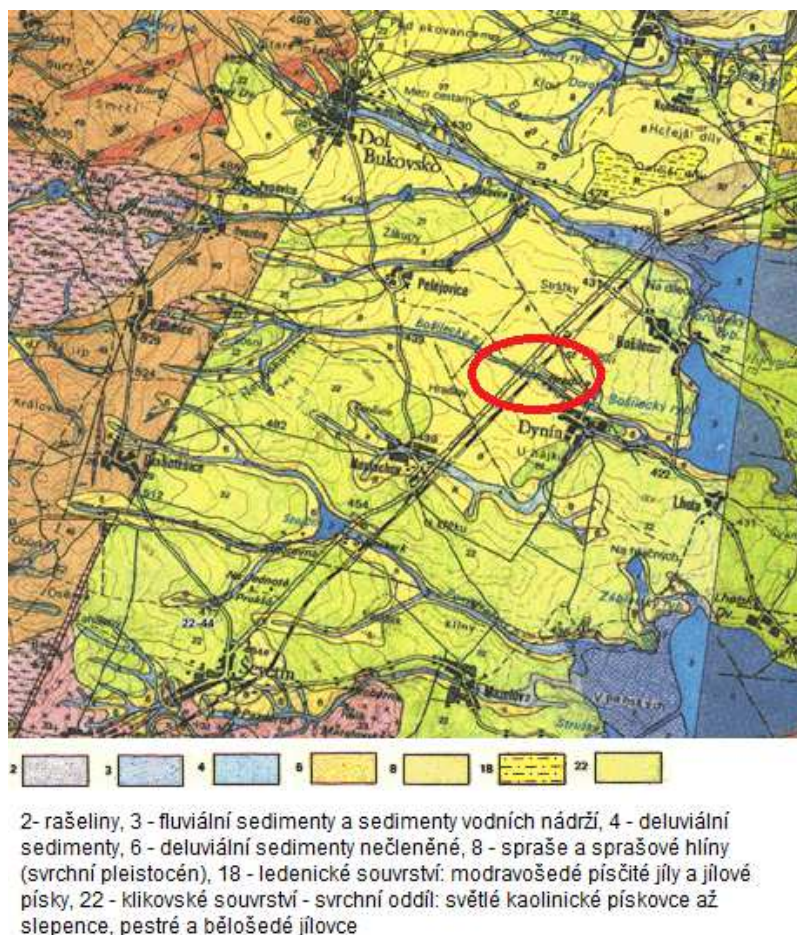
Obr. 2.3.1: Geomorfologické poměry v Jižních Čechách (převzato z [6])

2.4 Geologický popis území

Nejmocnější a nejrozsáhlejší sedimentární komplex, který se v Jihočeských pánvích nachází, se nazývá klikovské souvrství a je křídového stáří. Je zde charakteristické cyklické střídání hrubozrnných kaolinitických pískovců až slepenců, rudohnědých písčitých jílovců až jílovitých pískovců a tmavošedých jílovců až pískovců. Maximální celková mocnost je kolem 300 m. Na bázi jsou hrubozrnné sedimenty a směrem vzhůru přecházejí do jemnějších a posléze až jílovitých uloženin. Značně se zde mění složení sedimentů v horizontálním směru. Klikovské souvrství se dělí na spodní a svrchní oddíl. Sedimenty jihočeských pánví nejsou mořského nýbrž kontinentálního původu.

Terciární uloženiny jsou všeobecně menší mocnosti než klikovské souvrství, jejich mocnost je obvykle do několika desítek metrů, výjimečně kolem 100 m. Přísluší několik stratigrafickým jednotkám, z nichž je nejmocnější a nejrozšířenější mydlovarské souvrství. Jedná se o nepravidelné střídání písčitých jílovitých vrstev, které místy přecházejí v organické sedimenty (lignit a diatomity).

Z kvartérních sedimentů jsou rozšířeny zejména podél hlavních toků fluvialní sedimenty. V jižní části třeboňské pánve podél Lužnice dosahují výjimečně mocností až kolem 40 m. V třeboňské pánvi, do které zájmová lokalita spadá, jsou značně rozšířena rašeliniště a plní zde významnou hydrogeologickou funkci. Konkrétnější geologický popis zájmového území v kapitole 2.6. [5]



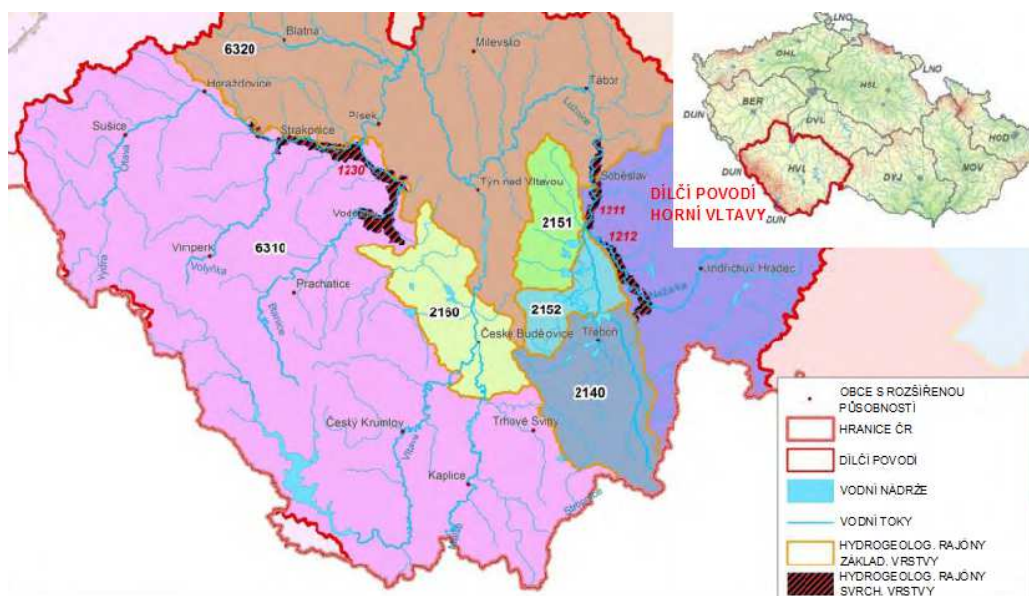
Obr. 2.4.1: Základní geologická mapa M 1:50000 [10]

2.5 Hydrogeologický popis území

Zájmové území náleží dílčímu povodí Horní Vltavy a jedná se o hydrogeologický rajón 2151 – Třeboňská pánev – severní část viz Obr. 2.5.1.

V oblasti Jihočeských pánví se nacházejí tři hlavní zvodnělé systémy. Místo, ve kterém se mostní konstrukce nachází, patří do Horusického zvodnělého systému. Ten má nejmenší objem sedimentů, ale s nejlepší přírodní kvalitou podzemní vody.

Hydrogeologické poměry zde indikují možnost zásob podzemní vody. Druhy hornin, jejich propustnost a uspořádání jednotlivých vrstev ovlivňují výskyt, pohyb, chemické a fyzikální vlastnosti podzemních vod.



Obr. 2.5.1: Hydrogeologické poměry (převzato z [6])

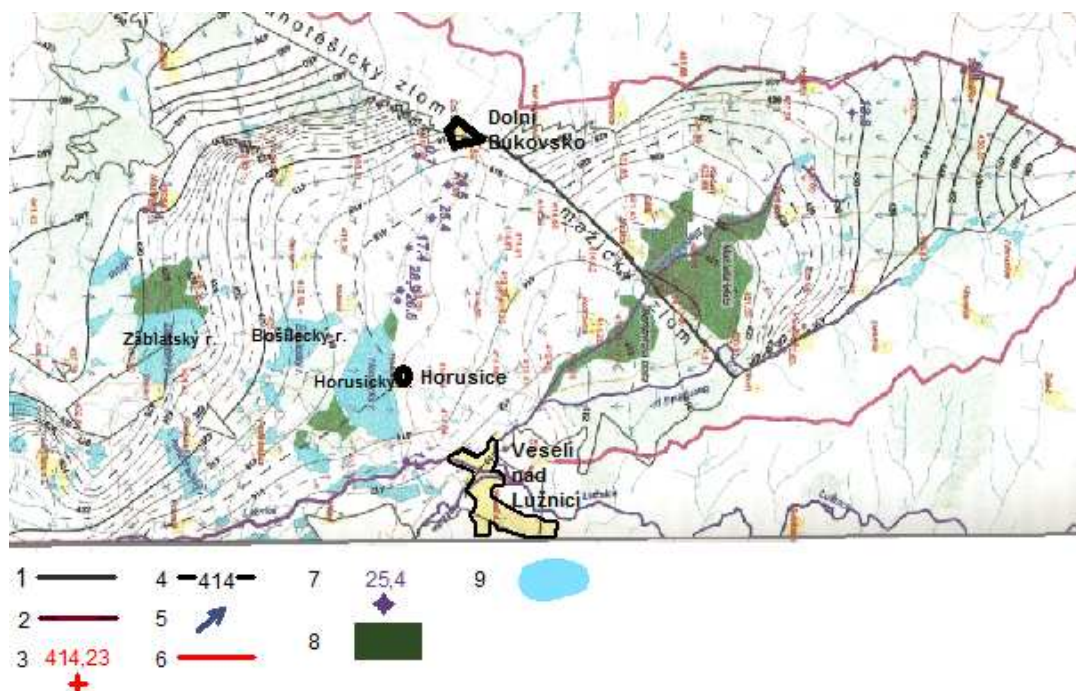
Sedimentární výplň je tvořena především křídovými sedimenty svrchního oddílu klikovského souvrství. Tyto sedimenty dosahují maximální mocnosti téměř 140 m. Podloží a okolí pánevních sedimentů je tvořeno především moldanubickými metamorfity a na jihu ševětínským granodioritem. Na východě je systém omezen málo propustnými terciárními sedimenty, které oddělují systém od fluviálních kvartérních uloženin Lužnice, vystupujících dále k východu.

Relativně malá území zaujímají permokarbonské sedimenty izolovaných výskytů blanického příkopu v okolí Tábora a Českých Budějovic, které vytvářejí samostatné zvodnělé systémy.

V křídovém klikovském souvrství je pravidelné rozdělení vertikálního písčitého a jílovitého vývoje. Ve spodní části sledu je téměř všude vyvinuta mocná poloha psamiticko – psefitických uloženin, která je překryta komplexem většinou jílovitých sedimentů. Mocnost kolektorských a izolačních poloh zde všeobecně vzrůstá se zvětšující se mocností pánevní výplně.

V horusickém systému jsou nejvyšší hodnoty koeficientu transmisivity v jihočeských pánvích. V téměř celé střední části je transmisivita vysoká až velmi vysoká. Ovšem v místech s malou mocností pánevní výplně transmisivita výrazně klesá.

Hydrogeologicky významný je mažický zlom o výšce skoku cca 20 m, jež rozděluje zvodnělý systém na dva, hydraulicky víceméně samostatné, subsystemy (severní a jižní). V jižním subsystemu je vytvořena umělá drenážní oblast, která vznikla zahájením odběru podzemní vody. Soustava jímacích vrtů, sloužících k odběru podzemní vody leží mezi Horusicemi a Dolním Bukovskem. Podzemní voda je zde velmi kvalitní. [5] [6]



Obr. 2.5.2: Proudění a odběry vody v Horusickém zvod. systému (převzato z [5])

1- hranice pánevní výplně, 2- zájmové území pro modelové řešení, 3- měřené hladiny podzemní vody, 4- hydroizopiezy (m.n.m.) 5- směry proudění podzemní vody, 6- rozvodnice, 7- významné odběry podzemní vody, 8- blata, 9- rybníky

2.6 Geologické a hydrogeologické poměry v místě mostní konstrukce

Geologické poměry v místě mostního objektu jsou složité. Hladina podzemní vody byla naražena v hloubce 4,5 až 7,2 m pod terénem a ustálila se v hloubce 4,0 až 7,0 m pod terénem.

V podloží mostu se do hloubky 1,7 – 5,3 m od stávajícího terénu vyskytují kvartérní písčité jíly (F4/CS) a jíly se střední plasticitou (F6/CI). Do hloubky cca 2,0 m jsou tyto jíly převážně tuhé konzistence, hlouběji tuhé až pevné konzistence. Místy jsou zde kvartérní vrstvy zastoupeny středně ulehlými jílovitými písky (S5/SC). Pevné jíly (F8/CH – F6/CI), ulehlé jílovité písky a písky (S5/SC – S3/S-F) zde zastupují pánevní sedimenty. Přesný popis základových poměrů zjištěných z geotechnických vrtů je součástí přílohy č. 3.

V hloubce cca 16 až 20 m lze očekávat artézský strop prvního křídového kolektoru podzemní vody. Hloubku založení je proto nutné volit max. 15 m od stávajícího terénu, aby nedošlo k porušení tohoto artéského stropu.

Na základě výše uvedených skutečností je stavba mostního objektu zařazena do 3. geotechnické kategorie.

3 HLUBINNÉ ZAKLÁDÁNÍ

Účelem základů je přenos zatížení ze svrchní stavby do základové půdy. Pokud je v podloží stavby málo únosná stlačitelná půda a je-li nutné zakládat pod hladinou vody, musí se zatížení přenést do únosnějších vrstev ve větší hloubce. K tomu lze použít právě hlubinné základy, mezi něž patří studně, kesony, piloty, mikropiloty a podzemní stěny. Studně a kesony se však v dnešní době již nepoužívají.

3.1 Piloty

Piloty jsou nejvíce používané prvky hlubinného zakládání. Jsou to prutové prvky, které mají většinou kruhový příčný průřez, a ten může být konstantní nebo se po délce mění. Úkolem pilot je přenést zatížení z horní konstrukce do hlubších vrstev základové půdy, kde se zpravidla nachází únosnější zemina. Piloty také omezují velikost sedání, což je důležité u staveb citlivých na nerovnoměrné sedání. Jejich ekonomickou výhodou je podstatné omezení zemních prací, malá spotřeba betonu a zkrácení doby výstavby základů.

Piloty lze dělit podle příčného rozměru na maloprofilové (0,3 m – 0,6 m) a velkoprofilové (>0,6 m – 3,0 m). Mohou být svislé nebo šikmé a vyrobené z různých materiálů jako je dřevo, ocel a beton (železobeton a předpjatý beton). Zatížení přenášejí buď patou, nebo třením na plášti, nejčastěji však kombinací obou případů.

