



D.1 Technická zpráva

Projekt bytového domu se stomatologickou klinikou v Humpolci

Vypracoval:

Bc. Jakub Klement

Konzultant:

Ing. Hana Hanzlová, CS.c

**Obsah:**

D	Dokumentace objektu	3
D.1	Dokumentace stavebního objektu	3
D.1.1	Architektonicko-stavební řešení	3
a)	Technická zpráva	3
a.1)	Úvod	3
a.2)	Technické informace o stavbě	3
a.2.1)	Účel objektu	3
a.2.2)	Kapacitní údaje	3
a.2.3)	Schéma objektu	4
a.2.4)	Konstrukční systém	5
a.2.5)	Materiály	5
a.2.6)	Základové poměry (geologický profil)	5
a.2.7)	Konstrukční řešení	5
a.2.7.1)	Základy	5
a.2.7.2)	Svislé nosné konstrukce	5
a.2.7.3)	Vodorovné nosné konstrukce	6
a.2.7.4)	Schodiště	6
a.2.7.5)	Dilatace	6
a.2.7.6)	Zatížení	7
a.3)	Provádění	10
a.4)	Seznam použité literatury - zdroje	11
b)	Přílohy	11



D Dokumentace objektu

D.1 Dokumentace stavebního objektu

D.1.1 Architektonicko-stavební řešení

a) Technická zpráva

a.1) Úvod

Předmětem této dokumentace je projekt pro stavební povolení ve městě Humpolec. Stavební objekt je rozdělen na tři části. První část je stomatologické centrum se 3. NP. Druhá část je bytový dům se 4. NP. Třetí část je společný suterén pod oběma objekty. Jedná se o monolitický stěnový systém. Stropní konstrukce jsou tvořeny železobetonovými monolitickými deskami. Objekty jsou zastřešeny plochými střechami.

a.2) Technické informace o stavbě

a.2.1) Účel objektu

Stomatologické centrum bude sloužit jako místní zubařská klinika. V prvním podlaží s běžnými ordinacemi, druhé podlaží se stomatologickými laboratoři a třetí podlaží se zákrovým sálem.

Bytový dům bude určen v první řadě pro odkoupení jednotlivých bytů zájemci. V druhé řadě bude možnost dlouhodobého pronájmu. První nabídka bude učiněna zaměstnancům stomatologické kliniky. Dále tato nabídka bude postoupena veřejnosti.

Technické zázemí obou budov bude umístěno v suterénu.

a.2.2) Kapacitní údaje

Stomatologické centrum

- zastavěná plocha 1. NP	231,642 m ²
- zastavěná plocha 2. NP	231,642 m ²
- zastavěná plocha 3. NP	161,516 m ²
- obestavěný prostor	2186,800 m ³
- výška atiky	+ 11,230 m = 538,230 m n. m. Bpv

Bytový dům

- zastavěná plocha 1. NP	205,097 m ²
- zastavěná plocha 2. NP	205,097 m ²
- zastavěná plocha 3. NP	199,097 m ²
- zastavěná plocha 4. NP	34,575 m ²
- obestavěný prostor	2253,531 m ³
- výška atiky	+ 14,730 m = 541,730 m n. m. Bpv

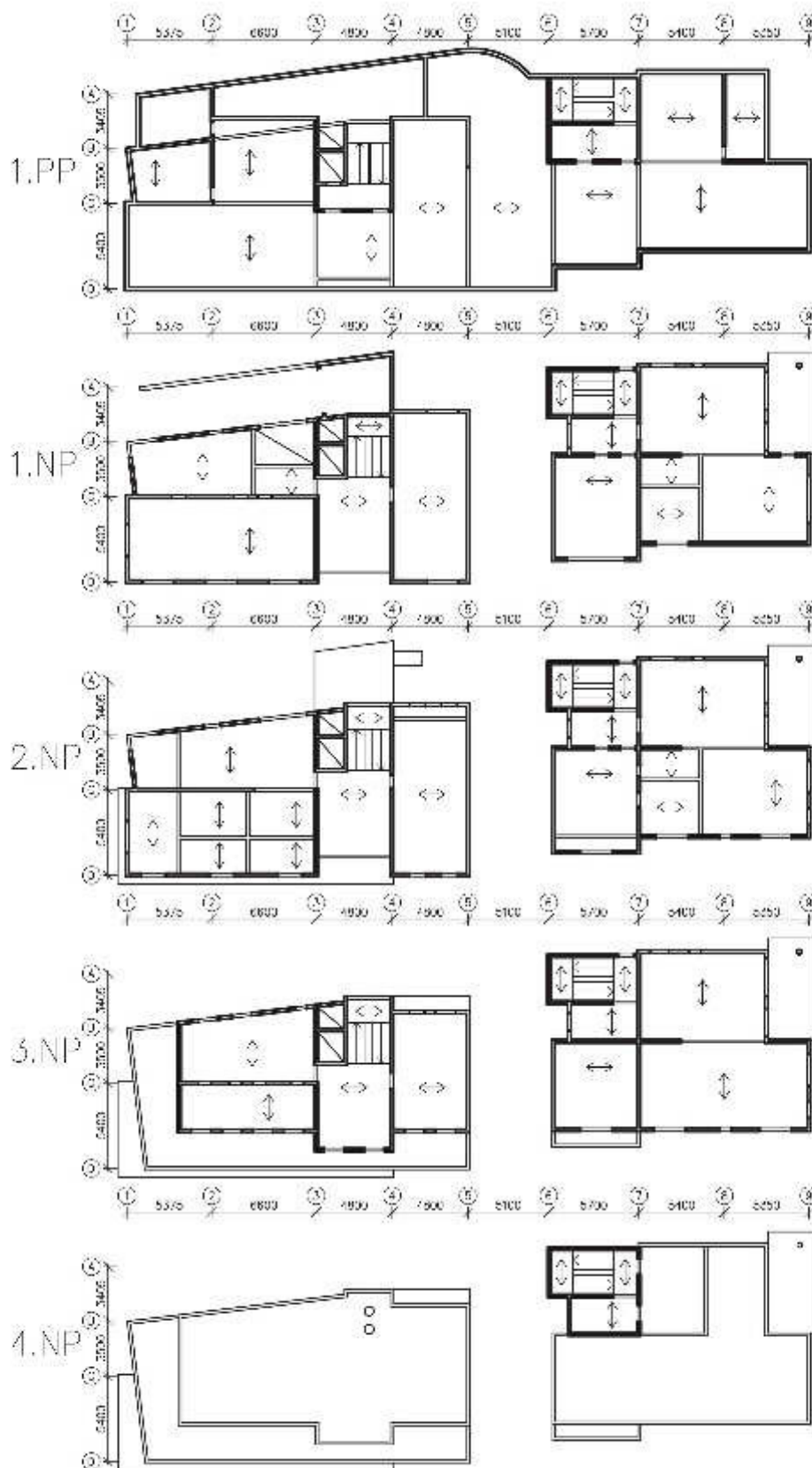
Garáže - společný suterén

- zastavěná plocha 1. PP	572,550 m ²
- obestavěný prostor	1832,16 m ³

obestavěný prostor celkem **6272,491 m³**



a.2.3) Schéma objektu





a.2.4) Konstrukční systém

Jedná se o stěnový železobetonový konstrukční systém obousměrný. Velké rozpory v suterénu jsou v 1. NP překlenuty stěnovými nosníky. V další podlažích je tohoto principu využito také. V místech kde nemůže být uplatněn je realizován průvlak. Je tak užito pod ustupujícím podlažím u stomatologie a dále pak u mezibytové příčky u bytového domu.

Stropní konstrukce jsou železobetonové monolitické. Největší rozpětí co musí překlenout je 5,45 m. V posledním podlaží je realizována extenzivní zelená střecha.

Objekt je zateplen minerální vatou. Na exponovaných místech je užito extrudovaný polystyrén.

a.2.5) Materiály

Základové konstrukce

beton C 25/30 - XC 2 - CI 0,20 - Dmax 16 - S3
výztuž B500B - profily nebyly specifikovány

svislé nosné konstrukce

beton C 30/37 - XC 1 - CI 0,20 - Dmax 8 - S3
výztuž B500B - profily nebyly specifikovány

vodorovné nosné konstrukce

betonu C 30/37 - XC 1 - CI 0,20 - Dmax 8 - S3
výztuž B500B - profily nebyly specifikovány

a.2.6) Základové poměry (geologický profil)

Dle geologického průzkumu bylo zjištěno, že se stavební objekt nachází na písčitém podloží. Zemina byla zatříděna do S2 - SP. Mocnost geologického profilu byla zjišťována do 10 m. Hydrogeologický průzkum neprokázal přítomnost spodní vody.

a.2.7) Konstrukční řešení

a.2.7.1) Základy

Základy budou realizovány ze základových pasů a desek. Pod schodišťovými jádry budou realizovány železobetonové desky o tloušťce 700 mm s podkladním betonem 100 mm. V místech přenosu velkého zatížení od stěnových nosníků z 1. NP budou realizovány železobetonové pasy výšky 800mm a podkladním betonem 100 mm pro eliminaci možného ohybového působení od nerovnoměrného zatížení a možného nerovnoměrného sedání vlivem podloží.

