

VYPRACOVAL		ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT		STATIKA3			
Ing. Pavel Tesař		Ing. Pavel Tesař					
OBJEDNATEL:	APRIS pro s.r.o., Jiráskova 2839, 530 02 Pardubice			office@statika3.cz www.statika3.cz			
INVESTOR:	Charita Přelouč, Pražská 14, Přelouč, 535 01						
STAVBA: REKONSTRUKCE ZÁZEMÍ PRO SLUŽBY SOCIÁLNÍ PREVENCE CHARITY PŘELOUČ, NZDM JAKUB KLUB A SASRD PODPORA RODINY - STAVEBNÍ ÚPRAVY A PŘÍSTAVBA ORLOVNY MÍSTO STAVBY: k.ú. Přelouč - č. p. 90 na st.37, 225, 1851/1				FORMÁT	85x A4	Č.PARÉ	
				REVIZE	0		
				DATUM	02/2025		
				ÚČEL	DPS		
ČÁST: D.3.2. STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ				Č.PŘÍLOHY			
PŘÍLOHA: TECHNICKÁ ZPRÁVA A STATICKÝ VÝPOČET				D.3.2.			

1. OBSAH

1. OBSAH	3
2. ÚVOD	5
2.1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	5
2.2. ZADÁVACÍ PODMÍNKY	5
2.2.1. Použité podklady	5
2.2.2. Použité normy a předpisy	5
2.2.3. Použité výpočetní programy	7
2.2.4. Výtah z IG průzkumu	8
2.3. PROVEDENÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ	8
2.3.1. Kvalita betonových konstrukcí	8
2.3.2. Řádné kotvení konstrukce	9
2.3.3. Dodatečné kotvení	9
2.3.4. Montáž – velikost dílů, etapy, postupy	9
2.3.5. Deformace betonových konstrukcí	9
2.3.6. Pracovní spáry	10
2.3.7. Smršťování a dotvarování betonu	10
2.3.8. Tolerance betonových konstrukcí	10
2.3.9. Provedení žb. kcí s ohledem na požární zatížení	10
2.4. PROVEDENÍ OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ:	10
2.4.1. Třídy provedení	11
2.4.2. Stupně přípravy povrchu	11
2.4.3. Žárově zinkované konstrukce	12
2.4.4. Geometrické tolerance	12
2.4.5. Kontrola, zkoušení a oprava	12
2.4.6. Provedení OK kcí s ohledem na požární zatížení	12
2.5. KONSTRUKCE – všeobecně:	13
2.6. PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ DLE ČSN EN 1911-1-X:	13
2.6.1. Kategorie	13
2.6.2. Uvažované hodnoty užitého zatížení (dle NA)	13
2.6.3. Uvažované hodnoty zatížení přemístitelnými přičkami	13
2.6.4. Klimatická zatížení	14
3. POPIS STÁVAJÍCÍHO OBJEKTU	14
4. STAVEBNÍ ÚPRAVY	15
5. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ	18
5.1. Hodnocení stáv. kcí s ohledem na přitížení	18
5.2. Základy	19
5.3. Vertikální konstrukce	20
5.4. Horizontální konstrukce	22
5.5. Schodiště	23
5.6. Opěrné stěny	24

6. PLÁN KONTROLY SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKCÍ	24
7. DEFINICE DLE MATERIÁLU KONSTRUKCE	25
7.1. Nosné základové a betonové konstrukce	25
7.2. Nosné zděné konstrukce	25
7.3. Nosné ocelové konstrukce	25
8. STATICKÝ VÝPOČET	26
8.1. Zatížení	26
8.1.1. Zatížení sněhem	28
8.2. Nosné konstrukce 2.NP	30
8.2.1. Stropnice	30
8.2.2. ŽB Věnc - překlady	33
8.2.3. Zdivo	35
8.3. Nosné konstrukce 1.NP	36
8.3.1. Stropnice	36
8.3.2. Ocelové překlady a průvlaky	42
8.3.3. ŽB Překlad	47
8.3.4. Zdivo	48
8.4. Základové konstrukce	52
8.4.1. Základové pasy obvodové - stávající	52
8.4.2. Základové pasy vnitřní - stávající	56
8.4.3. Základové pasy nové	60
8.1. Opěrné stěny	64
8.1.1. Opěrná stěna na max. převýšení terénu	64
8.1.2. Opěrná stěna u štítu budovy	74
9. POUŽITÉ MATERIÁLY	85

2. ÚVOD

Obsahem předkládané dokumentace jsou stavební úpravy, přístavba a nástavba Orlovny v Přelouči, v rozsahu dokumentace pro provedení stavby. Dokumentace je zpracována ve smyslu prováděcí vyhlášky č. 131/2024 Sb o dokumentaci staveb.

2.1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

Název stavby	REKONSTRUKCE ZÁZEMÍ PRO SLUŽBY SOCIÁLNÍ PREVENCE CHARITY PŘELOUČ, NZDM JAKUB KLUB A SASRD PODPORA RODINY - STAVEBNÍ ÚPRAVY A PŘÍSTAVBA ORLOVNY
Místo stavby	Kraj Vysočina. Katastrální území Počátky [723193], parc. č. 98
Účel stavby	Administrativní prostory, orlovna, zázemí charity Přelouč
Charakter stavby	Stavební úpravy, nástavba, přístavba
Investor	Chartia Přelouč, Pražská 14, Přelouč, 535 01
Stavební část	APRIS pro s.r.o., Jiráskova 2839, 530 02 Pardubice

2.2. ZADÁVACÍ PODMÍNKY

Konstrukce jsou navrženy podle platných ČSN. Nebyly předepsány zvláštní tolerance na provádění konstrukcí, předpokládá se dodržení platných norem.

2.2.1. Použité podklady

- | | |
|--|---------|
| - Architektonicko-stavební řešení objektu – APRIS pro s.r.o. | 01/2025 |
| - Prohlídka IN SITU | 01/2025 |

2.2.2. Použité normy a předpisy

Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
-------------	------------------------------

Zatížení stavebních konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru
ČSN EN 1991-1-3	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-6	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění
ČSN EN 1991-1-7	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení

Betonové konstrukce – navrhování

- ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1992-1-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru

Beton - technologie

- ČSN EN 206 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí
- ČSN 73 0202 Geometrická přesnost ve výstavbě. Základní ustanovení
- ČSN 42 0139 Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná žebírková betonářská ocel - Všeobecně
- ČSN 73 0210-1 Geometrická přesnost ve výstavbě. Podmínky provádění. Část 1: Přesnost osazení
- ČSN 73 0212-1 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 1: Základní ustanovení
- ČSN 73 0212-3 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 3: Pozemní stavební objekty
- ČSN 73 0212-5 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 5: Kontrola přesnosti stavebních dílců
- ČSN 73 6180 Hmoty pro ošetřování povrchu čerstvého betonu

Ocelové konstrukce – navrhování, provádění

- ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1993-1-2 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru
- ČSN EN 1090-1 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí - Část 1: Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců
- ČSN EN 1090-2 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí - Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce
- ČSN EN ISO 12944-2 Nátěrové hmoty – Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy – Část 2: Klasifikace vnějšího prostředí

Dřevěné konstrukce – navrhování, provádění

- ČSN EN 1995-1-1 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1995-1-2 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru
- ČSN EN 336 Konstrukční dřevo - Rozměry, dovolené odchylky
- ČSN EN 338 Konstrukční dřevo - Třídy pevnosti
- ČSN EN 380 Dřevěné konstrukce. Zkušební metody. Všeobecné zásady pro statické zatěžovací zkoušky
- ČSN EN 383 Dřevěné konstrukce. Zkušební metody. Stanovení pevnosti stěn otvorů a charakteristik stlačitelnosti pro kolíkové spojovací prostředky

ČSN EN 384	Konstrukční dřevo - Stanovení charakteristických hodnot mechanických vlastností a hustoty
ČSN EN 408	Dřevěné konstrukce - Konstrukční dřevo a lepené lamelové dřevo - Stanovení některých fyzikálních a mechanických vlastností
ČSN EN 1438	Značky pro dřevo a výrobky na bázi dřeva
ČSN EN 1912	Konstrukční dřevo. Třídy pevnosti – přiřazení vizuálních tříd jakosti a dřevin.
ČSN EN 13271	Spojovací prostředky pro dřevo - Charakteristické únosnosti a moduly posunutí spojů se speciálními hmoždíky
ČSN EN 14081-1	Dřevěné konstrukce - Konstrukční dřevo obdélníkového průřezu tříděné podle pevnosti - Část 1: Obecné požadavky
ČSN EN 15228	Konstrukční dřevo - Konstrukční dřevo impregnované proti biologickému napadení

Zděné konstrukce – navrhování

ČSN EN 1996-1-1	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce
ČSN EN 1996-1-2	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru
ČSN EN 1996-2	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 2: Volba materiálů, konstruování a provádění zdiva
ČSN EN 1996-3	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 3: Zjednodušené metody výpočtu nevyztužených zděných konstrukcí

Zakládání konstrukcí

ČSN EN 1997-1	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
ČSN EN 1997-2	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Průzkum a zkoušení základové půdy
ČSN 73 0037	Zemní tlak na stavební konstrukce
ČSN 72 1006	Kontrola hutnění zemin a sypanin

Speciální konstrukce – navrhování

(ČSN 73 0038)	Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách
ČSN ISO 13822	Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí

2.2.3. Použité výpočetní programy

FIN EC	program pro rovinnou a prostorovou analýzu prutových konstrukcí deformační variantou MKP včetně dimenzování podle platných ČSN EN, FINE s.r.o.
GEO 5.5	komplexní programy pro geotechniku a zakládání podle platných ČSN, FINE s.r.o.
EXCEL	pomocné tabulky pro dimenzování prvků

2.2.4. Výťah z IG průzkumu

Geologické poměry staveniště jsou popsány geologickou rešerší, kterou zpracoval RNDr. František Medřík v listopadu 2015. Zájmové území leží v oblasti české křídové tabule, na hranici celků Východolabská tabule a Svitavská pahorkatina. Křídový podklad je tvořen slínovci kvality R4, které jsou překryty eluviem přecházejícím od horniny R5 až do slínů a prachovo - písčitých slínů CL - CI - CS, proložených jílovitými písky SC. Při povrchu je cca 0.2 - 0.5 mocná vrstva navážek. Základová spára nebude ovlivněna spodní vodou.

Základová půda je tvořena jílem písčitým tuhým, případně jílovitým pískem, hodnota $R_{dt} = 150 \text{ kPa}$.

2.3. PROVEDENÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

2.3.1. Kvalita betonových konstrukcí

Konstrukce musí být provedeny v tolerancích požadovanými platnými normami ČSN EN 13670. Z hlediska kvality výsledného povrchu betonu jsou konstrukce rozděleny do tří kategorií:

- a) běžný povrch bez zvláštních nároků
- b) pohledový beton bez mimořádných nároků
- c) pohledový beton s maximálními nároky na kvalitu provedení

Kategorie a) platí pro všechny povrchy, které nebudou trvale viditelné. Z konstrukčního hlediska musí tyto povrchy vyhovět pouze běžným požadavkům na kvalitní beton s patřičným krytím výztuže bez hnízd a nepřiměřených trhlin. Rovinatost povrchu musí vyhovovat navazujícím konstrukcím.

Kategorie b) platí pro povrchy betonu ve všech pomocných prostorech, parkingu, strojovnách, pomocných schodištích, nebo povrchy dostatečně vzdálené od přímého kontaktu. Povrch musí být takový, aby jej nebylo nutné dále stěrkovat, či omítat. Má být hutný, hladký, uzavřený, množství pórů velikostí 1 – 15 mm, maximálně 0,3% ze zkušební plochy 0,50 x 0,50 m. Ostré hrany musí být zkoseny, do pracovních spár musí být osazeny lišty, dilatační spáry musí být utěsněny proti vniknutí vody a kryty lištami nebo pásy. Rozmístění pracovních a optických spár musí být odsouhlaseno architektem a zadavatelem. Pracovní postup musí být navržen tak, aby nedocházelo ke vzniku větších než vlasových trhlin nebo k následnému znečištění nebo poškození povrchu.

Kategorie c) platí pro vizuálně exponované povrchy a esteticky náročné prostory. Rozměrová tolerance se zpřísňuje na $\pm 10 \text{ mm}$ v obou směrech, bednění je nutné překontrolovat z hlediska nerovností. Povrch musí být hladký, celistvý, vyrovnaný, ve stejném barevném odstínu, napínací zámky a místa styku bednění musí být odsouhlasena architektem. Předpokládá se provedení zkušebních vzorků, jejich schválení a uchovávání pro další porovnávání. Až do kolaudace musí být plochy chráněny před možným poškozením.

Poznámka: Jeden a týž prvek může být zařazen do různých kategorií, rozhoduje kategorie s vyššími nároky.

2.3.2. Řádné kotvení konstrukce

Svislé nosné monolitické konstrukce jsou vždy vyvazovány na kotevní výztuž z předchozí sousedící monolitické konstrukce. Veškeré sousedící monolitické konstrukce jsou navzájem provázané výztuží. Každý vzniklý vyvázaný roh (ať ve stěně nebo v desce) musí mít zavlečenou vnitřní závlačovou výztuž. Pro kotvení platí vždy délky výztuže na min. kotevní délku (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 40 profilů). Pro nastavování výztuží platí vždy min. délka přesahu (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 60 profilů).

2.3.3. Dodatečné kotvení

Veškeré dodatečné kotvení musí být předem odsouhlaseno projektantem prováděcí části dokumentace. Dodatečné kotvení se bude provádět pomocí navrtávků a vlepené výztuže. Osazování výztuže se řídí technologickými předpisy výrobce. Pro kotvení v tlaku platí vždy délky výztuže na min. kotevní délku (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 40 profilů). Pro kotvení v tahu platí vždy délky výztuže na min. přesahovou délku (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 60 profilů).

2.3.4. Montáž – velikost dílů, etapy, postupy

Dodavatel si sám určí dělení montovaných dílců dle svých možností. Stejně tak vypracuje technologické postupy pro vlastní provádění. Smršťovací pásy, jejich polohu, velikost apod., si určuje technolog stavby před zahájením prací v souladu s technologickými předpisy.

2.3.5. Deformace betonových konstrukcí

Svislé deformace betonové konstrukce jsou omezeny ustanoveními norem ČSN EN 1992-1-1 „Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby“. Vodorovné deformace nejsou omezeny ve výše uvedené normě, ale budou omezeny na 1/500 výšky konstrukce a to i po jednotlivých podlažích.

Deformace konstrukcí jsou limitovány obecnými texty v ČSN EN 1992-1-1 [11] čl. 7.4.1, které definují nutnost zajištění funkčnosti a vzhledu konstrukce. Dále se správně zdůrazňuje nutnost přihlídnout k povaze konstrukce a k její interakci s dalším vybavením budovy (příčky, obklady, technická zařízení a povrchy). Taková kritéria je nutné projednat a nechat schválit během projektování investorem a dodavateli ostatních konstrukcí. Čl. 7.4.1 odst. (4) uvádí údaje o limitu průhybu 1/250 rozpětí při kvazi stálém zatížení a limit nárůstu průhybu 1/500 rozpětí při kvazi stálém zatížení od zabudování prvku viz odst. (5). Tyto hodnoty je nutné považovat za velmi orientační, pro riziko porušení nenosných částí budov nemusí být dostačující. Pro kmitání nejsou v ČSN EN 1990 [1] a ČSN EN 1992-1-1 [11] stanovena konkrétní kritéria.

Uvedené orientační hodnoty mezních průhybů mají zajistit vyhovující funkčnost staveb, a to např. obytných, administrativních a veřejných budov nebo továren, pokud na ně nejsou kladeny zvláštní požadavky.

a) Při požadavcích na vzhled a obecnou použitelnost:

Průhyb vypočtený při kvazi stálém zatížení nemá překročit hodnotu 1/250 rozpětí. Průhyb se stanoví ve vztahu k podporám. Pro kompenzaci celého průhybu nebo jeho části lze použít nadvýšení, které nemá překročit hodnotu 1/250 rozpětí.

b) Při požadavcích na průhyby po zabudování prvku:

Průhyb od zatížení po zabudování prvku vypočtený při kvazistálém zatížení nemá překročit hodnotu 1/500 rozpětí. Toto kritérium je třeba kontrolovat, pokud nadměrné průhyby mohou poškodit připojené prvky (např. přčky, zasklení, obklady, technická zařízení budov apod.).

2.3.6. Pracovní spáry

Pracovní spáry při betonáži se předpokládají vždy na spodním a horním líci stropní konstrukce. Konstrukce vertikálních komunikačních prvků (rampy, schodiště) budou betonovány dodatečně a navázání výztuže bude provedeno s pomocí přípravků osazených před betonáží do souvisejících svislých konstrukcí. Pracovní spáry budou v případě požadavků na vodotěsnost řešeny těsnicími systémy.

2.3.7. Smršťování a dotvarování betonu

Nepříznivé účinky od smršťování betonu budou omezeny vhodným uspořádáním výztuže, například uložením výztuže i v tlačené oblasti stropní desky, vhodnou technologií ukládání betonu, dodržováním technologické kázně, kvalitním ošetřováním uloženého betonu, vhodným složením betonové směsi a případně použitím betonu, u kterého je dosaženo požadovaných vlastností po devadesáti dnech. Standardně bude použit beton, který dosáhne požadovaných vlastností po 28 dnech od uložení betonové směsi. U desek i stěn bude vodorovná výztuž navržena na šířku trhlíny od vynucených přetvoření.

2.3.8. Tolerance betonových konstrukcí

Tolerance vertikální i horizontální, jak celkové tak lokální, nosné železobetonové konstrukce jsou omezeny podle znění ČSN EN 13670 „Provádění betonových konstrukcí“ – Toleranční třída 1.

2.3.9. Provedení žb. kcí s ohledem na požární zatížení

Není-li uvedeno jinak, jsou železobetonové konstrukce standardně navrženy na požární odolnost 90 minut. Pro posouzení požární odolnosti nosných železobetonových prvků byly použity tabulky firmy PAVUS a.s. - „Hodnoty požární odolnosti stavebních konstrukcí podle Eurokódů“. Tyto hodnoty jsou z hlediska návrhu na straně bezpečné a odpovídají požadavkům normy ČSN EN 1992-1-2: „Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru“.

2.4. PROVEDENÍ OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ:

Výpočet spolehlivosti konstrukce dle výše citovaných norem je proveden s předpokladem, že bude uplatňována odpovídající úroveň stavebních prací a systém řízení jakosti dle ČSN EN 1090-2 – Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce. Technické požadavky na ocelové konstrukce. Zatřídění konstrukce má být provedeno dle Přílohy B:

Tabulka B.1 – Navržená kritéria pro kategorie použitelnosti

Kategorie	Kritéria
SC1	- Konstrukce a dílce navržené pouze na kvazistatické zatížení (příklad: pozemní stavby) - Konstrukce a dílce s přípoji navržené pro seismické zatížení v oblastech s nízkou seismickou aktivitou a v DCL[*] - Konstrukce a dílce navržené na únavové zatížení od jeřábů (třída S₀)^{**}
SC2	- Konstrukce a dílce navržené na únavu podle EN 1993. (příklady: Silniční a železniční mosty, jeřáby (třídy S₁ až S₉), konstrukce vystavené vibracím vyvolaným větrem, zatížené davem lidí nebo rotačním strojem) - Konstrukce a dílce s přípoji navržené na seismické zatížení v oblastech se střední nebo vysokou seismickou aktivitou a v DCM[*] a DCH[*]
[*] DCL, DCM, DCH: třídy duktility podle EN 1998-1.	
^{**} Pro klasifikaci únavového zatížení od jeřábů viz EN 1991-3 a EN 13001-1.	

Konstrukce nebo část konstrukce může obsahovat dílce nebo konstrukční detaily, které patří do rozdílných kategorií použitelnosti.

B.2.2.3 Rizika spojená s prováděním konstrukce

Výrobní kategorie lze stanovit na základě tabulky B.2.

Tabulka B.2 – Navržená kritéria pro výrobní kategorie

Kategorie	Kritéria
PC1	- Nesvařované dílce vyrobené z výrobků jakékoliv pevnostní třídy oceli - Svařované dílce vyrobené z výrobků z oceli nižší pevnostní třídy než S355
PC2	- Svařované dílce vyrobené z výrobků z oceli S355 a vyšší pevnostní třídy - Základní dílce pro celistvost konstrukce, které se svařují na staveništi - Dílce tvářené za tepla nebo tepelně zpracované během výroby - Dílce příhradových nosníků z kruhových dutých průřezů CHS vyžadující tvarové řezané konce

2.4.1. Třídy provedení

Jsou čtyři třídy provedení vztažené k výrobním kategoriím, kategoriím použití a třídami následků od 1 do 4, označené jako EXC1 až EXC4, pro které požadavek přísnosti vzrůstá od EXC1 do EXC4. Pokud v technické zprávě nebo ve výkresech není třída provedení pro danou konstrukci uvedena, bude použita třída EXC2. Požadavky ve vztahu k třídám provedení jsou v Tabulce A. 3 normy ČSN EN 1090-2.

Tabulka B.3 uvádí doporučenou matici pro výběr třídy provedení ze stanovené třídy následků a vybrané výrobní kategorie a kategorie použitelnosti.

Tabulka B.3 – Doporučená matice pro stanovení tříd provedení

Třídy následků		CC1		CC2		CC3	
Kategorie použitelnosti		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Výrobní kategorie	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 ^a	EXC3 ^a
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 ^a	EXC4
^a EXC4 se má použít na zvláštní konstrukce nebo konstrukce s extrémními následky při porušení, jak požadují národní ustanovení.							

2.4.2. Stupně přípravy povrchu

Jsou tři stupně přípravy povrchu, označené P1 až P3 podle ISO 8501-3, pro které požadavek přísnosti vzrůstá od P1 do P3. Stupně přípravy povrchu jsou vztaženy k očekávané životnosti protikorozní ochrany a kategorii korozní agresivity. Pokud není v technické zprávě nebo ve výkresech uvedeno jinak, pak předpokládáme životnost protikorozní ochrany 15let a korozní kategorii dle ČSN EN ISO 12944-2. Pokud

není v technické zprávě nebo ve výkresech uvedeno jinak, pak předpokládáme životnost protikorozi ochrany 15let a korozi kategorií C2 pro chráněné prvky a kategorií C3 pro nechráněné prvky. Pro tyto kritéria je třída přípravy povrchu definována stupněm „P1“.

Tento projekt neřeší detailní požadavky pro protikorozi ochranné systémy, které předpokládáme provedeny v souladu s normami EN ISO 12 944 a přílohou F normy ČSN EN 1090-2 pro natírané konstrukce, resp. normami EN ISO 1461, EN ISO 14713 a přílohou F normy ČSN EN 1090-2 pro povrchy pozinkované ponorem.

2.4.3. Žárově zinkované konstrukce

Pokud jsou ocelové konstrukce navrženy jako žárově zinkované, předpokládáme jejich provedení dle normy ČSN EN ISO 1461. Tyto konstrukce budou na stavbě montované šroubovými spoji. Případné opravy na staveništi je možné provádět pouze v souladu s bodem 6.3 normy ČSN EN ISO 1461. Oprava po svařování žárově zinkovaných konstrukcí bude provedena žárovým stříkáním zinku (dle ISO 2063) nebo nanesením vhodného nátěru obsahujícího pigment práškového zinku dle ISO 3549.

2.4.4. Geometrické tolerance

Geometrické úchyly jsou děleny na „základní tolerance“, které jsou zásadní pro mechanickou únosnost a stabilitu smontované konstrukce a na funkční tolerance požadované pro splnění dalších kritérií jako je přesnost a vzhled.

Základní tolerance musí být v souladu s přílohou D. 1 normy ČSN EN 1090-2. Stanovené hodnoty jsou dovolené úchyly. Jestliže skutečné úchyly přesahují dovolené hodnoty, s naměřenou hodnotou bude jednáno jako s neshodou podle kapitoly 12 normy ČSN EN 1090-2. V některých případech je možnost překročenou úchyly základních tolerancí ponechat v souladu s návrhem konstrukce, jestliže překročená úchyly je posouzena přepočtem. Jestliže to není možné, musí se neshoda opravit.

Funkční tolerance jsou dány v D. 2 normy ČSN EN 1090-2. Obecně jsou hodnoty uvedeny pro dvě toleranční třídy. Jestliže není v technické zprávě nebo ve výkresech stanoveno jinak, bude použita toleranční třída „1“.