Dle výrobního postupu se piloty dělí do dvou skupin:

- A. Vrtané (replacement)
- B. Ražené (displacement)
 - 1. Prefabrikované
 - Betonové
 - Ocelové
 - Dřevěné
 - 2. Na místě betonované
 - Dočasně pažené
 - Betonové

- Trvale pažené
 - Betonová roura
 - Ocelová roura

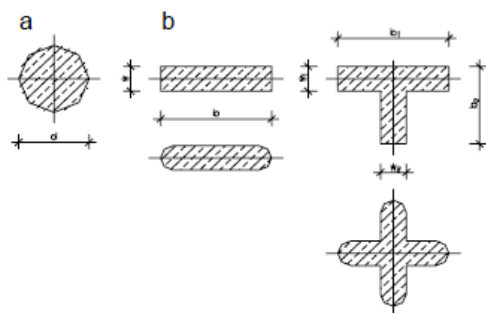
Jako základní kritérium pro rozdělení je to, zda je zemina při provádění piloty odstraněna, nebo ponechána. U vrtaných pilot je zemina z vrtu odstraněna a nahrazena pilotou, zatímco u ražených je zemina roztláčena pod patu a do stran a ponechána. V současné době je v České republice nejvíce rozšířená metoda vrtaných velkopřůměrových pilot. To je dáno především rozmanitými geotechnickými podmínkami. [7]

Vzhledem k tomu, že se ražené piloty v České republice už prakticky neprovádějí a pod vnitřní podpěrou bude navržena skupina pilot, bude mostní konstrukce založená na vrtaných pilotách. U pilot ražených by mohlo činit problém dorážení následných pilot ve skupině, kdy zemina může být zhutněna natolik, že piloty nejdou dorazit. [8]

3.1.1 Vrtané piloty

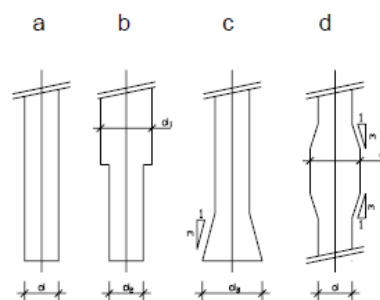
Jsou to prvky, jež jsou v zeminách prováděny vrtáním a těžním. Mají nosný dřík, který přenáší zatížení a omezuje deformace. Mohou mít kruhový průřez, nebo jsou tvořeny lamelami podzemních stěn viz. Obr. 3.1.1. Jejich průřez může být po délce konstantní, nebo teleskopický viz. Obr. 3.1.2. Vrtané piloty jsou schopné přenášet především svislá a vodorovná zatížení, ale i ohybové momenty. Je-li základová půda málo únosná a vrtáním se nedosáhne únosnějšího podloží, provádí se plovoucí pilota, která přenáší zatížení převážně plášťovým třením. V případě extrémně velkých soustředných zatížení, kdy nevystačí návrh jedné piloty pod patkou, či řadou pilot pod pásem, vytváří se skupina pilot. Piloty jsou v hlavách spojeny se základovou patkou nebo pásem. V závislosti na geologii podloží se piloty provádějí jako nepažené nebo pažené pomocí ocelových pažnic nebo jílovité suspenze.

Technologický postup provádění vrtaných pilot spočívá ve vyhloubení vrtu příslušného profilu a délky, v přípravných pracech před betonáží, v armování piloty, v betonáži včetně případného odpažení a nakonec v úpravě hlavy piloty. Mezi přípravné práce před betonáží patří kontrola a čištění vrtu a případné čerpání podzemní vody. [8] [9]



Obr. 3.1.1: Příčné průřezy vrtaných pilot [8]:

a. kruhová pilota, b. příklady lamel podzemních stěn.

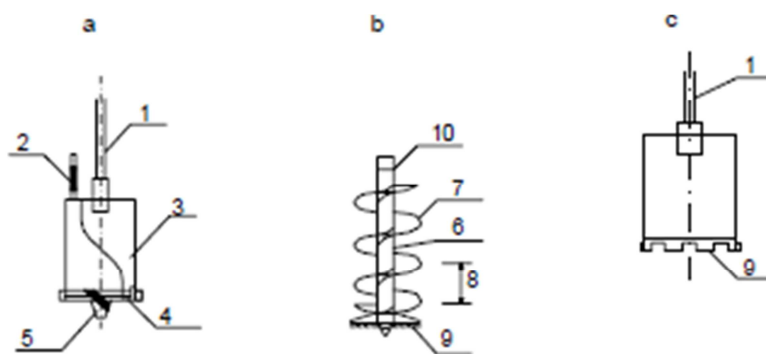


Obr. 3.1.2: Tvary dřívku vrtaných pilot [8]:

a. konstantní průřez, b. teleskopický dřív, c. rozšířená pata, d. rozšířený dřív.

3.1.1.1 Vrty pro piloty

Vrty pro piloty se provádějí technologií rotačně náběrového vrtání, případně se může použít drapákového hloubení, které je sice pomalejší, ale v balvanitých zeminách bývá nezbytné. K základním vrtným nástrojům patří vrtný hrnec (šapa), vrtný šnek (spirál) a vrtací korunka. Vrtný hrnec je vhodný pro písčité a šterkovité zeminy suché i zvodnělé a pro poloskalní horniny. Vrtný šnek je vhodný pro soudržné zeminy a vrtná korunka slouží k provrtání vložek skalních hornin. Pro dosažení požadovaného vrtného postupu se mohou v průběhu vrtání měnit vrtné nástroje nebo se může změnit technologie vrtání.



Obr. 3.1.3: Vrtné nástroje [8]:

a. vrtný hrnec, b. vrtný šnek, c. vrtací korunka.

3.1.1.2 Pažení vrtu

Vrty pro piloty se provádějí jako nepažené nebo pažené pomocí ocelových pažnic a pažící suspenze, většinou jílové.

Pokud je jisté, že během celého procesu instalace piloty zůstanou stěny i dno vrtu stabilní, smějí se provádět vrty nepažné. Během vrtání se však musí neustále kontrolovat, neproniká-li voda nekontrolovaně do vrtu, a jestli neopadávají stěny vrtu. Pokud ano, je třeba vrt ihned zapažit. Pokud mají piloty průměr $d > 1,0$ m měly by být paženy vždy tzv. úvodní pažnicí délky 1,5 m – 2,5 m. Ta zajistí dokonalé vedení vrtného nástroje a minimalizuje možnost vzniku kaveren u hlavy piloty. Nesoudržné zeminy s $I_D < 0,5$, dále soudržné zeminy s $I_C < 0,5$, vrstvy navážek a nedokonale hutněných násypů by měly být paženy vždy.

Nejvíce používaným způsobem pažení, u vrtů s $d \leq 1,50$ m, je pomocí ocelových pažnic. Používají se buď tzv. černé (varné) ocelové roury, nebo speciální spojované ocelové pažnice. Do vrtů se instalují zavrtáním rotačním způsobem, vibrováním nebo beraněním a pomocí oscilačních tzv. dopažovacích zařízení. Pažnice buď postupuje s hloubením vrtu, nebo jej předchází. Varné roury se používají zejména tam, kde je třeba pažit pouze horní část vrtu. Pokud je třeba pažit do větší hloubky, používají se spojovatelné pažnice.

Pažení pomocí jílové suspenze zajišťuje stabilitu stěn i dna vrtu kombinovaným účinkem hydrostatického tlaku a elektrochemických jevů. Jílová suspenze je tzv. plastická kapalina, která má odlišné chování od ostatních kapalin. Je-li suspenze v klidu, přejde z tekutého stavu na gel a její pevnost ve stříhu se výrazně zvětší. Pokud gel rozmícháme, přejde zase na tekutinu a tyto stavy lze neustále opakovat. Vyrábí se z jílu, vody a případných dalších přísad. Vzhledem k ekologii a ochraně životního prostředí je pažení jílovou suspenzí na ústupu. [8]
[9]

3.1.1.3 Výztuž pilot

Pokud jsou piloty namáhány pouze tlakem a nejsou-li v zeminách náchylných ke ztrátě stability, lze je provést jako nevyztužené, tj. z prostého betonu. V ostatních případech se provádějí jako železobetonové, kde dřík nebo jeho podstatná část je vyztužena armokošem. Piloty se opatřují také kotevní výztuží, která zajišťuje napojení na základové pásy nebo patky.

Armokoš obsahuje podélnou výztuž, příčnou výztuž a pomocnou výztuž. Podélná výztuž musí splnit požadavek na minimální plochu výztuže dle Tab. 3.1.1 a příčná výztuž se navrhuje dle Tab. 3.1.2. Armokoš se navrhuje tak, aby středem mohla projít betonážní roura a měl by být dostatečně tuhý, aby vydržel namáhání při přepravě a manipulaci.

Tab. 3.1.1: Minimální vyztužení železobetonových vrtaných pilot [8]

Jmenovitá průřezová plocha dřívku piloty: AC	Plocha podélné výztuže: AS
$AC \leq 0,5 \text{ m}^2$	$AS \geq 0,5 \% AC$
$0,5 \text{ m}^2 < AC \leq 1,0 \text{ m}^2$	$AS \geq 0,0025 \text{ m}^2$
$AC > 1,0 \text{ m}^2$	$AS \geq 0,25 \% AC$

Tab. 3.1.2: Doporučený průměr příčné výztuže [8]

Pravoúhlé a kruhové třmínky a spirála	$\geq 6 \text{ mm}$ a $\geq \frac{1}{4}$ největšího průměru podélné výztuže
Výztužné sítě použité jako příčná výztuž	$\geq 5 \text{ mm}$

Minimální požadované krytí výztuže je: 50 mm u pilot s průměrem $d \leq 0,6 \text{ m}$,
60 mm u pilot s průměrem $d > 0,6 \text{ m}$.

Piloty, které jsou paženy spojovatelnými pažnicemi, mají krytí větší zpravidla o tloušťku stěny pažnice, jež bývá 40 mm.

Dno vrtu je před osazením armokoše nutné vyčistit, zejména tehdy, vrtalo-li se spirálem nebo pokud se dostala do vrtu voda. Čištění dna se provádí šapou s rovným dnem. Při pažení jílovou suspenzí se nejdříve 1 hodinu před osazením výztuže, kromě vyčištění dna vrtu, musí odstranit filtrační koláč a zkontrolovat písčitost suspenze. [8]

3.1.1.4 Betonáž pilot

Pro betonáž vrtaných pilot musí mít beton především správnou zpracovatelnost pro jeho ukládání a vytahování pažnic z čerstvého betonu. Musí mít vysokou odolnost proti rozměšování, vysokou plasticitu, schopnost samozhutnění a správnou konzistenci. Požadavky na beton určuje norma ČSN EN 206: *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*, platná od 1. 6. 2014, která nahradila předchozí ČSN EN 206-1. Tato norma stanovuje především požadavky na třídu betonu, jež by měly být v rozmezí C16/20 až C30/37. Složení betonu pro

vrtané piloty je dáno Tab. 3.1.3, požadované vlastnosti z hlediska zpracovatelnosti jsou uvedeny v Tab. 3.1.4.

Tab. 3.1.3: Složení čerstvého betonu[8]

Obsah cementu	
- betonáž do sucha	$\geq 325 \text{ kg/m}^3$
- betonáž pod vodu a pod suspenzi	$\geq 375 \text{ kg/m}^3$
Vodní součinitel (v/c)	$< 0,60$
Podíl jemné frakce $d < 0,125 \text{ mm}$ (včetně cementu)	$\geq 400 \text{ kg/m}^3$
Je-li - největší zrno kameniva $d > 8 \text{ mm}$	$\geq 450 \text{ kg/m}^3$
- největší zrno kameniva $d \leq 8 \text{ mm}$	

Tab. 3.1.4: Stupeň rozlití a sednutí čerstvého betonu pro betonáž pilot [8]

Stupeň rozlití mm	Stupeň sednutí kužele (dle Abramse) mm	Typické podmínky použití (příklady)
$460 \leq \varnothing \leq 530$	$130 \leq H \leq 180$	betonáž do sucha
$530 \leq \varnothing \leq 600$	$H \geq 160$	betonáž čerpadlem, nebo sypákovou rourou pod vodu
$570 \leq \varnothing \leq 630$	$H \geq 180$	betonáž sypákovou rourou pod pažící suspenzi

Vrtané piloty se betonují způsobem betonáže do sucha nebo pod vodu (případně pod jílovou pažící suspenzi). Do sucha se smí betonovat pouze tehdy, je-li vrt před betonáží zcela suchý.

Součástí betonáže pilot zapažených ocelovými pažnicemi je také vytahování těchto pažnic, které probíhá bezprostředně po betonáži, resp. je zahájeno v průběhu betonáže. Pažnice se vytahují zvolna a je třeba neustále sledovat hladinu betonu, která klesá v souvislosti s plněním mezikruží betonem.

Po betonáži následují dokončovací práce, během nichž se upravují hlavy pilot ohleduplným odbouráním. Poškozený beton v hlavě musí být odstraněn až na úroveň zcela zdravého betonu, případně nahrazen čerstvým betonem, který se dokonale spojí s betonem stávajícím. V této fázi se hlavy pilot z prostého betonu opatřují spojovací výztuží, tvořenou svislými pruty osazenými do čerstvého betonu. [8]

3.1.1.5 Piloty vrtané průběžným šnekem CFA

Ve vhodných zeminách může použití průběžného šneku nahradit pažení a několikanásobně zvýšit produktivitu práce. Stabilita stěn vrtu je zde zajištěna zeminou uchycenou v závitech šneku, jehož délka je přinejmenším rovna celkové délce piloty. [8]

Jelikož se v místě mostní konstrukce nacházejí v podloží písky s přítomností podzemní vody, nejví se tato základová půda jako vhodná pro použití metody vrtání průběžným šnekem CFA.

Shrnutí teoretické části

V teoretické části bylo cílem přiblížit geomorfologické, geologické a hydrogeologické poměry dané lokality. Je zde popsána problematika pilot před samotnou praktickou aplikací, která tvoří hlavní část diplomové práce. Stručně popsán je zde úvod do hlubinných základů. Z hlediska provádění jsou vrtané piloty více rozvinuty, jelikož budou použity v praktické části práce a v ČR mají navíc největší zastoupení. V další části bude přiblíženo zatížení mostu a budou se aplikovat získané poznatky na návrh a výpočet pilotového základu reálné konstrukce.

4 ZATÍŽENÍ MOSTU

Mostní objekt je navržen jako spojitý nosník o dvou polích. Rozpětí jednotlivých polí je 25,50 m. Nosná konstrukce bude provedena z dodatečně předpjatého betonu. Příčný řez mostu je tvořen monolitickým deskotrámem. Šířka levého i pravého mostu je 14,5 m a šířka vozovky je 12,5 m. Přehledné výkresy viz příloha č. 1 a příloha č. 2.

4.1 Stálé zatížení

4.1.1 Vl. tíha nosné konstrukce

- základní průřez ($A = 9,704 \text{ m}^2$), $g_0 = 9,704 \cdot 25,0 = 242,6 \text{ kN/m}$

4.1.2 Ostatní stálé zatížení

a) vozovka + izolace ... tl. 85 mm, $g_v = 0,085 \cdot 12,5 \cdot 24 = 25,5 \text{ kN/m}$

b) vnější (levá) římsa

- část na n.k. ($A = 0,109 \text{ m}^2$) + nos římsy ($A = 0,147 \text{ m}^2$) + svodidlo (odhad) + svod odvodnění (odhad), $g_{rl} = 0,109 \cdot 25 + 0,147 \cdot 25 + 1,2 + 0,5 = 8,1 \text{ kN/m}$

c) vnitřní (pravá) římsa

- část na n.k. ($A = 0,20 \text{ m}^2$), nos římsy ($A = 0,245 \text{ m}^2$), svodidlo (odhad)
 $g_{rp} = 0,2 \cdot 25 + 0,245 \cdot 25 + 1,0 = 12,125 \text{ kN/m}$

ostatní stálé celkem

$$g_k = 25,5 + 8,1 + 12,125 = 45,7 \text{ kN/m}$$

4.1.3 Nerovnoměrné sedání

Při výpočtu zatížení je uvažováno nerovnoměrné sedání jednotlivých podpěr o velikosti $\Delta d_{eset,i} = 5 \text{ mm}$ (i-tá podpora). Je provedena kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů.