V tomto místě byl proveden výpočet únosnosti zeminy pod základem a jeho následné sedání. Statický výpočet byl proveden podle eurokódu 7 - metodou dílčích součinitelů. Návrhový přístup byl NP 3 - A1 + M2+ R3. Odvodněné podmínky.

Předpoklad byl, že se pod základem nachází zemina písčitá S2 -SP. V ostatních případech se jedná o základové pasy z prostého betonu výšky 800 mm.

Napojení základů s rozdílnými úrovněmi založení bude realizováno pomocí základové paty. Základový pas na horní úrovni se na délce 600 mm prohloubí pomocí náběhu o 1000 mm a dále pak na délce 800 mm se jako pilíř prohloubí až na úroveň nižšího pasu. Základová pata bude provedena jako železobetonová. Kotevní délka výztuže v armokoši bude začínat 1000 mm od náběhu.

a.2.7.2) Svislé nosné konstrukce

suterén

Železobetonové stěny budou založeny na základové pasy a desky. Napojení základových konstrukcí se svislými nosnými konstrukcemi bude realizováno natupo. Vodorovná síla, která je vyvozena od zemního tlaku v klidu, bude zachycena betonovou vrstvou s karisítí o tloušťce 90 mm ve skladbě podlahy.



Obvodové suterénní stěny budou tloušťky 250 mm. Tento rozměr vychází z minimální krycí vrstvy na straně interiéru, zvětšené krycí vrstvy na straně exteriéru, betonové směsi, technologickém postupu při armování a následné betonáži na stavbě.

Nosné stěny v interiéru budou tl. 200 mm. Šířka stěny vychází z předešlého tvrzení viz výše. Po statické stránce byl proveden předběžný návrh viz příloha, kde je dokázáno, že železobetonová stěna vyhovuje při tloušťce 200 mm.

Po určení rozměru šířky stěny byl proveden výpočet na únosnost stěny viz příloha. Jako první byl počítán samostatně pouze beton. Při rozměru 200 mm na šířku byla stanovena únosnost metrové části stěny na 3200 kN. Únosnost stěny je tedy 8 krát vyšší než je potřeba k přenesení zatížení. Z tohoto důvodu již nebyla dále posuzována s výztuží. Musí však být dodržena konstrukční výztuž, která nepatrně ještě zvýší únosnost stěny.

nadzemní podlaží

Obvodové a vnitřní stěny jsou napojeny na stropní konstrukci pomocí pracovní spáry kde je nastýkována výztuž předchozí etapy betonáže s následující etapou. Stykování výztuže vychází ze statického výpočtu daného normou. Podrobněji nebylo řešeno.

Tloušťka je nyní jednotná a to 200 mm. Šířka stěny vychází z předešlého tvrzení viz výše. Obvodové stěny jsou nyní lícovány na vnitřní stranu suterénních stěn. Vzniklý ozub je eliminován v kontaktním zateplovacím systému viz souhrnná technická zpráva.

Provedena konstrukční výztuž. Výztuž pro napojení stropních konstrukcí nebyla řešena, ale je počítáno s jejím zakotvením do svislých nosných konstrukcí. Nutno spočítat kotevní délku.

a.2.7.3) Vodorovné nosné konstrukce

Stropní konstrukce je tvořena železobetonovou monolitickou deskou. Tloušťka desky vychází orientačně z empirických vztahů a ohybové štíhlosti. Po provedení porovnání výsledků (viz příloha) byla navržena tloušťka stropní desky na 170 mm na rozpětí od 5 m a více. Pro menší rozpětí vychází z porovnání nižší tloušťky, ale po technologické a ekonomické stránce se vyplatí dodržet na celém podlaží jednu tloušťku desky.

Byl proveden výpočet s předpokladem týkající se stupně vyztužení. V ohybové štíhlosti byly použity tabulky se stupněm vyztužení 0,5%. Ve výpočtu ověřuji, zdali vypočtený stupeň vyztužení splní podmínku, že je menší než 0,5 %. V případě že ano, konstrukce bude proveditelná a plní podmínky MSP. Po provedení výpočtu vyšel stupeň vyztužení 0,26 %. Předpoklad tedy Vyhovuje viz příloha.

Uložení stropní desky je provedeno jako vetknutí. Nosná výztuž desek je zakotvena do železobetonových stěn. Dostatečné kotvení nosné výztuže je zajištěno stykováním výztuže vytažené před betonáží z nosných stěn.

Většina průvlaků v suterénu byla nahrazena stěnovými nosníky. V bytovém domě průvlaků zůstaly pod mezibytovými příčkami. Empiricky výška průvlaku vychází 400 mm z toho 200 mm je tloušťka desky. Při statickém výpočtu lze však ve většině případech počítat s nižší výškou průvlaku.

a.2.7.4) Schodiště

Je navrženo jako kombinace monolitických hlavních a vedlejších podest a prefabrikovaných schodišťových ramen.

Vedlejší podesta schodiště bude realizovaná jako monolitická o tloušťce 200mm. Tloušťka podesty vychází hlavně z konstrukčního detailu napojení schodišťových ramen. Z důvodu přerušení kročejového hluku budou podesty realizovány do Schöck Tronsole typ AZ. Na každé straně podesty dvě bedničky pro uložení do schodišťových zdí.

Schodišťová ramena budou realizována jako prefabrikovaná. Přerušení kročejového hluku bude zde realizováno pomocí výrobku Schöck Tronsole typ F - pryžová lišta. Deska ramene bude tlustá 130 mm. Prefabrikáty budou dodány firmou PREFAB BRNO.

a.2.7.5) Dilatace

Budou provedeny dvě dilatace mezi objekty na rozdílné sedání.



V základových konstrukcích je dilatace realizována postupnou betonáží, nebo vložením dilatačního profilu do bednění. Spoj bude realizován natupo. Jedná se o oddělení základových pasů u strojovny VZT a stomatologií. Dále pak oddílatování podkladního betonu v místě vjezdu.

Ve svislých konstrukcích dilatace probíhá ve stejných místech. Napojení stěn VZT a stomatologie je provedeno natupo.

Ve vodorovných konstrukcích je dilatováno zastřešení garáží mezi objekty a rampa. Zastřešení je realizováno vloženým polem na ozub. V příloze jsou dvě varianty řešení.

První, v místě ozubu bude vložené pole zesíleno z důvodu dodržení minimálního poloměru armatury. Výška ozubu bude 150 mm. Výška vystupující části bude 130 mm. Bude provedeno postupnou betonáží.

V druhé variantě je výška ozuby 120 mm a vložené pole je slícováno do roviny se stropní konstrukcí. Předpoklad tohoto řešení je tloušťka stropní konstrukce v suterénu 240 mm.

V oblouku nad rampou bude realizována deska s jedním koncem vetknutá do opěrné stěny a druhým koncem kloubově uložená na ocelové U profily přivařené k zabetonovaným botkám ve stěně.

Rampa bude monolitická, uložená na ocelové U profily přivařené k ocelovým botkám ve stěně.

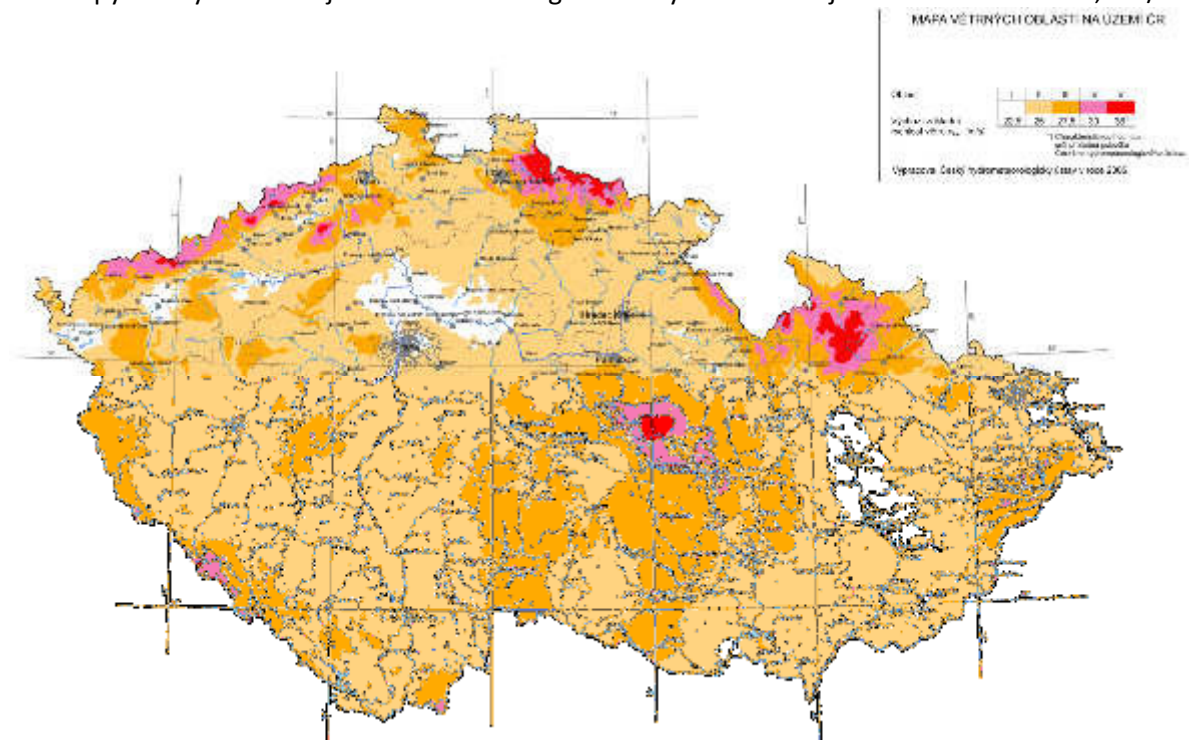
Více řešeno v rozšiřující části.

a.2.7.6) Zatížení

Objekt se nachází na Českomoravské vrchovině.