2.4.5. Kontrola, zkoušení a oprava

Kontrola, zkoušení a opravy se musí provádět v průběhu prací podle specifikace, třídy provedení a v souladu s požadavky na jakost uvedenými v normě ČSN EN 1090-2 – kapitola 12, resp. příloha A3. Všechny kontroly a zkoušení se musí provádět podle předem stanoveného plánu s dokumentovanými postupy. Zvláštní kontrolní zkoušení a s tím spojené opravy se musí dokumentovat.

2.4.6. Provedení OK kcí s ohledem na požární zatížení

Pokud není níže v tomto dokumentu uvedeno jinak, ocelová konstrukce není dimenzována na požární zatížení. Případná požadovaná požární odolnost bude docílena vhodnými opatřeními (obklady, nátěry apod.) dle projektu požární ochrany.

V případě, že mechanická odolnost po příslušnou dobu požáru bude docílena samotnou ocelovou konstrukcí (= dimenzováno na mimořádnou kombinaci zatížení požárem), pak předpokládáme dodržení veškerých požadavků a doporučení v normě ČSN EN 1993-1-2 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-

2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru. Zejména upozorňujeme na nutnost provedení styčníků dle doporučení přílohy „D“ normy ČSN EN 1993-1-2.

2.5. KONSTRUKCE – všeobecně:

Při provádění veškerých stavebních prací je třeba se řídit závaznými ustanoveními platných norem a podmínkami bezpečnosti práce obsažené v Zákoníku práce a vyhláškách Státního úřadu inspekce práce.

č. 591/2006 Sb.	Požadavky na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích
č. 309/2006 Sb.	Zajištění dalších podmínek bezpečnosti a ochrany zdraví při práci
č. 362/2005 Sb.	Požadavky na bezpečnost a ochranu zdraví při nebezpečí pádu

Stavbu budou provádět osoby s příslušnou odborností a zkušeností. Vedení stavby bude prováděno v souladu se Stavebním zákonem č. 283/2021 Sb.

Všichni zúčastnění pracovníci musí být s předpisy seznámeni před zahájením prací.

Předkládaná dokumentace je zhotovena v souladu s prováděcí vyhláškou č. 131/2024 Sb. o dokumentaci staveb.

2.6. PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ DLE ČSN EN 1911-1-X:

2.6.1. Kategorie

Kategorie B	kancelářské plochy
Kategorie C	plochy, kde může docházet ke shromažďování lidí (kromě ploch uvedených v kategoriích A, B a D)
Kategorie C1	plochy se stoly atd., např. plochy ve školách, kavárnách, restauracích, jídelnách, čítárnách, recepcích.
Kategorie C3	plochy bez překážek pro pohyb osob, např. plochy v muzeích, ve výstavních síních a přístupové plochy ve veřejných a administrativních budovách, hotelích, nemocnicích, železničních nádražních halách.
Kategorie C4	plochy určené k pohybovým aktivitám, např. taneční sály, tělocvičny, jeviště, atd.
Kategorie H	střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav

2.6.2. Uvažované hodnoty užitého zatížení (dle NA)

	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
kategorie B	2,50	4,00
kategorie C		
- C1	3,00	3,00
- C3	5,00	4,00
- C4	5,00	7,00
kategorie H	0,75	1,00

2.6.3. Uvažované hodnoty zatížení přemístitelnými přčkami

přemístitelné přčky - rozpočteno do plochy (Keramické): $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$

přemístitelné přčky - rozpočteno do plochy (SDK): $q_k = 0,8$
 kN/m^2

2.6.4. Klimatická zatížení

Zatížení sněhem . . . I. Sněhová oblast

Základní tíha sněhu

$$s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

Toto zatížení odpovídá cca **56 cm čerstvého sněhu; 28 cm ulehleho sněhu a 14 cm mokrého sněhu**. Provozovatel konstrukce je povinen v rámci údržby budovy v zimních měsících respektovat předpoklady tohoto výpočtu a v případě dosažení výše uvedených mezních vrstev sněhu provést individuální odstranění sněhu.

Zatížení větrem . . . II. Větrová oblast

Základní rychlost větru

$$v_{b,0} = 25,00 \text{ m/s}$$

3. POPIS STÁVAJÍCÍHO OBJEKTU

Předkládaná projektová dokumentace řeší stavební úpravy, přístavbu a nástavbu stávajícího objektu orlovny v Přelouči. Jedná se o nepodsklepený objekt, který má jedno až dně nadzemní podlaží. Objekt v současné době tvoří zázemí pro sociální prevenci charity Přelouč, NZDM Jakub klub a SASRD podpora rodiny. Součástí objektu je tělocvična s jevištěm, na kterou navazuje jednopodlažní zázemí s šatnami, sociálním zařízením a technickými místnostmi. Směrem do ulice Českobratrská je objekt dvoupodlažní. V této části je situováno zázemí charity Přelouč.

Stávající objekt má přibližně lichoběžníkový půdorys vnější rozměry cca 41,8 x 21,5 m. Tělocvična je zastřešena sedlovou střechou s mírným spádem a jako krytina je zde použit vlnitý plech. Hřeben této střechy se nachází cca 9,8 m nad podlahou v přízemí. Na jihovýchodní štít tělocvičny navazuje sedlová střecha dvoupodlažní části objektu, u které je směrem do ulice použita keramická skládaná krytina a směrem do dvora je krytina plechová. Dvorní jednopodlažní přístavba je zastřešena plochou střechou s plechovou krytinou. U druhého štítu tělocvičny jsou nyní přízemní přístavky zastřešené pultovými střechami.

Jedná se o klasickou zděnou stavbu, kde mají nosnou funkci obvodové a vnitřní stěny v příčném i podélném směru, které jsou provedeny z cihel plných, či keramických. Stropní konstrukce předpokládáme ve dvoupodlažní části jako dřevěné trámové stropy se záklopem a podbitím. Pouze nad jedním traktem (vlevo od hlavního vstupu) je již nově proveden ocelobetonový strop. Stropní konstrukce jednopodlažní přístavby tělocvičny nebyla ověřena sondami, tato část objektu však bude demontována a nahrazena novou přístavbou v podobném rozsahu. Nebyla ověřena ani střešní a stropní konstrukce nad tělocvičnou – tato část objektu však není předmětem navrhovaných stavebních úprav. Objekt je založen plošným způsobem na základových pasech pravděpodobně z prostého betonu, nebo kusového staviva (cihla, kámen..). Nosná konstrukci krovu předpokládáme klasickou dřevěnou se středovými vaznicemi vynášenými plnými vazbami. Vaznice jsou podepřeny sloupy s pásky, vzpěrami, rozpěrami, příp. kleštinami. Stávající konstrukce krovu nebyla rovněž přesně zaměřena, protože bude buď demontována, nebo nebude stavebními úpravami dotčena.

Předmětný objekt je v současné době využíván jen částečně. Vlivem dožilé izolace proti zemní vlhkosti jsou některé stěny ovlivněny vlhkostí a dochází zde k degradaci použitých staviv. Z exteriéru však

nejdou na fasádě viditelné žádné vážnější trhliny a poruchy, stav a opotřebení objektu odpovídá jeho stáří. Na fasádě a v chodbách jsou viditelné trhliny ve zdivu, resp. v omítce pouze estetického charakteru. Objekt jako celek je stabilizovaný.

4. STAVEBNÍ ÚPRAVY

Stavebními úpravami, přístavbou a nástavbou stávajícího objektu nedojde ke změně využití budovy. Zůstane zde zachována tělocvična s přidruženými prostory, zázemí charity s administrativními prostory, klubovny a společenskými sály nízkoprahového centra a sociálně aktivizačních služeb. Hlavní hmota objektu zůstává ve stávající stopě, pouze jednopodlažní přístavek tělocvičny se posune až k hranici pozemku a přístavky u západního štítu tělocvičny budou nahrazeny parkovacím stáním.

Stavební úpravy se týkají celého objektu, kromě samotné tělocvičny. U tělocvičny dojde pouze k úpravě třech prostupů pro dveře směrem k jednopodlažní přístavbě. Ve dvoupodlažní části objektu bude kompletně sneseno podkroví, včetně stropní konstrukce s výjimkou nově realizovaného ocelobetonového stropu. Na daném půdorysu bude následně provedeno zcela nové druhé nadzemní podlaží zastřešené plochou střechou. Zásahy se týkají i vnitřních stěn v přízemí, na které budou navazovat nové stěny, dle nově navržených dispozic. Nově bude provedeno komunikační jádro s dvouramenným železobetonovým schodištěm. Jednopodlažní dvorní přístavba bude kompletně demontována a bude nahrazena novou rozšířenou až na hranici pozemku. U severozápadního štítu budovy vznikne dvorek chráněný opěrnými stěnami, vnější vyrovnávací schodiště a parkovací plocha. V zachovávaných stěnách budou vyměněny nevyhovující výplně otvorů, dojde k výměně všech zařizovacích předmětů a instalací.

V prvním kroku se před provedením demolice dotčených konstrukcí odpojí jednotlivé rozvody (vody a elektrického proudu a dalších). Některé části objektu se mohou demontovat nezávisle (výplně otvorů, střešní krytina, nenosné příčky...), ale v případě zásahů do nosných konstrukcí bude postupováno od shora dolů s postupným zajištěním navazujících konstrukcí. Při bourání konstrukcí v nadzemních podlažích bude suť ihned transportována mimo objekt, aby nedocházelo k nadměrnému přitěžování stropní konstrukce.

Při demolici musí být dodrženy následující obecné zásady:

- Technologický postup dodavatele musí být zpracován na základě zevrubné prohlídky bouraného objektu tak, aby v průběhu prací nedošlo k nekontrolovanému porušení stability objektu nebo jeho částí.
- Bourání objektů vyšších než přízemních, strhávání nebo bourání svislých konstrukcí od výšky 3 m, bourání schodišť a vysunutých částí, a bourání, při kterém dochází ke změně konstrukční bezpečnosti objektu, strojní bourání, bourání speciálními metodami (řezání kyslíkem apod.) a bourací práce nad sebou mohou provádět jen kvalifikovaní pracovníci pod stálým dozorem odpovědného pracovníka.
- Při bourání, které provádí dvě nebo více čtí současně, musí být zajištěn stálý dozor odpovědného pracovníka.
- Pro rozebírání (demontáže) lešení a podobných konstrukcí, vyklizování vnitřního zařízení budov a staveb před bouráním a pro práce malého rozsahu (bourání nenosných prvků, ohrad, přízemních objektů apod.) stanoví pracovní postup odpovědný pracovník.

- Před započítím bouracích nebo rekonstrukčních prací se musí uskutečnit průzkum stavu objektu a jeho okolí, zjistit inženýrské sítě a stav dotčených sousedních objektů. K průzkumu musí být využity stávající podklady o objektu a podklady o objektech sousedních. O provedeném průzkumu musí být vyhotoven zápis.
- Na základě průzkumu dodavatel stavebních prací zajistí před zahájením bouracích nebo rekonstrukčních prací vypracování technologického postupu těchto prací.
- Při změně podmínek v průběhu bouracích a rekonstrukčních prací se musí technologický postup upravit tak, aby byla vždy zajištěna bezpečnost při práci.
- Před započítím bouracích nebo rekonstrukčních prací se musí vymežit ohrožený prostor podle technologie prováděných prací, zajistit ho proti vstupu nepovolaných osob, bezpečně zajistit vstupy do objektů i ochranu veřejného zájmu ohroženého těmito pracemi.
- Průzkumem zjištěné podzemní prostory (dutiny, studně a jiné podzemní objekty) se musí před započítím prací zasypat nebo jiným bezpečným způsobem zajistit.
- Rozvodné sítě a kanalizace nebo zařízení instalované v bouraných a rekonstruovaných objektech se musí před započítím prací odpojit a zajistit, aby se nedaly použít. Podle potřeby se musí zajistit před poškozením i sítě, do kterých ústí přípojky z bouraných objektů. Pokud z provozních důvodů nelze u rekonstruovaných objektů odpojit rozvodné sítě a kanalizace, musí dodavatel stavebních prací stanovit opatření k zajištění práce a provozu.
- Pro odběr elektrického proudu pro potřebu provádění bouracích prací v objektu se musí zřídit samostatné vedení. Pro snížení prašnosti bouracích prací kropením musí být zajištěn zdroj vody. Tyto přípojky musí být zabezpečeny proti poškození po dobu provádění bouracích prací.
- Zahájení bouracích prací se může uskutečnit jen na základě písemného příkazu odpovědného pracovníka dodavatele stavebních prací a po vybavení pracoviště pomocnými konstrukcemi, materiálem a pomůckami určenými v technologickém postupu.
- Při bourání se musí zajistit ohrožený prostor, ve kterém se bourací práce provádí.
- Ohrožený prostor v zastavěném území se musí vymežit plným oplocením do výšky 1,8 m, pokud tomu technologie bourání nebrání. Není-li možno prostor oplotit, musí se zajistit jiným vhodným způsobem (střežením, vyloučením provozu).
- Bourat se musí tak, aby nedošlo k ohrožení vedlejších objektů, zejména těch, které rozebíráním přiléhajících staveb ztratily oporu.
- Materiál z bourané části objektu se musí odstraňovat tak, aby nedošlo k přetížení podlah nebo stropů.
- Vybouraný materiál musí být skladován tak, aby neomezoval průběh bouracích prací.
- Pomocné konstrukce vybudované uvnitř objektů nebo na jeho vnějších stranách se nesmí zatěžovat vybouraným materiálem a nesmí se přes ně strhávat materiál z bouraného objektu, pokud nejsou k tomu účelu navrženy.
- Tlakové nádoby k řezání kyslíkem musí být uloženy mimo dosah nebezpečí, které při bourání vzniká.
- Skleněné a jiné nebezpečné ostrohranné předměty musí být při ručním bourání odstraňovány, aby nebyly zdrojem úrazu.

- Bourání nesmí být přerušeno, pokud není zajištěna stabilita bourané konstrukce nebo její části. Tento požadavek platí i v případě nutného přerušení bourání z důvodu náhlého zhoršení povětrnostních podmínek.
- Při částečném bourání musí být v technologických postupech zakotveno bezpečnostní zajištění včetně kontroly pracovišť z hlediska ochrany pracovníků a jiných osob.
- Vstupy, výstupy, sestupy a vjezdy do prostoru bouraného objektu i do jednotlivých pracovišť musí být zajištěny od zahájení prací až do jejich ukončení a viditelně označeny.
- Bourání střešní konstrukce nebo krovů strháváním pomocí lan a tažných strojů je dovoleno, pokud jsou učiněna opatření ke stabilizování zůstávající části konstrukce.
- Výbušninami se nesmí strhávat plechové krytiny a krytiny položené na plném bednění. V tomto konkrétním případě nebude používáno výbušnin.
- Při ručním bourání střechy musí být postup volený tak, aby nebyla narušena pevnost ostatních částí konstrukce.
- Pokud není zajištěna únosnost bourané konstrukce, musí být bourání prováděno ze samostatné pomocné konstrukce.
- Konstrukční prvky mohou být odstraněny při ručním bourání jen tehdy, nejsou-li zatíženy.
- Při bourání zdí, které stabilizují vystupující konstrukce (balkóny, arkýře apod.), musí být tyto konstrukce zajištěny, aby nedošlo k nežádoucí ztrátě jejich stability.
- Ruční bourání nosných konstrukcí se provádí zásadně vertikálním směrem shora dolů.
- Při bourání pomocí strojů se venkovní zdi strhávají vždy z vnější strany objektu. U přízemních objektů bez podsklepení se může bourání provádět z vnitřku objektu, jsou-li odstraněny vodorovné prvky nad místem stroje. Je zakázáno strhávat zdi rozhoupáváním.
- Před bouráním příček pod vodorovnými konstrukcemi je nutno ověřit, zda nemají nosnou funkci.
- Únosnost vodorovných konstrukcí, na které se bude strhávat materiál, se v případě potřeby zvyšuje podpěrami.
- Ruční strhávání stěn a pilířů pomocí pák nebo zvedáků je zakázáno.
- U konstrukcí, u kterých není zajištěna jejich stabilita, je zakázáno používat jednoduchých žebříků k uvazování lan a háků ke strhávané části konstrukce.
- Stropní části se musí před uvázáním na zvedací zařízení uvolnit od ostatních konstrukcí.
- Při ručním bourání v případě, že hrozí prolomení nebo se prolomí podlahy, musí se práce přerušit a podlahy se musí spolehlivě podepřít nebo úplně odstranit.
- Při bourání jednotlivých poschodí pomocí stroje musí být stropy v nejbližší nižší poschodí, případně dalších poschodích, podepřeny konstrukcí podle statického výpočtu pro zatížení stropu materiálem, který na něj bude dopadat.
- Bourací práce nad sebou jsou zakázány, pokud nejsou stanoveny podmínky zabezpečení pracovníků v technologickém postupu.
- V případě ohrožení musí odpovědný pracovník, který přímo řídí bourací práce, dát dohodnutým znamením pokyn k okamžitému opuštění pracoviště.

Po provedení bouracích prací popsaných výše budou v odstrojeném objektu prováděny zásahy do nosných stěn. Nové prostupy budou realizovány klasicky zednickým způsobem za použití ocelových válcovaných nosníků. V přízemí dojde k realizaci základových pasů pod nově navržené stěny a k případnému k podchycení nejvíce zatížených základových pasů, pokud se zjistí, že stávající základové pasy neodpovídají předpokladům výpočtu. Dále dojde k provedení nového souvrství podlahy včetně podkladní ŽB desky. Všechny výplně otvorů budou nahrazeny novými v nově navržených pozicích. Některé otvory ve stěnách budou zazděny. Dozdívky i nové příčky budou provedeny z keramického zdiva.

Strop nad 1.NP a 2.NP je navržen jako ocelobetonový z jednotlivých válcovaných profilů, přes které bude uložen trapézový plech s přebetonávkou. Od 2.NP budou nově provedeny i všechny vertikální konstrukce v podobě keramického zdiva. Nosné obvodové stěny jednopodlažní přístavby předpokládáme z betonových sendvičových tváric. Nově bude provedeno i schodiště. Jedná se o dvouramenné ŽB schodiště s mezipodestou. Schodišťová ramena budou vynášena základy a mezipodestou, resp. mezipodestou a stropní konstrukcí. Samotná mezipodesta bude uložena na přilehlých schodišťových stěnách. Střešní konstrukce nad nově realizovanými objekty jsou ploché a funkci střechy tak bude plnit stropní konstrukce nad 2.NP, resp. nad 1.NP.

Dvorní přístavba na jihozápadní straně objektu má přibližně obdélníkový půdorys s vnějšími rozměry cca 25,8 m x 8,5 m. Z konstrukčního hlediska se jedná o stěnový systém, kde jsou na obvodových, resp. vnitřní stěně 1.NP uloženy ocelové válcované stropnice s trapézovým plechem a přebetonávkou. Přístavba je založena plošným způsobem na základových pasech z prostého betonu, přes které bude provedena základová podkladní deska.

Směrem do dvora bude za přístavbou realizováno vnější schodiště s navazujícími opěrnými stěnami vymezující prostor dvorku a parkovacího stání v další výškové úrovni – viz výkresové část PD.

Pokud během realizace dojde ke zjištění nových nepředpokládaných okolností, bude navrhované řešení případně upraveno. Uvedené zásahy si vyžadují statické zajištění, které je popsáno níže.

5. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

5.1. Hodnocení stáv. kcí s ohledem na přetížení

Přetížení objektu bude v rámci změny užitného zatížení stávajících podkrovních prostor, které budou nyní využívány jako administrativní, příp. společenský sál. Stávající užitné zatížení $0,75 - 3 \text{ kN/m}^2$ se zvětší na $2,5 - 5 \text{ kN/m}^2$ dle ČSN EN 1991-1-1 - Zatížení konstrukcí, část 1-1: Obecná zatížení – objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Dále dojde k přetížení objektu novými ocelobetonovými stropními konstrukcemi nad 1.NP i nad 2.NP, které jsou těžší než původní dřevěný strop, resp. krov. V rámci 2.NP budou stropní konstrukce přetíženy i keramickými příčkami a novou skladbou podlahy, ale tyto nové konstrukce nahrazují původní o podobné hmotnosti.

Jednotlivé uvažované hmotnosti skladeb viz sylabus zatížení tohoto dokumentu níže, kde tyto hodnoty nesmějí být překročeny.

Provedenými stavebními úpravami došlo k lokálnímu přetížení základové spáry a. stávající základové pasy byly prověřeny na nový stav výpočtem. Při posouzení jsme vycházeli z provedeného IG průzkumu, šířku základů jsme uvažovali 600 mm, hloubku základové spáry cca 800 mm stejně jako při statickém posouzení v předchozích etapách. Výpočtem byla ověřena dostatečná únosnost základových pasů pod

obvodovými stěnami. U vnitřní nosné stěny široké 300 mm, je nutné ověřit šířku základového pasu – na přitížení vyhoví při min. šířce 500 mm a hloubce alespoň 800 mm – viz statický posudek níže. Případě, že nebudou splněny předpoklady výpočtu, budou stávající pasy zesíleny. Zesílení stávajících pasů předpokládáme podbetonováním šachovnicovým způsobem - viz základy níže.

Na nové přitížení byly posouzeny i stávající nosné stěny, které na daný stav vyhoví bez dalších statických opatření.

5.2. Základy

Stávající objekt je založen plošným způsobem na základových pasech pravděpodobně z prostého betonu, či kusového staviva (cihla, kámen). Výpočet základových konstrukcí jsme provedli dle II. geotechnické kategorie. Pro předkládaný stupeň dokumentace byl k dispozici pouze výtah z IG průzkumu, ze kterého bylo zřejmé, že se v úrovni základové spáry nachází písčité jíl. Pro návrh založení bylo uvažováno normovými charakteristikami odpovídající zemině F4 – jíl písčitý. Šířku stávajících základových pasů pod obvodovým zdívem jsme uvažovali 600 mm, pod vnitřní stěnou tl. 300 mm, jsme uvažovali základ min. 500 mm široký. Základovou spáru uvažujeme v hloubce 800 mm Tyto předpoklady je nutné ověřit IN SITU geologem nebo statikem. V případě, že bude výpočtová pevnost odlišná, bude nutné posoudit základy dle skutečnosti IN SITU.

Za výše uvedených předpokladů byla výpočtem ověřena dostatečná únosnost stávajících základových pasů bez dalších statických opatření. Pokud by však tyto předpoklady splněny nebyly, muselo by dojít lokálně k zesílení stávajících základových pasů. U těchto základových pasů by bylo tedy navrženo snížení úrovně základové spáry podbetonováním při současném oboustranném rozšíření základových pasů o 200 mm. Případné zesílení základových pasů musí probíhat šachovnicovým způsobem cca ve třech až čtyřech etapách. V první fázi se provedou výkopy první etapy do požadované hloubky v šíři cca 1 m. Výkopy musí mít svislé stěny. Následně dojde k podbetonování stávajících základů zdiva (variantně lze základy i podezdít pomocí betonových tvární). Stávající základové pasy předpokládáme z každé strany podbetonovat pomocí pasů z prostého betonu 40 cm pod stávající základový pas. Tyto nové pasy budou široké 40 cm – 20 cm pod pasy a o 20 cm budou pasy rozšířené. Po vybetonování dílčí etapy základových pasů dojde k aktivaci mezi novým pasem a stávajícím základovým pasem (příp. stěnou) pomocí tzv. zednického způsobu, kdy bude zbytková kontaktní plocha mezi základy vyplněna pevnostní maltou s rozpínavým účinkem, případně ocelovými klíny. Zbytek základů se podchytí šachovnicovým způsobem analogicky v následných etapách. Celková hloubka podbetonování je tedy závislá na skutečné hloubce stávající základové spáry, ale bude minimálně 70 cm pod úrovní podlahy v 1.PP. Šířka podchycení stávajících základů tedy odpovídá tl. stěn s oboustranným rozšířením o 200 mm. Nové pasy z prostého betonu předpokládáme z betonu C16/20-X0.

Kromě stávajících základových pasů byly navrženy i nové základové pasy pod novými vnitřními stěnami, pod obvodovými stěnami přístavby a pod schodištěm. Tyto objekty jsou založeny plošným způsobem na základových pasech s přebetonávkou. Výpočet základových konstrukcí jsme provedli dle II. geotechnické kategorie. Při návrhu založení jsme vycházeli z IG průzkumu. Základovou spáru je nutno převzít geologem a potvrdit předpokládanou únosnost.