Předpokládá se, že při výstavbě nosné konstrukce dojde k poklesu podpor, přičemž v době dokončení nosné konstrukce se předpokládá pokles podpor plnou hodnotou. V době uvedení

mostu do provozu a po „nekonečně dlouhé době“ se předpokládá redukce hodnot vlivem dotvarování betonu podle vztahu:

$$M_{dl} = M_0 \cdot e^{-\varphi}$$

Kde součinitel dotvarování φ se stanoví v závislosti na časech t a t_0 , kde t_0 je čas dokončení nosné konstrukce (v rocích), kdy předpokládáme vznik případných nerovnoměrných sednutí a t je sledovaný okamžik (v rocích). [11]

4.2 Proměnné zatížení

4.2.1 Zatížení dopravou ČSN EN 1991-2

Tab. 4.2.1: Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR [12]

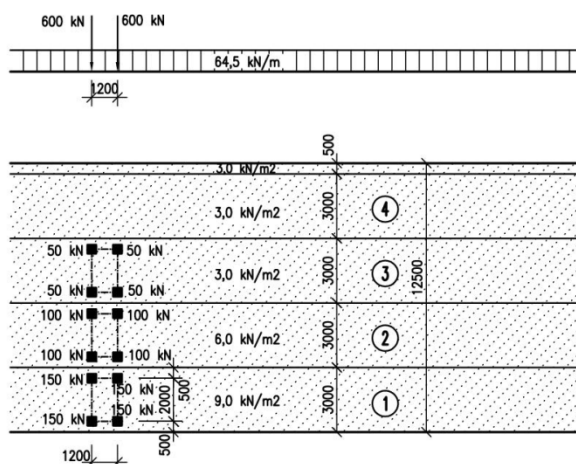
skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	α_{qi} ($i > 2$) a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6

- Model zatížení 1 (LM 1) – pro zatížení modely LM1 se dělí na zatěžovací pruhy celá šířka vozovky na mostě. Šířka vozovky je 12,5 m, což odpovídá zatěžovacím pruhům šířky 3,0 m a zbývající ploše š. 0,5 m.

Tab. 4.2.2: Zatížení modelem LM1 [12]

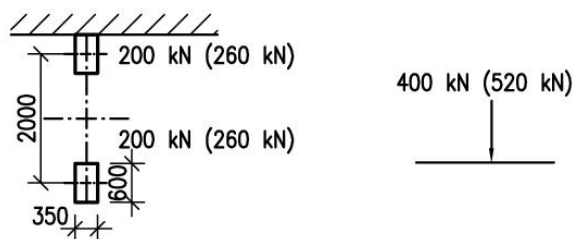
Umístění	Dvounáprava (TS)			Rovnoměrné zatížení (UDL)		
	Q_{ik} (kN)	α_{Qi} -	$\alpha_{Qi} * Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik} (q_{rk})$ (kN/m ²)	α_{qi} -	$\alpha_{qi} * q_{ik} (q_{rk})$ (kN/m ²)
Pruh č. 1	300	1,0	300	9,0	1,0	9,0
Pruh č. 2	200	1,0	200	2,5	2,4	6,0
Pruh č. 3	100	1,0	100	2,5	1,2	3,0
Ostatní pruhy	0	0	0	2,5	1,2	3,0
Zbývající plocha	0	0	0	2,5	1,2	3,0

Při stanovení účinků zatížení modelem LM1 se stanoví odděleně účinky zatížení osamělými silami a rovnoměrným zatížením. Důvodem jsou rozdílné velikosti součinitelů kombinace Ψ_0 a Ψ_1 .



Obr. 4.2.1: Model zatížení LM1 [13]

- Model zatížení 2 (LM2) – model zatížení je tvořen jednou nápravovou silou $\beta_Q Q_{ak}$.
 $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$; $\beta_Q = \alpha_{QI} = 1,0$; $\beta_Q Q_{ak} = 1,0 \cdot 400 = 400 \text{ kN}$
 V případě potřeby se může uvažovat pouze jedno kolo působící silou $200 \cdot \beta_Q = 200 \text{ kN}$.



Obr. 4.2.2: Model zatížení LM2 [13]

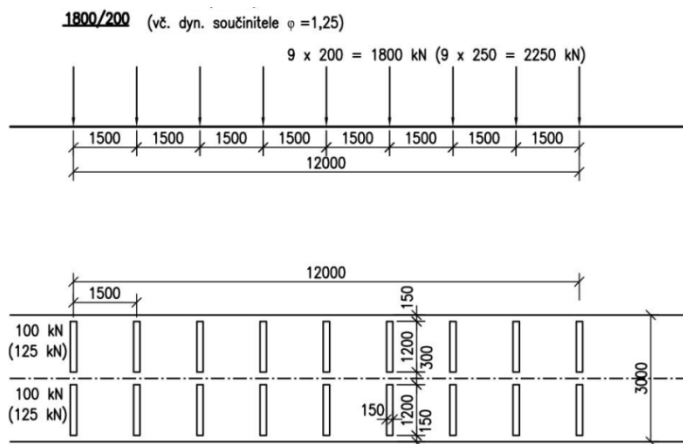
- Model zatížení 3 (LM3) – zvláštní vozidla
 ČSN EN 1991-2, příloha A doporučuje ověření soubor modelů zvláštních vozidel, které mohou výjimečně po mostě jet. Zvláštní vozidla mají smluvní třídy, od celkové tíhy 600 do 3600 kN, např. zvláštní vozidla označená 600/150 (4 nápravy po 150 kN), 900/150 (6 náprav po 150 kN). Rychlost těchto modelů je buďto nízká 5 km/h, nebo normální 70 km/h, kdy je třeba použít dynamický součinitel. [12] [13]

Tab. 4.2.3: Zatížení modelem LM3 [12]

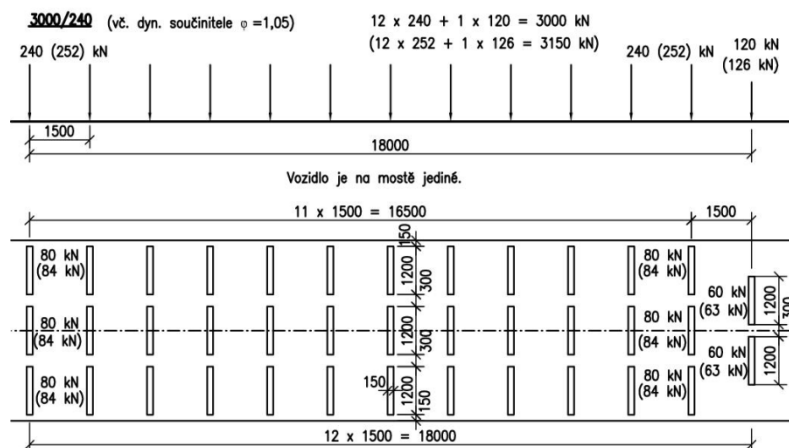
Celková tíha	1800 kN	3000 kN
Označení	1800/200	3000/240
Nápravy	$n = 9 \times 200 \text{ kN}$, $e = 1,5 \text{ m}$	$n = 1 \times 120 + 12 \times 240 \text{ kN}$, $e = 1,5 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v jednom jízdním pruhu (číslo 1), v tomto pruhu se nesmí umístit současně působící model zatížení LM1 po celé délce mostu. Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy se provede podle [12]	Toto vozidlo se pohybuje nízkou rychlostí (nejvíce 5 km/h) ve stanovené ose všech zatěžovacích pruhů, přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,5 \text{ m}$.
Kombinace zatížení	Model zatížení LM1 se uvažuje v pruhu 2 (a dalších) hodnotami pro pruh 2 (a další) bez soustředných zatížení od dvojnápravy, tj. charakteristickými hodnotami pro rovnoměrné zatížení $\alpha_{qi}q_{ki}$.	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ($\leq 70 \text{ km/h}$)	Nízká ($\leq 5 \text{ km/h}$)
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25^1$	Ano, $\varphi = 1,05$
Poznámka	Při přejezdu zvláštního vozidla nebude povolen souběžný provoz pro vozidla nad 5 t.	Jedná se o jediné vozidlo na mostě. U vozidel s rychlostí $\leq 5 \text{ km/h}$ nemusí uvažovat brzdné a rozjezdové síly.
¹⁾ Pokud není stanoveno přesněji, viz ČSN 73 6222		

Vozovka se definuje bez nouzových pruhů, krajnic a vodících proužků.

Charakteristická zatížení spojená se zvláštními vozidly se mají brát nominálními hodnotami a mají se uvažovat výhradně v dočasných návrhových situacích.



Obr. 4.2.3: Model zatížení LM3 [12]



Obr. 4.2.4: Model zatížení LM3 [12]

- Model zatížení 4 – zatížení davem lidí

Charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení je 5 kN/m^2 . Šířka vozovka je $12,5 \text{ m}$
 \Rightarrow hodnota zatížení = $12,5 \cdot 5,0 = 62,5 \text{ kN/m}$ – při porovnání s LM1 nerozhoduje.

- Vodorovné síly – brzděné a rozjezdové síly

Brzděná síla Q_{Ik} se uvažuje jako podélná síla působící v úrovni povrchu vozovky. Je odvozena z maximálního svislého pohyblivého zatížení umístěného na jednom jízdním pruhu.

Brzděné síly od LM1

$$Q_{Ik} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1}(2Q_{Ik}) + 0,10 \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_e \cdot L =$$

$$= 0,6 \cdot 1,0 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 52,6 = 502 \text{ kN}$$

$180 \alpha_{Q1} \leq Q_{Ik} \leq 600 \text{ kN}$; $180 \text{ kN} \leq 502 \text{ kN} \leq 600 \text{ kN}$... omezení brzděné a rozjezd. síly.

Brzděné síly od LM3

Pro modely zatížení LM3, které se pohybují normální rychlostí, musíme uvažovat brzděné a rozjezdové síly současně se svislým zatížením modelu LM3, které lze umístit na nosnou konstrukci mostu.

$$Q_{Ik} = 0,6 Q_{LM3} + 0,10 \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot w_I \cdot L; 180 \alpha_{Q1} \leq Q_{Ik} \leq 600 \text{ kN}$$

LM3 -1800/200

$$Q_{Ik,1800} = 0,6 \cdot 1800 + 0,1 \cdot 6,0 \cdot 3,0 \cdot 52,6 = 1175 \text{ kN} > 600 \text{ kN} \Rightarrow Q_{Ik,1800} = 600 \text{ kN}$$

LM3 -3000 $v \leq 5 \text{ km/h} \Rightarrow$ brzděné síly se neuvažují

- Vodorovné síly – odstředivé a jiné příčné síly

Odstředivá síla

- příčná síla působící v úrovni dokončeného povrchu vozovky
- most je v přímé \rightarrow neuplatní se ... $Q_{tk} = 0, M_{příč} = 0$

Příčná brzdná síla

$Q_{trk} = 25 \%$ podélné brzdné, nebo rozjezdové síly Q_{TK}

LM1: $Q_{trk} = 0,25 \cdot 502,0 = 126 \text{ kN}$

Příčný moment k úrovni ložisek: $M_{trk,př} = 126 \cdot 1,45 = 183 \text{ kNm}$

LM3: $Q_{trk} = 0,25 \cdot 600,0 = 150 \text{ kN}$

Příčný moment k úrovni ložisek: $M_{trk,př} = 150 \cdot 1,45 = 218 \text{ kNm}$

Příčná brzdná síla se má uvažovat tak, že působí současně se silou Q_{tk} v úrovni dokončeného povrchu vozovky. [12]

4.2.2 Zatížení teplotními změnami

- rovnoměrná složka zatížení teplotou,
- Nosná konstrukce mostu spadá dle do 3. skupiny hlavních nosných konstrukcí,
- betonová nosná konstrukce.

Dle NA. 3 – národní mapa – pro Dynín: $T_{max} = 40 \text{ °C}$, $T_{min} = -36 \text{ °C}$

Dle NA 2.4: $\Rightarrow T_{e,max} = T_{max} + 1,5 \text{ °C} = 40 + 1,5 = 41,5 \text{ °C}$

$\Rightarrow T_{e,min} = T_{min} + 8 \text{ °C} = (-36) + 8 = -28 \text{ °C}$

Pro výpočet vynucených sil se uvažuje: $T_0 = 10 \text{ °C}$

prodloužení mostu: $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 41,5 - 10 = 31,5 \text{ °C}$

zkrácení mostu: $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-28) = 38 \text{ °C}$

[14]

4.2.3 Zatížení větrem

- větrová oblast II (Dynín) pro nezatížený most ... $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$,
- větrová oblast II (Dynín) pro zatížený most ... $v_{b,0}^* = 23 \text{ m/s}$,
- s modelem zatížení 1 (LM1) nebo sestavou gr1 se uvažuje menší z hodnot F_w^* (pro $v_{b,0}^*$) a $\Psi_0 F_w$ (součinitel kombinace $\Psi_0 = 0,6$),

- zatížení větrem se nemusí kombinovat se sestavou zatížení gr2,
- zatížení větrem se neuvažuje současně s brzdnými, nebo odstředivými silami se zatížením teplotou, ani s mimořádným zatížením. [15]

Výška vystavená tlaku větru je pro nezatížený most d_{tot} = (výška čelní plochy mostu + 2x výška pásnice svodidel + 1x prodyš. zábradlí), zatížení působí na excentricitě $2,4/2 = 1,20$ m k úrovni ložisek.

Výška vystavená tlaku větru je pro zatížený most d_{tot} = (výška čelní plochy mostu + výška 2,0 m od nejvyššího povrchu vozovky), zatížení působí na excentricitě $3,35/2 = 1,7$ m k úrovni ložisek.

Uvažuje se nejnepříznivější zatěžovací délka bez ohledu na umístění svislých zatížení od dopravy.

Referenční výška z_e je do poloviny výšky konstrukce.

Výsledné působící síly se získají jako součin tlaku větru a příslušné referenční plochy. Pro příčný směr se referenční plocha určí, pro podélný směr se uvažuje 25 % příčné plochy.

Výsledné tlaky větru v příčném směru $f_{w,x} = w_{k,x} d_{tot}$.

Výsledné tlaky větru v podélném směru $f_{w,y} = 0,25 f_{w,x}$.

Výsledné tlaky větru ve svislém směru $f_{w,z} = w_{k,z} b$.

[16]

4.3 Kombinace zatížení

4.3.1 Mezní stav únosnosti

Pro betonové mosty se používají mezní stavy únosnosti STR a GEO.

STR: Vnitřní porušení nebo nadměrná deformace konstrukce, nebo nosných prvků vč. základových patek, pilot, podzemních stěn atd., kde rozhoduje pevnost konstrukčních materiálů,

GEO: Porucha, nebo nadměrná deformace základové půdy, kde pevnosti zeminy nebo skalního podloží jsou významné pro únosnost.