Vítr

Dle mapy větrných oblastí je zaříděn do kategorie III. Rychlost větru je stanovena na $v = 27,5$ m/s

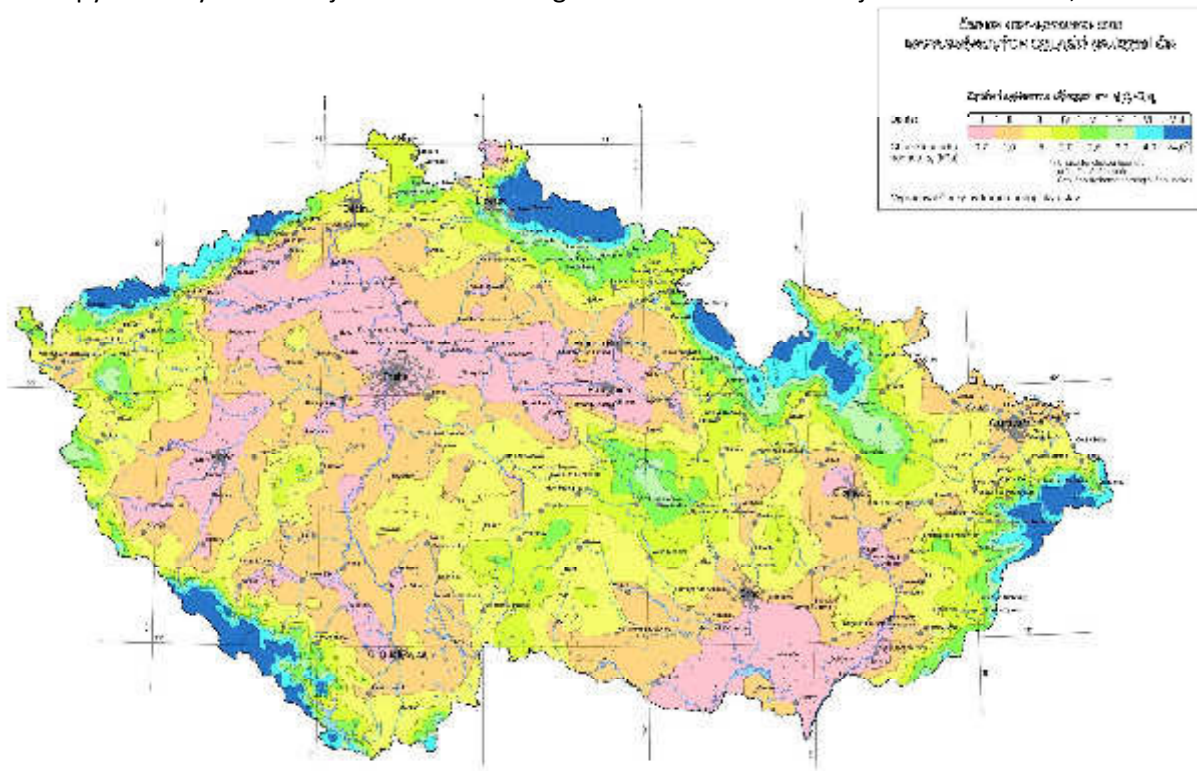


[1]



Sníh

Dle mapy sněhových oblastí je zatříděn do kategorie IV. Zatížení sněhem je stanoveno na 2,0 kPa.



[2]

Výpočet zatížení v jednotlivých podlažích.
viz příloha

Výpočet zatížení nejvíce namáhané stěny.
viz příloha



Užitné zatížení

Objekt byl zaříděn do kategorie A.

Tabulka 6.1 – Užitné kategorie

Kategorie	Stanovené použití	Příklad
A	obytné plochy a plochy pro domácí činnosti	místnosti obytných budov a domů; lůžkové pokoje a čekárny v nemocnicích; ložnice hotelů a ubytoven, kuchyně a toalety
B	kancelářské plochy	
C	plochy, kde může docházet ke shromažďování lidí (kromě ploch uvedených v kategoriích A, B a D ¹⁾)	<p>C1 plochy se stoly atd., např. plochy ve školách, kavárnách, restauracích, jídelnách, čítárnách, recepcích.</p> <p>C2 plochy se zabudovanými sedadly, např. plochy v kostelech, divadlech nebo kinech, v konferenčních sálech, přednáškových nebo zasedacích místnostech, nádražních a jiných čekárnách.</p> <p>C3 plochy bez překážek pro pohyb osob, např. plochy v muzeích, ve výstavních sálech a přístupové plochy ve veřejných a administrativních budovách, hotelích, nemocnicích, železničních nádražních halách.</p> <p>C4 plochy určené k pohybovým aktivitám, např. taneční sály, tělocvičny, jeviště, atd.</p> <p>C5 plochy, kde může dojít k vysoké koncentraci lidí, např. budovy pro veřejné akce jako koncertní síně, sportovní haly, včetně tribun, terasy a přístupové plochy, železniční nástupiště</p>
D	obchodní plochy	<p>D1: plochy v malých obchodech</p> <p>D2: plochy v obchodních domech</p>

Tabulka 6.2 – Užitná zatížení stropních konstrukcí, balkónů a schodišť pozemních staveb

Kategorie zatěžovaných ploch	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
kategorie A		
– stropní konstrukce	1,5 až <u>2,0</u>	<u>2,0</u> až 3,0
– schodiště	<u>2,0</u> až 4,0	<u>2,0</u> až 4,0
– balkóny	<u>2,5</u> až 4,0	<u>2,0</u> až 3,0
kategorie B		
	2,0 až <u>3,0</u>	1,5 až <u>4,5</u>
kategorie C		
– C1	2,0 až <u>3,0</u>	3,0 až <u>4,0</u>
– C2	3,0 až <u>4,0</u>	2,5 až 7,0 (<u>4,0</u>)
– C3	3,0 až <u>5,0</u>	<u>4,0</u> až 7,0
– C4	4,5 až <u>5,0</u>	3,5 až <u>7,0</u>
– C5	<u>5,0</u> až 7,5	3,5 až <u>4,5</u>
kategorie D		
– D1	<u>4,0</u> až 5,0	3,5 až 7,0 (<u>4,0</u>)
– D2	4,0 až <u>5,0</u>	3,5 až <u>7,0</u>



a.3) Provádění

Základové konstrukce budou prováděné bez bednění. Základové pasy a desky budou realizovány do vykopaných rýh a jam. Při porovnání ekonomického hlediska bednění a větší spotřebě betonu vychází ekonomicky výhodněji betonáž bez bednění.

Nápojení obvodových základových konstrukcí na svislou nosnou konstrukci bude realizováno natupo. Vodorovné síly které vniknou od zemního tlaku budou přeneseny betonovou deskou s karisítí v tloušťce podlahy.

Zásyp výkopů kolem obvodových konstrukcí bude možné provést až po 28 dnech od betonáže stropní konstrukce v 1. PP. Druhá podmínka na to navazující je hrubá konstrukce podlahy v suterénu. Přenos vodorovné síly.

Kolem výkopu bude realizována rýha pro zadržení povrchové vody. Ve dně výkopu nebudou realizovány žádné sběrné jímky pro čerpání vody. Zemina je propustná a není zjištěna hladina podzemních vod.

Pro bednění stěnových a stropních konstrukcí bude použito bednění PERITRIO. Bude snaha zachování bednění co nejdéle. Zlepší se tak ochrana a ošetřování nových konstrukcí. Nejkratší možný časový úsek určí odborná firma se statickým posudkem. Přestojkování pod stropní konstrukcí bude realizovat stejná firma. Požadavek na co nejdéle podstojkování. Eliminace velkých průhybů desek.

Betonáž vyšších podlaží může probíhat s časovým odstupem technologických přestávek. Podmínka je průběžné podstojkování přes tři podlaží.



a.4) Seznam použité literatury - zdroje

ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: ÚNMZ, Březen 2004

ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí - část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem. Praha: ÚNMZ, Duben 2007

ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí - část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha : ÚNMZ, Listopad 2006

ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla. Praha: ÚNMZ, Září 2006

vyhláška 62/2013 Sb. kterou se mění vyhláška 499/2006 Sb. o dokumentaci staveb.

PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí 1. 2.*, upr. vyd. Praha: ČSB Servis, 2006
ISBN 80-903807-1-9

[1], [2] David Štíčka [online], David Štíčka fotovoltaické systémy [4. 12. 2016]. Dostupné z: <http://www.sticka.cz/mapy/>

b) přílohy

- 1 - návrh tloušťky desky
- 2 - předpoklad dimenzování desky
- 3 - zatížení v jednotlivých podlažích
- 4 - skladby podlah
- 5 - schéma nejvíce zatížené stěny
- 6 - napočítání zatížení v nejvíce exponovaném místě
- 7 - výpočet únosnosti železobetonové stěny
- 8 - zatížení větrem
- 9 - výpočet únosnosti zeminy
- 10 - výpočet sedání základu
- 11 - schéma výkresu tvarů 1. PP varianta 1
- 12 - schéma výkresu tvarů 1. PP varianta 2
- 13 - schéma výkresu tvarů 1. NP
- 14 - schéma výkresu tvarů 3. NP
- 15 - schéma výkresu tvarů rampy

Návrh tloušťky desky

předpoklad:

- orientační návrh tloušťky desek bude vycházet ze dvou teorií
 - empirické vzorce pro železobetonové monolitické desky pruté jedním směrem - oboustranně vetknuté
 - ohybová štíhlost desek

- empirické vzorce
(1/30 - 1/25) L

rozpon [mm]	vetknutí		průměr [mm]	návrh tl. desky [mm]
	1/25	1/30		
5450	218	182	200	200
5400	216	180	198	200
5200	208	173	191	180
5150	206	172	189	180
4666	187	156	171	180
4600	184	153	169	180
4166	167	139	153	160

Další rozpory již nebyly uvedeny. Výška by se i nadále snižovala.

- ohybová štíhlost

podklady pro vyhodnocení

- beton C 30/37
- stupeň vyztužení volíme 0,5%
- stropní konstrukce je monoliticky spojena se svislou nosnou konstrukcí, z tohoto důvodu lze uvažovat desku, která působí přibližně jako vnitřní pole. Pro prokázání rozdílného působení jsou následující výpočty provedeny pro vnitřní a krajní pole.
- budeme vycházet z hodnot vnitřního pole

- krajní pole	L	rozpon desky	d_2	vypočtená účinná výška průřezu
$\lambda_d =$	26	$\lambda_{d, tab}$	d	navržená účinná výška průřezu
- vnitřní pole	$k_1 k_2$	souč. ovlivněn rozměrem průřezu	λ	vypočtená ohybová štíhlost
$\lambda_d =$	30,8	k_3	c_{nom}	krytí výztuže
		λ_d	h_{desky}	navrhovaná výška desky

L	$\lambda_{d, tab}$	$k_1 = k_2$	k_3	λ_d	$d_2 = L / \lambda_d$	zaokr. D	$\lambda = L / d$	$\lambda < \lambda_d$	c_{nom}	h_{desky}
mm	-	-	-	-	m	m	-	-	m	m
5450	26	1	1,3	33,80	0,161	0,165	33,0303	OK	0,03	0,195
	30,8	1	1,3	40,04	0,136	0,140	38,9286	OK	0,03	0,170
5400	26	1	1,3	33,80	0,160	0,160	33,7500	OK	0,03	0,190
	30,8	1	1,3	40,04	0,135	0,135	40,0000	OK	0,03	0,165
5200	26	1	1,3	33,80	0,154	0,155	33,5484	OK	0,03	0,185
	30,8	1	1,3	40,04	0,130	0,130	40,0000	OK	0,03	0,160
5150	26	1	1,3	33,80	0,152	0,155	33,2258	OK	0,03	0,185
	30,8	1	1,3	40,04	0,129	0,130	39,6154	OK	0,03	0,160
4666	26	1	1,3	33,80	0,138	0,140	33,3286	OK	0,03	0,170
	30,8	1	1,3	40,04	0,117	0,120	38,8833	OK	0,03	0,150
4600	26	1	1,3	33,80	0,136	0,140	32,8571	OK	0,03	0,170
	30,8	1	1,3	40,04	0,115	0,115	40,0000	OK	0,03	0,145
4166	26	1	1,3	33,80	0,123	0,125	33,3280	OK	0,03	0,155

Další rozpory již nebyly uvedeny. Výška by se i nadále snižovala.

Při porovnání vnitřního a krajního pole vidíme, že vnitřní pole nám dává ekonomičtější tloušťky desek než krajní pole. Je to dáno roznosem vnitřních sil v modelu.

U krajního pole nemůžeme počítat s dokonalým vetknutím jako u vnitřního pole. Díky monolitickému konstrukčnímu systému jsme si mohli dovolit toto zjednodušení a lepší využití materiálu.

- porovnání

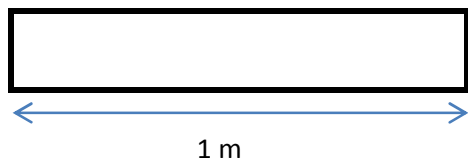
Při porovnání výsledků empirie a ohybové štíhlosti (vnitřní pole) vychází ohybová štíhlost efektivněji. Empirie vychází nevhodně.

Z těchto výpočtů vychází jako nejefektivnější tloušťka desky 170 mm.

Z důvodu technologického postupu na stavbě, ekonomické a časové stránky bude provedena jednotná tloušťka desky na celé podlaží a to 170 mm.

Navržená tloušťka desky 170 mm.

Předpoklad dimenzování desky



C 30/37

B 500 B

$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$

$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$

$f_{ct} = 2,9 \text{ MPa}$

Předpoklad

Návrh tloušťky desky vycházel z empirie a ohybové štíhlosti. Empirie je v mnoha případech příliš předdimenzovaná. Z toho důvodu jsem vycházel z ohybové štíhlosti kde jsem si jako výchozí bod určil stupeň vyztužení 0,5 %.

Další kritéria byla umístění desky v modelu. Zdáli se jedná o krajní pole desky a nebo vnitřní pole desky. Pro krajní pole vycházejí desky mírně mohutnější než pro vnitřní pole. Nepřesahují však hranice empirie. Bylo vycházeno z předpokladu vnitřních polí.

V případě, že stupeň vyztužení po výpočtu vyjde menší než 0,5 %, konstrukce bude proveditelná a splní požadavky MSP.

Jestliže tato podmínka bude překročena jen o nepatrnou mez, bude konstrukce vyžadovat jistá opatření ve vyztuži, ale bude stále proveditelná.

Když bude hranice 0,5 % překročena příliš, konstrukce nevyhoví na MSP.

moment od zatížení - stropní deska v 1. PP

$$m_{ed} = 1/12 * f * L^2 = 1/12 * 13,73 * 5,65^2$$

$$m_{ed} = 36,52 \text{ kN/m}$$

$$c_{nom} = c_{min, durr} + D_{dev} = 20 + 10$$

$$c_{nom} = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - c_{nom} - \phi/2 = 170 - 20 - 12/2$$

$$d = 135 \text{ mm}$$

$$\mu = m_{ed} / (b * d^2 * f_{yd}) = 36,52 / (1 * 0,135^2 * 434800)$$

$$\mu = 0,100 \quad \zeta = 0,947$$

$$a_{sreq} = m_{ed} / (\zeta * d * f_{yd}) = 36,52 / (0,947 * 0,135 * 434800)$$

$$a_{sreq} = 0,000657 \text{ m}^2$$

$$a_{smin} = 0,26 * f_{ct} * b * d / f_{yk} = 0,26 * 2900 * 1 * 0,175 / 500000$$

$$a_{smin} = 0,000204 \text{ m}^2$$

Stupeň vyztužení

$$0,33 \% < 0,50 \%$$

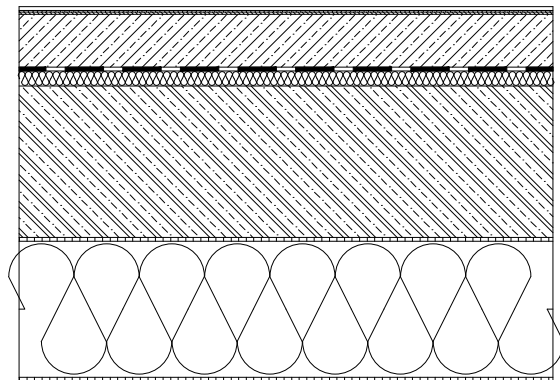
Předpoklad o vyztužení desky při jejím návrhu podle kritéria vymezující ohybové štíhlosti je splněn.

Je reálný předpoklad, že navržená tloušťka desky by při podrobném návrhu vyhověla všem kritériím MSÚ i MSP.