Vnitřní základové pasy jsou navrženy jako jednostupňové, obvodové základové pasy v přístavbě mohou být provedeny jako dvoustupňové. Základový pas musí být pod zděnou stěnou umístěn centricky a

u obvodových základových pasů bude proveden do nezámrazné hloubky (předpokládáme min. 1,2 m vůči vnějšímu upravenému terénu). Základová spára musí být zároveň v rostlém terénu. U vnitřních pasů lze připustit hloubku založení 700 mm. Spodní stupeň dvoustupňových pasů navrhujeme výšky cca 500 mm a s ohledem na předpokládané zatížení bude 500 mm široký. Jednostupňové základové pasy jsou navrženy rovněž šířky 500 mm a se spodním stupněm dvoustupňových pasů bude proveden z prostého betonu C16/20 – X0. Druhý stupeň základových pasů je navržen z tvárnice ztraceného bednění tl. 300 mm. Tvárnice budou zality betonem třídy C20/25-XC2 a konstrukčně budou vyztuženy vázanou výztuží B500 - předběžně předpokládáme vodorovně 2xø8 do každé spáry a 2xø8 po 250mm svisle. Nové a původní základové pasy budou vzájemně propojeny probetonováním.

Nad základové pasy je pak navržena podkladní železobetonová deska tloušťky 150 mm. Materiálově bude provedena z betonu třídy C25/30-XC2 a bude vyztužena dvěma vrstvami KARI sítě 6/100-6/100 s krytím 30 mm. Podkladní beton současně chrání základovou spáru před klimatickými vlivy (promrzání, rozbředání). Rozbředlou zeminu základové spáry je třeba odtěžit. Pro hutnění zemin je třeba dodržet technologické podmínky hutnění vycházející z použitých zemin (soudržná, nesoudržná). Na stávající základové pasy bude podkladní ŽB deska ukládána min. 100 mm, za tímto účelem bude pravděpodobně nutné provést drážku v patě stávajícího zdiva.

Před započítáním stavebních prací je nutné přesně vytýčit polohu a hloubku sítí. Skutečnost doporučuji ověřit kopanými sondami.

5.3. Vertikální konstrukce

Stávající svislé konstrukce jsou dle dostupných informací provedeny z cihelného zdiva tl. 300 až 650 mm. Při posuzování těchto stěn jsme uvažovali s min. únosnosti zdiva P10 na M2.5.

Ve stávajícím zdivu musí být zjištěny všechny dutiny, kavery, komínové průduchy, zazděné nefunkční instalace, nenosné vyzdívky z dutých cihel, případné cizorodé předměty (dřevo, korodované nosníky apod.). Zdivo bude sanováno tak, že všechny cizorodé předměty budou odstraněny a všechny dutiny a nevyužívané komínové průduchy budou dozděny. Veškeré dozdívky nosného zdiva nutno zásadně provádět „naplno“ v plné tloušťce zdi, tj. otvory nelze pouze vyzdít v lici zdiva příčkami nebo jinak „zamaskovat“. Výjimkou jsou pouze přiznané niky v místech otvorů s řádně provedenými nadpražími. Nové zdivo nutno vázat ke stávajícímu zdivu cihelnou vazbou do vysekaných kapes nejvýše po 0,30 m výšky. Ostění navržených otvorů v nosných zdech nutno vybourávat citlivě, spáry mezi cihlami provést z malty M10, v případě, že bude bouráním narušena vazba, je nutno odbourat celou narušenou část a ostění dozdít z plných cihel na maltu M10 s úplnou cihelnou vazbou. Tento požadavek platí zvláště v místech soustředěných zatížení vrchní konstrukcí. Vyzdívky všech stávajících otvorů v nosných zdech musí být provedeny natěsno pod nadpraží (za použití expanzní vysoko pevnostní malty), které bude důsledně zbaveno omítky. Zdivo bude obecně celkově očištěno, dožilé spáry mezi cihlami budou vyškrabány do hloubky cca 20 mm.

Případné trhliny budou pevně vyklínovány dubovými klínky po cca 0,30 m, vyčištěny, vypláchnuty proudem vody a vyplněny do hloubky sanační maltou (v zavhlé konzistenci, maltu do spár napěchovat). Po jejím zatvrdnutí budou klínky odstraněny a trhliny doplněny. Uvedené zásady pro sanaci stávajícího zdiva platí pro celý objekt.

Vzhledem ke skutečnosti, že je navrženo ubourání stávajících stěn až po zhlaví otvorů v 1.NP a následné osazení nových překladů, resp. provedení ŽB věnců plnících funkci překladů, tak se dodatečně

provádění nových prostupů ve stávajícím zdivu týká pouze třech prostupů v obvodové stěně tělocvičny. Tyto prostupy budou provedeny klasickou metodou za použití ocelových nosníků z oceli S235. Jako překlady jsou zde navrženy dle zatížení a rozpětí nosníky 4x120 – 4x160, jak je patrné z výkresové části PD. Při provádění prostupů ve stávajícím zdivu bude uplatňován následující postup. Nejprve bude provedena jednostranná drážka tak, aby mohl být překlad vložen do projektované pozice. V uložení (min. 200 mm) je třeba provést maltové lože (pevnostní cementová malta), nebo betonovou desku, která zajistí roznesení soustředného zatížení. Po osazení překladu je třeba ocelovými klíny provést vyklínování vůči horní hraně otvoru (drážky), tak aby projektovaný překlad byl aktivován. Po aktivaci je možné analogický postup opakovat z druhé strany stěny. Při provádění drážky je možné dočasně oslabit stěnu maximálně na polovinu její šíře. Jakmile budou aktivovány všechny nosníky v rámci jednoho otvoru, budou všechny spodní pásnice provařeny pásovou ocelí P5/50 á 400 mm, případně se nosníky provaří navzájem. Předpokládá se jednostranný koutový svar tl. 3 mm. Při bourání požadují drážky a kapsy do stávající stěny vyříznout a následně dobourat pomocí elektrického kladiva. Použití pneumatických kladiv není povoleno. Vlivem dotvarování konstrukcí po aktivaci nových ocelových překladů může dojít ke vzniku trhlinek ve svislých a vodorovných konstrukcích vyšších podlaží. Takto vzniklé trhliny se stabilizují postupně, jakmile proběhne dotvarování.

V 1.NP budou kromě nových prostupů realizovány i dozdvíky stávajících stěn pomocí keramických tvámic min. pevnosti P10 na M5. Některé stěny budou vyzdívány zcela nově – např stěny schodišťového jádra a navazující stěny v tl. 300 a 190 mm. Nově budou provedeny obvodové stěny jednopodlažní přístavby i jedna vnitřní nosná stěna v přístavbě tl. 190 mm. Tato vnitřní stěna bude rovněž provedena z keramického zdiva pevnosti min. P10 na M5, obvodovou stěnu předpokládáme z betonových sendvičových tvarovek tl. 400 mm s pevností min. P7. Vzhledem ke skutečnosti, že se stávající konstrukce od zhlaví stěn v 1.NP bourají, předpokládáme ve stávajícím zdivu 1.NP osazení systémových překladů běžným způsobem. U obvodového stávajícího zdiva, kde zůstane pozice stávajících otvorů zachována budou stávající překlady prověřeny a v případě nutnosti budou nahrazeny sníženým ŽB věncem, který bude plnit i funkci překladu. Celková výška ŽB věnce tak bude lokálně upravena na 610 mm. Pod úrovní stropní konstrukce musí být provedena roznášejí podbetonávka min. výšky 50 mm, nebo další úroveň stropního věnce. V našem případě předpokládáme pod stropní konstrukcí 1.NP provedení ŽB věnce výšky 170 - 250 mm. Materiálově budou věnce provedeny z betonu C25/30-**XC1** a budou vyztuženy vázanou výztuží B 500. Hlavní výztuž těchto věnců je navržena dle šířky zdiva z 2 x 2ø10 až 2x3 ø10, smykovou výztuž tvoří třmínky ø6/200 mm s přivytužením nad otvory na ø8/200 mm. U ŽB překladů je navržena spodní výztuž z 4ø12. Ve stávajícím zdivu tělocvičny, budou nosníky ukládány do kapes s podbetonávkou tl. 5 cm. Výztuž ŽB věnců doporučuji vlepít pomocí chem. tmele do navazujících stávajících stěn, pro zajištění celkové stability objektu.

Nové nosné vertikální konstrukce 2.NP jsou navrženy v celém rozsahu jako zděné stěny tl. 300 mm a navazují na stávající stěny tělocvičny a zachovávané štítové stěny. Pouze u jednoho štítu bude provedena dozdvíka ze sendvičových betonových tvarovek tl. 400 mm. Zděné stěny jsou navrženy z keramických tvámic pevnostně P10 na maltu M5. Překlady ve vnitřních stěnách budou provedeny ze systémových keramických překladů. Ve zhlaví nosných stěn jsou pod úrovní stropní konstrukce navrženy ŽB věnce výšky 190 mm, které u obvodových stěn plní i funkci překladů – nad okny je výška věnce upravena na 340 mm. Materiálově předpokládáme věnce z betonu C25/30-**XC1** vyztužené vázanou výztuží B500 s krytím 25 mm. ŽB věnce budou vyztuženy hlavní výztuží 2x2ø10 a třmínky ø6/200 mm. Nad okny je nutné hlavní výztuž

zesílit minimálně na 4 ϕ 14 u spodního povrchu a třmínky ϕ 6/150 mm. ŽB věnce 2.NP a stávající stěny budou propojeny pomocí vlepané výztuže.

Vnitřní příčky jsou v obou podlažích navrženy zděné. Do nosné stěny mohou být prováděny vodorovné drážky max. do hloubky povolené dle technologického předpisu výrobce. Při provádění zděných konstrukcí nutno dodržet technologický postup výrobce. Je nutné dodržet mezeru mezi poslední tvárnici výplňové stěny a spodní hranou stropní desky min. 20 mm.

Ocelové konstrukce jsou navrženy z oceli kvality S235, povrchová ochrana je navržena pro agresivitu prostředí „C2“.

5.4. Horizontální konstrukce

Nové stropní konstrukce budou provedeny jako ocelobetonové.

Strop nad 1.NP bude proveden z velké části nově, původní (již opravená) stropní konstrukce zůstane zachována pouze na jednom traktu ve dvoupodlažní části. Novou stropní konstrukci nad 1.NP budou tvořit jednotlivé ocelové stropnice navržené z válcovaných profilů I160 až HEB240 v osových vzdálenostech do 1,1 – 1,4 m, přesný návrh je závislý na rozpětí a zatížení jednotlivých prvků a je patrný z výkresové přílohy projektové dokumentace. Na největší rozpětí ve dvoupodlažní části jsou navrženy stropnice z HEB240 po 1,1m, u schodišťového jádra lze použít válcované profily I220, resp. I160 po 1,4m. Střešní konstrukce u jednopodlažní přístavby je tvořena až do rozpětí 7,5m válcovanými profily HEB200 – HEB160 v kroku 1,4 m. Na větší rozpětí jsou navrženy stropnice jako spojitě nosníky o dvou polích z válcovaných profilů I160. Uložení stropnic bude v kapsách ve stávajících nosných stěnách s uložením min. 250 mm do betonového lože C16/20-X0 tl. min. 50mm. Na nových stěnách budou stropnice uloženy na ŽB věnci. Kromě ocelových stropnic jsou součástí stropní konstrukce i ocelové průvlaky z 2xI160 vynášející nosné zdivo ve 2.NP. Přes ocelové stropnice bude uložen trapézový plech TR50/260 tl. 0,75mm (kladen vlnami kolmo na stropnice), který bude v každé druhé spodní vlně kotven přes podložku svarem (alternativně závitoreznými šrouby, případně nastřelovacími hřeby) k horní pásnici stropnic – nutno dodržet, bez tohoto kotvení klesá únosnost stropnic o cca 50%! Použitý trapézový plech lze nad podporami délkově nastavit. Do každé vlny bude umístěn prut betonářské výztuže ϕ 10 mm s krytím 20 mm. Přesahová délka pro výztuž R10 je 600 mm. Dále bude deska doplněna u horního povrchu kari sítí 5-150/5-150 s krytím 15 mm. Blíže k hornímu povrchu desky budou pruhy kolmé na ocelové stropnice (rovnoběžné s vlnou VSŽ plechu). Jednotlivé pásy sítě KARI budou skládány tak, aby se v jednom místě překrývaly max. 3 sítě. Přesahová délka sítě bude provedena min. na 1 oko (=250 mm). Před betonáží budou po obvodě nové stropní desky vlepeny do stávajícího nosného zdiva kotevní trny ϕ 10 v kroku cca 0,5 m, které budou zataženy cca 400 mm do přebetonávky trapézových plechů. Předpokládá se vlepení pomocí chemického tmele do hloubky cca 200 mm. Po dostatečném zajištění polohy výztuže a umístění kotevních trnů lze přistoupit k provedení desky v celkové tloušťce 100 mm (50 mm vlny plechu + 50 mm nadbetonovaná deska) z betonu kvality C25/30–XC1. Desku lze považovat za plně únosnou po uplynutí 28 dnů od betonáže. Nelze na ní skladovat stavební materiál! Po uplynutí 28 dní lze desku přitížit stavebním materiálem maximálně do hmotnosti navrhovaného užitého zatížení – tedy max. 150kg/m².

Strop nad 2.NP bude proveden nově v celém rozsahu. Stropní konstrukci nad 2.NP budou tvořit jednotlivé ocelové stropnice navržené z válcovaných profilů I120 až HEB220 v osových vzdálenostech do 1,3 m, přesný návrh je závislý na rozpětí a zatížení jednotlivých prvků a je patrný z výkresové přílohy

projektové dokumentace. Uložení stropnic bude v kapsách ve stávajících nosných stěnách s uložením min. 250 mm do betonového lože C16/20-X0 tl. min. 50mm. Na nových stěnách budou stropnice uloženy na ŽB věnci. Přes ocelové stropnice bude uložen trapézový plech TR50/260 tl. 0,75mm (kladen vlnami kolmo na stropnice), který bude v každé druhé spodní vlně kotven přes podložku svařem (alternativně závitoreznými šrouby, případně nastřelovacími hřebíky) k horní pásnici stropnic – nutno dodržet, bez tohoto kotvení klesá únosnost stropnic o cca 50%! Použitý trapézový plech lze nad podporami délkově nastavit. Do každé vlny bude umístěn prut betonářské výztuže $\varnothing 10$ mm s krytím 20 mm. Přesahová délka pro výztuž R10 je 600 mm. Dále bude deska doplněna u horního povrchu kari sítí 5-150/5-150 s krytím 15 mm. Blíže k hornímu povrchu desky budou pruty kolmé na ocelové stropnice (rovnoběžné s vlnou VSŽ plechu). Jednotlivé pásy sítí KARI budou skládány tak, aby se v jednom místě překrývaly max. 3 sítě. Přesahová délka sítí bude provedena min. na 1 oko (=250 mm). Před betonáží budou po obvodě nové stropní desky vlepeny do stávajícího nosného zdiva kotevní trny $\varnothing 10$ v kroku cca 0,5 m, které budou zataženy cca 400 mm do přebetonávky trapézových plechů. Předpokládá se vlepení pomocí chemického tmele do hloubky cca 200 mm. Po dostatečném zajištění polohy výztuže a umístění kotevních trnů lze přistoupit k provedení desky v celkové tloušťce 100 mm (50 mm vlny plechu + 50 mm nadbetonovaná deska) z betonu kvality C25/30–XC1. Desku lze považovat za plně únosnou po uplynutí 28 dnů od betonáže. Nelze na ní skladovat stavební materiál! Po uplynutí 28 dní lze desku přitížit stavebním materiálem maximálně do hmotnosti navrhovaného užitého zatížení – tedy max. 150kg/m².

Veškeré ocelové konstrukce jsou navrženy z oceli kvality S235 a budou opatřeny ochranným nátěrem pro třídu korozní agresivity „C2“. V případě volně vedených ocelových prvků bude proveden protipožární nátěr, nebo sádkartonový obklad, případně budou kryty omítkou dle doporučení PBR.

5.5. Schodiště

Vnitřní hlavní schodiště je nově navrženo jako železobetonové dvouramenné s mezipodestou. Konstrukčně se jedná o zalomenou železobetonovou monolitickou desku tl. 160 mm, resp. 200 mm (u mezipodest) s nadbetonovanými stupni (stupně jsou betonovány současně s deskou). Schodišťová ramena jsou uložena na základové desce, mezipodestě a stropní konstrukci. Samotná mezipodesta bude vynášena přilehlými stěnami na které bude uložena do kapsy hl. min. 120 mm. Materiálově bude schodiště provedeno z betonu C25/30–XC1 a bude vyztuženo vázanou výztuží B500 s krytím 20 mm. Šířka ramene je 1500 mm. Hlavní výztuž schodišťových ramen je u obou povrchů navržena z $\varnothing 10/150$, rozdělovací výztuž bude provedena z výztuže $\varnothing 10/200$. U mezipodest předpokládáme základní rastr výztuže u obou povrchů a v obou směrech z $\varnothing 10/150$.

Kromě vnitřního schodiště je nově navrženo i vnější vyrovnávací schodiště za novou přístavbou. Jedná se o přímé jednoramenné schodiště pnuté mezi základovým pasem a opěrnou stěnou. Konstrukčně se jedná o železobetonovou monolitickou desku tl. 160 mm s nadbetonovanými stupni (stupně jsou betonovány současně s deskou). Šířku schodiště uvažujeme 2m. Schodiště je navrženo z betonu C25/30–XC4–XF3 vyztuženého vázanou výztuží B500. Hlavní výztuž je u obou povrchů navržena z $\varnothing 10/150$, rozdělovací výztuž bude provedena z výztuže $\varnothing 10/200$.

5.6. Opěrné stěny

Za novou přístavbou je navržen dvorek s vnějším schodištěm a na něj navazuje parkovací stání u severozápadního štítu tělocvičny. Tento dvorek je chráněn po obvodě opěrnými stěnami, stejně jako štítová stěna stávající tělocvičny. Opěrné stěny jsou navrženy na max. rozdíl terénu cca 2,2 m. Jedná se o železobetonové stěny navržené z tvámic ztraceného bednění s délkou jednotlivých segmentů cca 4,5 - 11,8 m. Opěrné stěny předpokládáme s vodorovnou horní hranou a základovou spárou v nezámrzné hloubce - předpokládáme dvě úrovně založení, protože u štítové stěny může základová spára odpovídat úrovni podlahy v tělocvičně. Přesný rozsah a tvar opěrných stěn je patrný z výkresové části PD.

Opěrné stěny jsou založeny plošně na základové desce tl. 250 mm, která bude provedena z betonu C25/30-XC2 a bude vyztužena vázanou výztuží B 500 s krytím 35 mm. Opěry budou založeny na 100mm vysoké vrstvě podkladního betonu. Jednotlivé segmenty opěrných stěn budou založeny na základové desce široké 850 - 1200 mm (dle rozdílu terénu před a za) – z toho 150 mm u štítové stěny před stěnou, resp. 550 mm u dvorku. Z hlediska výškového musí být opěrná stěna založena v nezámrzné hloubce, tj. minimálně 0,80m pod upraveným terénem. Výztuž základové desky bude provedena při obou površích i směrech z $\varnothing 12/200$ mm. Součástí základové desky je i kotevní výztuž stěn - $\varnothing 12/200$ mm. Podkladní beton z betonu min. C8/10-X0 současně chrání základovou spáru před klimatickými vlivy (promrzání, rozbředání). Rozbředlou zeminu základové spáry je třeba odtěžit. Pro hutnění zemin dodržet technologické podmínky hutnění vycházející z použitých zemin (soudržná, nesoudržná).

Max. výška stěn s tl. 300 mm je cca 2,8 m. Stěny budou provedeny z betonu C25/30-XC4-XF1 vyztuženého vázanou výztuží B 500 s krytím 35 mm. Svislá výztuž je u všech typů stěn navržena při obou površích z $\varnothing 12/200$ mm. Vodorovná výztuž je navržena z $2 \times \varnothing 10$ v každé ložné spáře.

6. PLÁN KONTROLY SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKCÍ

Stanovení kontrol spolehlivosti konstrukcí stavby z hlediska jejich budoucího využití.

Požadavky na kontrolu konstrukcí jsou určeny na základě současně platných norem, podle managementu spolehlivosti staveb. Dle ČSN EN 1990 je konstrukce zařazena následovně:

Třída následků	CC2 (střední následky, budovy pro veřejnost)
Třída spolehlivosti	RC2
Úroveň kontroly při navrhování	DSL2 (běžná kontrola obvyklými postupy)
Úroveň kontroly při provádění	IL2 (běžná kontrola dle postupů organizace)

Kontrola stavby a jednotlivých konstrukcí bude prováděna na základě vyhotoveného a schváleného plánu dodavatele stavby.

V této části projektu jsou stanoveny min. požadavky na plán kontroly tak, aby byla zajištěna požadovaná spolehlivost konstrukce danou třídou následků. Kontrola provedených konstrukcí podle této projektové dokumentace bude prováděna nezávislým expertem na náklady stavebníka.

7. DEFINICE DLE MATERIÁLU KONSTRUKCE

7.1. Nosné základové a betonové konstrukce

Nosné základové betonové konstrukce budou provedeny dle ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí.

ŽB nosné konstrukce budou kontrolovány dle zařídění konstrukce v intervalu 5/10let; kontroluje se soulad konstrukce a předpokladů statického výpočtu (statické schéma, zatížení, změny v průběhu životnosti) a stav konstrukce (trhliny, karbonatace betonu, porušení a koroze výztuže apod.).

7.2. Nosné zděné konstrukce

Nosné zděné konstrukce budou provedeny dle ČSN EN 1996-2 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 2: Volba materiálů, konstruování a provádění zdiva.

Zděné nosné konstrukce budou kontrolovány dle zařídění konstrukce v intervalu 5/10let; kontroluje se soulad konstrukce a předpokladů statického výpočtu (statické schéma, zatížení, změny v průběhu životnosti) a stav konstrukce (trhliny zdiva, vydrolení malty, rozpad zdiva apod.).

7.3. Nosné ocelové konstrukce

Ocelové konstrukce budou provedeny dle ČSN EN 1090-2 - Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí - Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce. V rámci návrhu, výroby a montáže ocelových konstrukcí musí být tyto zařazeny do skupin dle tzv. tříd následků, kritérií použitelnosti a kritérií výrobní kategorie. Před uvedením konstrukce do provozu musí být provedena v souladu s ČSN 73 2604 tzv. výchozí prohlídka.

Ocelové konstrukce budou po dobu své životnosti kontrolovány dle ČSN 73 2604 - Ocelové konstrukce - Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb. Četnost kontrol, jejich způsob a evidence je definován platnou normou, kontroly musí „navazovat“ na tzv. výchozí prohlídku konstrukce.