Kombinační vzorec dle ČSN EN 1990:

6.10:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3.1)$$

Pro betonové mosty je doporučeno pro mezní stavy STR a GEO použít maximální hodnotu z rovnic 6.10a a 6.10b.

6.10a:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3.2)$$

6.10b:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3.3)$$

$\gamma_{G,j}$, γ_P , $\gamma_{Q,1}$, $\gamma_{Q,i}$... dílčí součinitelé pro zatížení stálé, předpětí a proměnná zatížení,

$\psi_{0,i}$... součinitelé kombinace,

ξ ... redukční součinitel $\xi = 0,85$,

$Q_{k,1}$... charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení,

$Q_{k,i}$... charakteristická hodnota i-tého vedlejšího proměnného zatížení.

Tab. 4.3.1: Dílčí součinitelé zatížení [15]

Zatížení		Značka	Soubor	
			A1	A2
Stálé	Nepříznivé	γ_G	1,35	1,0
	Příznivé		1,0	1,0
Proměnné	Nepříznivé	γ_Q	1,5	1,3
	Příznivé		0,00	0

4.3.2 Mezní stav použitelnosti

Charakteristická kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3.4)$$

$Q_{k,1}$... charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení na konstrukci, resp. v příslušném průřezu. (Buď zatížení dopravou, nebo teplotou).

Častá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3.5)$$

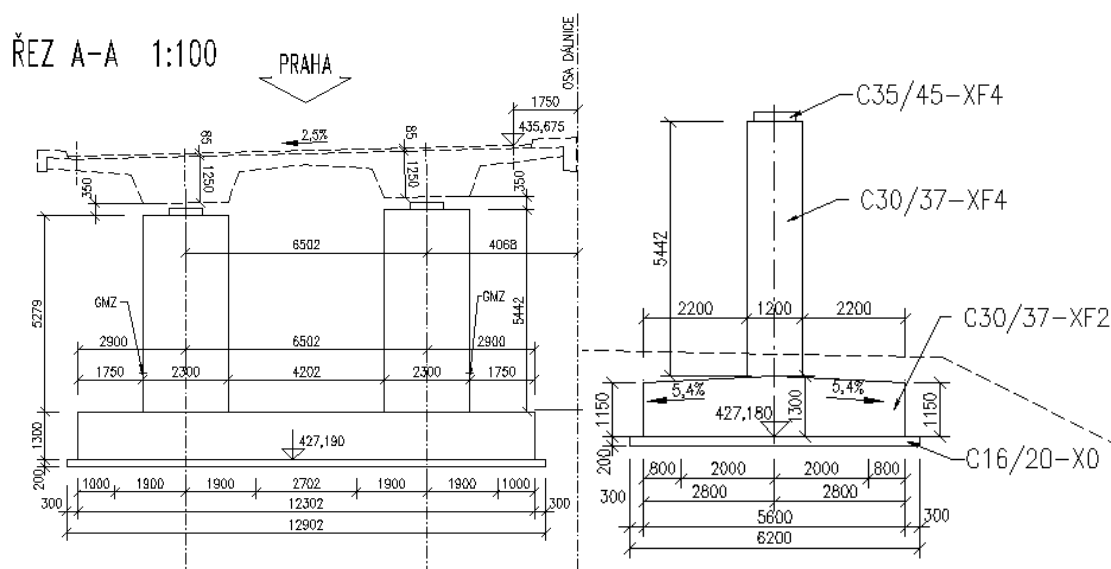
Kvazistálá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3.6)$$

4.4 Zatížení mostní podpěry P2

Tvar a rozměry mostní podpěry P2 Obr. 4.4.1, stejně jako zatížení od nosné konstrukce, dopravy a ostatního proměnného zatížení byly poskytnuty a převzaty z podkladů pro vypracování diplomové práce. Výkres podélného řezu mostu společně s detailem tvaru a rozměru podpěry P2 jsou v příloze č. 1. Půdorys mostu obsahuje příloha č. 2.

Nejvíce zatížený bude pravý sloup podpěry.



Obr. 4.4.1: Tvar a rozměry mostní podpěry P2

VI. hmotnost pilíře

Levý sloup: $G = 1,2 \cdot 2,3 \cdot 5,28 \cdot 25,0 = 364 \text{ kN}$

Pravý sloup: $G = 1,2 \cdot 2,3 \cdot 5,44 \cdot 25,0 = 375 \text{ kN}$

VI. hmotnost základové desky

$$G = 1,3 \cdot 5,6 \cdot 12,3 \cdot 25,0 = 2240 \text{ kN}$$

4.4.1 Reakce

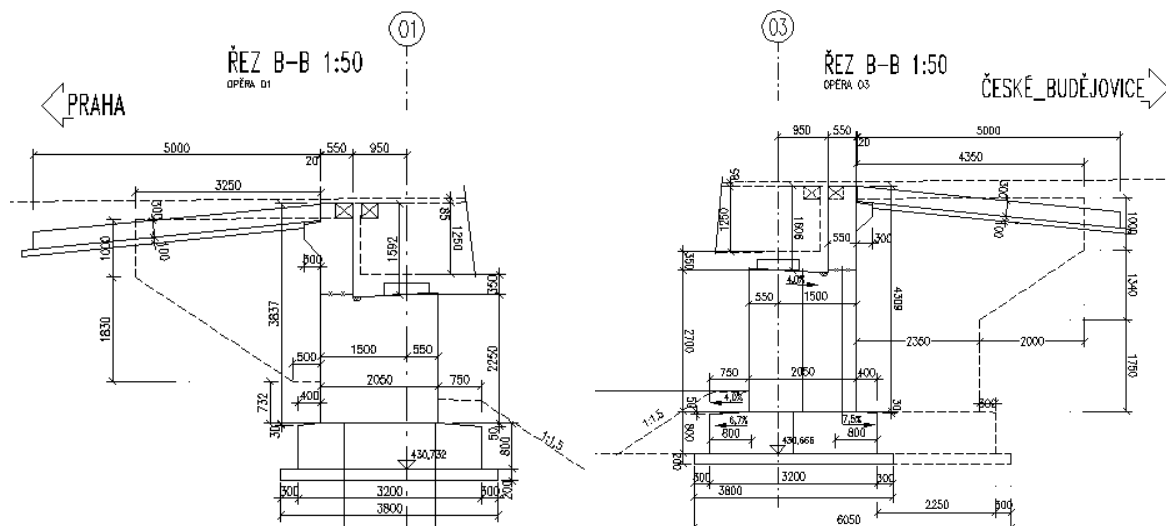
Výpočet reakcí nebyl vzhledem k rozsahu diplomové práce proveden. Hodnoty reakcí od zatížení nosnou konstrukcí, dopravou a ostatního proměnného zatížení byly poskytnuty od konzultanta práce jako podklad pro návrh a posouzení pilot.

Tab. 4.4.1: Hodnoty reakcí na podpěře P2 [13]

zatížení	Charakt. hodnota			MSÚ – soubor A1 $\gamma_G = 1,35, \gamma_Q = 1,50$			rameno síly [m]
	H_x [kN]	H_y [kN]	V_z [kN]	H_x [kN]	H_y [kN]	V_z [kN]	
stálé zatížení od N. K.			5060			6831	
Tíha dvou sloupů			740			999	
Tíha základové desky			2240			3024	
Σ stálé zatížení			8040			10854	
proměnné zatížení vlevo			673			1010	y=3,250
proměnné zatížení vpravo			2456			3684	y=3,250
brzdné síly	502			753			z=8,365
Zatížení větrem		183			275		z=8,365
Σ proměnné zatížení	502	183	3129	753	275	4694	
Σ celkové zatížení	502	183	11169	753	275	15548	

4.5 Zatížení mostní opěry O1 a O3

U mostní opěry jsou, tvar a rozměry Obr. 4.5.1, stejně jako zatížení převzaty z podkladů pro vypracování diplomové práce. Na opěru, obdobně jako na pilíř působí stálé zatížení, zatížení od dopravy a ostatní stálé zatížení a navíc zde účinkuje zemní tlak vyvozený násypem za rubem opěry. Podélný řez mostu společně s detailem tvaru a rozměru opěry O1 a O3 jsou v příloze č. 1. Půdorys mostu je obsažen v příloze č. 2.



Obr. 4.5.1: Tvar a rozměry mostní opěry

4.5.1 Zemní tlak

Zemní tlak vyvozuje vzájemné působení zeminy a stavební konstrukce. Tento tlak zemin na svislou část stavební konstrukce je závislý na vlastnostech zemin, konstrukčním uspořádání a hlavně na posunu, pootočení nebo přetvoření části konstrukce, která je tímto tlakem zatížena. Podle posunu konstrukce vůči zemině rozlišujeme zemní tlak v klidu, zemní tlak aktivní a zemní tlak pasivní. [17]

Pro posouzení založení opěr uvažujeme tzv. zvýšený aktivní zemní tlak s redukovaným součinitelem úhlu vnitřního tření součinitelem 0,8.

Pro násyp za opěrami se předpokládá nesoudržná zemina Tab. 4.5.1 (G3 – štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy).

Tab. 4.5.1: Parametry zeminy za opěrou

objemová tíha γ [kN/m ³]	úhel vnitřního tření φ_{ef} [°]	soudržnost c [kPa]	úhel tření mezi opěrou a zeminou δ [°]
19	30	0	dle Rankina zanedbáme

4.5.1.1 Přítížení za rubem opěry

Dle ČSN EN 1991-2 návrhu změny Z3.

Vozidlo LM1

Zatížení dvounápravou uvažujeme roznesené na plochu 3,0 x 5,0 m:

$$\text{Pruh č. 1: } q_{eq} = 2 \cdot 300 / (3,0 \cdot 5,0) = 40,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pruh č. 2: } q_{eq} = 2 \cdot 200 / (3,0 \cdot 5,0) = 26,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pruh č. 3: } q_{eq} = 2 \cdot 100 / (3,0 \cdot 5,0) = 13,3 \text{ kN/m}^2$$

Náhradní rovnoměrné zatížení aplikujeme na celou šířku opěry. Šířka opěry je 14,3 m:

$$q_{eq,op} = (40,0 \cdot 3,0 + 26,7 \cdot 3,0 + 13,3 \cdot 3,0) / 14,3 = 16,8 \text{ kN/m}^2$$

- zatížení působí v pruhu š. 5,0 m za rubem závěrné zídky.

Rovnoměrné zatížení:

$$\text{Pruh č. 1: } \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pruh č. 2: } \alpha_{q2} \cdot q_{2k} = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pruh č. 3 a zbylá plocha: } \alpha_{qi} \cdot q_{ik} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Náhradní rovnoměrné zatížení aplikujeme na celou šířku opěry. Šířka opěry je 14,3 m:

$$q = (9,0 \cdot 3,0 + 6,0 \cdot 3,0 + 3,0 \cdot 6,5) / 14,3 = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

- zatížení působí v celé ploše za rubem závěrné zídky.

Vozidlo LM3_1800

Zatížení vozidlem 1800/200 uvažujeme roznesené na plochu 3,0 x 14,0 m:

$$\text{Pruh č. 1: } q_{eq} = 1800 / (3,0 \cdot 14,0) = 42,9 \text{ kN/m}^2$$

Náhradní rovnoměrné zatížení aplikujeme na celou šířku opěry. Šířka opěry je 14,3 m:

$$q = (42,9 \cdot 3,0) / 14,3 = 9,0 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \underline{\text{rozhoduje LM1}}$$

Rovnoměrné zatížení modelu LM1:

$$\text{Pruh č. 2: } \alpha_{qi} \cdot q_{ik} = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pruh č. 3: } \alpha_{qi} \cdot q_{ik} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Náhradní rovnoměrné zatížení aplikujeme na celou šířku opěry. Šířka opěry je 14,3 m:

$$q = (6,0 \cdot 3,0 + 3,0 \cdot 1,50) / 14,3 = 1,6 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \underline{\text{rozhoduje LM1}}$$

4.5.1.2 Výpočet zemních tlaků

Výpočet zemních tlaků byl proveden v programu GEO5 a dopočítán na šířku opěry viz. Tab. 4.5.2 a Tab. 4.5.3. Podrobný výstup z programu je v příloze č. 5.

Tab. 4.5.2: Výsledky sil od zemních tlaků působící na mostní opěru O1

	F_x (kN/m)	$F_x \cdot 14,3$ (kN)	F_z (kN/m)	Působíště x (m)	Působíště z (m)
Aktivní tlak	84,78	1212	0	0	3,2
LM1_napravy	32,33	462	0	0	2,41
LM1_rovnomerne	8,73	125	0	0	2,4

Tab. 4.5.3: Výsledky sil od zemních tlaků působící na mostní opěru O3

	F_x (kN/m)	$F_x \cdot 14,3$ (kN)	F_z (kN/m)	Působíště x (m)	Působíště z (m)
Aktivní tlak	104,21	1490	0	0	3,4
LM1_napravy	35,84	513	0	0	2,56
LM1_rovnomerne	9,68	138	0	0	2,55

Z hlediska výpočtu na stranu bezpečnou, bude do zatížení na opěru použita síla od zemního tlaku působící na opěru O3, protože tato síla má větší hodnotu.

4.5.2 Vlastní hmotnost opěry

Tab. 4.5.4: Výpočet vlastní hmotnosti opěry

Opěra O1	\check{s} (m)	v (m)	d (m)	γ (kN/m ³)	N_z (kN)	r (m)	M_{pod} (kNm)
základ	3,2	0,8	15,2	25	972,8	-0,300	-291,8
dřík	2,05	2,155	14,9	25	1645,6	-0,475	-781,7
závěrná zídka	0,55	1,49	14,9	25	305,3	-1,225	-373,9
křídlo - levé	0,55	2,275	3,25	25	101,7	-2,590	-263,3
křídlo - pravé	0	0	0	25	0,0	0,000	0,0
celkem					3025,3		-1710,8

Opěra O3	\check{s} (m)	v (m)	d (m)	γ (kN/m ³)	N_z (kN)	r (m)	M_{pod} (kNm)
základ	3,20	0,80	15,20	25	972,8	-0,300	-291,8
dřík	2,05	2,56	14,90	25	1954,9	-0,475	-928,6
závěrná zídka	0,55	1,51	14,90	25	309,4	-1,225	-379,0
křídlo - levé 1	0,55	4,00	2,35	25	129,3	-2,675	-345,7
křídlo - levé 2	0,55	1,66	2,00	25	45,7	-4,850	-221,4
křídlo - L- základ	1,60	0,80	2,25	25	72,0	-4,150	-298,8
křídlo - pravé	0,00	0,00	0,00	25	0,0	0,000	0,0
celkem					3483,9		-2465,3

4.5.1 Reakce

Výpočet reakcí nebyl vzhledem k rozsahu diplomové práce proveden. Hodnoty reakcí od zatížení nosnou konstrukcí, dopravou a ostatního proměnného zatížení byly poskytnuty od konzultanta práce jako podklad pro návrh a posouzení pilot.