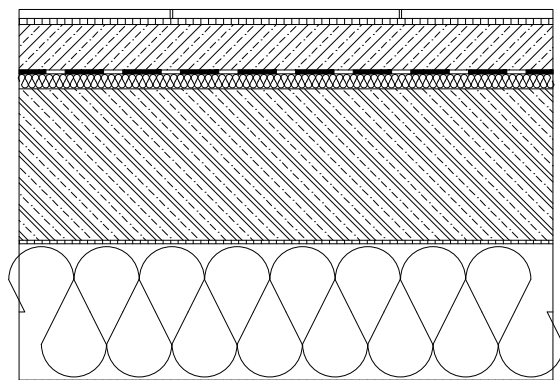
Zatížení

podlaží	zatřídění	druh	zatížení	CHARAKTER.	souč.	NÁVRHOVÉ
			kg/m2	kN/m2	-	kN/m2
střecha						
	stálé					
	vč. vl. tíhy kce.	skladba E	519,00	5,19	1,35	7,01
	nahodilé					
		užitné	75,00			
	oblast II	sníh	200,00	2,00	1,50	3,00
	celkem			7,19		10,01
zelená střecha						
	stálé					
	vč. vl. tíhy kce.	skladba Z	775,00	7,75	1,35	10,46
	nahodilé					
		užitné	75,00			
	oblast II	sníh	200,00	2,00	1,50	3,00
	celkem			9,75		13,46
2. - 3. NP						
	stálé					
	vč. vl. tíhy kce.	skladba B2	596,85	5,97	1,35	8,06
	nahodilé					
	kat. A	užitné	200,00	2,00	1,50	3,00
		příčky	80,00	0,80	1,50	1,20
	celkem			8,77		12,26
1. NP						
	stálé					
	vč. vl. tíhy kce.	skladba A2	631,10	6,31	1,35	8,52
	nahodilé					
	kat. A	užitné	200,00	2,00	1,50	3,00
		příčky	80,00	0,80	1,50	1,20
	celkem			9,11		12,72

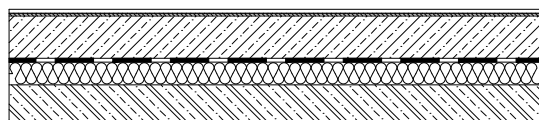
A1	VINYL	5 mm
	DISPERZNÍ LEPIDLO	2 mm
	STĚRKA	3 mm
	BETONOVÁ MAZANINA	70 mm
	SEPARACE PE	—
	STEPROCK	20 mm
	ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm
	CEM. LEPIDLO	5 mm
	MINERÁLNÍ TEPELNÁ IZOLACE	170 mm
CEM. LEPIDLO + VÝZTUŽNÁ TKANINA	5 mm	



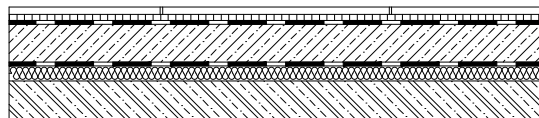
A2	KERAMICKÁ DLAŽBA	12 mm
	CEM. LEPIDLO	8 mm
	BETONOVÁ MAZANINA	60 mm
	SEPARACE PE	—
	STEPROCK	20 mm
	ŽB. STROPNÍ KCE.	200 mm
	CEM. LEPIDLO	5 mm
	MINERÁLNÍ TEPELNÁ IZOLACE	170 mm
	CEM. LEPIDLO + VÝZTUŽNÁ TKANINA	5 mm



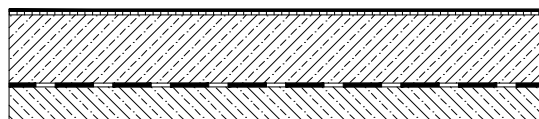
B1	VINYL	5 mm
	DISPERZNÍ LEPIDLO	2 mm
	STĚRKA	3 mm
	BETONOVÁ MAZANINA	60 mm
	SEPARACE PE	—
	STEPROCK	30 mm
ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm	



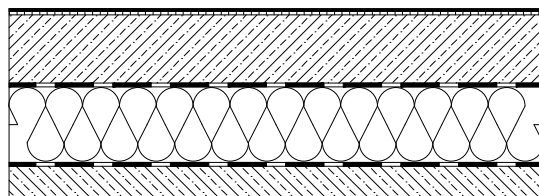
B2	KERAMICKÁ DLAŽBA	10 mm
	DISPERZNÍ LEPIDLO	8 mm
	HYDROIZOLAČNÍ STĚRKA	2 mm
	BETONOVÁ MAZANINA	60 mm
	SEPARACE PE	—
	STEPROCK	20 mm
ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm	



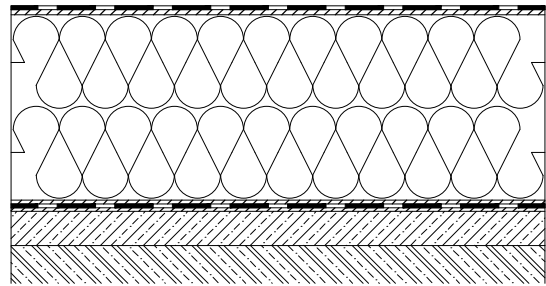
C	EPOXIDOVÁ STĚRKA	3 mm
	VYROVNÁVACÍ STĚRKA	5 mm
	BETONOVÁ MAZANINA	90 mm
	ELASTODEK 40	2 mm
	PODKLADNÍ BETON	150 mm



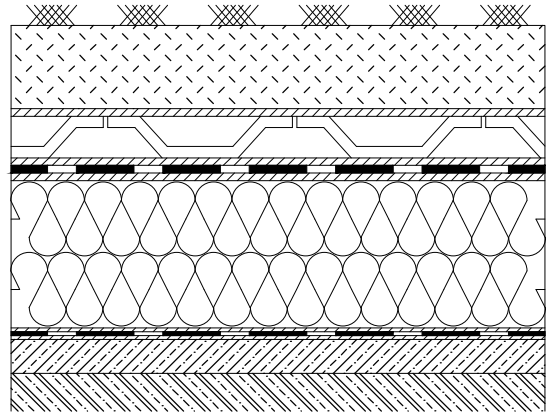
D	EPOXIDOVÁ STĚRKA	3 mm
	VYROVNÁVACÍ STĚRKA	5 mm
	BETONOVÁ MAZANINA	90 mm
	SEPARACE	—
	FOAMGLAS S3	100 mm
	ELASTODEK 40	2 mm
	PODKLADNÍ BETON	150 mm



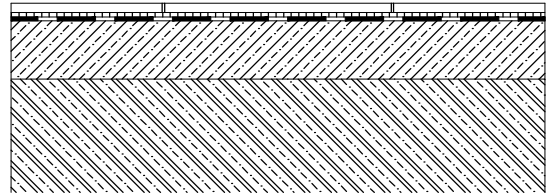
E	FATRAFOL	2 mm
	GEOTEXTILIE	3 mm
	EPS	240 mm
	GEOTEXTÍLIE	2 mm
	FATRAPAR	1 mm
	GEOTEXTÍLIE	2 mm
	LIAPORBETON	50 mm
	ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm



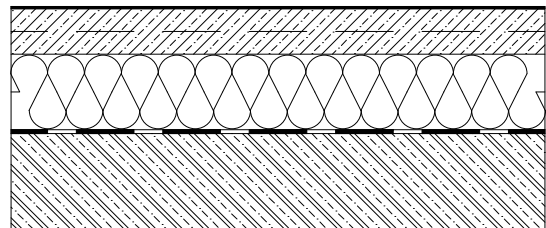
Z	ZEMNÍ SUBSTRÁT	120 mm
	GEOTEXTILIE	7 mm
	PROFIL. XPS	50 mm
	GEOTEXTILIE	5 mm
	FATRAFOL	2 mm
	GEOTEXTILIE	5 mm
	XPS	200 mm
	GEOTEXTILIE	5 mm
	FATRAPAR	1 mm
	GEOTEXTILIE	5 mm
	LIAPORBETON	50 mm
	ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm



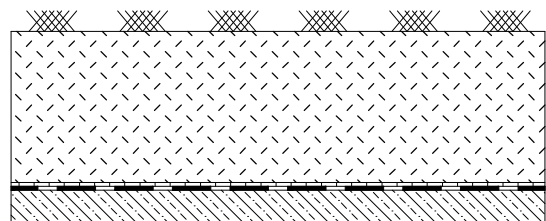
G	KERAMICKÁ DLAŽBA PROTISKLUZ	12 mm
	CEM. LEPIDLO	10 mm
	HYDROIZOLACE – SCHLÜTER DITRA	5 mm
	BET. MAZANINA – SPÁD	73 mm
	ŽB. STROPNÍ KCE.	150 mm



H	EPOXIDOVÁ STĚRKA	3 mm
	BET. MAZANINA + KARI SÍŤ	55 mm
	FOAMGLAS S3	100 mm
	ELASTODEK 40	2 mm
	ŽB. STROPNÍ KCE.	130 mm



ZP	ZEMNÍ SUBSTRÁT	200 mm
	GEOTEXTILIE	5 mm
	ELASTODEK 40	2 mm
	ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm



A1	VINYL	5 mm	3,25 kg/m ²
	DISPERZNÍ LEPIDLO	2 mm	1,00 kg/m ²
	STĚRKA	3 mm	3,75 kg/m ²
	BETONOVÁ MAZANINA	70 mm	147,00 kg/m ²
	SEPARACE PE	–	0,10 kg/m ²
	STEPROCK	20 mm	2,00 kg/m ²
	ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm	425,00 kg/m ²
	CEM. LEPIDLO	5 mm	10,00 kg/m ²
	MINERÁLNÍ TEPELNÁ IZOLACE	180 mm	18,00 kg/m ²
	CEM. LEPIDLO + VÝZTUŽNÁ TKANINA	5 mm	10,00 kg/m ²
			<hr/>
			620,10 kg/m ²

A2	KERAMICKÁ DLAŽBA	12 mm	24,00 kg/m ²
	CEM. LEPIDLO	8 mm	16,00 kg/m ²
	BETONOVÁ MAZANINA	60 mm	126,00 kg/m ²
	SEPARACE PE	–	0,10 kg/m ²
	STEPROCK	20 mm	2,00 kg/m ²
	ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm	425,00 kg/m ²
	CEM. LEPIDLO	5 mm	10,00 kg/m ²
	MINERÁLNÍ TEPELNÁ IZOLACE	180 mm	18,00 kg/m ²
	CEM. LEPIDLO + VÝZTUŽNÁ TKANINA	5 mm	10,00 kg/m ²
			631,10 kg/m ²