8. STATICKÝ VÝPOČET

8.1. Zatížení

SYLABUS ZATÍŽENÍ

vypracováno dle ČSN EN 1990, 1991-1-1

ZSG00 VLASTNÍ TÍHA

$\gamma_f = 1,35$

- vlastní hmotnost je generována ve výpočtovém programu

ZSG01 SKLADBA - STÁLÉ

Podlaha 1.NP	tl. [m]	ρ [kN/m ³]	g_n [kN/m ²]	γ_f	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba	0,015	22	0,330	1,35	0,446
Bet. Mazanina	0,065	24	1,560	1,35	2,106
Tep. Izolace	0,12	1	0,120	1,35	0,162
CELKEM			2,010	1,35	2,714

Podlaha 1.NP II	tl. [m]	ρ [kN/m ³]	g_n [kN/m ²]	γ_f	g_d [kN/m ²]
ŽB deska se vsypem	0,15	24	3,600	1,35	4,860
CELKEM			3,600	1,35	4,860

Stropní kce nad 1.NP	tl. [m]	ρ [kN/m ³]	g_n [kN/m ²]	γ_f	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba	0,015	22	0,330	1,35	0,446
Bet. Mazanina	0,055	24	1,320	1,35	1,782
Kročejová izolace	0,03	3	0,090	1,35	0,122
Podhled			0,300	1,35	0,405
CELKEM			2,040	1,35	2,754

Plochá střecha	tl. [m]	ρ [kN/m ³]	g_n [kN/m ²]	γ_f	g_d [kN/m ²]
Povlaková krytina	0,15	20	3,000	1,35	4,050
Tepelná izolace	0,4	0,75	0,300	1,35	0,405
ŽB deska	0,08	25	2,000	1,35	2,700
Podhled			0,300	1,35	0,405
CELKEM			5,600	1,35	7,560

ZSG02 KONSTRUKCE

Příčky	g_n [kN/m ²]	γ_f	g_d [kN/m ²]
rozpočteno do plochy - keramické	1,500	1,35	2,025
rozpočteno do plochy - SDK	0,800	1,35	1,080

Stěny včetně omítky	tl. [m]	v. [m]	ρ [kN/m ³]	g_n [kN/m]	γ_f	g_d [kN/m]
Stěny 1.NP - stávající	0,3	3	18	16,200	1,35	21,870
Stěny 1.NP - stávající	0,45	3,5	18	28,350	1,35	38,273
Stěny 1.NP - bet. tvárnice	0,4	3,5	12	16,800	1,35	22,680
Stěny 1.NP - nové	0,3	3,5	12	12,600	1,35	17,010
Stěny 1.NP - nové	0,19	3,5	12	7,980	1,35	10,773
Stěny 2.NP	0,3	3,75	12	13,500	1,35	18,225

ZSQ01B UŽITNÉ

	q_n [kN/m ²]	γ_f	q_d [kN/m ²]
Kategorie B - kancelářské prostory	2,500	1,5	3,750
Schodiště	5,000	1,5	7,500

ZSQ01C UŽITNÉ

	q_n [kN/m ²]	γ_f	q_d [kN/m ²]
Kategorie C1	3,000	1,5	4,500
Kategorie C4,C5 - společenské místnosti, tělocvična	5,000	1,5	7,500

ZSQ01C UŽITNÉ

Společenská místnost	q_n [kN/m ²]	γ_f	q_d [kN/m ²]
Kategorie C4	5,000	1,5	7,500

ZSQ01H UŽITNÉ

	q_n [kN/m ²]	γ_f	q_d [kN/m ²]
Kategorie H - střechy nepřístupné	0,750	1,5	1,125

ZSQ01S

Sníh I. sněhová oblast 0,7 kN/m²

ZSQ01W

Vítr II. větrná oblast 25,0 m/s

8.1.1. Zatížení sněhem

1 Protokol zatížení: Sníh_sedlová_střecha

Zatížení podle ČSN EN 1991-1-3

Sněhová oblast: I
Charakteristická hodnota zatížení $s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$
Typ krajiny: normální
Součinitel expozice $C_e = 1,00$
Tepelný součinitel $C_t = 1,00$
Součinitel zatížení $\gamma_f = 1,50$

Tvar zastřešení: střecha přiléhající k vyšší stavbě

Šířka vyšší budovy $b_1 = 12,40 \text{ m}$
Šířka střechy $b_2 = 8,70 \text{ m}$
Šířka přilehlého sklonu střechy $b_s = 7,00 \text{ m}$
Výška okapu nad střechou $h = 4,00 \text{ m}$
Přilehlý sklon vyšší střechy $\alpha = 19,0^\circ$
Tvarový součinitel $\mu_1 = 0,80$
Tvarový součinitel $\mu_s = 0,70$
Tvarový součinitel $\mu_w' = 2,00$
Tvarový součinitel $\mu_2' = 2,70$
Délka návěje $l_s = 8,00 \text{ m}$

Charakteristické hodnoty zatížení (v závorce návrhové hodnoty)

Případ (i) - zatížení nenavátým sněhem:

$s_1 = 0,56 \text{ kN/m}^2$ ($0,84 \text{ kN/m}^2$)

Případ (ii) - zatížení navátým sněhem:

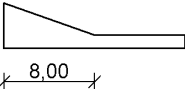
$s_1 = 1,89 \text{ kN/m}^2$ ($2,84 \text{ kN/m}^2$)

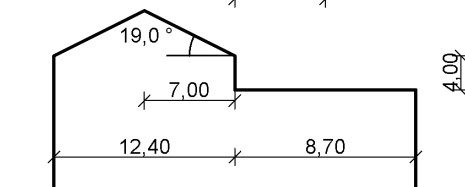
$s_2 = 0,56 \text{ kN/m}^2$ ($0,84 \text{ kN/m}^2$)

Případ (i)

 $0,56; (0,84) \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Případ (ii)

$1,89; (2,84) \text{ [kN/m}^2\text{]}$  $0,56; (0,84) \text{ [kN/m}^2\text{]}$



2 Protokol zatížení: Sníh_plocha

Zatížení podle ČSN EN 1991-1-3

Sněhová oblast: I
Charakteristická hodnota zatížení $s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$
Typ krajiny: normální
Součinitel expozice $C_e = 1,00$
Tepelný součinitel $C_t = 1,00$

Součinitel zatížení $\gamma_f = 1,50$

Druh zatížení: návěje na výstupky a překážky

Výška překážky $h = 4,00 \text{ m}$

Tvarový součinitel $\mu_1 = 0,80$

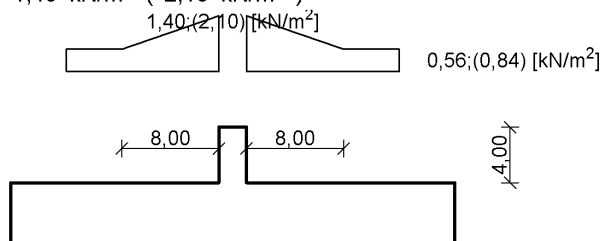
Tvarový součinitel $\mu_2' = 2,00$

Délka návěje $l_s = 8,00 \text{ m}$

Charakteristické hodnoty zatížení (v závorce návrhové hodnoty)

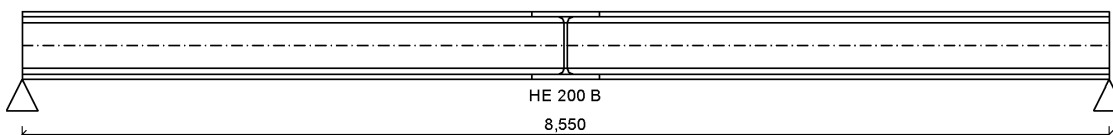
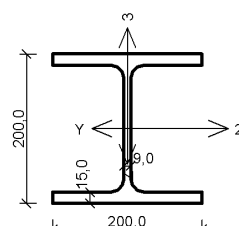
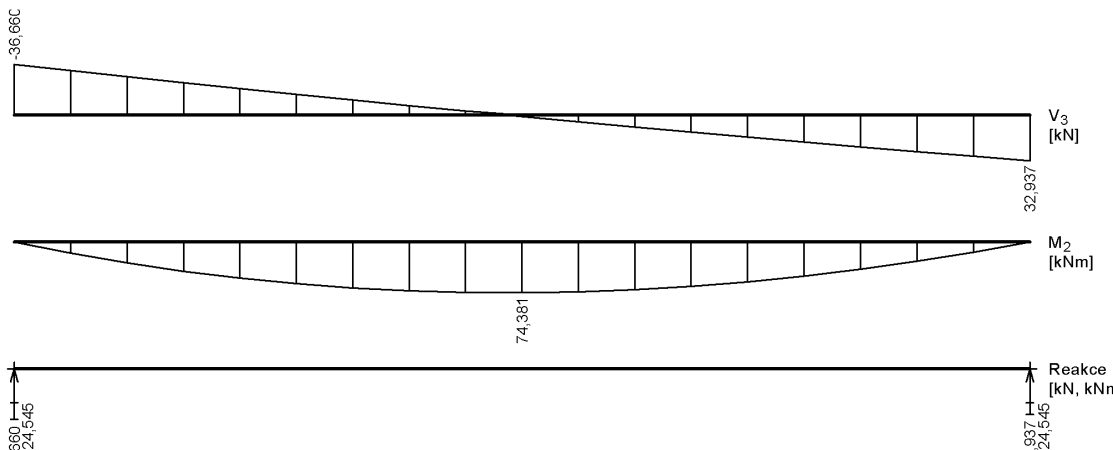
$s_1 = 0,56 \text{ kN/m}^2$ ($0,84 \text{ kN/m}^2$)

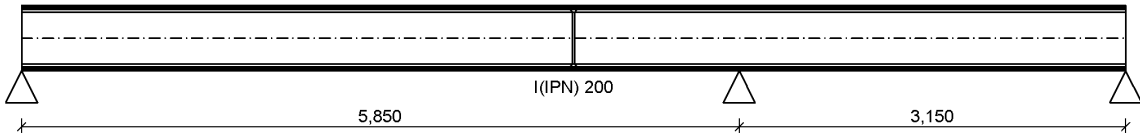
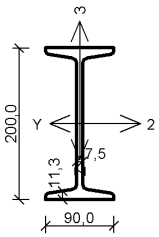
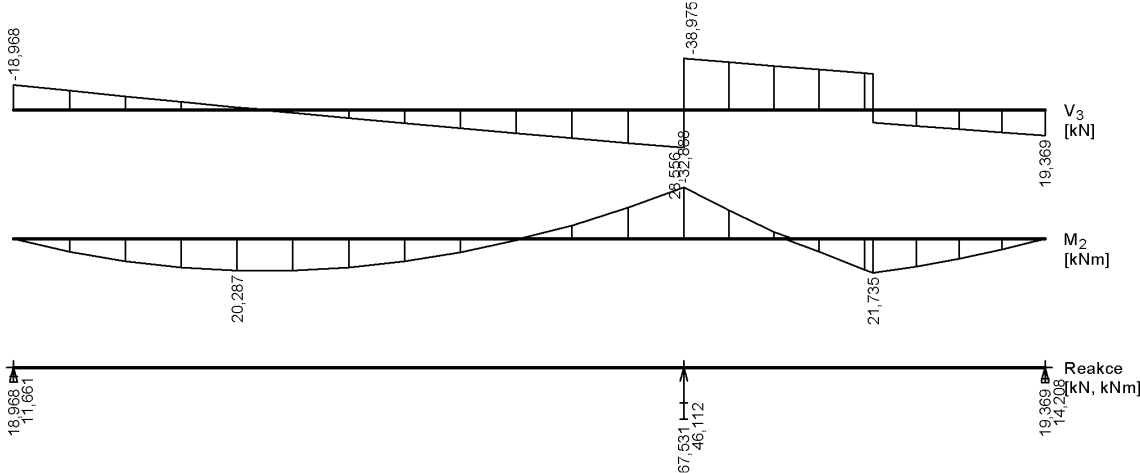
$s_2 = 1,40 \text{ kN/m}^2$ ($2,10 \text{ kN/m}^2$)

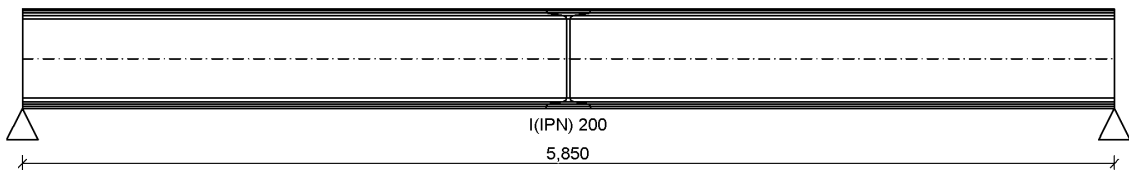
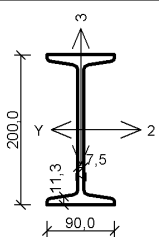
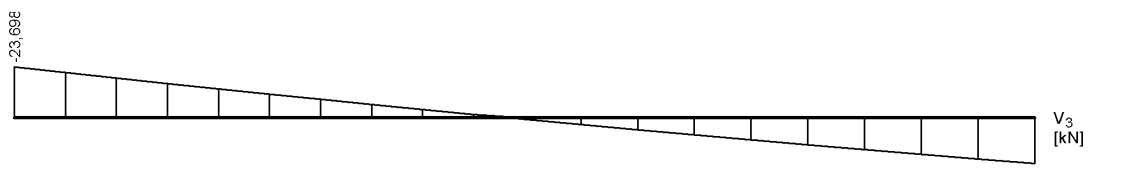
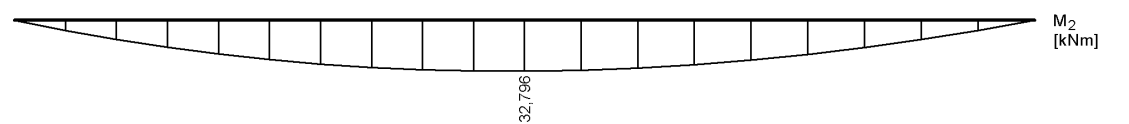
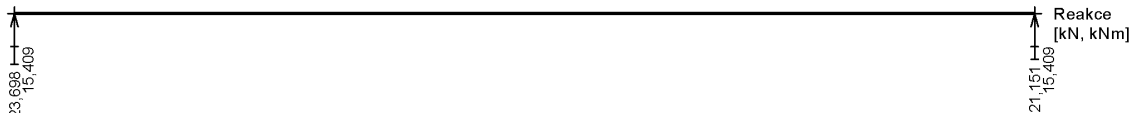


8.2. Nosné konstrukce 2.NP

8.2.1. Stropnice

Stropnice2NPI	
	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez HE 200 B Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,613 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2} = 3,640 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{s,3} = 2,470 - 0,728 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$	Parametry klopení S klopením se nepočítá
	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: S3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Posudek smyku od posouvající síly V_z: $0,931 \text{ kN} < 336,887 \text{ kN}$ Vyhovuje Ohybový moment: $M_y = 74,381 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = 150,988 \text{ kNm}$ $0,493 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 34,0mm v bodě $x = 4,275 \text{ m}$ Maximální povolená deformace dílce je $8,550 \text{ m} / 250,0 = 34,2 \text{ mm}$ $34,0 \text{ mm} < 34,2 \text{ mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 26,6mm v bodě $x = 4,275 \text{ m}$ Maximální povolená deformace dílce je $8,550 \text{ m} / 300,0 = 28,5 \text{ mm}$ $26,6 \text{ mm} < 28,5 \text{ mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

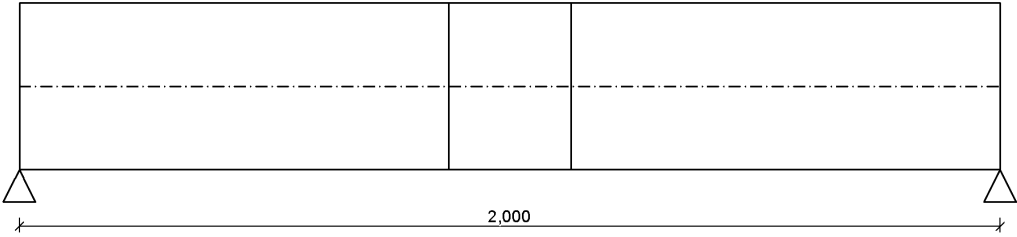
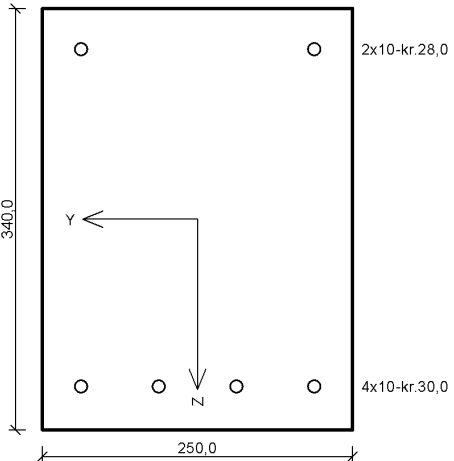
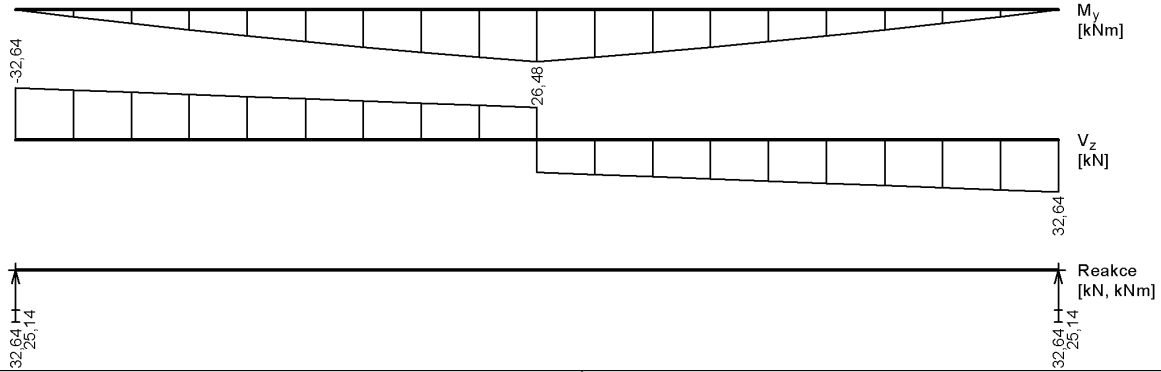
Stropnice2NPI - Kopie	
	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez I(IPN) 200 Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,262 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2,1} = 3,640 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $F_{g,2,2} = 18,200 \text{ kN}$ (7,500m) $\gamma_f = 1,35$ $f_{s,3,1} = 2,470 - 0,728 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$ $F_{s,3,2} = 8,200 \text{ kN}$ (7,500m) $\gamma_f = 1,5$	Parametry klopení S klopením se nepočítá
	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: S3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Posudek smyku od posouvající síly V_z: $28,556 \text{ kN} < 211,691 \text{ kN}$ Vyhovuje Ohybový moment: $M_y = -32,888 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = -58,299 \text{ kNm}$ $0,564 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 8,8mm v bodě $x = 2,438 \text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $5,850 \text{m} / 250,0 = 23,4 \text{mm}$ $8,8 \text{mm} < 23,4 \text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 6,3mm v bodě $x = 2,438 \text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $5,850 \text{m} / 300,0 = 19,5 \text{mm}$ $6,3 \text{mm} < 19,5 \text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

Stropnice2NPII	
	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez I(IPN) 200 Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,262 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2} = 3,640 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{s,3} = 2,470 - 0,728 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$	Parametry klopení S klopením se nepočítá
  	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: S3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Posudek smyku od posouvající síly V_z: $0,637 \text{ kN} < 211,691 \text{ kN}$ Vyhovuje Ohybový moment: $M_y = 32,796 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Unosnost: $M_{y,R} = 58,299 \text{ kNm}$ $0,563 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 18,7mm v bodě $x = 2,925\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $5,850\text{m} / 250,0 = 23,4\text{mm}$ $18,7\text{mm} < 23,4\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 14,3mm v bodě $x = 2,925\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $5,850\text{m} / 300,0 = 19,5\text{mm}$ $14,3\text{mm} < 19,5\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

8.2.2. ŽB Věvec - překlady

překlad_2np	
Beton: C 25/30 XC1 $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$ Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$) Ocel příčná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$) S tlacenou výztuží je počítáno.	Zatížení $f_{g,1} = 2,125 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2,1} = 7,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $F_{g,2,2} = 19,000 \text{ kN}$ (1,400m) $\gamma_f = 1,35$ $F_{s,3} = 10,000 \text{ kN}$ (1,400m) $\gamma_f = 1,5$
Podélná výztuž Horní výztuž 2x$\phi 10$ - 2850 (0,0;2,85) -kr.28,0 Dolní výztuž 4x$\phi 14$ - 2850 (0,0;2,85) -kr.30,0	Smyková výztuž 2x$\phi 6/100,0$ (0,0;2,85)
Posouzení mezního stavu únosnosti Ohyb dílce Kritický řez v bodě $x = 1,400 \text{ m}$ $M_{Ed} = 41,46 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 74,88 \text{ kNm} \Rightarrow$ Vyhovuje Smyk dílce Kritický řez v bodě $x = 0,150 \text{ m}$ $V_{Ed} = 36,39 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 118,22 \text{ kN} \Rightarrow$ Vyhovuje	Posouzení mezního stavu použitelnosti Šířka trhlin $w_k = 0,080 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,400 \text{ mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce $w_{kv} = 3,1 \text{ mm} \leq w_{kv,lim} = 11,4 \text{ mm} \Rightarrow$ Vyhovuje
VYHOVUJE	

překlad_2npII

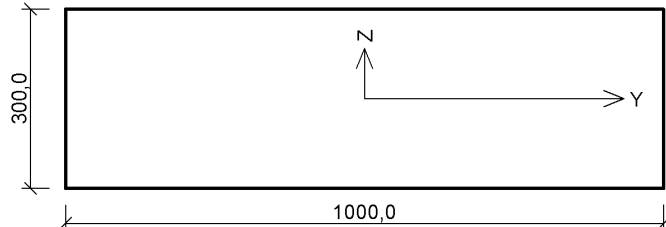
	
	Beton: C 25/30 XC1 $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$ Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$) Ocel příčná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$) S tláčenou výztuží je počítáno. Zatížení $f_{g,1} = 2,125 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2,1} = 7,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $F_{g,2,2} = 19,000 \text{ kN}$ (1,000m) $\gamma_f = 1,35$ $F_{s,3} = 10,000 \text{ kN}$ (1,000m) $\gamma_f = 1,5$
Podélná výztuž Horní výztuž 2x$\phi 10$ - 2000 (0,0;2,0) -kr.28,0 Dolní výztuž 4x$\phi 10$ - 2000 (0,0;2,0) -kr.30,0	Smyková výztuž 2x$\phi 6/100,0$ (0,0;2,0)
	
Posouzení mezního stavu únosnosti Ohyb dílce Kritický řez v bodě $x = 1,000\text{m}$ $M_{Ed} = 26,48\text{kNm} \leq M_{Rd} = 40,75\text{kNm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$ Smyk dílce Kritický řez v bodě $x = 0,150\text{m}$ $V_{Ed} = 30,80\text{kN} \leq V_{Rd} = 123,71\text{kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$	Posouzení mezního stavu použitelnosti Šířka trhlin $w_k = 0,104\text{mm} \leq w_{max} = 0,400\text{mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$ Průhyb dílce $w_{kv} = 0,7\text{mm} \leq w_{kv,lim} = 8,0\text{mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$
VYHOVUJE	

8.2.3. Zdívo

1 2NP

1.1 Vstupní data

Průřez



Materiál

Název: POROTHERM 30 Profi Dryfix P10 - WIENERBERGER pěna

Pevnost v tlaku $f_k = 2,05$ MPa

Pevnost ve smyku $f_{vko} = 0,06$ MPa

Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy $f_{xk1} = 0,15$ MPa

Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy $f_{xk2} = 0,15$ MPa

Dílčí součinitel materiálu $\gamma_M = 2$

Součinitel dotvarování $\phi_\infty = 1$

Objemová hmotnost $\rho = 850$

Vnitřní síly

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	Typ
1	Zat. případ 1	-140,00	6,00	6,00	0,00	0,00	Hlava
		-146,02	3,00	3,00	0,00	0,00	Střed
		-152,05	0,00	0,00	0,00	0,00	Pata

Vzpěr

Typ výpočtu: Imperfekce a vzpěr řešeny samostatně ve směru os

Vzpěrná délka Y: $3,500 \times 1,00 = 3,500$ m

Vzpěrná délka Z: $3,500 \times 1,00 = 3,500$ m

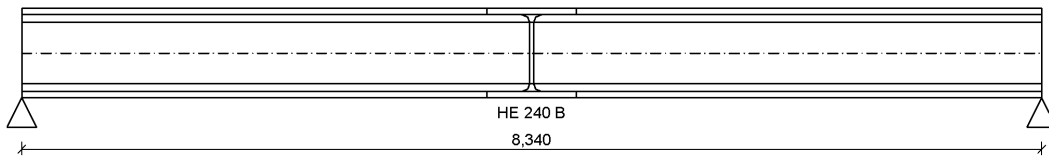
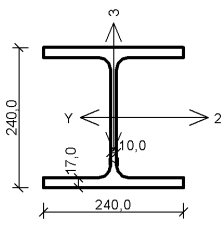
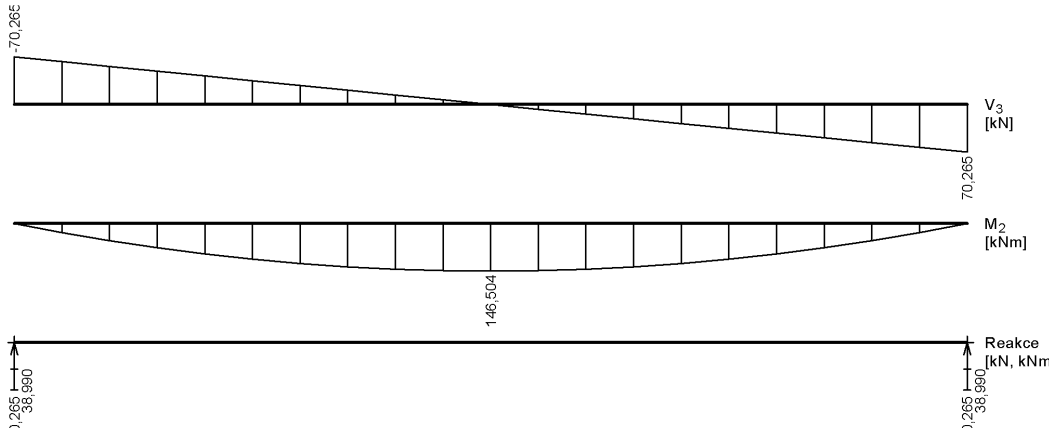
1.2 Výsledky