Tab. 4.5.5: Hodnoty reakcí na opěře O1 a O3 [13]

zatížení	Charakt. hodnota			MSÚ – soubor A1 $\gamma_G = 1,35, \gamma_Q = 1,50$			rameno síly [m]
	H_x [kN]	H_y [kN]	V_z [kN]	H_x [kN]	H_y [kN]	V_z [kN]	
stálé zatížení od N. K.			2185			2950	
VI. tíha opěry 1/2			1742			2352	
Aktivní zemní tlak	1490			2012			z=3,400
Σ stálé zatížení	1490		3927	2012		5302	
proměnné zatížení vlevo			614			353	y=3,250
proměnné zatížení vpravo			1132			2481	y=3,250
Zatížení větrem		60			90		z=5,100
Aktivní zemní tlak - přítížení	513			770			z=2,560
Σ proměnné zatížení	513	60	1889	770	90	2834	
Σ celkové zatížení	2003	60	5816	2782	90	8136	

5 STATICKÝ VÝPOČET ÚNOSNOSTI PILOT

Výpočet únosnosti pilot bude dle doporučení ČSN EN 1997-1 proveden pomocí 2 návrhového přístupu, jež udává hodnoty dílčích součinitelů spolehlivosti: „A1“+ „M1“+ „R2“.

Dílčí součinitelé pro A1 jsou uvedeni v Tab. 4.3.1. Pro M1 jsou všichni součinitelé (γ_ϕ , γ_c) použitých parametrů zeminy rovni 1,0 a pro R2 jsou součinitele uvedeny v Tab. 4.5.1.

Tab. 4.5.1: Dílčí souč. únosnosti pro vrtané piloty [7]

Únosnost	R1	R2	R3	R4
Pata γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Plášť (tlak) γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Celková (tlak) γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Plášť (tah) $\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,36

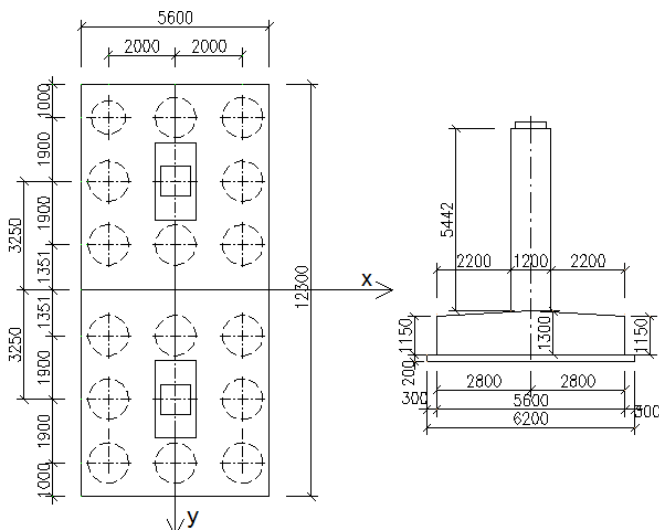
Opěry O1 a O3 jsou založeny na dvou řadách pilot a budeme je posuzovat jako samostatné plovoucí piloty. Vnitřní podpěra P2 je založena na třech řadách pilot, které jsou v hlavách spojeny společným základem a ty budeme posuzovat jako skupinu.

5.1 Posouzení na základě 1. mezního stavu dle EC 7-1, návrhový přístup 2, kombinace: A1+M1+R2:

Musí se ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při použití uvedené kombinace souborů dílčích součinitelů. U tohoto přístupu se dílčí součinitelé aplikují na zatížení nebo na účinky zatížení a na odpor základové půdy.

5.1.1 Návrh pilot pod podpěrou P2

Pod mostním pilířem jsou navrženy tři řady pilot o průměru 1,2 m a délce 13 m. Rozmístění pilot pod základem je patrné z Obr. 5.1.1. a je také součástí přílohy č. 8. Piloty tvoří skupinový základ spojený v hlavách železobetonovou deskou.



Obr. 5.1.1: Rozmístění pilot pod podpěrou P2 a tvar zákl. desky

5.1.2 Posouzení zatížení pod podpěrou P2

Posouzení zatížení je provedeno podle Pochman, Šimek a kol.: Pilotové základy – Komentář k ČSN 73 1002, 1989.

Moment ke středu základového bloku

- od proměnného zatížení

$$M_{xq} = (3684 - 1010) \cdot 3,25 = 8690 \text{ kNm}$$

- od větru

$$M_{xv} = 275 \cdot 8,365 = 2300 \text{ kNm}$$

$$M_x = M_{xq} + M_{xv} = 10990 \text{ kNm}$$

- od brzdných sil

$$M_y = 753 \cdot 8,365 = 6300 \text{ kNm}$$

$$\Sigma V_z = 15548 \text{ kN}; \quad e_x = \frac{6300}{15548} = 0,41 \text{ m}; \quad e_y = \frac{8095}{15548} = 0,52 \text{ m}$$

Síly v jednotlivých pilotách

Svislé zatížení

$$F = \frac{\Sigma V_z}{n} \pm \frac{M_x \cdot x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_y \cdot y}{\Sigma y^2} \quad (5.1.1)$$

$$F = \frac{15548}{16} \pm \frac{10990 \cdot 2}{12 \cdot 2^2} \pm \frac{6300 \cdot 5,15}{6 \cdot (1,35^2 + 5,15^2) + 4 \cdot 3,25^2} = 971,8 \pm 457,92 \pm 152,8$$

$$F_{max} = 1583 \text{ kN}; \quad F_{min} = 361 \text{ kN}$$

Vodorovné zatížení

- od brzdných sil

$$H_{xi} = \frac{H_x}{n} = \frac{753}{16} = 47 \text{ kN};$$

- od větru

$$H_{yi} = \frac{H_y}{n} = \frac{275}{16} = 17 \text{ kN}$$

Momenty

$$M_x = H_{xi} \cdot x$$

$$M_y = H_{yi} \cdot y$$

$$M_x = 393,2 \text{ kNm};$$

$$M_y = 142,2 \text{ kNm}$$

5.1.3 Návrhová únosnost pilot dle 1. MS (ruční výpočet)

Výpočet je proveden dle příručky k ČSN EN 1997 od docenta Masopusta [7].

$$U_{vd} = U_{bd} + U_{fd} \geq V_d \quad (5.1.2)$$

U_{vd} je svislá návrhová únosnost piloty,

U_{bd} návrhová únosnost paty piloty,

U_{fd} návrhová únosnost na plášti piloty,

V_d svislá složka návrhového zatížení působícího v hlavě piloty.

Návrhová únosnost paty piloty se určí vztahem:

$$U_{bd} = k_1 \cdot A_s \cdot R_d / \gamma_b \quad (5.1.3)$$

k_1 je souč. zvětšení únosnosti vlivem délky piloty L ($k_1 = 1,15$ pro $L > 6,0$ m),

A_s je plocha paty piloty,

R_d je návrhová únosnost paty v dané zemině stanovená podle vztahu:

$$R_d = 1,2 \cdot c_d \cdot N_{cd} + (1 + \sin \varphi) \cdot \gamma_1 \cdot L \cdot N_{dd} + 0,7 \cdot \gamma_2 \cdot \frac{d}{2} \cdot N_{bd} \quad (5.1.4)$$

$$N_{dd} = \exp(\pi \cdot \operatorname{tg} \varphi_d) \cdot \operatorname{tg}^2(45 + \frac{\varphi_d}{2}) \quad (5.1.5)$$

$$N_{bd} = 1,5 \cdot (N_{dd} - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi_d \quad (5.1.6)$$

$$N_{cd} = (N_{dd} - 1) \cdot \operatorname{cotg} \varphi_d \quad (5.1.7)$$

Návrhová únosnost na plášti se vypočítá jako:

$$U_{fd} = \pi \cdot \sum d_i \cdot h_i \cdot f_{si} / \gamma_s \quad (5.1.8)$$

f_{si} je tření na plášti:

$$f_{si,d} = \sigma_{xi} \cdot tg(\varphi_d / \gamma_{r1}) + c_d / \gamma_{r2} \quad (5.1.9)$$

γ_{r2} je součinitel podmínek působení, vyjadřující vliv technologie provádění pilot ($\gamma_{r2} = 1,2$ pro betonáž do vrtu zapaženého ocelovou pažnicí a pod vodu),

γ_{r1} je součinitel podmínek působení základové půdy ($\gamma_{r1} = 1,0$ pro hloubku $z > 3,0$ m),

σ_{xi} je kontaktní napětí v i-té vrstvě:

$$\sigma_{xi} = k_2 \cdot \sigma_{ori} \quad (5.1.10)$$

k_2 je součinitel bočního zemního tlaku na plášť piloty viz. Tab. 5.1.1,

σ_{ori} je geostatické napětí v polovině vrstvy podloží.

Tab. 5.1.1: Součinitel bočního zemního tlaku na plášť pilot k_2 [7]

hloubka z [m]	součinitel k_2
$z \leq 10$	1,0
$z > 10$	1,2

5.1.3.1 Výsledky únosnosti pod podpěrou P2 dle 1. MS (sonda J140)

Jelikož se pod vnitřní podpěrou jedná o centricky zatíženou skupinu pilot a pata piloty je opřena o vrstvu ulehleho písku ($I_D = 0,8$), je mezní výpočtová únosnost skupiny dána součtem jednotlivých pilot působících jako osamělé. [18]

Tab. 5.1.2: Základové poměry pod podpěrou P2 (sonda J140)

h (m)	zemina		γ (kN/m ³)	I_d	I_c	E_{def} (MPa)	ν	φ_{ef}	c_{ef} (kPa)
0,0-2,0	jíl písčité měkký	F4	18,5	-	0,7	5	0,35	20	10
2,0-5,3	jíl tuhý až pevný	F6	21,0	-	0,7	4	0,4	18	10
5,3-7,3	písek jílovitý uhlý	S5	18,5	0,8	-	12	0,35	28	8
7,3-11,6	jíl s vysokou plastic. pevný	F8	20,5	-	1,0	6	0,42	23	9
11,6-15,0	Písek jílovitý uhlý	S5	18,5	0,8	-	12	0,35	28	8
Ustálená hladina podzemní vody: 5,60 m									
Základová spára v hloubce: 2,00 m pod terénem									

Výsledky výpočtu

Výpočet byl proveden v programu Excel a jeho výsledky jsou uvedeny níže. Podrobné výsledky z programu jsou uvedeny v příloze č. 6.

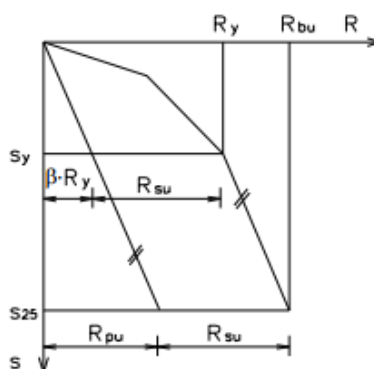
Návrhová únosnost paty piloty $U_{bd} = 5128,3 \text{ kN}$

Návrhová únosnost na plášti piloty $U_{fd} = 1877,1 \text{ kN}$

Návrhová únosnost piloty $U_{vd} = 7005,4 \text{ kN} > F_{max} = 1583 \text{ kN} \Rightarrow$ únosnost piloty vyhovuje na 1. MS.

5.1.4 Návrhová únosnost pilot dle 2. MS (ruční výpočet)

Pro výpočet únosnosti v zeminách a poloskalních horninách je třeba řešit tvar mezní zatěžovací křivky (Obr. 5.1.2), z níž se určí výpočtová únosnost pro zvolené přípustné sedání. Mezní zatěžovací křivka popisuje závislost mezi zatížením piloty a jejím sedáním. [19]



Obr. 5.1.2: Mezní zatěžovací křivka [7]

Pro stanovení mezní zatěžovací křivky je třeba určit mezní únosnost na plášti R_{su} , koeficient přenosu zatížení do paty β , zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace plášťového tření R_y a odpovídající sedání s_y . Tímto jsou určeny souřadnice vrcholu paraboly zatěžovací křivky (R_y a s_y). Souřadnice koncového bodu křivky ($s_{lim} = 25 \text{ mm}$ a R_{pu}) jsou dány zatížením v patě piloty R_{pu} pomocí souč. β . Nakonec se stanoví únosnost piloty pro sedání 25 mm R_{bu} .

Mezní únosnost na plášti piloty se vypočte:

$$R_{su} = 0,7m \cdot \pi \cdot \sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si} \quad (5.1.11)$$

m je koeficient vyjadřující vliv povrchu dřívku piloty ($m = 1,0$ pro betonáž do suchého vrtu a pod vodu),

q_{si} je mezní plášťové tření v i -té vrstvě piloty dané vztahem:

$$q_{si} = a - b/(D_i/d_i) \quad (5.1.12)$$

a, b jsou regresní koeficienty stanovené podle Tab. 5.1.3,

D_i je vzdálenost od hlavy piloty do poloviny i -té vrstvy,

d_i je průměr piloty v dané vrstvě.

Koeficient přenosu zatížení do paty piloty:

$$\beta = q_0/(q_0 + 4 \cdot q_s \cdot L/d_0) \quad (5.1.13)$$

q_s je průměrná velikost plášťového tření, stanovená jako vážený průměr:

$$q_s = (\sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si})/(\sum d_i \cdot h_i) \quad (5.1.14)$$

q_0 je napětí v patě při deformaci odpovídající plné mobilizaci plášťového tření:

$$q_0 = e - f/(L/d_0) \quad (5.1.15)$$

e, f jsou regresní koeficienty stanovené podle Tab. 5.1.3.

Tab. 5.1.3: Regresní koeficienty pro jednotlivé typy zemin [7]

zemina		a	b	e	f
nesoudržné	$I_D = 0,5$	62,46	16,06	268,11	174,89
	$I_D = 0,7$	91,22	48,44	490,34	445,42
	$I_D = 1,0$	154,03	115,88	1596,7	1399,88
soudržné	$I_C = 0,5$	46,39	20,81	197,74	150,22
	$I_C = 0,75$	71,85	64,70	592,67	617,24
	$I_C \geq 1,0$	97,31	108,59	987,60	1084,26

Zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace plášťového tření

$$R_y = R_{su}/(1 - \beta) \quad (5.1.16)$$

Odpovídající velikost sedání

$$s_y = I \cdot R_y/(d \cdot E_s) \quad (5.1.17)$$

E_s je průměrná velikost sečnového modulu deformace zemin podél dřívku piloty,

$$E_s = (\Sigma E_{si} \cdot h_i) / (\Sigma h_i) \quad (5.1.18)$$

E_{si} je sečnový modul deformace zeminy, stanovený podle Tab. 5.1.4,

I je příčinkový koeficient sedání piloty,

$$I = I_1 \cdot R_k \quad (5.1.19)$$

I_1 je základní příčinkový koeficient stanovený podle Obr. 5.1.3,

R_k je součinitel vyjadřující tuhost a štíhlost piloty stanovený podle Obr. 5.1.3.