B1	VINYL	5 mm	3,25 kg/m ²
	DISPERZNÍ LEPIDLO	2 mm	1,00 kg/m ²
	STĚRKA	3 mm	3,75 kg/m ²
	BETONOVÁ MAZANINA	60 mm	126,00 kg/m ²
	SEPARACE PE	–	0,10 kg/m ²
	STEPROCK	30 mm	3,00 kg/m ²
	ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm	425,00 kg/m ²
			562,10 kg/m ²

B2	KERAMICKÁ DLAŽBA	10 mm	24,00 kg/m ²
	CEM. LEPIDLO	8 mm	16,00 kg/m ²
	HYDROIZOLAČNÍ STĚRKA	2 mm	3,75 kg/m ²
	BETONOVÁ MAZANINA	60 mm	126,00 kg/m ²
	SEPARACE PE	–	0,10 kg/m ²
	STEPROCK	20 mm	2,00 kg/m ²
	ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm	425,00 kg/m ²
			<hr/>
			596,85 kg/m ²

C	EPOXIDOVÁ STĚRKA	3 mm	3,75 kg/m ²
	VYROVNÁVACÍ STĚRKA	5 mm	6,25 kg/m ²
	BETONOVÁ MAZANINA	90 mm	189,00 kg/m ²
	ELASTODEK 40	2 mm	4,54 kg/m ²
	PODKLADNÍ BETON	150 mm	300,00 kg/m ²
			503,54 kg/m ²

D	EPOXIDOVÁ STĚRKA	3 mm	3,75 kg/m ²
	VYROVNÁVACÍ STĚRKA	5 mm	6,25 kg/m ²
	BETONOVÁ MAZANINA	90 mm	189,00 kg/m ²
	SEPARACE	–	0,10 kg/m ²
	FOAMGLAS S3	100 mm	13,00 kg/m ²
	ELASTODEK 40	2 mm	4,54 kg/m ²
	PODKLADNÍ BETON	150 mm	300,00 kg/m ²
			<hr/>
			516,64 kg/m ²

E	FATRAFOL	2 mm	1,00 kg/m ²
	GEOTEXTILIE	3 mm	2,00 kg/m ²
	EPS	240 mm	10,00 kg/m ²
	GEOTEXTÍLIE	2 mm	2,00 kg/m ²
	FATRAPAR	1 mm	1,00 kg/m ²
	GEOTEXTÍLIE	2 mm	2,00 kg/m ²
	LIAPORBETON	50 mm	76,00 kg/m ²
	ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm	425,00 kg/m ²
			<hr/>
			519,00 kg/m ²

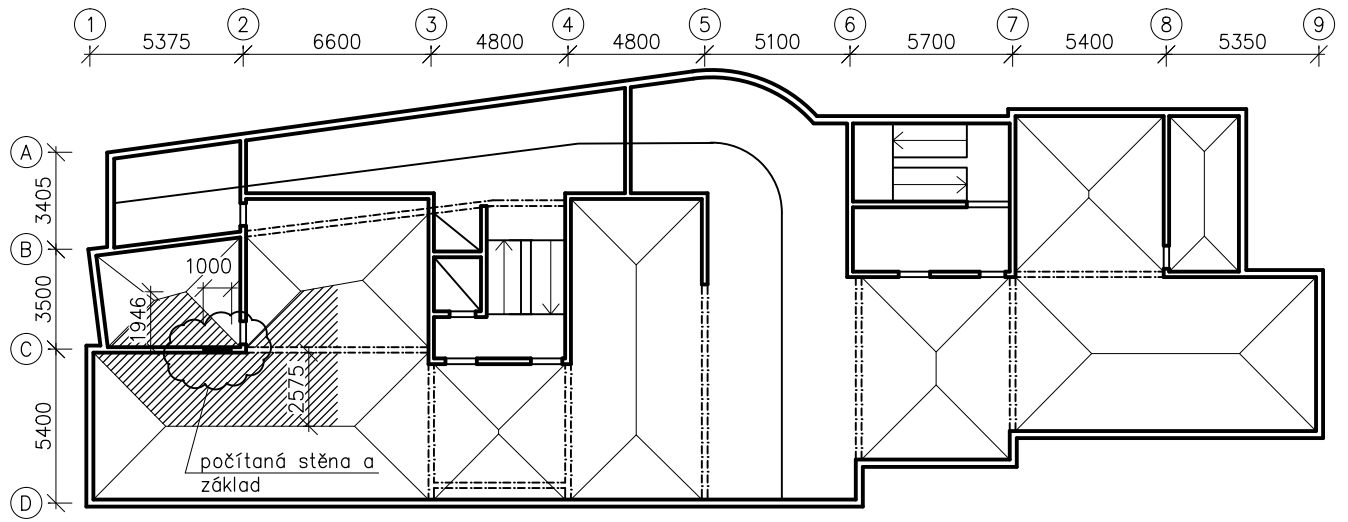
Z	ZEMNÍ SUBSTRÁT	120 mm	255,00 kg/m ²
	GEOTEXTILIE	7 mm	1,00 kg/m ²
	PROFIL. XPS	55 mm	2,00 kg/m ²
	GEOTEXTILIE	5 mm	1,00 kg/m ²
	FATRAFOL	2 mm	2,00 kg/m ²
	GEOTEXTILIE	5 mm	1,00 kg/m ²
	XPS	200 mm	4,00 kg/m ²
	GEOTEXTILIE	5 mm	1,00 kg/m ²
	FATRAPAR	1 mm	2,00 kg/m ²
	GEOTEXTILIE	5 mm	1,00 kg/m ²
	LIAPORBETON	50 mm	80,00 kg/m ²
	ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm	425,00 kg/m ²
			775,00 kg/m ²

G	KERAMICKÁ DLAŽBA PROTISKLUZ	12 mm	24,00 kg/m ²
	CEM. LEPIDLO	10 mm	16,000 kg/m ²
	HYDROIZOLACE – SCHLÜTER DITRA	5 mm	2,00 kg/m ²
	BET. MAZANINA – SPÁD	73 mm	153,30 kg/m ²
	ŽB. STROPNÍ KCE.	150 mm	375,00 kg/m ²
			570,30 kg/m ²

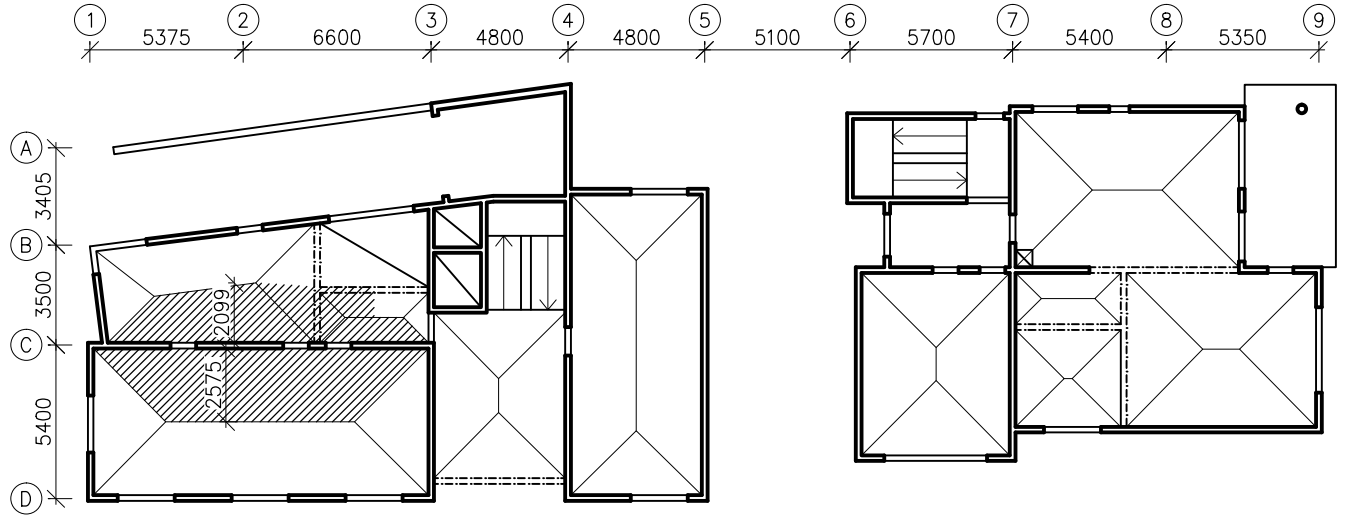
H	EPOXIDOVÁ STĚRKA	3 mm	3,75 kg/m ²
	BET. MAZANINA + KARI SÍŤ	55 mm	115,5 kg/m ²
	FOAMGLAS S3	100 mm	13,00 kg/m ²
	ELASTODEK 40	2 mm	4,54 kg/m ²
	ŽB. STROPNÍ KCE.	130 mm	325,00 kg/m ²
			461,79 kg/m ²

ZP	ZEMNÍ SUBSTRÁT	200 mm	340,00 kg/m ²
	GEOTEXTÍLIE	5 mm	1,00 kg/m ²
	ELASTODEK 40	2 mm	4,54 kg/m ²
	ŽB. STROPNÍ KCE.	170 mm	425,00 kg/m ²
			770,54 kg/m ²