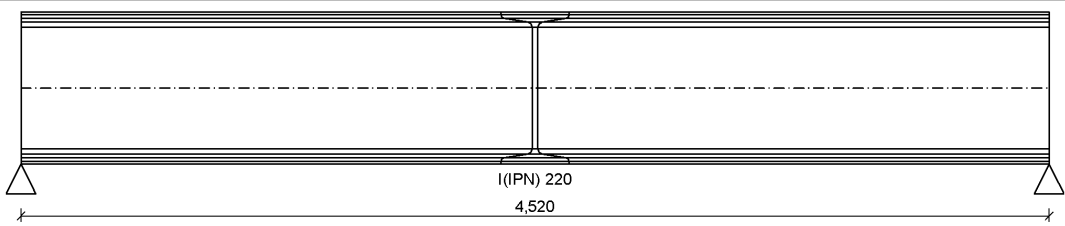
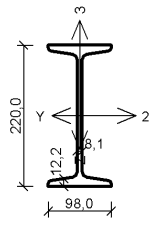
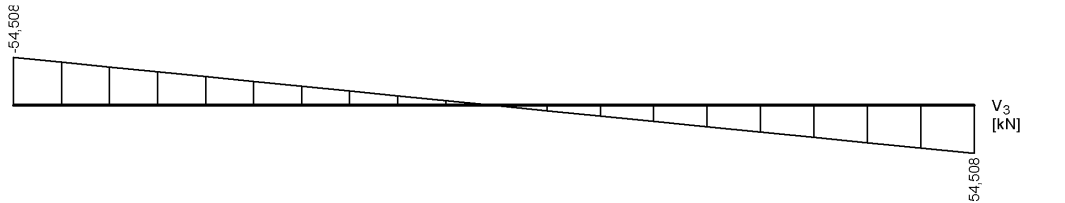
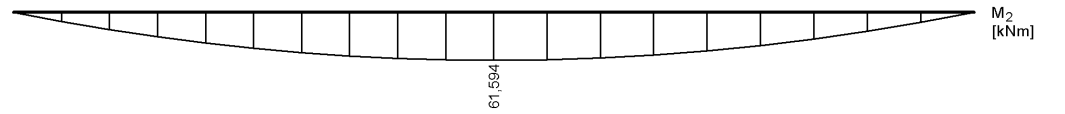
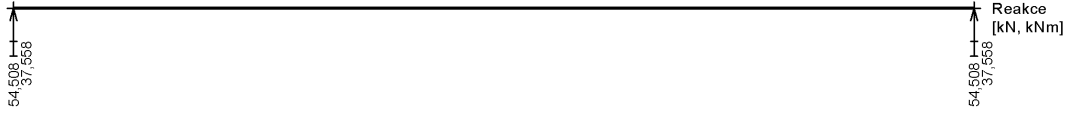
Mezní stav únosnosti

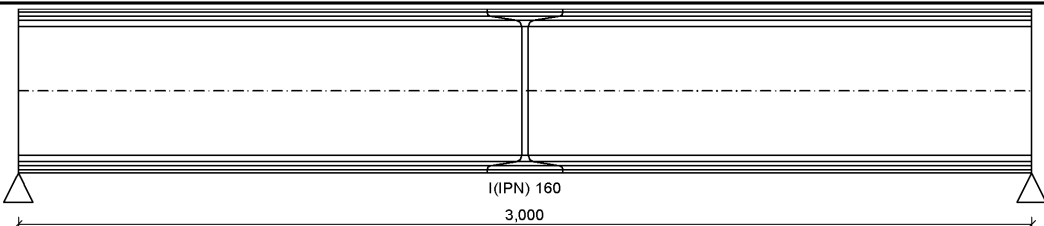
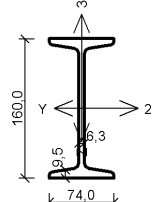
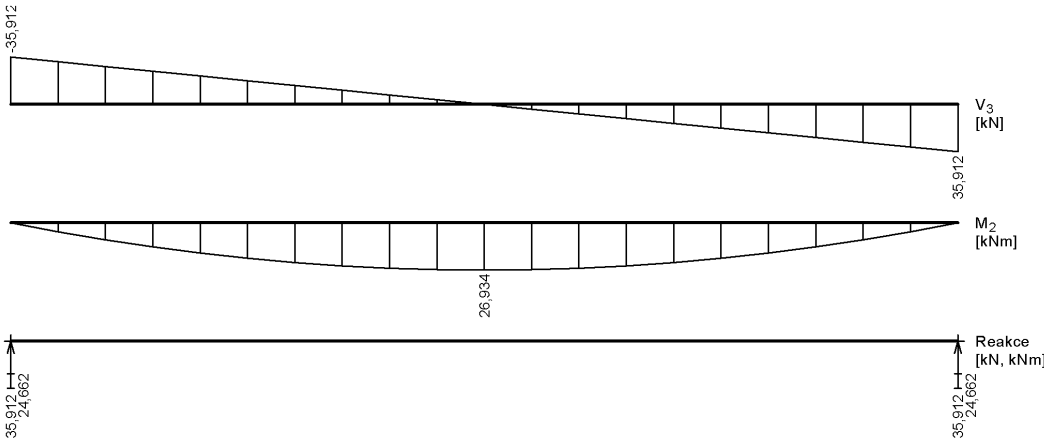
Štíhlost prvku $h_{ef}/t_{ef} = 11,67 \leq 27 \Rightarrow$ Vyhovuje

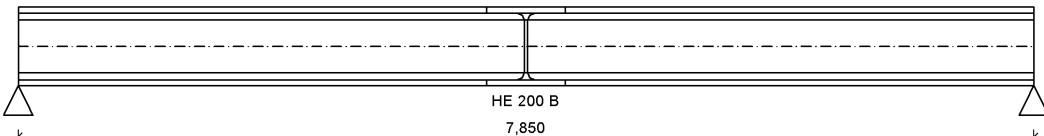
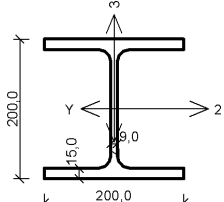
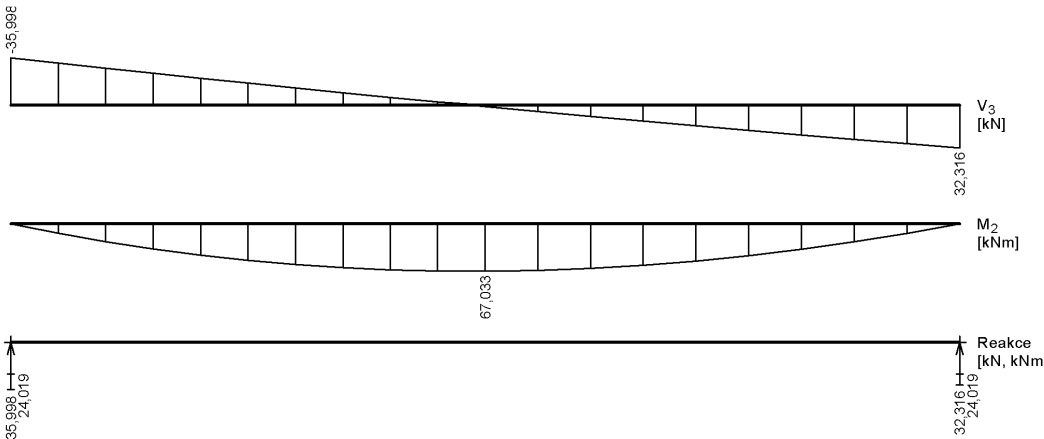
8.3. Nosné konstrukce 1NP

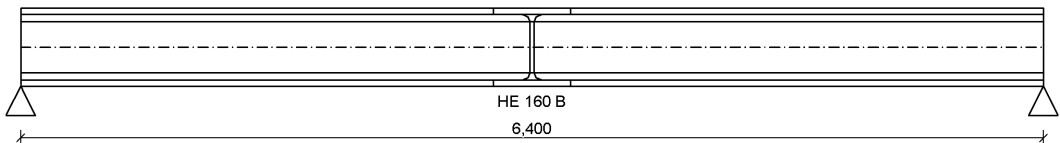
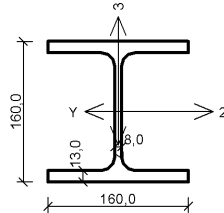
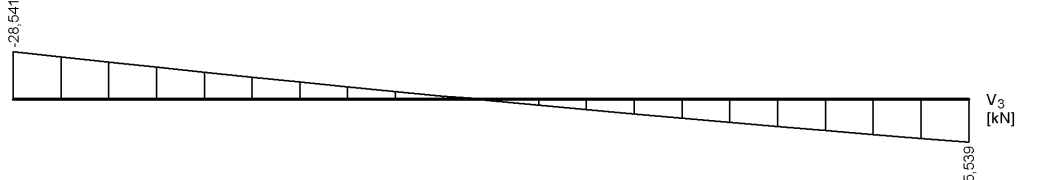
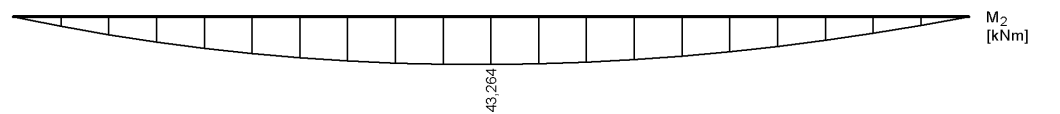
8.3.1. Stropnice

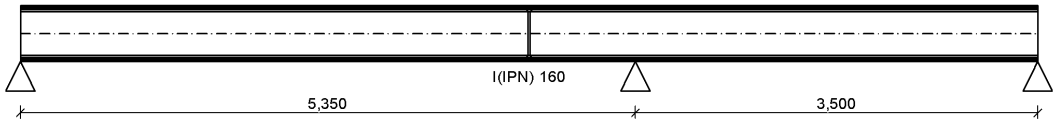
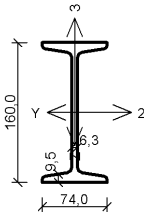
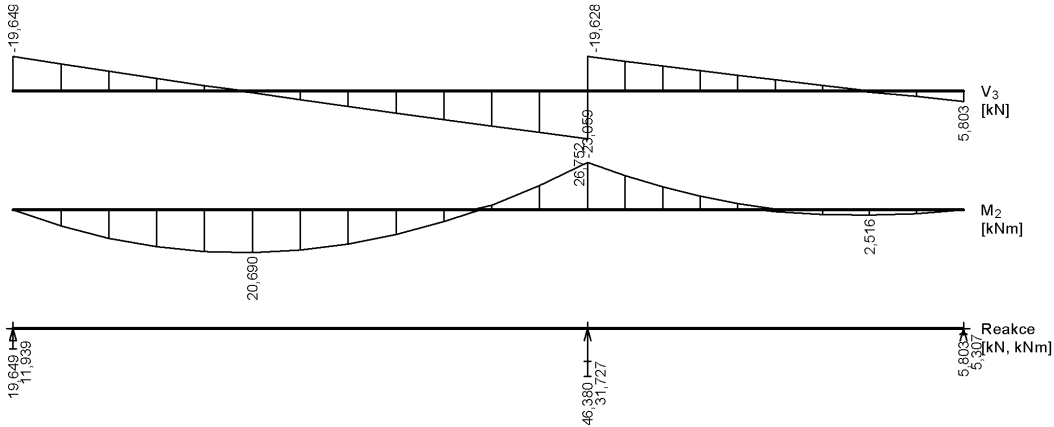
Stropnice1NP1	
	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez HE 240 B Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,832 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2} = 6,094 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,3} = 5,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$	Parametry klopení S klopením se nepočítá
	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Q3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Ohybový moment: $M_y = 146,504 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = 247,455 \text{ kNm}$ $0,592 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 31,8mm v bodě $x = 4,170\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $8,340\text{m} / 250,0 = 33,4\text{mm}$ $31,8\text{mm} < 33,4\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 27,8mm v bodě $x = 4,170\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $8,340\text{m} / 300,0 = 27,8\text{mm}$ $27,8\text{mm} < 27,8\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

Stropnice1NP11	
	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez I(IPN) 220 Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,310 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2} = 12,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,3} = 5,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$	Parametry klopení S klopením se nepočítá
  	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Q3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Ohybový moment: $M_y = 61,594 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = 75,718 \text{ kNm}$ $ 0,813 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 14,7mm v bodě $x = 2,260 \text{ m}$ Maximální povolená deformace dílce je $4,520 \text{ m} / 250,0 = 18,1 \text{ mm}$ $14,7 \text{ mm} < 18,1 \text{ mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 13,4mm v bodě $x = 2,260 \text{ m}$ Maximální povolená deformace dílce je $4,520 \text{ m} / 300,0 = 15,1 \text{ mm}$ $13,4 \text{ mm} < 15,1 \text{ mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

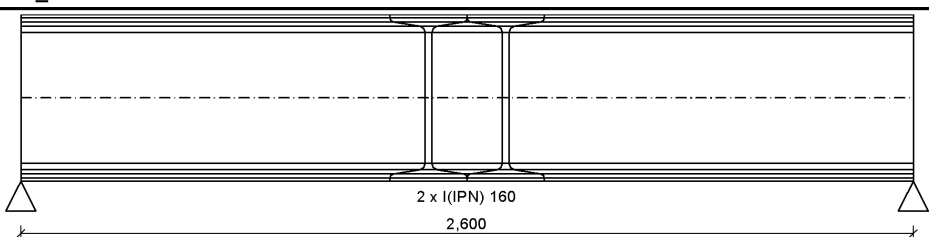
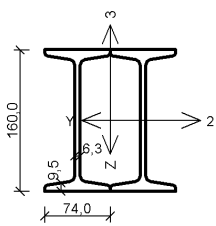
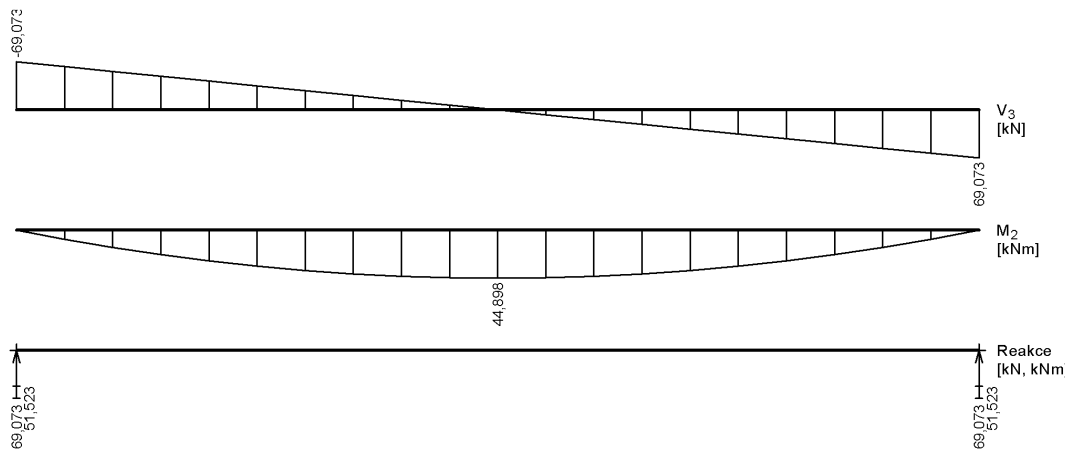
Stropnice1NPIII	
	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez I(IPN) 160 Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,179 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2} = 12,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{q,3} = 5,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$	Parametry klopení S klopením se nepočítá
	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Q3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Ohybový moment: $M_y = 26,934 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = 31,859 \text{ kNm}$ $ 0,845 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 9,2mm v bodě $x = 1,500\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $3,000\text{m} / 250,0 = 12,0\text{mm}$ $9,2\text{mm} < 12,0\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 8,4mm v bodě $x = 1,500\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $3,000\text{m} / 300,0 = 10,0\text{mm}$ $8,4\text{mm} < 10,0\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

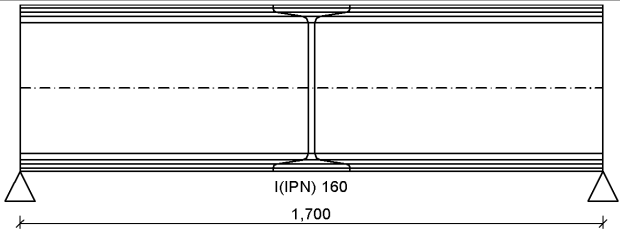
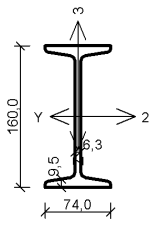
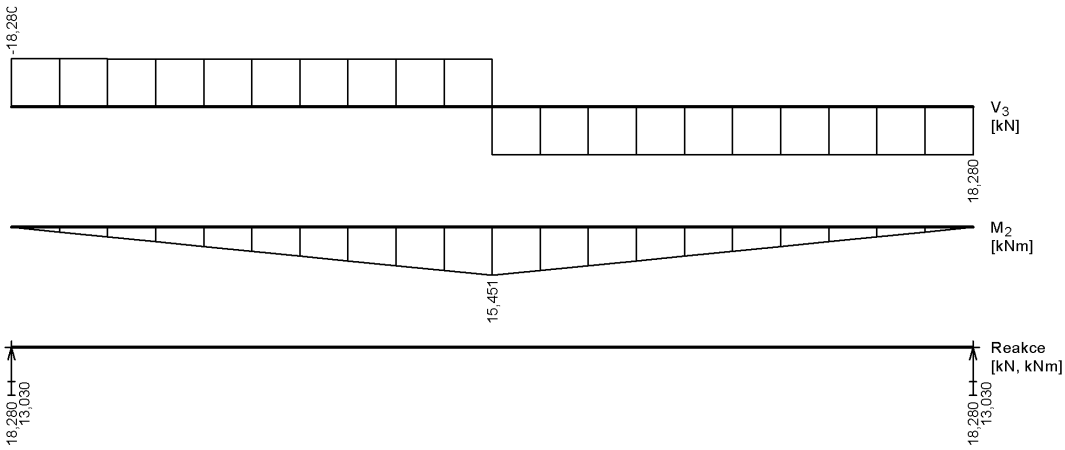
Stropnice1NPI_strecha	
	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez HE 200 B Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,613 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2} = 3,920 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{s,3} = 2,660 - 0,784 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$	Parametry klopení S klopením se nepočítá
	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: S3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Posudek smyku od posouvající síly V_z: $0,920 \text{ kN} < 336,887 \text{ kN}$ Vyhovuje Ohybový moment: $M_y = 67,033 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = 150,988 \text{ kNm}$ $0,444 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 25,9mm v bodě $x = 3,925\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $7,850\text{m} / 250,0 = 31,4\text{mm}$ $25,9\text{mm} < 31,4\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 20,2mm v bodě $x = 3,925\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $7,850\text{m} / 300,0 = 26,2\text{mm}$ $20,2\text{mm} < 26,2\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

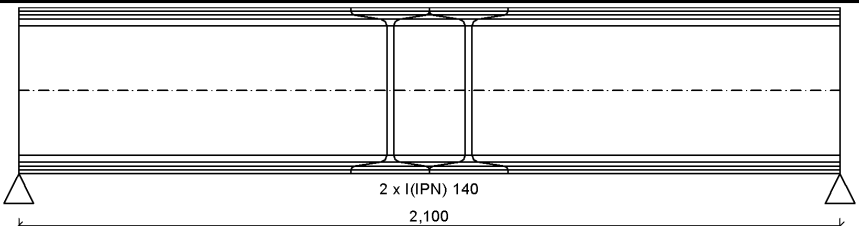
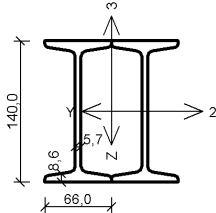
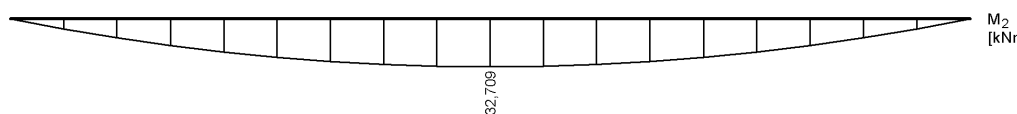
_střecha	
	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez HE 160 B Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,426 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2} = 3,920 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{s,3} = 2,660 - 0,784 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$	Parametry klopení S klopením se nepočítá
  	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: S3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Posudek smyku od posouvající síly V_z: $0,750 \text{ kN} < 238,656 \text{ kN}$ Vyhovuje Ohybový moment: $M_y = 43,264 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = 83,190 \text{ kNm}$ $0,52 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 25,3mm v bodě $x = 3,200\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $6,400\text{m} / 250,0 = 25,6\text{mm}$ $25,3\text{mm} < 25,6\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 19,6mm v bodě $x = 3,200\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $6,400\text{m} / 300,0 = 21,3\text{mm}$ $19,6\text{mm} < 21,3\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

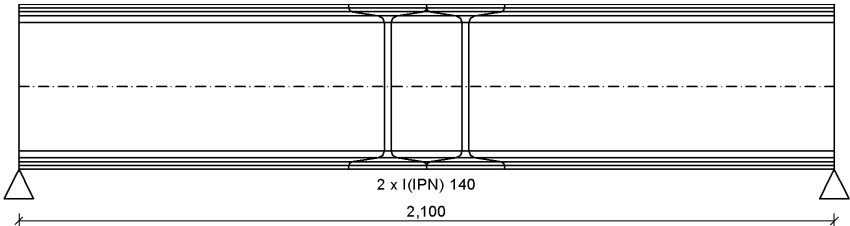
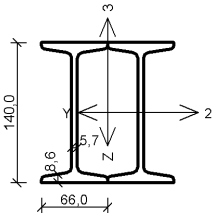
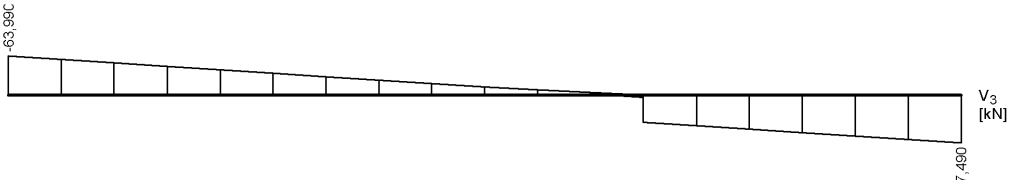
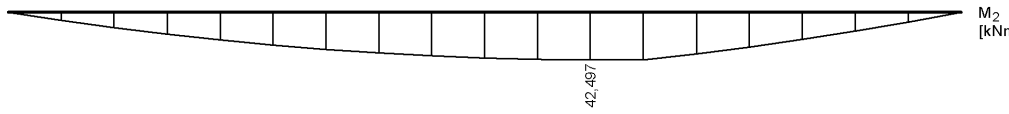
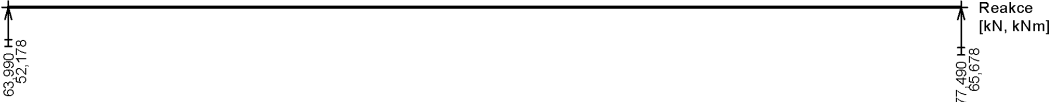
Stropnice1NPI_strechal	
	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez I(IPN) 160 Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,179 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2} = 3,920 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{s,3} = 2,660 - 0,784 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$	Parametry klopení S klopením se nepočítá
	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: S3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Posudek smyku od posouvajících sil V_z: $26,752 \text{ kN} < 142,943 \text{ kN}$ Vyhovuje Ohybový moment: $M_y = -23,059 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = -31,859 \text{ kNm}$ $0,724 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 18,8mm v bodě $x = 2,229\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $5,350\text{m} / 250,0 = 21,4\text{mm}$ $18,8\text{mm} < 21,4\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 13,4mm v bodě $x = 2,229\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $5,350\text{m} / 300,0 = 17,8\text{mm}$ $13,4\text{mm} < 17,8\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