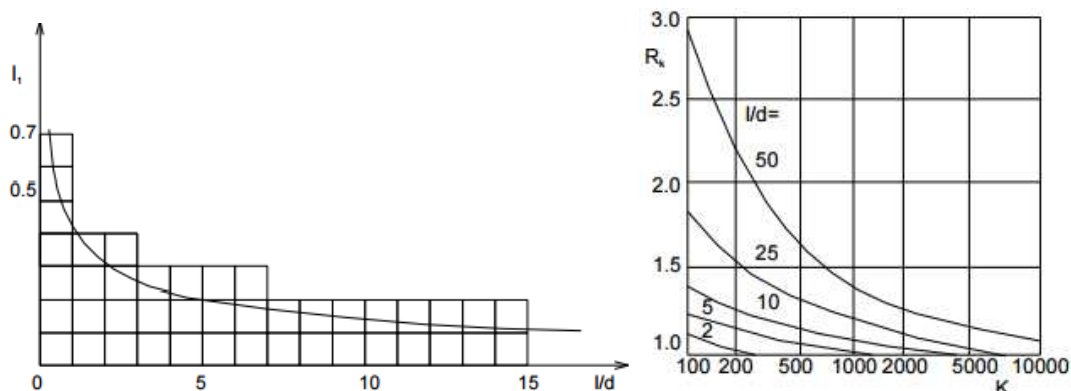
Souřadnice koncového bodu mezní zatěžovací křivky ($s_{25} = 25 \text{ mm}$; R_{bu}), kde:

$$R_{bu} = R_{su} + R_{pu} \quad (5.1.20)$$

$$R_{pu} = \beta \cdot R_y \cdot s_{25} / s_y \quad (5.1.21)$$

Sednutí od působícího zatížení R pro obor zatížení $0 \leq R < R_y$ je potom dáno vztahem:

$$s = s_y \cdot (R/R_y)^2 \quad (5.1.22)$$



Obr. 5.1.3: Příčinkový součinitel sedání I_1 a korekční souč. R_k [7]

Tab. 5.1.4 Sečnový modul deformace E_s [MPa] pro zeminy [7]

h (m)	nesoudržné			soudržné		
	d (1,0 – 1,5 m)			d (1,0 – 1,5 m)		
	$I_D = 0,5$	$I_D = 0,7$	$I_D = 0,9$	$I_C = 0,5$	$I_C = 0,75$	$I_C \geq 1,0$
1,5	12,8	15,8	30,6	7,9	10,7	13,4
3	18,4	25,0	47,8	12,5	18,6	23,9
5	22,8	32,5	69,1	15,9	25,7	35,4
10	29,8	47,8	93,4	21,3	36,3	51,3

5.1.4.1 Výsledky únosnosti pod podpěrou P2 dle 2. MS (sonda J140)

Jelikož se pod vnitřní podpěrou jedná o centricky zatíženou skupinu pilot a pata piloty je opřena o vrstvu ulehlého písku ($I_D = 0,8$), lze sedání řešit jako sedání osamělé piloty. [20]

Základové poměry viz Tab. 5.1.2.

Výsledky výpočtů

Výpočet byl proveden v programu Excel a jeho výsledky jsou uvedeny níže. Podrobné výsledky z programu jsou uvedeny v příloze č. 6.

Mezní únosnost na plášti piloty $R_{su} = 2126$ kN

Zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace plášťového tření $R_y = 2517$ kN

Sedání piloty na mezi mobilizace plášťového tření $s_y = 14$ mm

Limitní hodnota sednutí piloty je $s_{lim} = 25$ mm

Sedání od užitečného zatížení F_{Ed} $s_{Ed} = 5,5$ mm

Celková únosnost piloty při sednutí 25 mm $R_{bu} = 2825$ kN

Hodnota sednutí piloty zatížené užitečným zatížením F_{Ed} je 5,5 mm, což je pro mostní konstrukci přijatelné => únosnost piloty vyhovuje na 2. MS.

5.1.4.2 Výsledky únosnosti pilot pod podpěrou P2 dle 1. MS (sonda J141)

Stejně jako u výpočtu pro základovou půdu zjištěnou sondou J140, se jedná o centricky zatíženou skupinu pilot a pata piloty je opřena o vrstvu ulehlého písku ($I_D = 0,8$), proto lze mezní výpočtovou únosnost skupiny řešit součtem jednotlivých pilot působících jako osamělé.

Tab. 5.1.5: Základové poměry pod podpěrou P2 (sonda J141)

h (m)	zemina		γ (kN/m ³)	I_d	I_c	E_{def} (MPa)	ν	φ_{ef}	c_{ef} (kPa)
0,0-1,8	jíl písčítý tuhý	F6	21,0	-	0,7	4	0,4	18	10
1,8-3,0	písek jílovitý ulehlý	S4	18,5	0,8	-	12	0,35	28	8
3,0-7,3	písek hlinitý ulehlý	S4	18,5	0,8	-	12	0,35	28	8
7,3-10,0	jíl s vys. plast. tuhý až pevný	F8	20,5	-	1,0	6	0,42	23	9
10,0-11,9	jíl písčítý pevný	F4	18,5	-	1,0	5	0,35	20	10
11,9-15,0	písek jílovitý ulehlý	S5	18,5	0,8	-	12	0,35	28	8
Ustálená hladina podzemní vody: 5,60 m									
Základová spára v hloubce: 2,00 m pod terénem									

Výsledky výpočtu provedeného v programu Excel:

Podrobné výsledky z programu jsou uvedeny v příloze č. 6.

Návrhová únosnost paty piloty $U_{bd} = 4828,4$ kN

Návrhová únosnost na plášti piloty $U_{fd} = 1479,3$ kN

Návrhová únosnost piloty $U_{vd} = 6307,7$ kN $> F_{max} = 1583$ kN \Rightarrow únosnost piloty vyhovuje na 1. MS.

5.1.4.3 Výsledky únosnosti pilot pod podpěrou P2 dle 2. MS (sonda J141)

Taktéž se jedná o centricky zatíženou skupinu pilot a pata piloty je opřena o vrstvu ulehlého písku ($I_D = 0,8$), lze tedy sedání řešit jako sedání osamělé piloty. [20]

Základové poměry viz Tab. 5.1.5.

Výsledky výpočtu provedeného v programu Excel:

Podrobné výsledky z programu jsou uvedeny v příloze č. 6.

Mezní únosnost na plášti piloty $R_{su} = 1487$ kN

Zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace plášťového tření $R_y = 1836$ kN

Sedání piloty na mezi mobilizace plášťového tření $s_y = 13$ mm

Limitní hodnota sednutí piloty je $s_{lim} = 25$ mm

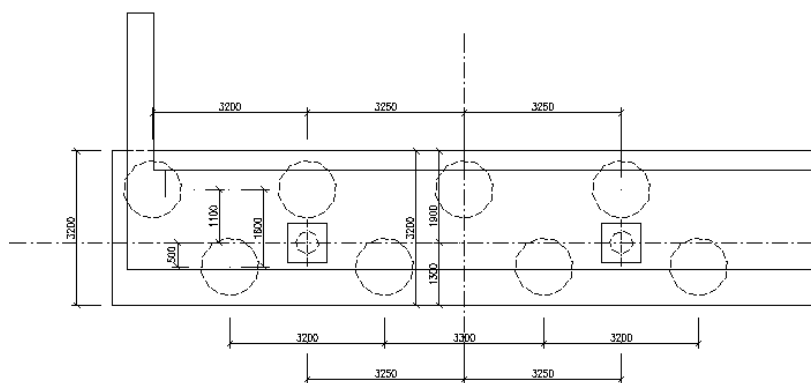
Sedání od užitečného zatížení $F_{Ed} s_{Ed} = 5,5$ mm

Celková únosnost piloty při sednutí 25 mm $R_{bu} = 2159\text{kN}$

Hodnota sednutí piloty zatížená užitným zatížením F_{Ed} je 5,9 mm, což je pro mostní konstrukci přijatelné => únosnost piloty vyhovuje na 2. MS.

5.1.5 Návrh pilot pod opěrou O1

Piloty pod opěrou jsou navrženy ve dvou řadách. Jejich průměr je 1,2 m. Délka piloty bude 18 m, ale vzhledem k tomu, že se pod budoucí opěrou nachází stávající komunikace, bude pilota přebetonovaná o 2,5 m. Tato vzdálenost je rozdíl mezi úrovní terénu po odstranění stávající komunikace a úrovní základové spáry budoucí opěry. Rozmístění pilot pod opěrou je patrné z Obr. 5.1.4. a je také součástí přílohy č. 8. Piloty budeme posuzovat jako osamělé.



Obr. 5.1.4: Rozmístění pilot pod opěrou O1

5.1.6 Posouzení zatížení pod O1

Posouzení zatížení je proveden podle Pochman, Šimek a kol.: Pilotové základy – Komentář k ČSN 73 1002, 1989.

Zatížení pod opěrou O1 je totožné se zatížením pod opěrou O3, protože rozdíly ve velikosti zemních tlaků a zatížení od vlastní tíhy opěr nejsou výrazné. U opěry O1 bude v tomto případě posudek proveden na stranu bezpečnou.

Moment k ose ložisek v základovém bloku

- od proměnného zatížení

$$M_{xq} = (2481 - 353) \cdot 3,25 = 6917 \text{ kNm}$$

- od větru

$$M_{xv} = 90 \cdot 5,100 = 460 \text{ kNm}$$

$$M_x = M_{xq} + M_{xv} = 7377 \text{ kNm}$$

- od zemního tlaku

$$M_y = 2012 \cdot 3,4 + 770 \cdot 2,56 = 8881 \text{ kNm}$$

$$\Sigma V_z = 8136 \text{ kN}; \quad e_y = \frac{7377}{10488} = 0,7 \text{ m}; \quad e_y = \frac{8608}{10488} = 0,82 \text{ m}$$

Síly v jednotlivých pilotách

Svislé zatížení

$$F = \frac{8136}{8} \pm \frac{8881 \cdot 6,45}{2 \cdot 1,65^2 + 2 \cdot 3,25^2 + 2 \cdot 4,85^2 + 2 \cdot 6,45^2} \pm \frac{7377 \cdot 1,1}{4 \cdot 1,1^2 + 4 \cdot 0,5^2} = 1017 \pm 365 \pm 1390$$

$$F_{max} = 2772 \text{ kN}$$

Vodorovné zatížení

- od zemního tlaku

- od zemního tlaku- přitížení

$$H_{xi} = \frac{\Sigma H_x}{n} = \frac{2012}{8} = 251,5 \text{ kN};$$

$$H_{xi} = \frac{\Sigma H_x}{n} = \frac{770}{8} = 96,3 \text{ kN};$$

$$H_x = 243,9 + 96,4 = 347,8 \text{ kN}$$

- od větru

$$H_{yi} = \frac{H_y}{n} = \frac{90}{8} = 11,25 \text{ kN}$$

Momenty

$$M_{xi} = H_{xi} \cdot x$$

$$M_{xi} = 251,5 \cdot 3,4 = 855 \text{ kNm};$$

$$M_{xi} = 96,3 \cdot 2,56 = 246,5 \text{ kNm};$$

$$M_x = 1102 \text{ kNm}$$

$$M_y = H_{yi} \cdot y = 11,25 \cdot 5,1 = 57,4 \text{ kNm}$$

5.1.7 Návrhová únosnost pilot dle 1. MS (ruční výpočet)

Posouzení pilot na únosnost bude provedeno stejným způsobem jako u vnitřního pilíře. Piloty posuzujeme jako osamělé.

5.1.7.1 Výsledky únosnosti pilot pod opěrou O1 dle 1. MS (sonda J139)

Výpočet byl proveden v programu Excel a jeho výsledky jsou uvedeny níže. První vrstva bude považována za neúnosnou a nebude do výpočtu zahrnuta.

Tab. 5.1.6: Základové poměry pod opěrou O1 (sonda J139)

h (m)	zemina		γ (kN/m ³)	I_d	I_c	E_{def} (MPa)	ν	φ_{ef}	c_{ef} (kPa)
0,0-0,5	násyp		18						
0,5-1,2	jíl tuhý až pevný	F6	18,5	-	1,0	4	0,4	18	10
1,2-2,2	písek jílovitý středně ulehlý	S5	18,5	0,5	-	12	0,35	28	8
2,2-7,3	písek jílovitý ulehlý	S5	17,5	0,8	-	12	0,35	28	8
7,3-11,7	jíl pevný	F6	18,5	-	1,0	4	0,4	18	10
11,7-15,0	písek hlinitý ulehlý	S4	18,5	0,8	-	12	0,35	28	8
Ustálená hladina podzemní vody: 4,00 m									

Výsledky výpočtu provedeného v programu Excel:

Podrobné výsledky z programu jsou uvedeny v příloze č. 6.

Návrhová únosnost paty piloty $U_{bd} = 4982$ kN

Návrhová únosnost na plášti piloty $U_{fd} = 1956,6$ kN

Návrhová únosnost piloty $U_{vd} = 6938,5$ kN > $F_{max} = 2772$ kN => únosnost piloty vyhovuje na 1. MS.

5.1.7.2 Výsledky únosnosti pilot pod opěrou O1 dle 2. MS (sonda J139)

Sedání pod opěrou se posuzuje jako sedání osamělé piloty.

Základové poměry viz Tab. 5.1.6.

Výsledky výpočtu provedeného v programu Excel:

Podrobné výsledky z programu jsou uvedeny v příloze č. 6.

Mezní únosnost na plášti piloty $R_{su} = 1962$ kN

Zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace plášťového tření $R_y = 2443$ kN

Sedání piloty na mezi mobilizace plášťového tření $s_y = 10$ mm

Limitní hodnota sednutí piloty je $s_{lim} = 25$ mm

Sedání od užitečného zatížení $F_{Ed} s_{Ed} = 7,1$ mm

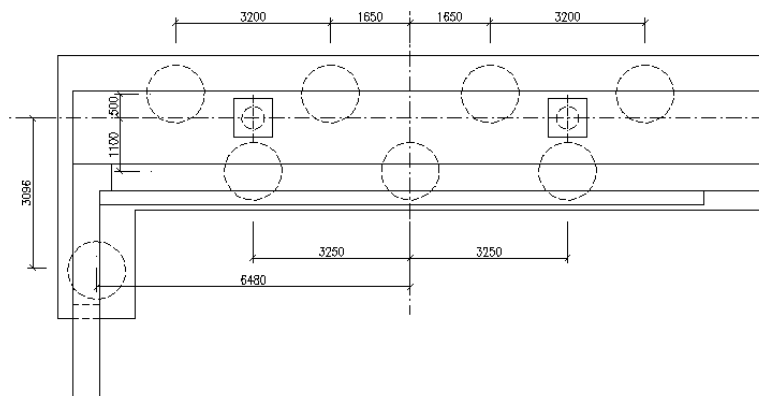
Celková únosnost piloty při sednutí 25 mm $R_{bu} = 3166$ kN

Hodnota sednutí piloty zatížené užitečným zatížením F_{Ed} je 7,1 mm, což je pro mostní konstrukci přijatelné => únosnost piloty vyhovuje na 2. MS.

Výpočet únosnosti pilot pod O1 byl pro sondu J138 proveden pouze v programu GEO5 viz příloha č. 7. Vzhledem k tomu, že rozdíl v sednutí piloty pro vrt J138 a J139 jsou minimální (0,1 mm), nebyl posudek v programu Excel pro základovou půdu zjištěnou sondou J138 proveden.