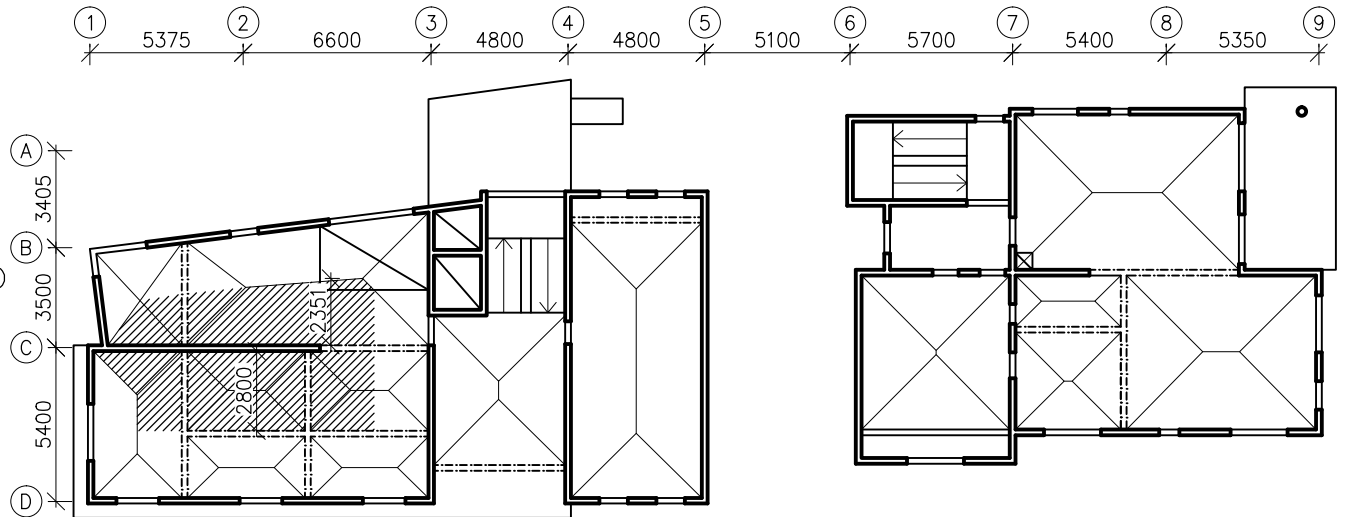
1. PP



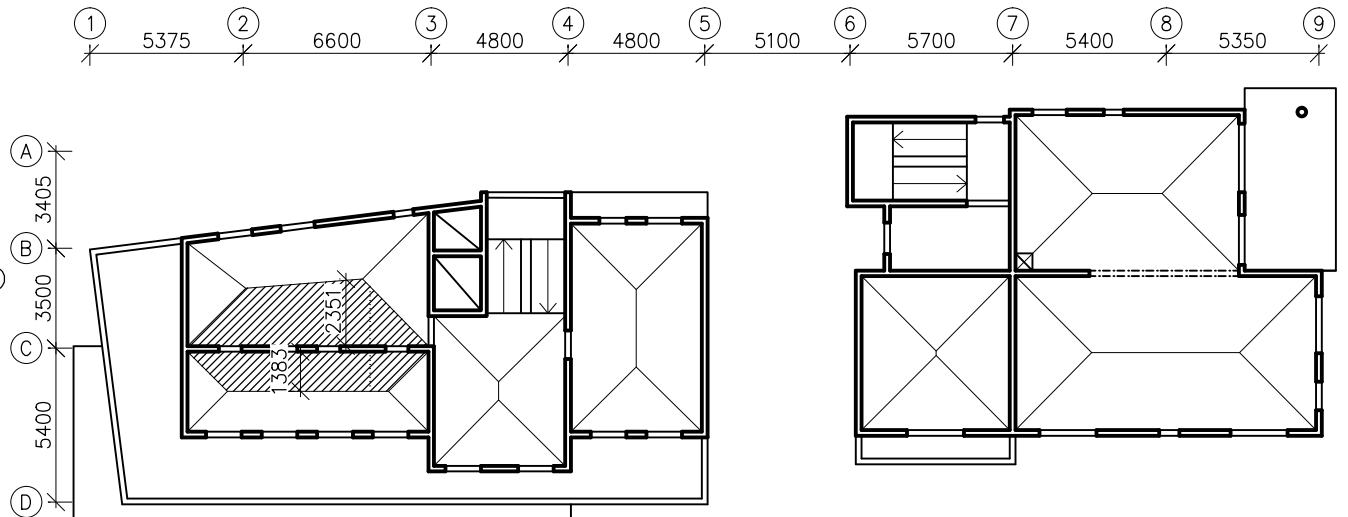
1. NP



2. NP



3. NP



Nejvíce zatížená stěna

Postupné napočítání zatížení shora.

Zatěžovací šířky byly určeny z půdorysů. Převážně se jedná o polovinu stropní konstrukce, ale v atipických místech je přihlédnuto na stranu bezpečnosti a vzat průměr popřípadě větší rozměr. Kontrola byla provedena přes celkové zatěžovací plochy viz schéma.

v patě 3. NP

střecha		charakter.		návrhové
zatěžovací šířka	3,734 m	26,85 kN/m		37,36 kN/m
1,383 + 2,351				
vl. tíha stěny		16,50 kN/m	1,35	22,28 kN/m
0,2 * 3,3 * 25				
charakteristické zatížení		43,35 kN/m		
návrhové zatížení		59,64 kN/m		

v patě 2. NP

přítížení od vrchního podlaží				
charakteristické zatížení		34,83 kN/m		
42,41 * 6,388 / 7,95				
návrhové zatížení		47,92 kN/m		
57,82 * 6,388 / 7,95				
skladba B1				
zatěžovací šířka	5,151 m	45,17 kN/m		63,14 kN/m
2,800 + 2,351				
vl. tíha stěny		16,50 kN/m	1,35	22,28 kN/m
0,2 * 3,3 * 25				
charakteristické zatížení		96,50 kN/m		
návrhové zatížení		133,33 kN/m		

v patě 1. NP

přítížení od vrchního podlaží				
charakteristické zatížení		80,89 kN/m		
99,61 * 9,85 / 11,75				
návrhové zatížení		111,77 kN/m		
137,09 * 9,85 / 11,75				
skladba A2				
zatěžovací šířka	4,674 m	42,58 kN/m		59,45 kN/m
2,099 + 2,575				
vl. tíha stěny		16,50 kN/m	1,35	22,28 kN/m
0,2 * 3,3 * 25				
charakteristické zatížení		139,98 kN/m		
návrhové zatížení		193,50 kN/m		

v patě 1. PP

přítížení od vrchního podlaží

charakteristické zatížení

223,70 kN/m

146,09 * 8,55 / 5,35

návrhové zatížení

309,24 kN/m

201,38 * 8,55 / 5,35

skladba A2

zatěžovací šířka

4,521 m

41,19 kN/m

57,51 kN/m

2,575 + 1,946

vl. tíha stěny

16,50 kN/m

1,35

22,28 kN/m

0,2 * 3,3 * 25

charakteristické zatížení

281,39 kN/m

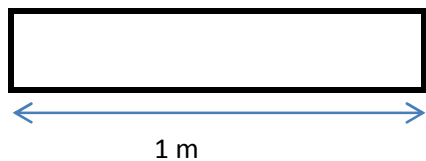
návrhové zatížení

389,02 kN/m

Únosnost zeminy pod základem se bude posuzovat na návrhovou hodnotu 389 kN.

Sedání základu se bude počítan pro charakteristickou hodnotu 281 kN.

Únosnost stěny



$$A_c = 0,2 \text{ m}^2$$

C 30/37

B 500 B

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$f_{sd} = 400 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 389 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} + (A_{s1} + A_{s2}) * \sigma_s$$

$$A_s / A_c = \rho_w$$

$$N_{Rd} > N_{Ed}$$

$$A_s = \rho_w * A_c$$

$$N_{Ed} < 0,8 * A_c * 16666,67 + 0 * A_c * 400000$$

zvolim

$$A_c > 412 / (0,8 * 16666,67 + 0 * 400000)$$

ρ_w

0%

únosnost pouze betonu

$$A_c = 0,029175 \text{ m}^2$$

Minimální rozměry

délka 1 m

šířka 0,03 m

Z technologických důvodů je stanovena minimální šířka stěny na 200 mm.

Dodržení minimálního krytí, minimální vzdálenosti vložek výztuže v příčném směru, ovlivněná frakce kameniva v betonové směsi, technologie provádění.

Podmínka je dodržení konstrukčních zásad a minimálního vyztužení průřezu.