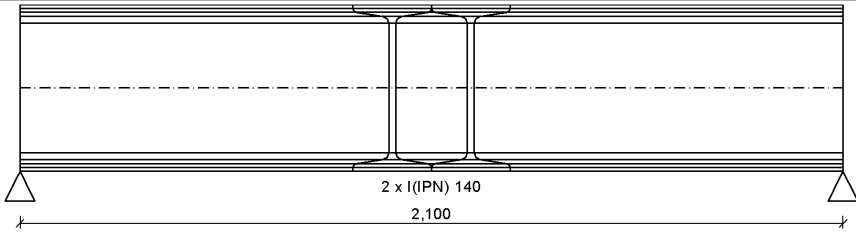
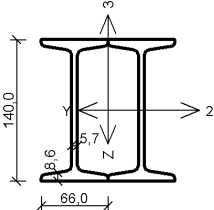
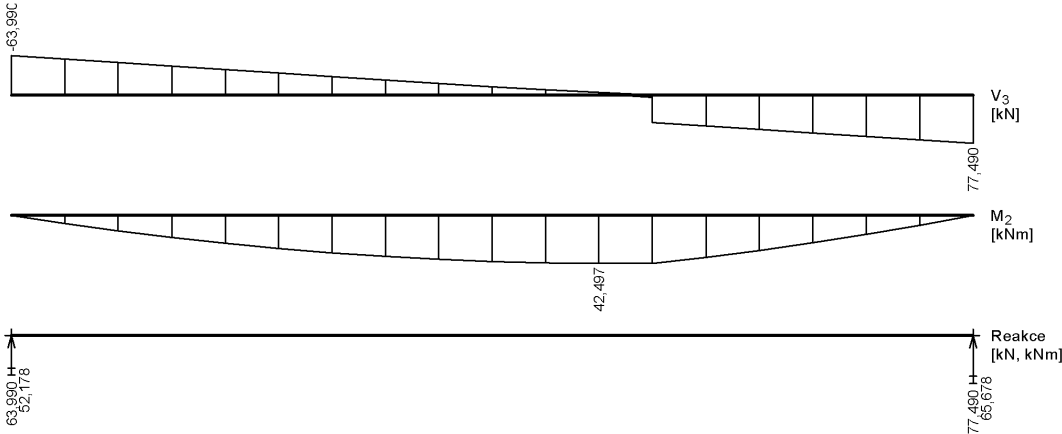
8.3.2. Ocelové překlady a průvlaky

Preklad1NP_I 	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez 2 x I(IPN) 160 Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,358 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2} = 29,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{s,3} = 9,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$	
	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: S3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Ohybový moment: $M_y = 44,898 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = 63,719 \text{ kNm}$ $0,705 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 5,8mm v bodě $x = 1,300\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $2,600\text{m} / 250,0 = 10,4\text{mm}$ $5,8\text{mm} < 10,4\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 4,7mm v bodě $x = 1,300\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $2,600\text{m} / 300,0 = 8,7\text{mm}$ $4,7\text{mm} < 8,7\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

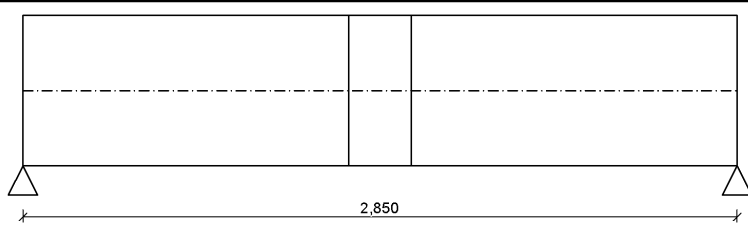
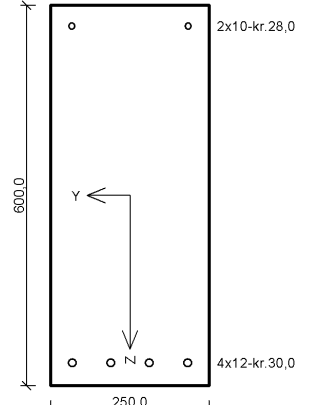
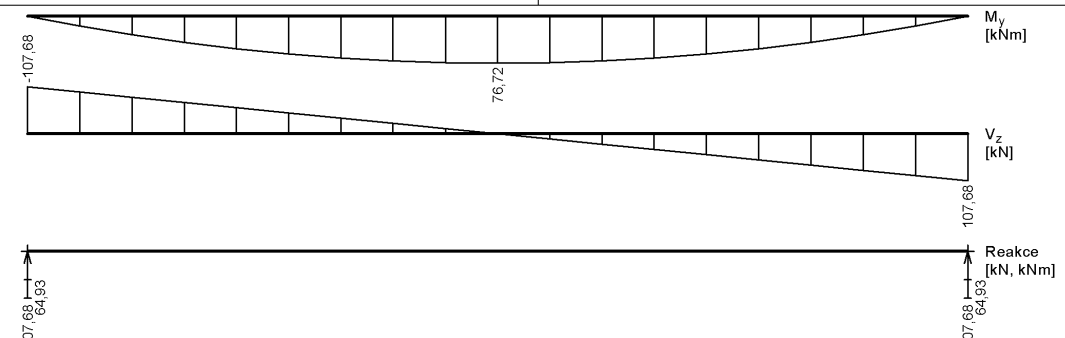
Preklad1NP_II	
	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez I(IPN) 160 Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,179 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $F_{g,2} = 19,000 \text{ kN}$ (0,850m) $\gamma_f = 1,35$ $F_{g,3} = 7,000 \text{ kN}$ (0,850m) $\gamma_f = 1,5$	Parametry klopení Součinitele uložení konců: $k_y = -$ $k_z = 1,0$ $k_w = 1,0$ $l_{z1} = 1,700 \text{ m}$ M_y: Tvar č.4 $z_p = 1,0$
	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Q3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Posudek smyku od posouvající síly V_z: $18,075 \text{ kN} < 142,943 \text{ kN}$ Vyhovuje Ohybový moment: $M_y = 15,451 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = 22,605 \text{ kNm}$ $0,684 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 1,4mm v bodě $x = 0,850 \text{ m}$ Maximální povolená deformace dílce je $1,700 \text{ m} / 250,0 = 6,8 \text{ mm}$ $1,4 \text{ mm} < 6,8 \text{ mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 1,2mm v bodě $x = 0,850 \text{ m}$ Maximální povolená deformace dílce je $1,700 \text{ m} / 300,0 = 5,7 \text{ mm}$ $1,2 \text{ mm} < 5,7 \text{ mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

Preklad1NP_III  2 x I(IPN) 140 2,100	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez 2 x I(IPN) 140 Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,286 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2} = 37,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,3} = 6,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$	
 V_3 [kN]  M_2 [kNm]  Reakce [kN, kNm]	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Q3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Ohybový moment: $M_y = 32,709 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = 44,653 \text{ kNm}$ $ 0,733 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 4,6mm v bodě $x = 1,050\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $2,100\text{m} / 250,0 = 8,4\text{mm}$ $4,6\text{mm} < 8,4\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 4,2mm v bodě $x = 1,050\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $2,100\text{m} / 300,0 = 7,0\text{mm}$ $4,2\text{mm} < 7,0\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

Preklad1NP_IV	
	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez 2 x I(IPN) 140 Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,286 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2,1} = 27,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2,2} = 30,000 \text{ kN}$ (1,400m) $\gamma_f = 1,35$ $f_{d,3} = 7,500 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$	
  	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Q3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Posudek smyku od posouvající síly V_z: $2,296 \text{ kN} < 225,729 \text{ kN}$ Vyhovuje Ohybový moment: $M_y = 42,497 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = 44,653 \text{ kNm}$ $0,952 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 5,7mm v bodě $x = 1,050\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $2,100\text{m} / 250,0 = 8,4\text{mm}$ $5,7\text{mm} < 8,4\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 5,3mm v bodě $x = 1,050\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $2,100\text{m} / 300,0 = 7,0\text{mm}$ $5,3\text{mm} < 7,0\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

Preklad1NP_IV	
	
	Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko Průřez 2 x I(PN) 140 Materiál: EN 10210-1 : S 235
Zatížení $f_{g,1} = 0,286 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2,1} = 27,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $F_{g,2,2} = 30,000 \text{ kN}$ (1,400m) $\gamma_f = 1,35$ $f_{q,3} = 7,500 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$	
	
Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Q3:G1+G2; Třída průřezu: 1 Posudek smyku od posouvající síly V_z: $2,296 \text{ kN} < 225,729 \text{ kN}$ Vyhovuje Ohybový moment: $M_y = 42,497 \text{ kNm}$ Posudek ohybu: Únosnost: $M_{y,R} = 44,653 \text{ kNm}$ $0,952 < 1$ Vyhovuje Průřez vyhovuje	Charakteristické zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 5,7mm v bodě $x = 1,050\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $2,100\text{m} / 250,0 = 8,4\text{mm}$ $5,7\text{mm} < 8,4\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Časté zatěžovací případy Maximální deformace dílce je 5,3mm v bodě $x = 1,050\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $2,100\text{m} / 300,0 = 7,0\text{mm}$ $5,3\text{mm} < 7,0\text{mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce VYHOVUJE
VYHOVUJE	

8.3.3. ŽB Překlad

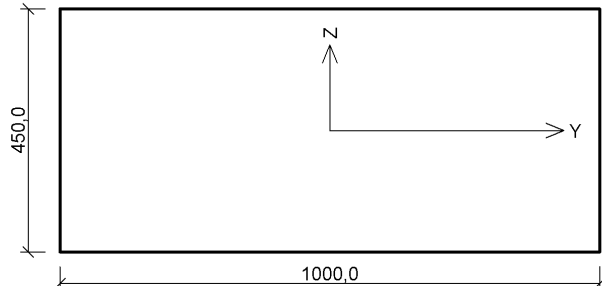
překlad_1np 	
	Beton: C 25/30 XC1 $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$ Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$) Ocel příčná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$) S tlačnou výztuží je počítáno. Zatížení $f_{g,1} = 3,750 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{g,2} = 30,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,35$ $f_{q,3} = 20,000 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$
Podélná výztuž Horní výztuž 2x$\phi 10$ - 2850 (0,0;2,85) -kr.28,0 Dolní výztuž 4x$\phi 12$ - 2850 (0,0;2,85) -kr.30,0	Smyková výztuž 2x$\phi 8/150,0$ (0,0;2,85)
	
Posouzení mezního stavu únosnosti Ohyb dílce Kritický řez v bodě $x = 1,425 \text{ m}$ $M_{Ed} = 76,72 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 112,34 \text{ kNm} \Rightarrow$ Vyhovuje Smyk dílce Kritický řez v bodě $x = 0,150 \text{ m}$ $V_{Ed} = 96,34 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 275,80 \text{ kN} \Rightarrow$ Vyhovuje	Posouzení mezního stavu použitelnosti Šířka trhlin $w_k = 0,342 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,400 \text{ mm} \Rightarrow$ Vyhovuje Průhyb dílce $w_{kv} = 1,0 \text{ mm} \leq w_{kv,lim} = 11,4 \text{ mm} \Rightarrow$ Vyhovuje
VYHOVUJE	

8.3.4. Zdivo

1 stav_zdivo

1.1 Vstupní data

Průřez



Materiál

Název: Zdivo pálené P10 - Malta obyčejná M2,5

Pevnost v tlaku $f_k = 3,629 \text{ MPa}$

Pevnost ve smyku $f_{vko} = 0,2 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy $f_{xk1} = 0,1 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy $f_{xk2} = 0,2 \text{ MPa}$

Dílčí součinitel materiálu $\gamma_M = 2$

Součinitel dotvarování $\varphi_\infty = 1$

Objemová hmotnost $\rho = 1900$

Vnitřní síly

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	Typ
1	Zat. případ 1	-320,00	16,00	16,00	0,00	0,00	Pata

Vzpěr

Typ výpočtu: Imperfekce a vzpěr řešeny samostatně ve směru os

Vzpěrná délka Y: $3,000 \times 1,00 = 3,000\text{m}$

Vzpěrná délka Z: $3,000 \times 1,00 = 3,000\text{m}$

1.2 Výsledky

Mezní stav únosnosti

Štíhlost prvku $h_{ef}/t_{ef} = 6,667 \leq 27 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	V_{Edz}	V_{Edy}	Posouzení
		N_{Rd}	M_{Rdy}	M_{Rdz}	V_{Rdz}	V_{Rdy}	
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
1	Zat. případ 1	-320,00	16,00	16,00	0,00	0,00	Vyhovuje
		-587,62	-	-	108,52	0,00	

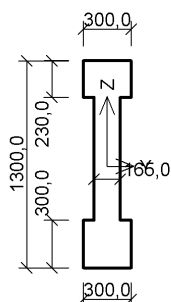
Mezní stav únosnosti - Vyhovuje

Celkové posouzení - Průřez Vyhovuje

2 stav_zdivo - Kopie

2.1 Vstupní data

Průřez



Materiál

Název: Zdivo pálené P10 - Malta obyčejná M2,5
Pevnost v tlaku $f_k = 3,629 \text{ MPa}$
Pevnost ve smyku $f_{vko} = 0,2 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy $f_{xk1} = 0,1 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy $f_{xk2} = 0,2 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel materiálu $\gamma_M = 2$
Součinitel dotvarování $\phi_\infty = 1$
Objemová hmotnost $\rho = 1900$

Vnitřní síly

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	Typ
1	Zat. případ 1	-240,00	9,50	9,50	0,00	0,00	Pata

Vzpěr

Typ výpočtu: Imperfekce a vzpěr řešeny samostatně ve směru os
Vzpěrná délka Y: $0,500 \times 1,00 = 0,500\text{m}$
Vzpěrná délka Z: $0,500 \times 1,00 = 0,500\text{m}$

2.2 Výsledky

Mezní stav únosnosti

Štíhlost prvku $h_{ef}/t_{ef} = 2,249 \leq 27 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Výpočet vzpěru jiného než obdélníkového pilíře je pouze orientační.

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	V_{Edz}	V_{Edy}	Posouzení
		N_{Rd}	M_{Rdy}	M_{Rdz}	V_{Rdz}	V_{Rdy}	
		[kN]	[kNm]		[kN]		
1	Zat. případ 1	-240,00	9,50	9,50	0,00	0,00	Vyhovuje
		-334,43	-	-	73,47	0,00	

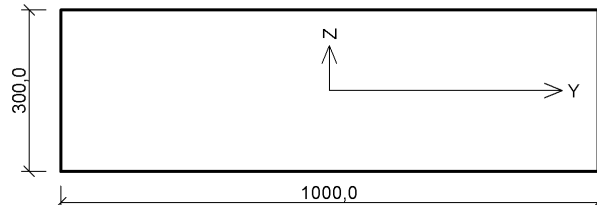
Mezní stav únosnosti - Vyhovuje

Celkové posouzení - Průřez Vyhovuje

3 1NP_Nove_zdivo

3.1 Vstupní data

Průřez



Materiál

Název: POROTHERM 30 Profi Dryfix P10 - WIENERBERGER pěna
Pevnost v tlaku $f_k = 2,05 \text{ MPa}$
Pevnost ve smyku $f_{vko} = 0,06 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy $f_{xk1} = 0,15 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy $f_{xk2} = 0,15 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel materiálu $\gamma_M = 2$
Součinitel dotvarování $\phi_\infty = 1$
Objemová hmotnost $\rho = 850$

Vnitřní síly

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	Typ
1	Zat. případ 1	-70,00	3,00	3,00	0,00	0,00	Hlava
		-76,02	1,50	1,50	0,00	0,00	Střed
		-82,05	0,00	0,00	0,00	0,00	Pata

Vzpěr

Typ výpočtu: Imperfekce a vzpěr řešeny samostatně ve směru os
Vzpěrná délka Y: $3,500 \times 1,00 = 3,500\text{m}$
Vzpěrná délka Z: $3,500 \times 1,00 = 3,500\text{m}$

3.2 Výsledky

Mezní stav únosnosti

Štíhlost prvku $h_{ef}/l_{ef} = 11,67 \leq 27 \Rightarrow$ Vyhovuje

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	V_{Edz}	V_{Edy}	Posouzení
		N_{Rd}	M_{Rdy}	M_{Rdz}	V_{Rdz}	V_{Rdy}	
		[kN]	[kNm]		[kN]		
1	Zat. případ 1 - Hlava	-70,00	3,00	3,00	0,00	0,00	Vyhovuje
		-197,43	-	-	22,06	0,00	
	Zat. případ 1 - Střed	-76,02	1,50	1,50	0,00	0,00	Vyhovuje
		-199,30	-	-	24,20	0,00	
	Zat. případ 1 - Pata	-82,05	0,00	0,00	0,00	0,00	Vyhovuje
		-276,75	-	-	25,41	0,00	

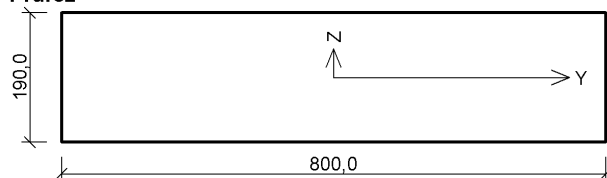
Mezní stav únosnosti - Vyhovuje

Celkové posouzení - Průřez Vyhovuje

4 1NP_190

4.1 Vstupní data

Průřez



Materiál

Název: POROTHERM 19 AKU P+D P10 - WIENERBERGER M2,5

Pevnost v tlaku $f_k = 3,46 \text{ MPa}$

Pevnost ve smyku $f_{vko} = 0,2 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy $f_{xk1} = 0,1 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy $f_{xk2} = 0,2 \text{ MPa}$

Dílčí součinitel materiálu $\gamma_M = 2$

Součinitel dotvarování $\psi_\infty = 1$

Objemová hmotnost $\rho = 1\,000$

Vnitřní síly

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	Typ
1	Zat. případ 1	-75,00	2,50	2,50	0,00	0,00	Pata

Vzpěr

Typ výpočtu: Imperfekce a vzpěr řešeny samostatně ve směru os

Vzpěrná délka Y: $3,000 \times 1,00 = 3,000\text{m}$

Vzpěrná délka Z: $3,000 \times 1,00 = 3,000\text{m}$

4.2 Výsledky

Mezní stav únosnosti

Štíhlost prvku $h_{ef}/l_{ef} = 15,79 \leq 27 \Rightarrow$ Vyhovuje

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	V_{Edz}	V_{Edy}	Posouzení
		N_{Rd}	M_{Rdy}	M_{Rdz}	V_{Rdz}	V_{Rdy}	
		[kN]	[kNm]		[kN]		
1	Zat. případ 1	-75,00	2,50	2,50	0,00	0,00	Vyhovuje
		-147,56	-	-	27,04	0,00	

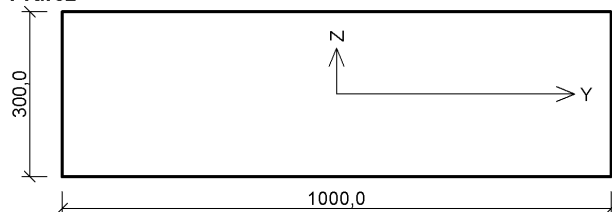
Mezní stav únosnosti - Vyhovuje

Celkové posouzení - Průřez Vyhovuje

5 1NP_bet_stena

5.1 Vstupní data

Průřez



Materiál

Název: Zdivo betonové z hutného kameniva P6 - Malta pro tenké spáry
 Pevnost v tlaku $f_k = 2,293 \text{ MPa}$
 Pevnost ve smyku $f_{vko} = 0,3 \text{ MPa}$
 Pevnost v tahu za ohybu okolo vodorovné osy $f_{xk1} = 0,2 \text{ MPa}$
 Pevnost v tahu za ohybu okolo svislé osy $f_{xk2} = 0,3 \text{ MPa}$
 Dílčí součinitel materiálu $\gamma_M = 2$
 Součinitel dotvarování $\phi_\infty = 1,5$
 Objemová hmotnost $\rho = 800$

Vnitřní síly

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	Typ
1	Zat. případ 1	-50,00	2,50	2,50	5,00	0,00	Pata

Vzpěr

Typ výpočtu: Imperfekce a vzpěr řešeny samostatně ve směru os
 Vzpěrná délka Y: $3,000 \times 1,00 = 3,000\text{m}$
 Vzpěrná délka Z: $3,000 \times 1,00 = 3,000\text{m}$

5.2 Výsledek

Mezní stav únosnosti

Štíhlost prvku $h_{ef}/t_{ef} = 10 \leq 27 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

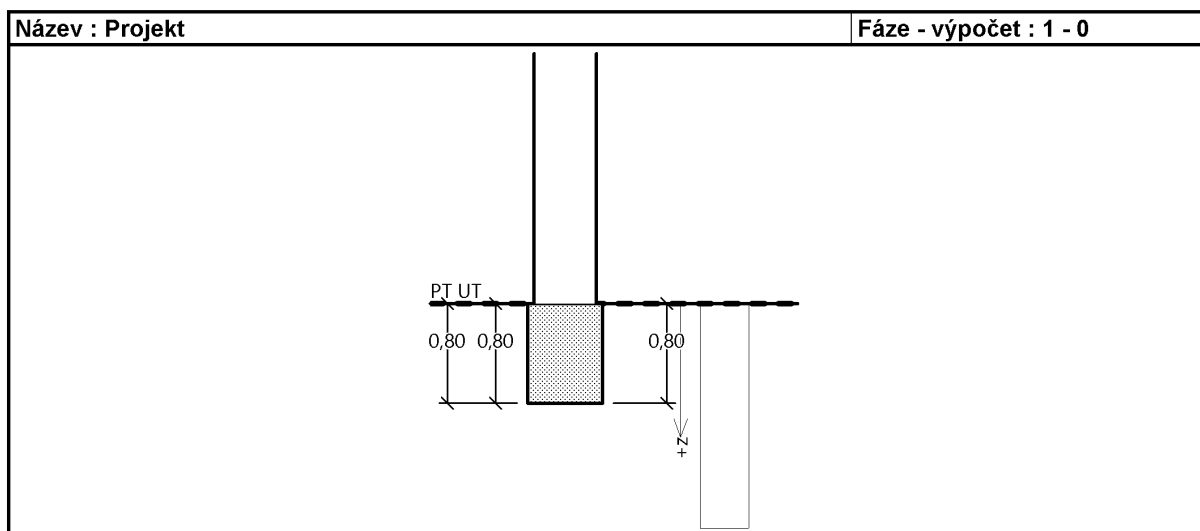
č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	V_{Edz}	V_{Edy}	Posouzení
		N_{Rd}	M_{Rdy}	M_{Rdz}	V_{Rdz}	V_{Rdy}	
		[kN]	[kNm]		[kN]		
1	Zat. případ 1	-50,00	2,50	2,50	5,00	0,00	Vyhovuje
		-205,88	-	-	51,00	0,00	

Mezní stav únosnosti - Vyhovuje

Celkové posouzení - Průřez Vyhovuje

8.4. Základové konstrukce

8.4.1. Základové pasy obvodové - stávající



Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : pomocí strukturní pevnosti

Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet pro odvozené podmínky : ČSN 73 1001

Posouzení tažené patky : standardní postup

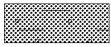
Dovolená excentricita : 0,333

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F4, konzistence tuhá		22,00	10,00	18,50	8,50	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\Phi_{ef} = 22,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 4,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Koef. strukturní pevnosti : $m = 0,10$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu $h_z = 0,80 \text{ m}$
Hloubka základové spáry $d = 0,80 \text{ m}$
Tloušťka základu $t = 0,80 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu

Objemová tíha zeminy nad základem = $20,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 0,60 \text{ m}$
Šířka patky $y = 1,00 \text{ m}$
Tvar sloupu obdélník
Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0,50 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru y $c_y = 1,00 \text{ m}$

Objem patky = $0,48 \text{ m}^3$
Objem výkopu = $0,48 \text{ m}^3$
Objem zásypu = $0,00 \text{ m}^3$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 12/15

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 12,00 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu $f_{ctm} = 1,60 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E_{cm} = 27000,00 \text{ MPa}$

Výztuž podélná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Výztuž příčná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Informace o umístění

Kóta povrchu = $237,80 \text{ m}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,55	0,00 .. 2,55	237,80 .. 235,25	Třída F4, konzistence tuhá	
2	-	2,55 .. ∞	235,25 .. -	Třída F4, konzistence tuhá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU/max. Nx	Návrhové	146,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Ano		MSP/max.Nx	Užitné	110,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU/max. Nx	Ano	0,00	0,00	261,73	275,11	95,14	Ano
MSU/max. Nx	Ne	0,00	0,00	268,17	275,11	97,48	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 14,90 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 0,00 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU/max. Nx)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy z_{sp} = 0,74 m

Dosah smykové plochy l_{sp} = 1,98 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 275,11 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 268,17 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,000<0,333

Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,000<0,333

Max. prostorová excentricita e_t = 0,000<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU/max. Nx)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu S_{pd} = 2,22 kN

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 65,15 kN

Extrémní horizontální síla H = 0,00 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 11,04 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN}$

Sednutí středu hrany x - 1 = 8,9 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 8,9 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 10,2 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 10,2 mm

Sednutí středu základu = 15,1 mm

Sednutí charakterist. bodu = 10,9 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 4,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=16000,00$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=3456,00$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 10,9 mm

Hloubka deformační zóny = 2,46 m

Natočení ve směru x = 0,000 ($\tan \cdot 1000$); ($1,7E-16^\circ$)

Natočení ve směru y = 0,000 ($\tan \cdot 1000$); ($2,0E-16^\circ$)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

$0,05 \text{ m} \leq 0,40 \text{ m}$

Maximální vyložení patky je menší než $0,50 \cdot \text{tloušťka patky}$, výztuž není nutná.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

$0,00 \text{ m} \leq 0,40 \text{ m}$

Maximální vyložení patky je menší než $0,50 \cdot \text{tloušťka patky}$, výztuž není nutná.

Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 146,00 kN

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 121,67 kN

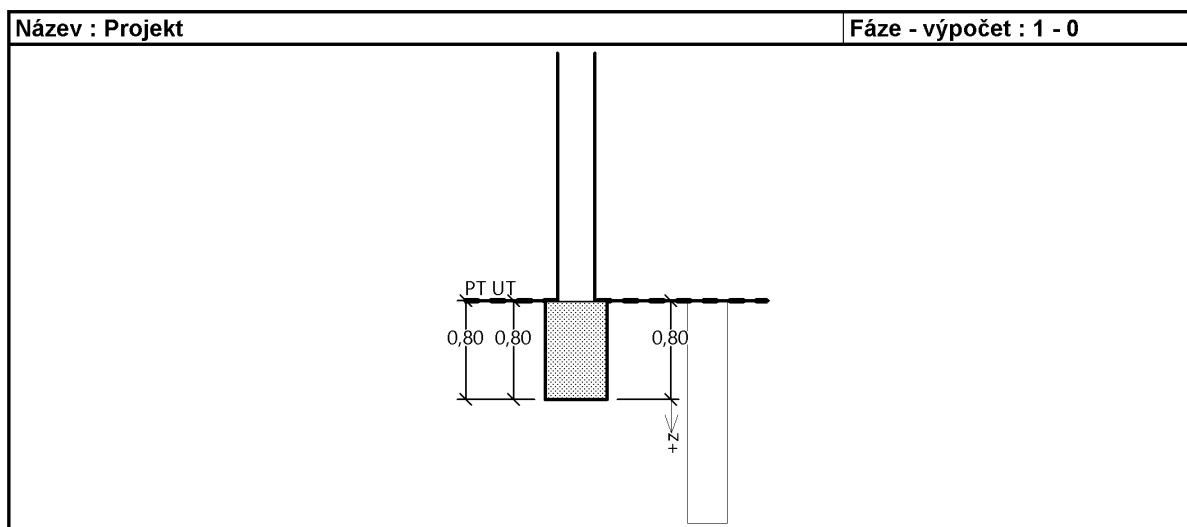
Síla přenášená smykovou pevností patky = 24,33 kN

Uvažovaný obvod sloupu $u_0 = 2,00 \text{ m}$

Smykové napětí na obvodu sloupu $v_{\text{Ed,max}} = 0,02 \text{ MPa}$

Únosnost na obvodu sloupu $v_{\text{Rd,max}} = 1,83 \text{ MPa}$

8.4.2. Základové pasy vnitřní - stávající



Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)
Omezení deformační zóny : pomocí strukturní pevnosti

Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1001
Posouzení tažené patky : standardní postup
Dovolená excentricita : 0,333
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F4, konzistence tuhá		22,00	10,00	18,50	8,50	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemin

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\Phi_{ef} = 22,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 4,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Koef. strukturní pevnosti : $m = 0,10$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu $h_z = 0,80 \text{ m}$
Hloubka základové spáry $d = 0,80 \text{ m}$
Tloušťka základu $t = 0,80 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu

Objemová tíha zeminy nad základem = $20,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 0,50 \text{ m}$
Šířka patky $y = 1,00 \text{ m}$
Tvar sloupu obdélník
Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0,30 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru y $c_y = 1,00 \text{ m}$

Objem patky = $0,40 \text{ m}^3$

Objem výkopu = $0,40 \text{ m}^3$

Objem zásypu = $0,00 \text{ m}^3$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 12/15

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 12,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 1,60 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E_{cm} = 27000,00 \text{ MPa}$

Výztuž podélná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Výztuž příčná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění

Kóta povrchu = $237,80 \text{ m}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,55	0,00 .. 2,55	237,80 .. 235,25	Třída F4, konzistence tuhá	
2	-	2,55 .. ∞	235,25 .. -	Třída F4, konzistence tuhá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU/max. Nx	Návrhové	122,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Ano		MSP/max.Nx	Užitné	87,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU/max. Nx	Ano	0,00	0,00	262,40	269,55	97,35	Ano
MSU/max. Nx	Ne	0,00	0,00	268,84	269,55	99,74	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 12,42 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 0,00 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejpříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU/max. Nx)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy z_{sp} = 0,61 m

Dosah smykové plochy l_{sp} = 1,65 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 269,55 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 268,84 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,000 < 0,333

Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,000 < 0,333

Max. prostorová excentricita e_t = 0,000 < 0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejpříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU/max. Nx)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu S_{pd} = 1,85 kN

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 54,42 kN

Extrémní horizontální síla H = 0,00 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 9,20$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN

Sednutí středu hrany x - 1 = 7,3 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 7,3 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 8,8 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 8,8 mm

Sednutí středu základu = 12,7 mm

Sednutí charakterist. bodu = 9,2 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 4,00$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($k=27648,00$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=3456,00$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 9,2 mm

Hloubka deformační zóny = 2,23 m

Natočení ve směru x = 0,000 ($\tan^*1000$); (0,0E+00 °)

Natočení ve směru y = 0,000 ($\tan^*1000$); (0,0E+00 °)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

0,10 m $\leq$ 0,40 m

Maximální vyložení patky je menší než 0,50 * tloušťka patky, výztuž není nutná.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

0,00 m $\leq$ 0,40 m

Maximální vyložení patky je menší než 0,50 * tloušťka patky, výztuž není nutná.

Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 122,00 kN

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 73,20 kN

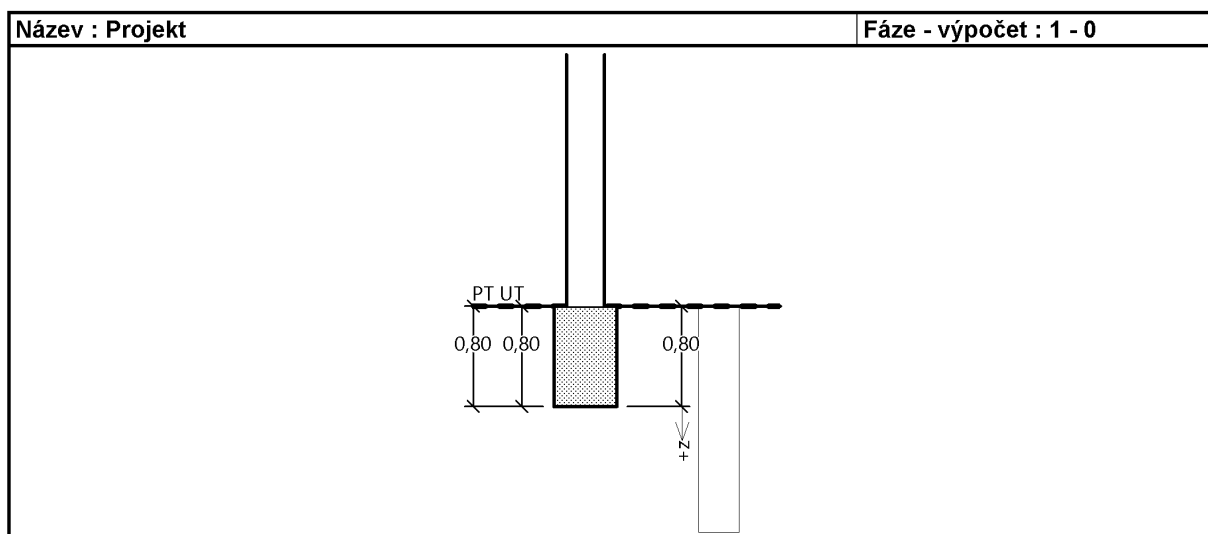
Síla přenášená smykovou pevností patky = 48,80 kN

Uvažovaný obvod sloupu u_0 = 2,00 m

Smykové napětí na obvodu sloupu $v_{\text{Ed,max}}$ = 0,03 MPa

Únosnost na obvodu sloupu $v_{\text{Rd,max}}$ = 1,83 MPa

8.4.3. Základové pasy nové



Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : pomocí strukturní pevnosti

Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1001

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F4, konzistence tuhá		22,00	10,00	18,50	8,50	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 22,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 4,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0,10$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu $h_z = 0,80 \text{ m}$
 Hloubka základové spáry $d = 0,80 \text{ m}$
 Tloušťka základu $t = 0,80 \text{ m}$
 Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
 Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu

Objemová tíha zeminy nad základem = $20,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 0,50 \text{ m}$
 Šířka patky $y = 1,00 \text{ m}$
 Tvar sloupu obdélník
 Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0,30 \text{ m}$
 Šířka sloupu ve směru y $c_y = 1,00 \text{ m}$

Objem patky = $0,40 \text{ m}^3$
 Objem výkopu = $0,40 \text{ m}^3$
 Objem zásypu = $0,00 \text{ m}^3$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 12/15

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 12,00 \text{ MPa}$
 Pevnost v tahu $f_{ctm} = 1,60 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti $E_{cm} = 27000,00 \text{ MPa}$

Výztuž podélná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Výztuž příčná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Informace o umístění

Kóta povrchu = $237,80 \text{ m}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,55	0,00 .. 2,55	237,80 .. 235,25	Třída F4, konzistence tuhá	
2	-	2,55 .. ∞	235,25 .. -	Třída F4, konzistence tuhá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU/max. Nx	Návrhové	50,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Ano		MSP/max. Nx	Užitné	35,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU/max. Nx	Ano	0,00	0,00	118,40	269,55	43,92	Ano
MSU/max. Nx	Ne	0,00	0,00	124,84	269,55	46,31	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 12,42 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 0,00 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejpříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU/max. Nx)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy z_{sp} = 0,61 m

Dosah smykové plochy l_{sp} = 1,65 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 269,55 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 124,84 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,000 < 0,333

Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,000 < 0,333

Max. prostorová excentricita e_t = 0,000 < 0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejpříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU/max. Nx)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu S_{pd} = 1,85 kN

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 27,97 kN

Extrémní horizontální síla H = 0,00 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 9,20 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN}$

Sednutí středu hrany x - 1 = 2,5 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 2,5 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 3,1 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 3,1 mm

Sednutí středu základu = 4,7 mm

Sednutí charakterist. bodu = 3,3 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 4,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=27648,00$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=3456,00$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 3,3 mm

Hloubka deformační zóny = 1,51 m

Natočení ve směru x = 0,000 ($\tan^*1000$); (0,0E+00 °)

Natočení ve směru y = 0,000 ($\tan^*1000$); (0,0E+00 °)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

0,10 m $\leq$ 0,40 m

Maximální vyložení patky je menší než 0,50 * tloušťka patky, výztuž není nutná.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

0,00 m $\leq$ 0,40 m

Maximální vyložení patky je menší než 0,50 * tloušťka patky, výztuž není nutná.

Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 50,00 kN

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 30,00 kN

Síla přenášená smykovou pevností patky = 20,00 kN

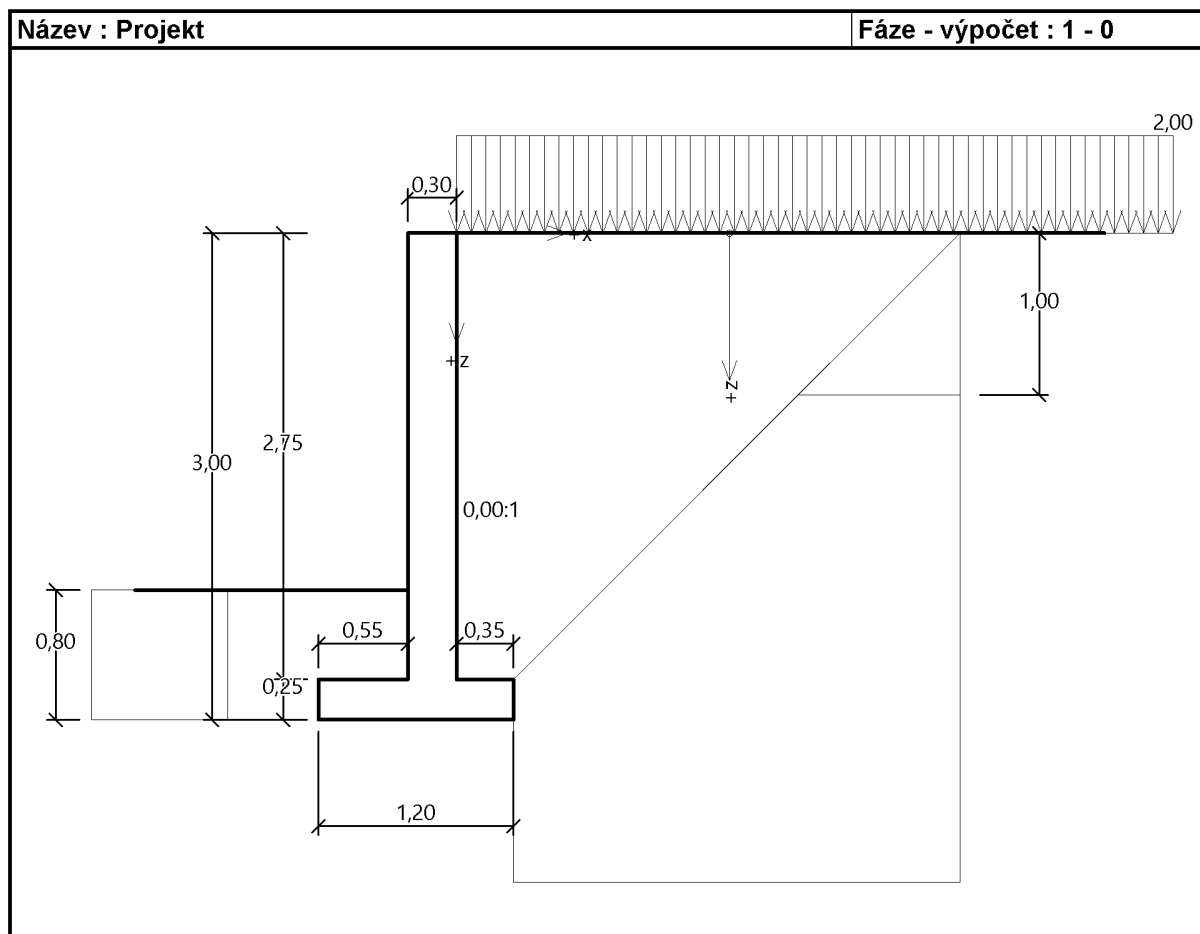
Uvažovaný obvod sloupu u_0 = 2,00 m

Smykové napětí na obvodu sloupu $v_{\text{Ed,max}}$ = 0,01 MPa

Únosnost na obvodu sloupu $v_{\text{Rd,max}}$ = 1,83 MPa

8.1. Opěrné stěny

8.1.1. Opěrná stěna na max. převýšení terénu



Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako odpor na líci konstrukce

Dovolená excentricita : 0,400

Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)							
Trvalá návrhová situace							
		Kombinace 1			Kombinace 2		
		Nepříznivé		Příznivé	Nepříznivé		Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35	[-]	1,00	[-]	1,00	[-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50	[-]	0,00	[-]	1,30	[-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,30	[-]			1,00	[-]

Součinitele redukce materiálu (M)					
Trvalá návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00	[-]	1,25	[-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00	[-]	1,25	[-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00	[-]	1,40	[-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$	1,00	[-]	1,00	[-]

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70	[-]
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50	[-]
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30	[-]

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti

$E_{cm} = 32000,00 \text{ MPa}$

Výztuž podélná: B500B

Mez kluzu

$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

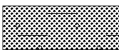
Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	2,75
3	0,35	2,75
4	0,35	3,00
5	-0,85	3,00
6	-0,85	2,75
7	-0,30	2,75
8	-0,30	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 1,13 m².

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Hutněný zásyp		27,00	2,00	20,00	10,00	0,00
2	Třída F4, konzistence tuhá		22,00	10,00	18,50	8,50	0,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Hutněný zásyp

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\Phi_{ef} = 27,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 2,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\Phi_{ef} = 22,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Zásyp za konstrukcí

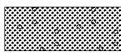
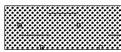
Přiřazená zemina : Hutněný zásyp
 Sklon = $45,00^\circ$

Geologický profil a přiřazení zemín

Informace o umístění

Kóta povrchu = 279,23 m

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	279,23 .. 278,23	Hutněný zásyp	
2	-	1,00 .. ∞	278,23 .. -	Třída F4, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano	změna	stálé	2,00				na terénu

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: pasivní

Zemina na líci konstrukce - Hutněný zásyp

Třecí úhel ke-zemina $\delta = 0,00^\circ$

Výška zeminy před zdí $h = 0,80$ m

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 1

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,22	25,88	0,67	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemina	0,00	-0,52	6,05	0,28	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-22,72	-0,30	0,03	-0,28	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,44	2,00	0,97	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	26,07	-0,93	16,38	1,03	1,350	1,350	1,350
Přít.1 - celopl.	2,09	-1,34	0,70	1,03	1,350	1,350	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 44,81$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 29,65$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 28,35$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 15,29$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 107,22 kPa

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 2

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,22	25,88	0,67	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemina	0,00	-0,52	6,05	0,28	1,000	1,000	1,000
Odpor na líci	-18,25	-0,29	0,03	-0,28	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Moment vzdorující $M_{res} = 38,85 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 30,15 \text{ kNm/m}$

Момент кривої M_{OBF} 66,10 кНм/м

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 19,28 \text{ kN/m}$

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 19,28 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 18,22 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 150,98 kPa



Síly působící ve středu základové spáry

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,359$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,400$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

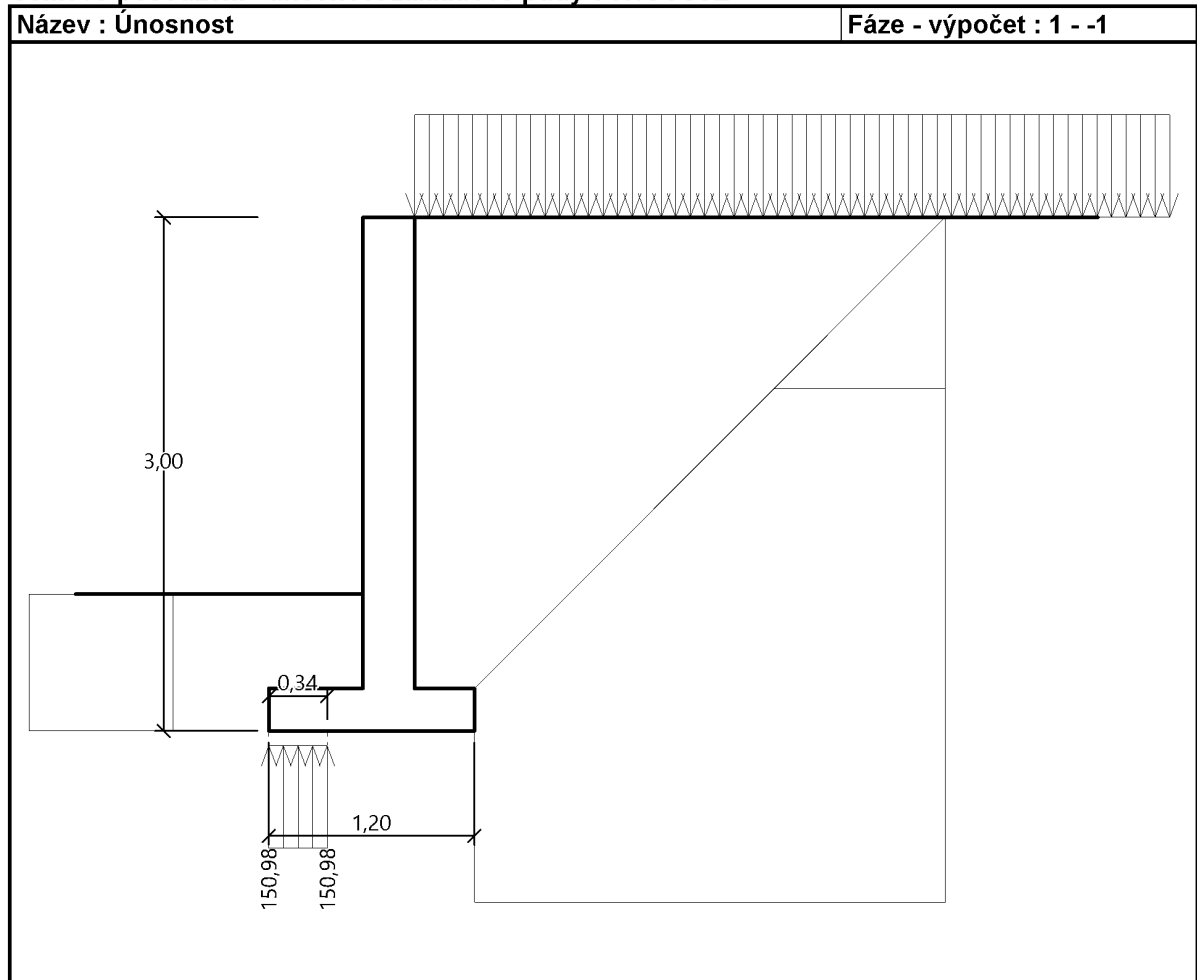
Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 150,98 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 175,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - únosnost základové půdy **VYHOVUJE**



Dimenzace čís. 1

Posouzení dříku - zadní výztuž

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 1

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0,00	-1,37	18,97	0,15	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-11,85	-0,21	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	42,27	-0,90	0,00	0,30	1,350	1,000	1,350
Přít.1 - celopl.	3,04	-1,36	0,00	0,30	1,350	1,000	1,350

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 2

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zeď	0,00	-1,37	18,97	0,15	1,000	1,000	1,000
Odpor na líci	-9,44	-0,21	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	47,92	-0,90	0,00	0,30	1,000	1,000	1,000
Přít.1 - celopl.	3,46	-1,36	0,00	0,30	1,000	1,000	1,000

Posouzení dříku - zadní výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,75 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 12,0 mm, krytí 50,0 mm

Zadaná plocha výztuže = 565,5 mm²

Nutná plocha výztuže = 523,8 mm²

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,30 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,23 \% > 0,15 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,02 \text{ m} < 0,15 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 123,02 \text{ kN} > 49,31 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 58,48 \text{ kNm} > 54,28 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet zemětřesení : Standard

Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)									
Trvalá návrhová situace									
		Kombinace 1				Kombinace 2			
		Nepříznivé		Příznivé		Nepříznivé		Příznivé	
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35	[-]	1,00	[-]	1,00	[-]	1,00	[-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50	[-]	0,00	[-]	1,30	[-]	0,00	[-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,30	[-]			1,00	[-]		

Součinitele redukce materiálu (M)									
Trvalá návrhová situace									
					Kombinace 1		Kombinace 2		
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :					$\gamma_\phi =$	1,00	[-]	1,25	[-]

Součinitele redukce materiálu (M)					
Trvalá návrhová situace					
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00	[-]	1,25	[-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00	[-]	1,40	[-]

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

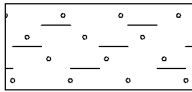
Součinitele redukce					
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1,35	[-]		
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1,35	[-]		
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1,35	[-]		

Rozhraní

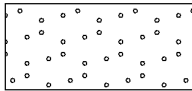
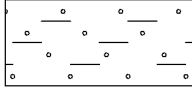
Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-10,00	277,03	-0,30	277,03	-0,30	279,23
		0,00	279,23	3,10	279,23	10,00	279,23
2		0,00	279,23	0,00	276,48	0,35	276,48
3		-0,85	276,23	0,35	276,23	0,35	276,48
		2,10	278,23	3,10	279,23		
4		2,10	278,23	10,00	278,23		
5		-10,00	276,23	-0,85	276,23	-0,85	276,48
		-0,30	276,48	-0,30	277,03		

Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Hutněný zásyp		27,00	2,00	20,00

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
2	Třída F4, konzistence tuhá		22,00	10,00	18,50

Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Hutněný zásyp		20,00		
2	Třída F4, konzistence tuhá		18,50		

Parametry zemin

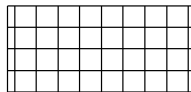
Hutněný zásyp

Objemová tíha : $\gamma = 20,00$ kN/m³
 Napjatost : efektivní
 Smyková pevnost : Mohr-Coulomb
 Úhel vnitřního tření : $\Phi_{ef} = 27,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 2,00$ kPa
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m³

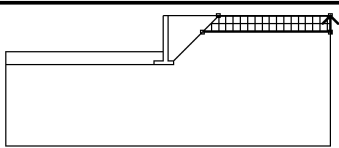
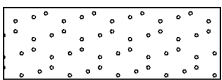
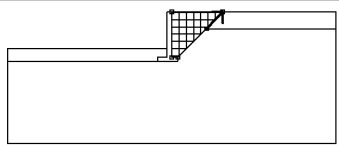
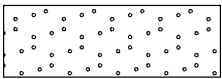
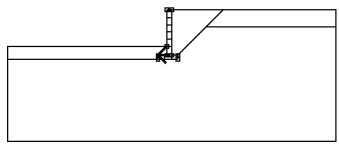
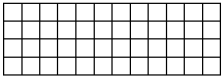
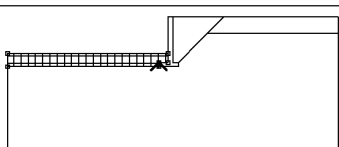
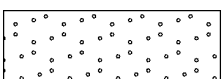
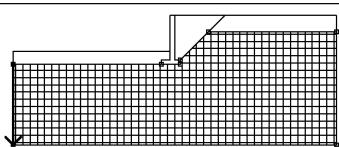
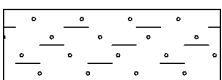
Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18,50$ kN/m³
 Napjatost : efektivní
 Smyková pevnost : Mohr-Coulomb
 Úhel vnitřního tření : $\Phi_{ef} = 22,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00$ kPa
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50$ kN/m³

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]
1	Materiál konstrukce		23,00

Přirazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		10,00	278,23	10,00	279,23	Hutněný zásyp 
		3,10	279,23	2,10	278,23	
2		2,10	278,23	3,10	279,23	Hutněný zásyp 
		0,00	279,23	0,00	276,48	
		0,35	276,48			
3		-0,30	276,48	-0,85	276,48	Materiál konstrukce 
		-0,85	276,23	0,35	276,23	
		0,35	276,48	0,00	276,48	
		0,00	279,23	-0,30	279,23	
		-0,30	277,03			
4		-0,85	276,23	-0,85	276,48	Hutněný zásyp 
		-0,30	276,48	-0,30	277,03	
		-10,00	277,03	-10,00	276,23	
5		-10,00	276,23	-10,00	271,23	Třída F4, konzistence tuhá 
		10,00	271,23	10,00	278,23	
		2,10	278,23	0,35	276,48	
		0,35	276,23	-0,85	276,23	

Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost		
								q, q ₁ , f, F, x	q ₂ , z	jednotka
1	pásové	stálé	na povrchu	x = 0,00	l = 10,00		0,00	2,00		kN/m ²

Voda

Typ vody : Voda není

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-0,76 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-46,49 [°]
	z =	279,24 [m]		$\alpha_2 =$	89,82 [°]
Poloměr :	R =	3,21 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 172,60 kN/m

Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)

Kombinace 1

Sumace aktivních sil : $F_a = 80,01$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 129,70$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 275,25$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 446,18$ kNm/m

Využití : 61,7 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Kombinace 2

Sumace aktivních sil : $F_a = 59,35$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 94,13$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 190,51$ kNm/m

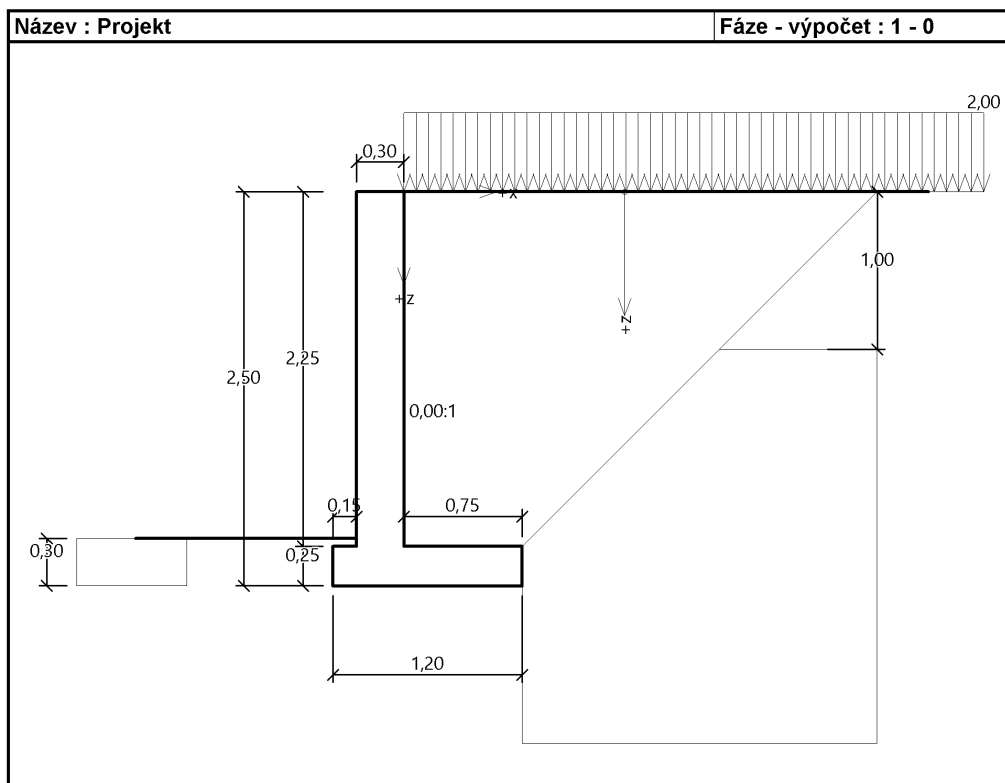
Moment vzdorující : $M_p = 302,16$ kNm/m

Využití : 63,0 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Optimalizovaná smyková plocha pro : Kombinace 2

8.1.2. Opěrná stěna u štítu budovy



Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako odpor na líci konstrukce

Dovolená excentricita : 0,400

Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,30 [-]		1,00 [-]	

Součinitele redukce materiálu (M)					
Trvalá návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00 [-]		1,25 [-]	
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00 [-]		1,25 [-]	
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00 [-]		1,40 [-]	
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$	1,00 [-]		1,00 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení					
Trvalá návrhová situace					
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$		0,70 [-]		
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$		0,50 [-]		
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$		0,30 [-]		

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E_{cm} = 32000,00 \text{ MPa}$

Výztuž podélná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	2,25
3	0,75	2,25
4	0,75	2,50
5	-0,45	2,50
6	-0,45	2,25
7	-0,30	2,25
8	-0,30	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 0,98 m².

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Hutněný zásyp		27,00	2,00	20,00	10,00	0,00
2	Třída F4, konzistence tuhá		22,00	10,00	18,50	8,50	0,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Hutněný zásyp

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 2,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel ke-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 22,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel ke-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Zásyp za konstrukcí

Přiřazená zemina : Hutněný zásyp
 Sklon = 45,00 °

Geologický profil a přiřazení zemín

Informace o umístění

Kóta povrchu = 279,23 m

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	279,23 .. 278,23	Hutněný zásyp	
2	-	1,00 .. ∞	278,23 .. -	Třída F4, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1	Vel.2	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna		[kN/m ²]	[kN/m ²]			
1	Ano		stálé	2,00				na terénu

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: pasivní

Zemina na líci konstrukce - Hutněný zásyp

Třecí úhel kce-zemina $\delta = 0,00^\circ$

Výška zeminy před zdí $h = 0,30$ m

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 1

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-0,99	22,43	0,39	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemina	0,00	-0,27	0,15	0,07	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-4,43	-0,12	0,01	-0,08	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,66	9,18	0,70	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	17,76	-0,80	22,71	0,88	1,350	1,350	1,350
Přít.1 - celopl.	1,71	-1,09	1,50	0,83	1,350	1,350	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 43,74$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 21,18$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 33,04$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 21,86$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 101,64 kPa

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 2

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-0,99	22,43	0,39	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemina	0,00	-0,27	0,15	0,07	1,000	1,000	1,000
Odpor na líci	-3,46	-0,12	0,01	-0,08	1,000	1,000	1,000

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,66	9,18	0,70	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	23,16	-0,80	23,13	0,87	1,000	1,000	1,000
Přít.1 - celopl.	2,13	-1,14	1,50	0,83	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 36,70$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 20,56$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

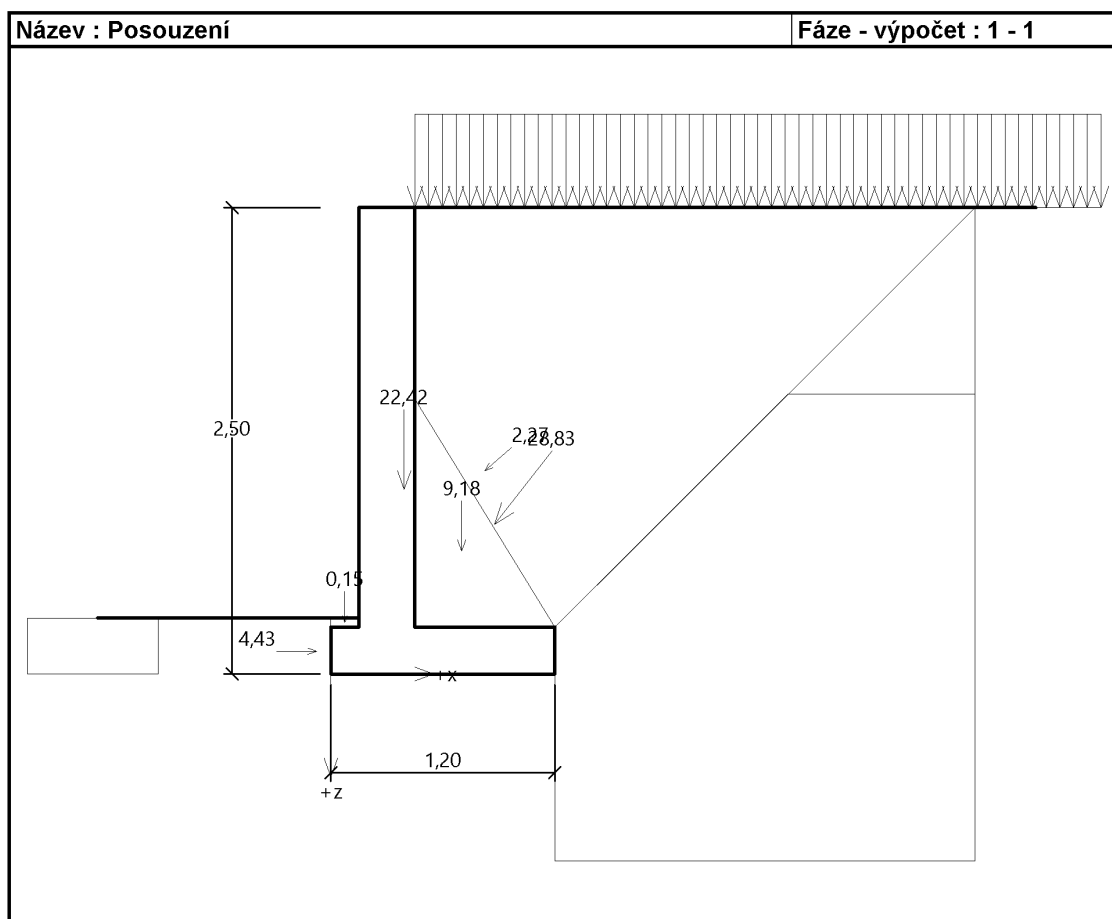
Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 22,81$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 21,83$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 98,50 kPa



Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	17,25	75,56	20,31	0,190	101,64
2	16,10	64,44	21,86	0,208	92,02
3	17,69	56,39	21,83	0,261	98,50
4	17,69	56,39	21,83	0,261	98,50

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	12,78	55,97	15,04

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,208$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,400$

Excentricita normálové síly **VYHOVUJE**

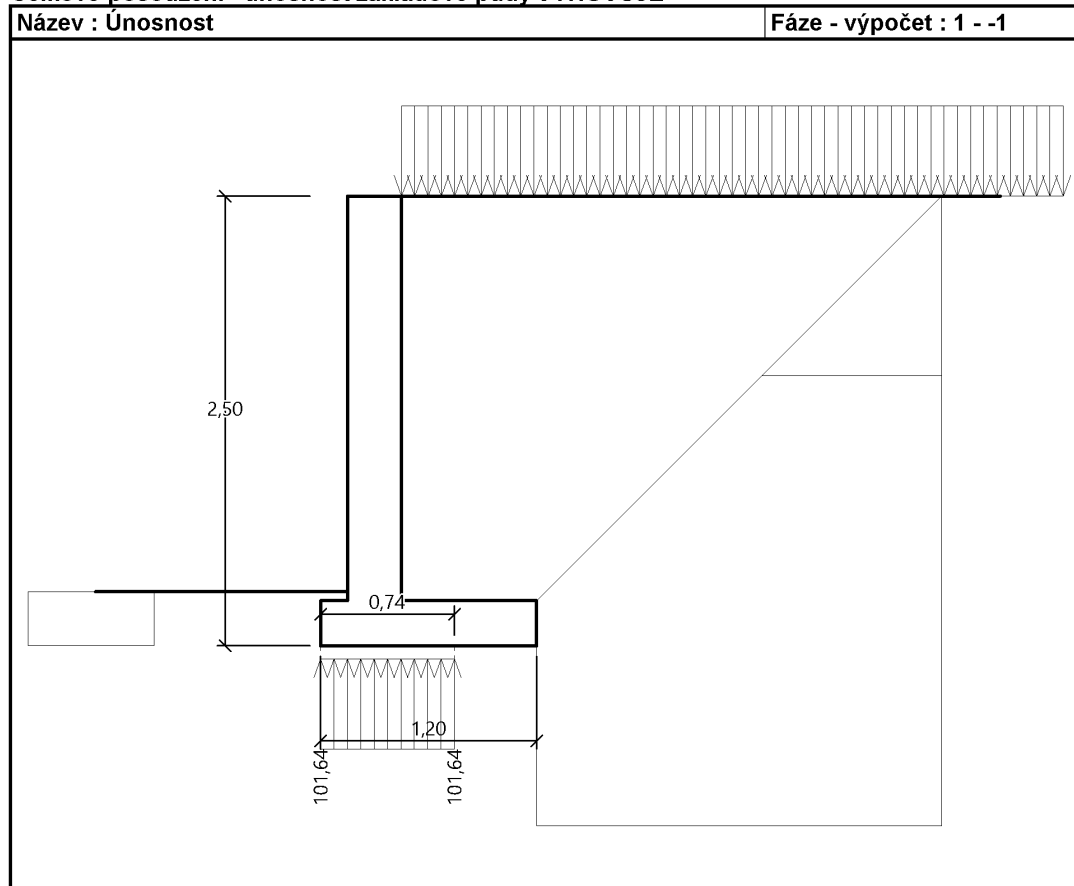
Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 101,64$ kPa

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 175,00$ kPa

Únosnost základové půdy **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE



Dimenzace čís. 1

Posouzení dříku - zadní výztuž

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 1

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zeď	0,00	-1,12	15,52	0,15	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-0,39	-0,02	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	28,43	-0,73	0,00	0,30	1,350	1,000	1,350
Přít.1 - celopl.	2,50	-1,11	0,00	0,30	1,350	1,000	1,350

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 2

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zeď	0,00	-1,12	15,52	0,15	1,000	1,000	1,000
Odpor na líci	-0,29	-0,02	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	32,19	-0,74	0,00	0,30	1,000	1,000	1,000
Přít.1 - celopl.	2,83	-1,11	0,00	0,30	1,000	1,000	1,000

Posouzení dříku - zadní výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,25 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 12,0 mm, krytí 50,0 mm

Zadaná plocha výztuže = 565,5 mm²

Nutná plocha výztuže = 368,0 mm²

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,30 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,23 \% > 0,15 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,02 \text{ m} < 0,15 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 123,02 \text{ kN} > 41,36 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 58,48 \text{ kNm} > 31,80 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet zemětřesení : Standard

Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,30 [-]		1,00 [-]	
Součinitele redukce materiálu (M)					
Trvalá návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00 [-]		1,25 [-]	

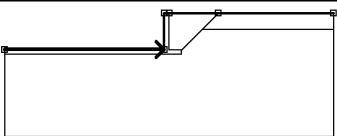
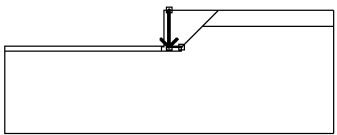
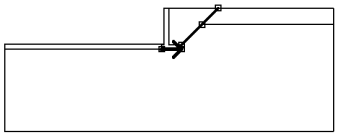
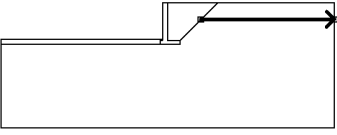
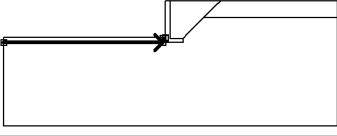
Součinitele redukce materiálu (M)					
Trvalá návrhová situace					
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00	[-]	1,25	[-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00	[-]	1,40	[-]

Kotvy

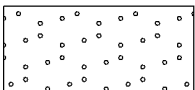
Metodika posouzení : mezní stavy

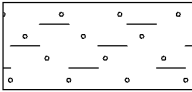
Součinitele redukce					
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1,35	[-]		
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1,35	[-]		
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1,35	[-]		

Rozhraní

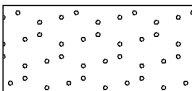
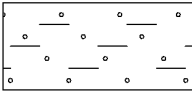
Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-10,00	277,03	-0,30	277,03	-0,30	279,23
		0,00	279,23	3,00	279,23	10,00	279,23
2		0,00	279,23	0,00	276,98	0,75	276,98
3		-0,45	276,73	0,75	276,73	0,75	276,98
		2,00	278,23	3,00	279,23		
4		2,00	278,23	10,00	278,23		
5		-10,00	276,73	-0,45	276,73	-0,45	276,98
		-0,30	276,98	-0,30	277,03		

Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Hutněný zásyp		27,00	2,00	20,00

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
2	Třída F4, konzistence tuhá		22,00	10,00	18,50

Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Hutněný zásyp		20,00		
2	Třída F4, konzistence tuhá		18,50		

Parametry zemin

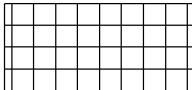
Hutněný zásyp

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Smyková pevnost : Mohr-Coulomb
 Úhel vnitřního tření : $\Phi_{ef} = 27,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 2,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

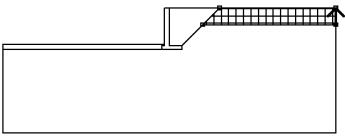
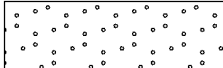
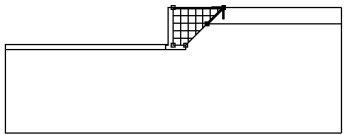
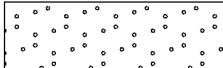
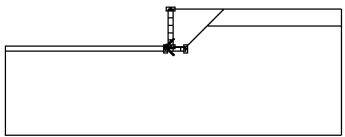
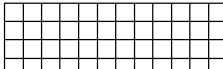
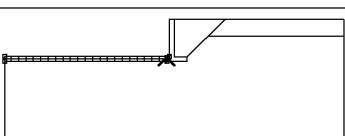
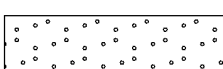
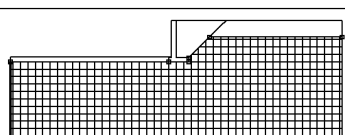
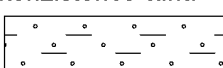
Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Smyková pevnost : Mohr-Coulomb
 Úhel vnitřního tření : $\Phi_{ef} = 22,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]
1	Materiál konstrukce		23,00

Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		10,00	278,23	10,00	279,23	Hutněný zásyp 
		3,00	279,23	2,00	278,23	
2		2,00	278,23	3,00	279,23	Hutněný zásyp 
		0,00	279,23	0,00	276,98	
		0,75	276,98			
3		-0,30	276,98	-0,45	276,98	Materiál konstrukce 
		-0,45	276,73	0,75	276,73	
		0,75	276,98	0,00	276,98	
		0,00	279,23	-0,30	279,23	
		-0,30	277,03			
4		-0,45	276,73	-0,45	276,98	Hutněný zásyp 
		-0,30	276,98	-0,30	277,03	
		-10,00	277,03	-10,00	276,73	
5		-10,00	276,73	-10,00	271,73	Třída F4, konzistence tuhá 
		10,00	271,73	10,00	278,23	
		2,00	278,23	0,75	276,98	
		0,75	276,73	-0,45	276,73	

Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost		
								q, q_1, f, F, x	q_2, z	jednotka
1	pásové	stálé	na povrchu	$x = 0,00$	$l = 10,00$		0,00	2,00		kN/m ²

Voda

Typ vody : Voda není

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy						
Střed :	x =	-0,47 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-34,92	[°]
	z =	279,58 [m]		$\alpha_2 =$	83,54	[°]
Poloměr :	R =	3,11 [m]				
Smyková plocha po optimalizaci.						

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 130,82 kN/m

Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)

Kombinace 1

Sumace aktivních sil : $F_a = 66,75$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 104,36$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 192,25$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 300,55$ kNm/m

Využití : 64,0 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Kombinace 2

Sumace aktivních sil : $F_a = 52,19$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 78,34$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 162,30$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 243,63$ kNm/m

Využití : 66,6 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Optimalizovaná smyková plocha pro : Kombinace 2

9. POUŽITÉ MATERIÁLY

Základy	...	beton C16/20-X0
	...	beton C20/25-X2
	...	beton C25/30-X2
Vertikální konstrukce	...	zdivo P10 na M5, P10 na M2,5
	...	beton C25/30-XC4-XF1 (výztuž B 500)
	...	ocel S235
	...	beton C25/30-XC1 (výztuž B 500)
Horizontální konstrukce	...	beton C25/30-XC1 (výztuž B 500, KARI)
	...	ocel S235
	...	beton C25/30-XC4-XF3 (výztuž B 500, KARI)
Schodiště	...	beton C25/30-XC1(výztuž B 500)
	...	beton C25/30-XC4-XF3(výztuž B 500)

Ve Znojmě dne 15. 02. 2025

Vypracoval: Ing. Pavel Tesař