5.1.8 Návrh pilot pod opěrou O3

Piloty pod opěrou jsou navrženy ve dvou řadách. Jejich průměr je 1,2 m. Délka piloty bude 19 m, ale vzhledem k tomu, že se pod budoucí opěrou nachází stávající komunikace, která bude před zahájením vrtání odstraněna, bude pilota přebetonovaná o 3,3 m. Tato vzdálenost je rozdíl mezi úrovní terénu po odstranění stávající komunikace a úrovní základové spáry budoucí opěry. Opěra a křídla mostu jsou založeny na stejné základové desce a proto bude navržena pilota i pod mostním křídlem. Rozmístění pilot pod opěrou je patrné z Obr. 5.1.5. a je také součástí přílohy č. 8. Základ budeme posuzovat jako osamělé piloty.



Obr. 5.1.5: Rozmístění pilot pod opěrou O3

5.1.9 Posouzení zatížení pod opěrou O3

Posouzení zatížení je proveden podle Pochman, Šimek a kol.: Pilotové základy – Komentář k ČSN 73 1002, 1989.

Moment k ose ložisek v základovém bloku

- od proměnného zatížení

$$M_{xq} = (2481-353) \cdot 3,25 = 6917 \text{ kNm}$$

- od větru

$$M_{xv} = 90 \cdot 5,100 = 460 \text{ kNm}$$

$$M_x = M_{xq} + M_{xv} = 7377 \text{ kNm}$$

- od zemního tlaku

$$M_y = 2012 \cdot 3,4 + 770 \cdot 2,56 = 8881 \text{ kNm}$$

$$\Sigma V_z = 8136 \text{ kN}; \quad e_y = \frac{7377}{10488} = 0,7 \text{ m}; \quad e_y = \frac{8608}{10488} = 0,82 \text{ m}$$

Síly v jednotlivých pilotách

Svislé zatížení

$$F = \frac{8136}{8} \pm \frac{8881 \cdot 6,48}{2 \cdot 1,65^2 + 2 \cdot 3,25^2 + 2 \cdot 4,85^2 + 1 \cdot 6,48^2} \pm \frac{7377 \cdot 3,1}{3 \cdot 1,1^2 + 4 \cdot 0,5^2 + 1 \cdot 3,1^2} = 1017 \pm 498 \pm 1606$$

$$F_{max} = 3121 \text{ kN}$$

Vodorovné zatížení

- od zemního tlaku

$$H_{xi} = \frac{\Sigma H_x}{n} = \frac{2012}{8} = 251,5 \text{ kN};$$

- od zemního tlaku- přitížení

$$H_{xi} = \frac{\Sigma H_x}{n} = \frac{770}{8} = 96,3 \text{ kN};$$

$$H_x = 251,5 + 96,3 = 347,8 \text{ kN}$$

- od větru

$$H_{yi} = \frac{H_y}{n} = \frac{90}{8} = 11,25 \text{ kN}$$

Momenty

$$M_{xi} = H_{xi} \cdot x$$

$$M_{xi} = 251,5 \cdot 3,4 = 855 \text{ kNm}; \quad M_{xi} = 96,3 \cdot 2,56 = 246,5 \text{ kNm};$$

$$M_x = 1102 \text{ kNm};$$

$$M_y = H_{yi} \cdot y = 11,25 \cdot 5,1 = 57,4 \text{ kNm}$$

5.1.10 Návrhová únosnost pilot opěry O3 dle MS (ruční výpočet)

Posouzení pilot na únosnost bude provedeno stejným způsobem jako u vnitřního pilíře. Piloty posuzujeme jako osamělé.

5.1.10.1 Výsledky únosnosti pilot pod opěrou O3 dle 1. MS (sonda J142)

Výpočet byl proveden v programu Excel a jeho výsledky jsou uvedeny níže. První vrstva je považována za neúnosnou a nebude do výpočtu zahrnuta.

Tab. 5.1.7: Základové poměry pod opěrou O3 (sonda J142)

h (m)	zemina		γ (kN/m ³)	I_d	I_c	E_{def} (MPa)	ν	φ_{ef}	c_{ef} (kPa)
+3,30	násyp					5		0	0
0,0-1,6	navážka - písek hlinitý	S4				5		0	0
1,6-2,8	hlína písčité tuhá	F3	18,0	-	0,7	5	0,35	22	10
2,8-3,9	jíl písčité tuhé	F4	18,5	-	0,7	5	0,35	20	10
3,9-8,0	písek jílovité ulehý	S5	18,5	0,8	-	12	0,35	28	8
8,0-12,7	Jíl s vysokou plastic. pevný	F8	20,5	-	1,0	6	0,42	23	9
12,7-15,0	písek jílovité ulehý	S5	18,5	0,8	-	12	0,35	28	8
Ustálená hladina podzemní vody: 7,00 m									

Výsledky výpočtu provedeného v programu Excel:

Podrobné výsledky z programu jsou uvedeny v příloze č. 6.

Návrhová únosnost paty piloty $U_{bd} = 5729$ kN

Návrhová únosnost na plášti piloty $U_{fd} = 2385$ kN

Návrhová únosnost piloty $U_{vd} = 8114$ kN $> F_{max} = 3121$ kN \Rightarrow únosnost piloty vyhovuje na 1. MS.

5.1.10.2 Výsledky únosnosti pilot pod opěrou O3 dle 2. MS (sonda J142)

Sedání pod opěrou se posuzuje jako sedání osamělé piloty.

Základové poměry viz Tab. 5.1.7.

Výsledky výpočtu provedeného v programu Excel:

Podrobné výsledky z programu jsou uvedeny v příloze č. 6.

Mezní únosnost na plášti piloty $R_{su} = 2727$ kN

Zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace plášťového tření $R_y = 3049$ kN

Sedání piloty na mezi mobilizace plášťového tření $s_y = 13,5$ mm

Limitní hodnota sednutí piloty je $s_{lim} = 25$ mm

Sedání od užitého zatížení $F_{Ed} s_{Ed} = 7,7$ mm

Celková únosnost piloty při sednutí 25 mm $R_{bu} = 3323$ kN

Hodnota sednutí piloty zatížené užitém zatížením F_{Ed} je 7,7 mm, což je pro mostní konstrukci přijatelné \Rightarrow únosnost piloty vyhovuje na 2. MS.

V rámci doplňkového geotechnického průzkumu byla provedena sonda J211 v blízkosti opěry O3. Posouzení piloty v této základové půdě, je provedeno pouze v programu GEO5 viz příloha č. 7. Tento posudek byl porovnán s únosností piloty v základové půdě zjištěné vrtem J142. Jelikož sedání piloty pro podloží sondy J142 vychází větší cca o 0,7 mm, byl proveden ruční výpočet pouze pro tento vrt.

5.1.11 Výpočet únosnosti v programu GEO5

Posouzení únosnosti pilot bylo provedeno také v programu GEO5. Výpočet je založen na stejném postupu jako ruční výpočet v programu Excel. Porovnání výsledků z ručního výpočtu a z programu GEO5 je uvedeno v Tab. 5.1.8 a Tab. 5.1.9.

Tab. 5.1.8: Porovnání výsledků výpočtu Excel a GEO5 na 1. MS

	Druh výpočtu	Únosnost paty U_{bd} [kN]	Únosnost pláště U_{fd} [kN]	Celková únosnost U_{vd} [kN]		Návrhové zatížení na 1 pilotu F_{Ed} [kN]	Posouzení
O1 – J139	Excel GEO5	4982 4240	1957 1956	6939 6196	>	2772	vyhovuje
P2 – J140	Excel GEO5	5128 4487	1877 1876,5	7166 6363	>	1583	vyhovuje
P2 – J141	Excel GEO5	4828 4193	1479 1479	6308 5672	>	1583	vyhovuje
O3 – J142	Excel GEO5	5729 4997	2385 2384	8114 7381	>	3121	vyhovuje

Tab. 5.1.9: Porovnání výsledků výpočtu Excel a GEO5 na 2. MS

	Druh výpočtu	Zatíž. na mezi mob. pl. tře;ní R_y [kN]	Sednutí od R_y s_y [mm]	Zatíž. při sednutí 25 mm R_{bu} [kN]	Charakt. zatížení na 1 pilotu F_{Ek} [kN]	Sednutí pro max sílu v pilotě s_{max} [mm]
O1 – J139	Excel GEO5	2443 2468	10 8,0	3166 3084	2053	7,1 6,7
P2 - J140	Excel GEO5	2518 2446	14 12	2825 2823	1173	5,5 5,8
P2 - J141	Excel GEO5	1836 1843	13 10,1	2186 2146	1173	5,5 6,4
O3 - J 142	Excel GEO5	3049 3086	13,5 11,5	3323 3575	2311	7,7 8,6

Při porovnání hodnot posouzení na 1. MS dochází k rozdílným výsledkům v únosnosti na patě piloty a z toho vyplývající i celková únosnost. Rozdíly v únosnosti na patě piloty jsou způsobeny použitím rozdílné hodnoty součinitele pro zvětšení únosnosti paty piloty vlivem její délky. V programu GEO5 je tento součinitel $k_l = 1,0$, zatím co při výpočtu v programu Excel byla použita hodnota $k_l = 1,15$ (pro $L > 6,0$ m), viz tab. 1., přílohy č. 4.

Hodnoty únosnosti na plášti piloty dosahují dobré shody, jelikož při obou výpočtech byla zavedena tzv. účinná délka piloty dle ČSN 73 1002 "Pilotové základy". To znamená, že jelikož se v podloží nacházejí málo únosné zeminy, byla délka piloty zkrácena o úsek odpovídající vzorci (5.1.23), aby došlo k zohlednění těchto vrstev.

$$l_p = \frac{d \cdot N_d^{2/3}}{4} \quad (5.1.23)$$

Pro pilotové založení je však důležitější posudek na 2. MS. Při návrhu pilot byla snaha o nízké hodnoty sednutí, jelikož mostní konstrukce je citlivá na nerovnoměrné sedání. U ručního výpočtu bylo dosaženo hodnot sednutí, od působícího zatížení F_{Ek} , v rozmezí 5,5 – 7,7 mm, v programu GEO5 je velikost sednutí mezi 5,8 – 8,6 mm. Rozdíly ve výpočtech dle 2. MS mohou být způsobeny volbou regresivních koeficientů a v rozdílných hodnotách

součinitelů I_l a R_k , které se odečítají z grafu. Vypočtená velikost sednutí je pro mostní konstrukci přijatelná.

Podrobné výpočty z programu Excel i výstupy z programu GEO5 jsou uvedeny v příloze č. 6 a v příloze č. 7.

Z geotechnického hlediska by měla být posouzena také mostní opěra a to na překlopení a posunutí. Tento posudek však pro celkový rozsah diplomové práce proveden nebyl.

5.2 Posouzení příčného zatížení pilot

Piloty přenášejí kromě osových zatížení také síly vodorovné a ohybové momenty. Posouzení vodorovného zatížení je provedeno programem GEO5 viz příloha č. 7. U podpěry P2 nejsou vodorovné deformace (3,3 mm) a maximální ohybový moment (420 kNm) vysoké, proto při návrhu výztuže bude rozhodující splnit minimální stupeň vyztužení podle normy *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Piloty budou také opatřeny výztuží pro spojení se základovými pásy. Ověření stupně vyztužení je provedeno také ručním výpočtem.

U opěry O1 a O3 je však už vodorovné namáhání od posouvajících sil a ohybových momentů větší a navržená výztuž musí vyhovět na tlak a ohyb. Maximální deformace piloty pod opěrou O1 je přes 30 mm a maximální ohybový moment je zde téměř 2000 kNm. Pod opěrou O3 je deformace přes 47 mm a maximální ohybový moment přes 2320 kNm. Piloty budou také opatřeny výztuží pro spojení se základovými pásy.

Posouzení výztuže je součástí přílohy č. 7 a výkresy vyztužení pilot jsou v příloze č. 9.

Ověření stupně vyztužení piloty:

Plocha betonu: $A_c = 0,25 \cdot \pi \cdot d^2 = 0,25 \cdot \pi \cdot 1,20^2 = 1,131 \text{ m}^2 > 1,0 \text{ m}^2$

Podmínka pro výztuž: $A_s \geq 0,25 \% A_c = 0,0025 \cdot 1,131 = 2,828 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$

Návrh: $10 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm} \rightarrow A_s = 3,142 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 > 2,828 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \rightarrow \text{splněno}$

Ovinutí: $\varnothing 10 \text{ mm}$, stoupání po $200 \text{ mm} > \varnothing 6 \text{ mm}$

Spojovací výztuž: $\varnothing 16$ délky 1800 mm

Stupeň vyztužení: $A_c > 1,0 \text{ m}^2 \rightarrow \rho_{min} = 0,0025$

$$\rho_{max} = 0,04$$

Ověření stupně vyztužení:

$$\rho = 4 \cdot A_s / \pi d^2 = (4 \cdot 2,828 \cdot 10^{-3}) / (\pi \cdot 1,20^2) = 0,002502 > \rho_{min} \rightarrow \text{splněno}$$

$$< \rho_{max} \rightarrow \text{splněno}$$

6 TECHNOLOGIE PROVEDENÍ ZÁKLADOVÉ KCE

6.1 Přejíhodová oblast mostu

Přejíhodovou oblast mostu tvoří přilehlé násypy s výškou do 6,8 – 8,6 m. Vzhledem k tomu, že se v podloží násypů vyskytují jílovité zeminy, předpokládá se delší doba konsolidace podloží. Aby vlivem sedání násypů nedocházelo k negativnímu ovlivnění mostní konstrukce, je nutné provést buď prodloužení pilot na potřebnou délku, nebo sanační opatření v přejíhodové oblasti. Jelikož je hloubka založení limitována na hloubku 16 m pod terémem, z důvodu očekávání artéského stropu podzemní vody, je nutné provést sanační opatření.

Jako vhodná varianta pro konsolidaci podloží pod přilehlými násypy, může být přednostní vybudování násypových těles po dobu, než zemina zkonsoliduje a pak následné provádění pilotového založení. Řešení přejíhodové oblasti je nad rámec zadání diplomové práce a dále se nebude řešit.

6.2 Provedení základové konstrukce

Před samotným zahájením zemních prací se provede vytyčení stavby a skryvka ornice. V místech stávající komunikace dojde k odstranění silničního tělesa této komunikace. Provedou se konsolidační násypy. Po uplynutí doby, která bude potřebná ke zkonsolidování zeminy, dojde k odtěžení násypů a provedou se výkopové práce pro základ. Část násypů bude použita pro plošiny na vrtání pilot. Než dojde k zahájení vrtání, zajistí se vytyčená poloha osy vrtané piloty, vybetonují se vodící šablony.