Únosnost navrhovaného průřezu 1000 m x 200 m

$$N_{Rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} + \rho_w * A_c * \sigma_s$$

$$N_{Rd} = 0,8 * 0,2 * 20000 + 0 * 0,2 * 400000$$

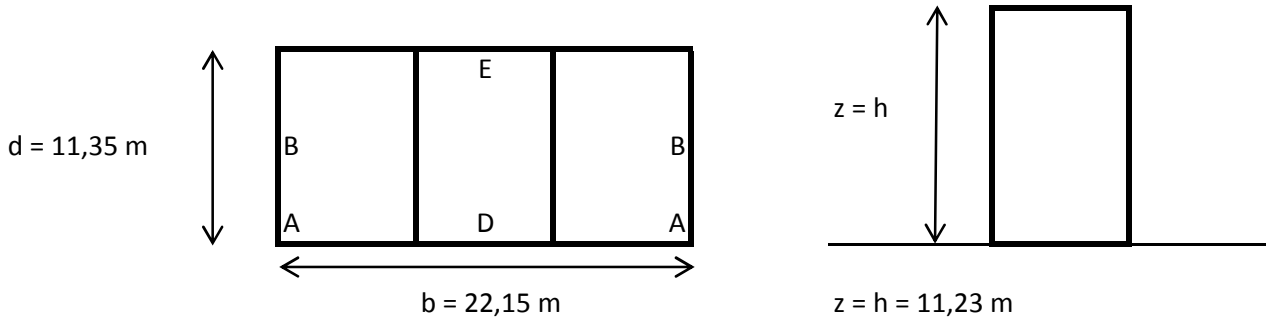
$$N_{Rd} = 3200 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} > N_{Ed} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Samotný beton přenese několikanásobně větší zatížení, než kterým je nyní zatěžován.

Z tohoto důvodu bude stěna vyztužena pouze výztuží dle konstrukčních zásad.

Zatížení větrem



Větrná oblast

kategorie III

$$q_{\text{ref}} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_{\text{ref}}^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 27,5^2 = 472,66 \text{ Pa}$$

$$C_{e(10)} = 1,6$$

$$e = 22,46 \text{ m}$$

$$w_e = q_{\text{ref}} \cdot c_e \cdot c_{pe}$$

$$w_e^A = 472,66 \cdot 1,6 \cdot (-1,0)$$

$$w_e^A = -756,25 \text{ Pa}$$

TAH

$$w_e^B = 472,66 \cdot 1,6 \cdot (-0,8)$$

$$w_e^B = -605,00 \text{ Pa}$$

TAH

$$w_e^D = 472,66 \cdot 1,6 \cdot (0,8)$$

$$w_e^D = 605,00 \text{ Pa}$$

TLAK

$$w_e^E = 472,66 \cdot 1,6 \cdot (-0,3)$$

$$w_e^E = -226,88 \text{ Pa}$$

TAH

Celkové maximální zatížení působící na konstrukci obvodového pláště (součet tlaku a sání)
 $605,00 + 226,88 = 831,88 \text{ Pa}$

Předpoklad:

Při výšce objektu 11,23 m je předpokládáno, že tuhost objektu bude dostatečná z důvodu stěnového systému. V příčném směru působí dvě obvodové a dvě vnitřní železobetonové stěny.

V podélném směru vítr nemá dominantní zatížení.

Výpočet únosnosti zeminy

vypracováno dle ČSN EN 1997 - 1

R/A'	=	c'	N _c	b _c	s _c	i _c	+	q'	N _q	b _q	s _q	i _q	+	0,5	gama _{tíha}	B'	N _{gama}	b _{gama}	s _{gama}	i _{gama}
531,0189		0	27,43217	1	1,503424	0,97882448		18,5	16,08096	1	1,472119	0,980141		0,5	18,5	0,98	16,5817	1	0,7	0,967165
488,0935		0	27,43217	1	1,503424	0,97882448		16,65	16,08096	1	1,472119	0,980141		0,5	18,5	0,98	16,5817	1	0,7	0,967165
445,168		0	27,43217	1	1,503424	0,97882448		14,8	16,08096	1	1,472119	0,980141		0,5	18,5	0,98	16,5817	1	0,7	0,967165
402,2425		0	27,43217	1	1,503424	0,97882448		12,95	16,08096	1	1,472119	0,980141		0,5	18,5	0,98	16,5817	1	0,7	0,967165
359,317		0	27,43217	1	1,503424	0,97882448		11,1	16,08096	1	1,472119	0,980141		0,5	18,5	0,98	16,5817	1	0,7	0,967165

	q = návrhový efektivní tlak nadloží výška z. tíha zeminy	R únosnost	E zatížení v základové spáře	závěr	využití základu		
a	1	18,5	531,0189 kPa	>	416 kN 424,4898 kPa	vyhoví	79,94%
b	0,9	18,5	488,0935 kPa	>	413,3 kN 421,7347 kPa	vyhoví	86,40%
c	0,8	18,5	445,168 kPa	>	410,6 kN 418,9796 kPa	vyhoví	94,12%
d	0,7	18,5	402,2425 kPa	>	407,9 kN 416,2245 kPa	nevyhoví	103,48%
e	0,6	18,5	359,317 kPa	>	405,2 kN 413,4694 kPa	nevyhoví	115,07%

rozměr pasu	návrhová tíha pasu	souč. gama	tíha prostého betonu
šířka	1 m	1,35	20 kN
délka	1 m		
B' =	0,98 m		
L' =	1 m		
A' =	0,98 m ²		
zatížení vrchní stavbou		389 kN	

Zvolená zemina	
S2	
gama	18,5 kN/m ³
fi	36 °
c ef	0 kPa

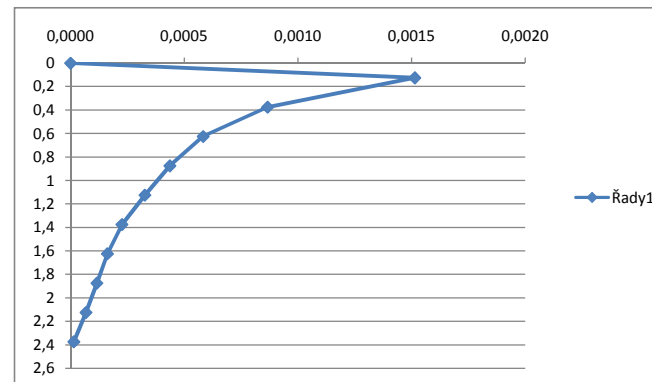
excentricita
0,01

zemina S2

gama 18,5 kN/m³ V 281,00 kN Eoed 36000 kPa Edef 30000 kPa
 B 1 m A 1 m² Beta 0,83
 H 0,8 m
 Sig ol 262,50 kPa Sig ds 281,00 kPa zic 3,3 m ný 0,25

č.	hi	zi	Sig ori	m	Sig stri	L/B	Zi/B	graf	Sig zi	Si
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,25	0,125	17,11	0,30	5,13	1,00	0,13	0,85	223,13	0,001514
2	0,25	0,375	21,74	0,30	6,52	1,00	0,38	0,50	131,25	0,000866
3	0,25	0,625	26,36	0,30	7,91	1,00	0,63	0,35	91,88	0,000583
4	0,25	0,875	30,99	0,30	9,30	1,00	0,88	0,28	72,19	0,000437
5	0,25	1,125	35,61	0,30	10,68	1,00	1,13	0,22	57,75	0,000327
6	0,25	1,375	40,24	0,30	12,07	1,00	1,38	0,17	44,63	0,000226
7	0,25	1,625	44,86	0,30	13,46	1,00	1,63	0,14	36,75	0,000162
8	0,25	1,875	49,49	0,30	14,85	1,00	1,88	0,12	31,50	0,000116
9	0,25	2,125	54,11	0,30	16,23	1,00	2,13	0,10	25,99	0,000068
10	0,25	2,375	58,74	0,30	17,62	1,00	2,38	0,08	19,69	0,000014
11	0,25	2,625	63,36	0,30	19,01	1,00	2,63	0,06	15,75	-0,000023
12	0,25	2,875	67,99	0,30	20,40	1,00	2,88	0,05	13,13	-0,000050
13	0,25	3,125	72,61	0,30	21,78	1,00	3,13	0,04	10,50	-0,000078
14	0,25	3,375	77,24	0,30	23,17	1,00	3,38	0,04	9,19	-0,000097
15	0,25	3,625	81,86	0,30	24,56	1,00	3,63	0,03	6,56	-0,000125
16	0,25	3,875	86,49	0,30	25,95	1,00	3,88	0,02	5,25	-0,000144

0,0043 m



zemina

gama 18,5 kN/m³ V 281,00 kN Eoed 36000 kPa
 A 1 m² d 0,8 m
 Sig ol 262,50 kPa Sig ds 281,00 kPa

č.	d/zi	kapa1	zic/zi	kapa2	zred	zred/b	graf	Sig redi	S redi
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	6,40	1,85	26,40	1,00	0,23	0,23	0,64	168,00	0,0011310
2	2,13	1,69	8,80	1,00	0,63	0,63	0,34	89,25	0,0005745
3	1,28	1,60	5,28	1,00	1,00	1,00	0,23	60,38	0,0003643
4	0,91	1,44	3,77	0,99	1,25	1,25	0,19	49,88	0,0002818
5	0,71	1,35	2,93	0,98	1,49	1,49	0,15	39,38	0,0001992
6	0,58	1,30	2,40	0,97	1,73	1,73	0,12	31,50	0,0001349
7	0,49	1,29	2,03	0,94	1,97	1,97	0,10	26,25	0,0000888
8	0,43	1,26	1,76	0,93	2,20	2,20	0,10	25,73	0,0000755
9	0,38	1,22	1,55	0,91	2,36	2,36	0,08	19,69	0,0000240
10	0,34	1,18	1,39	0,88	2,47	2,47	0,07	17,85	0,0000016
11	0,30	1,16	1,26	0,86	2,62	2,62	0,06	15,75	-0,0000226

0,0029 m