Vrty pro piloty se provedou technologií rotačně náběrového vrtání. Vrtným nástrojem pro rotační vrtání bude vrtný hrnec (šapa), který je vhodný pro suché i zvodněné, písčité a šterkovité zeminy. V průběhu vrtání může dojít k výměně vrtného nástroje nebo ke změně technologie vrtání, aby bylo dosaženo efektivního a úspěšného vrtání. Vytěžená zemina se dále použije na zemní práce, nebo bude odvezena na skládku. Jelikož se v podloží stavby nacházejí písčité zeminy s přítomností podzemní vody, je nutné vrt v celé délce pažit. K zapažení se použijí spojovatelné ocelové pažnice, které se nainstalují pomocí vrtné soupravy rotačním způsobem. Pažnice budou postupovat spolu s hloubením vrtu. Před

samotnou betonáží se zkontroluje délka vrtu, bude se odčerpávat podzemní voda a kvalitně se vyčistí vrt i dno piloty. Vloží se armokoš, který bude vyčnívat nad hlavu piloty na předepsanou kotevní délku. Následně se provede betonáž z betonu třídy C30/37. Betonáž bude provedena sypákovou rourou o vnitřním průměru minimálně 150 mm, přičemž vnější rozměry by neměly přesáhnout 250 mm. Postupně budou vytahovány ocelové pažnice, přičemž sypáková roura musí být neustále ponořena v čerstvém betonu alespoň 1,5 m. Současně s betonáží bude odčerpávána podzemní voda, bude-li to třeba. Hlavu piloty je třeba dostatečně přebetonovat, aby po odpažení neklesla pod projektovanou úroveň. Bezprostředně po betonáží se provede vytažení pažnic. Bude následovat prodleva, během které se zhotoví ostatní piloty. Provede se úprava hlavy piloty a její výztuže. [8] [9]

Na takto provedené a upravené piloty se zhotoví železobetonový základový pás. Po výstavbě konstrukce bude nutné neprodleně provést zpětné dosypání násypových těles z vhodné zeminy.

7 ZÁVĚR

V rámci diplomové práce byl proveden návrh hlubinného založení mostní konstrukce přes Bošilecký potok na dálnici D3 v úseku Bošilec – Ševětín. Jako podklad pro návrh sloužil geotechnický průzkum provedený v místě stavby, výkresová dokumentace nadzemní části mostu a zatížení od nosné konstrukce, dopravy a ostatního proměnného zatížení.

V teoretické části byly popsány geomorfologické, geologické a hydrogeologické poměry v dané lokalitě a byla přiblížena problematika hlubinného zakládání se zaměřením na vrtané piloty, na kterých je konstrukce založena. Získané teoretické znalosti byly aplikovány na návrh pilot a byl proveden posudek na 1. a 2. mezní stav. Pro výpočet bylo využito programu vytvořeného v tabulkovém procesoru Excel a tyto výsledky byly srovnány s výsledky získanými pomocí programu GEO5. Návrh a posouzení bylo provedeno podle normy ČSN EN 1997-1 Eurokód 7, byl použit návrhový přístup 2.

Výsledky získané dle příručky k ČSN EN 1997 od docenta Masopusta, z programů Excel a GEO5 mají dobrou shodu u 2. MS, což je pro návrh pilot rozhodující. Pro 1. MS dochází k trochu odlišným výsledkům. To je však způsobeno použitím rozdílné hodnoty součinitele pro zvětšení únosnosti paty piloty vlivem její délky. Vzhledem k citlivosti mostní konstrukce na nerovnoměrné sedání se považuje za přípustnou hodnotu, sednutí do 10 mm. Vypočtené hodnoty sednutí jsou v programu Excel 5,5 – 7,7 mm, v programu GEO5 5,8 – 8,6 mm, což jsou přijatelné výsledky. Návrh pilot tedy vyhovuje.

Piloty byly navrženy jako vrtané, a protože se v podloží nacházejí písčité zeminy pod hladinou podzemní vody, jsou paženy po celé délce ocelovými pažnicemi. Délka pilot byla omezena na hloubku 15 m pod terénem, z důvodu očekávání artéského stropu podzemní vody v hloubce 16 – 20 m pod terénem. Vzhledem k rozdílným velikostem zatížení pod krajními opěrami O1 a O3 a vnitřní podpěrou P2, byly navrženy piloty ve třech délkových provedeních. Dřík piloty byl zvolen konstantní s průměrem 1200 mm. Piloty budou opatřeny výztuží, která u podpěry P2 bude navržena pouze na minimální stupeň vyztužení. U opěr O1 a O3 dosahují vodorovná namáhání vyšších hodnot, a proto bylo nutné, aby výztuž vyhověla také na tlak a ohyb. Piloty budou také opatřeny výztuží pro spojení se základovými pásy. Na základě návrhu byl vypracován výkres rozmístění pilot a schéma vyztužení.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] KADLEC, D. *PD stavby D3 309/I Bošilec – Ševětín*; PRAGOPROJEKT, a.s., ateliér České Budějovice, 2014.
- [2] KADLEC, D. *Technické řešení mostu - stavba D3 309/I Bošilec – Ševětín*; PRAGOPROJEKT, a.s., ateliér České Budějovice, 2014.
- [3] Mapy.cz. [online]. *Mapa České republiky*. dostupné z: <<http://www.mapy.cz/>>.
- [4] PAVEL BOKR. *Geologický informační server* [online]. 1999 – 2017 dostupné z: <<http://www.gweb.cz/>>.
- [5] KRÁSNÝ, Jiří. *Podzemní vody České republiky – Regionální hydrogeologie prostých a minerálních vod*. Praha, 2012. ISBN 978-80-7075-797-0.
- [6] POVODÍ VLTAVY, státní podnik. *Plán dílčího povodí Horní Vltavy* [online]. 2013 dostupné z: <<http://www.pvl.cz/portal/pdp/VH/web/I.htm>>.
- [7] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb; Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. 1. vyd. Praha: Pro ČKAIT vydalo IC ČKAIT, 2012, 208 s. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [8] MASOPUST, Jan. *Speciální zakládání staveb*. Vyd. 1. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2007, 2 sv. (141, 150 s.). ISBN 80-214-2770-1.
- [9] MASOPUST, Jan. *Vrtané piloty*. Čeněk a Ježek, 1994.
- [10] Česká geologická služba- Mapy on-line. [online]. Geologická mapa 1 : 50000 dostupné z: <http://mapy.geology.cz/geocr_50/>
- [11] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2. *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2006.
- [12] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1. *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: ČNI, 2005.

- [13] KADLEC, D. *Statický výpočet zatížení mostu - stavba D3 309/I Bošilec – Ševětín*; PRAGOPROJEKT, a.s., ateliér České Budějovice, 2014
- [14] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1. *Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. Praha. ČNI, 2005.
- [15] ČSN EN 1990 ed.2 Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*. Praha. ČNI, 2004.
- [16] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha. ČNI, 2007.
- [17] WEIGLOVÁ, K. *Mechanika zemin*. Vydání 1. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2007. 186s. ISBN 80-7204-507-5.
- [18] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb; Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. 1. vyd. Praha: Pro ČKAIT vydalo IC ČKAIT, 2012, str. 71. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [19] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb; Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. 1. vyd. Praha: Pro ČKAIT vydalo IC ČKAIT, 2012, str. 59. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [20] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb; Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. 1. vyd. Praha: Pro ČKAIT vydalo IC ČKAIT, 2012, str. 72. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [21] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: *Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla*. Praha: ČNI, 2006.

8 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

φ	[-]	součinitel dotvarování
t	[rok]	sledovaný okamžik
t_0	[rok]	čas dokončení
α_Q	[-]	regulační součinitel
$LM1$	[-]	model zatížení 1
$LM2$	[-]	model zatížení 2
$LM3$	[-]	model zatížení 3
$LM4$	[-]	model zatížení 4
Q_{ik}	[kN]	nápravové síly
Q_{Ik}	[kN]	brzdné síly
T_{max}	[°C]	maximální teplota
T_{min}	[°C]	minimální teplota
$\Delta T_{N,exp}$	[°C]	prodloužení mostu
$\Delta T_{N,con}$	[°C]	zkrácení mostu
v_{b0}	[m/s]	základní rychlost větru
d_{tot}	[m]	výška vystavená tlaku větru
w_k	[Pa]	tlak větru
$f_{w,x}, f_{w,y}, f_{w,z}$	[Pa]	výsledné tlaky větru v příčném, podélném a svislém směru
$\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$	[-]	dílčí součinitelé pro zatížení stálé, předpětí a proměnná zatížení
$\Psi_{0,i}$	[-]	součinitelé kombinace
ξ	[-]	redukční součinitel
G_k	[kN]	charakteristická hodnota stálého zatížení
P	[kN]	charakteristická hodnota předpětí
$Q_{k,l}$	[kN]	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
$Q_{k,i}$	[kN]	charakteristická hodnota i-tého vedlejšího proměnného zatížení
γ	[kN/m ³]	objemová tíha
δ	[°]	úhel tření mezi opěrou a zemí
φ_{ef}	[°]	efektivní úhel vnitřního tření
c_{ef}	[kPa]	efektivní soudržnost
c	[kPa]	soudržnost

q_{eq}	[kN/m ²]	zatížení dvounápravou
$q_{eq,op}$	[kN/m ²]	náhradní rovnoměrné zatížení
F_x	[kN/m]	zemní tlak působící na opěru
γ_ϕ	[-]	dílčí součinitel spolehlivosti pro úhel vnitř. tření zeminy
γ_c	[-]	dílčí součinitel spolehlivosti pro soudržnost zeminy
γ_b	[-]	dílčí součinitel spolehlivosti pro patu piloty
γ_s	[-]	dílčí součinitel únosnosti pro plášť piloty v tlaku
γ_t	[-]	celkový dílčí součinitel únosnosti piloty
$\gamma_{s,t}$	[-]	dílčí součinitel únosnosti pro plášť piloty v tahu
1. MS	[-]	první mezní stav
2. MS	[-]	druhý mezní stav
M_{xq}, M_{xy}, M_y	[kNm]	moment od zatížení proměnného, od větru, od brzdných sil
F_{max}, F_{min}	[kN]	maximální a minimální svislá síla v pilotě
H_x, H_y	[kN]	vodorovné síly v pilotě
M_x, M_y	[kN]	ohybové momenty v pilotě
ν	[-]	poissonův součinitel
E_{def}	[MPa]	modul přetvárnosti zeminy
I_C	[-]	stupeň konzistence
I_D	[-]	relativní ulehlost
A_c	[m ²]	jmenovitá průřezová plocha dřívku piloty
A_s	[m ²]	průřezová plocha podélné výztuže piloty
d	[m]	průměr dřívku piloty
L	[m]	délka piloty
ν/c	[-]	vodní součinitel betonu
\emptyset	[-]	průměr
F_{Ed}	[kN]	charakteristická hodnota působícího zatížení
s_{ed}	[mm]	sednutí od charakteristické hodnoty působícího zatížení
ρ_{min}	[-]	minimální stupeň vyztužení
ρ_{max}	[-]	maximální stupeň vyztužení
ρ	[-]	stupeň vyztužení piloty

9 SEZNAM TABULEK

Tab. 3.1.1: Minimální vyztužení železobetonových vrtaných pilot [8].....	23
Tab. 3.1.2: Doporučený průměr příčné výztuže [8].....	23
Tab. 3.1.3: Složení čerstvého betonu[8].....	24
Tab. 3.1.4: Stupeň rozlití a sednutí čerstvého betonu pro betonáž pilot [8].....	24
Tab. 4.2.1: Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR [12]	27
Tab. 4.2.2: Zatížení modelem LM1 [12]	27
Tab. 4.2.3: Zatížení modelem LM3 [12]	29
Tab. 4.3.1:Dílčí součinitelé zatížení [15]	33
Tab. 4.4.1: Hodnoty reakcí na podpěře P2 [13]	35
Tab. 4.5.1:Parametry zeminy za opěrou.....	36
Tab. 4.5.2: Výsledky sil od zemních tlaků působící na mostní opěru O1	38
Tab. 4.5.3:Výsledky sil od zemních tlaků působící na mostní opěru O3.....	38
Tab. 4.5.4: Výpočet vlastní hmotnosti opěry	38
Tab. 4.5.5: Hodnoty reakcí na opěře O3 [13].....	39
Tab. 4.5.1: Dílčí souč. únosnosti pro vrtané piloty [7].....	40
Tab. 5.1.1: Součinitel bočního zemního tlaku na plášť pilot k_2 [7].....	43
Tab. 5.1.2: Základové poměry pod podpěrou P2 (sonda J 140).....	43
Tab. 5.1.3: Regresní koeficienty pro jednotlivé typy zemin [7].....	45
Tab. 5.1.4 Sečnový modul deformace E_s [MPa]pro zeminy [7]	46
Tab. 5.1.5: Základové poměry pod podpěrou P2 (sonda J 141).....	48
Tab. 5.1.6: Základové poměry pod opěrou O1 (sonda J 139)	51
Tab. 5.1.7: Základové poměry pod opěrou O3 (sonda J 142)	54
Tab. 5.1.8: Porovnání výsledků výpočtu Excel a GEO5 na 1 MS	56
Tab. 5.1.9: Porovnání výsledků výpočtu Excel a GEO5 na 2 MS	56

10 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 2.1.1: Mapa s označením zájmové oblasti [3].....	12
Obr. 2.2.1: Podélný řez mostní konstrukce (dle [1])	13
Obr. 2.3.1: Geomorfologické poměry v Jižních Čechách (převzato z [6]).....	14
Obr. 2.4.1: Základní geologická mapa M 1:50000 [10]	15
Obr. 2.5.1: Hydrogeologické poměry (převzato z [6])	16
Obr. 2.5.2: Proudění a odběry vody v Horusickém zvod. systému (převzato z [5])	17
Obr. 3.1.1: Příčné průřezy vrtaných pilot [8]:	21
Obr. 3.1.2: Tvary dřívku vrtaných pilot [8]:.....	21
Obr. 3.1.3: Vrtné nástroje [8]:	21
Obr. 4.2.1: Model zatížení LM1 [13]	28
Obr. 4.2.2: Model zatížení LM2 [13]	28
Obr. 4.2.3: Model zatížení LM3 [12]	29
Obr. 4.2.4: Model zatížení LM3 [12]	30
Obr. 4.4.1: Tvar a rozměry mostní podpěry P2.....	34
Obr. 4.5.1: Tvar a rozměry mostní opěry	36
Obr. 5.1.1: Rozmístění pilot pod podpěrou P2 a tvar zákl. desky	41
Obr. 5.1.2: Mezní zatěžovací křivka [7].....	44
Obr. 5.1.3: Příčinkový součinitel sedání I_1 a korekční souč. R_k [7]	46
Obr. 5.1.4: Rozmístění pilot pod opěrou O1	49
Obr. 5.1.5: Rozmístění pilot pod opěrou O3	53

11 SEZNAM PŘÍLOH

- Příloha 1: Podélný řez mostu M 1:200
- Příloha 2: Půdorys mostu M 1:300
- Příloha 3: Průzkumné vrty a parametry zemin
- Příloha 4: Tabulky potřebné pro výpočet pilot
- Příloha 5: Výpočet zemních tlaků
- Příloha 6: Ruční výpočet pilot v programu Excel
- Příloha 7: Výpočty pilot provedené v programu GEO5
- Příloha 8: Výkres rozmístění pilot M 1:200
- Příloha 9: Schéma vyztužení pilot