



J2L CONSULT, S.R.O.

Brandlova 2536/36, 695 01 Hodonín; 603 294 996 / 603 285 783; info@j2lconsult.cz
IČ: 29211123, DIČ: CZ29211123
www.j2lconsult.cz

Zpracoval: Ing. Kočka

Kontroloval: Ing. Ilčík

Investor: Město Hodonín, Masarykovo nám. 53/1

**STAVEBNÍ ÚPRAVY A PŘÍSTAVBA K ZŠ HODONÍN,
U ČERVENÝCH DOMKŮ 40**

Obsah:

D1.2 STAVEBNĚ KONST ☐ ☐ KČNÍ ŘEŠENÍ

Účel:

DPS

HIP:

Ing. et Ing. Neduchal

Datum

01/2017

Formát

A4

Změna

Změna

Zak. Číslo:

D100417

Paré. č.:

D.1 STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ČÁST – statický posudekPůsobící zatížení:Klimatická zatížení:**II. větrová oblast**

součinitel směru větru	$C_{dir} =$	1,0 -
součinitel ročního období	$C_{season} =$	1,0 -
základní rychlost větru	$V_{b,0} =$	25,0 m/s
životnost		50 let
rychlost větru při životnosti	$V_{ref} =$	25,0 m/s

kategorie terénu II

výška nad terénem	$z =$	8,0 m
	$z_0 =$	0,3 m
	$z_{min} =$	5 m
	$k_r =$	0,215 -
součinitel drsnosti	$C_r(z) =$	0,964 -
součinitel orografie	$C_o(z) =$	1,000 -
střední rychlost větru	$V_m =$	24,1 m/s
intenzita turbulence	$I_{v(z)} =$	0,197 -
součinitel expozice	$C_e(z) =$	2,212 -
základní dynamický tlak větru	$q_b =$	0,391 kNm ⁻²
max. dynamický tlak	$q_{p(z)} =$	0,864 kNm ⁻²

I. sněhová oblast

char. hodnota zatížení	$s_k =$	0,7 kPa
nadmořská výška		175,00 m n.m.
typ krajiny		normální typ krajiny
souč. expozice	$C_e =$	1,0
tepelný součinitel	$C_t =$	1,0
úhel sklonu střechy	$\alpha =$	0 °
tvarový součinitel	$\mu_1 =$	0,8
zatížení sněhem	$s =$	0,560 kNm ⁻²

Stálé zatížení:

Střešní plášť šachty - S6					
Název	d [mm]	ρ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_k	g_d [kN/m ²]
SBS Modifikovaný asfaltový pás typu S s PES rohoží, 4 mm	-	-	0,250	1,35	0,338
SBS Modifikovaný asfaltový pás typu S se sklotkaninou, 4 mm	-	-	0,250	1,35	0,338
Expandovaný polystyren EPS 150S - spádové klíny	270	1	0,270	0,35	0,095
Parozábrana - modifikovaný asfaltový pás, 4 mm	-	-	0,250	1,35	0,338
Nosná konstrukce krovu	-	-	0,300	1,35	0,405
ŽB stropní deska, C 30/37	250	25	6,250	1,35	8,438
	g_k		7,570		g_d 9,950

Střešní plášť šatny a WC - S5					
Název	d [mm]	ρ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_k	g_d [kN/m ²]
SBS Modifikovaný asfaltový pás typu S s PES rohoží, 4 mm	-	-	0,250	1,35	0,338
SBS Modifikovaný asfaltový pás typu S se sklotkaninou, 4 mm	-	-	0,250	1,35	0,338
Expandovaný polystyren EPS 150S - spádové klíny	270	1	0,270	0,35	0,095
Parozábrana - modifikovaný asfaltový pás, 4 mm	-	-	0,250	1,35	0,338
Nosná konstrukce krovu	-	-	0,300	1,35	0,405
Keramobetonová stropní konstrukce	230	20	4,600	1,35	6,210
	g_k		5,920		g_d 7,722

Stropní konstrukce zázemí - S4					
Název	d [mm]	ρ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_k	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba + flexibilní lepidlo	12	20	0,240	1,35	0,324
Betonová mazanina C 20/25 XC1 + kari síť	60	23	1,380	1,35	1,863
Keramobetonová stropní konstrukce	230	20	4,600	1,35	6,210
Expandovaný polystyren EPS 70F	100	1	0,100	1,35	0,135
	g_k		6,320		g_d 8,532

Venkovní chodníček - S3					
Název	d [mm]	ρ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_k	g_d [kN/m ²]
Betonová dlažba 100x60x200	60	23	1,380	1,35	1,863
Drcené kamenivo frakce 4-8 mm	40	18	0,720	1,35	0,972
Štěrkodrt frakce 0-32 mm	200	18	3,600	1,35	4,860
	g_k		5,700		g_d 7,695

Podlahová konstrukce zázemí - S2					
Název	d [mm]	ρ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_k	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba + flexibilní lepidlo	12	20	0,240	1,35	0,324
Betonová mazanina C 20/25 XC1 + kari síť	70	23	1,610	1,35	2,174
Separační PE fólie	-	-	0,050	1,35	0,068
Expandovaný polystyren EPS 150S	60	1	0,060	1,35	0,081
SBS Modifikovaný asfaltový pás typu S se sklotkaninou, 4 mm	-	-	0,250	1,35	0,338
ŽB podkladní beton C25/30, XC2	150	24	3,600	1,35	4,860
	g_k		5,810	g_d	7,844

Podlahová konstrukce výtahu - S1					
Název	d [mm]	ρ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_k	g_d [kN/m ²]
Betonová mazanina C 25/30 XC2 + kari síť	100	23	2,300	1,35	3,105
SBS Modifikovaný asfaltový pás typu S se sklotkaninou, 4 mm	-	-	0,250	1,35	0,338
ŽB základová deska C25/30, XC2	250	25	6,250	1,35	8,438
	g_k		8,800	g_d	11,880

Obvodová stěna					
Název	d [mm]	ρ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_k	g_d [kN/m ²]
Venkovní omítka	10	22	0,220	1,35	0,297
Nosné zdivo z pórobetonových tepelněizolačních tvárnic	300	10	3,000	1,35	4,050
Vnitřní omítka	10	22	0,220	1,35	0,297
	g_k		3,440	g_d	4,644

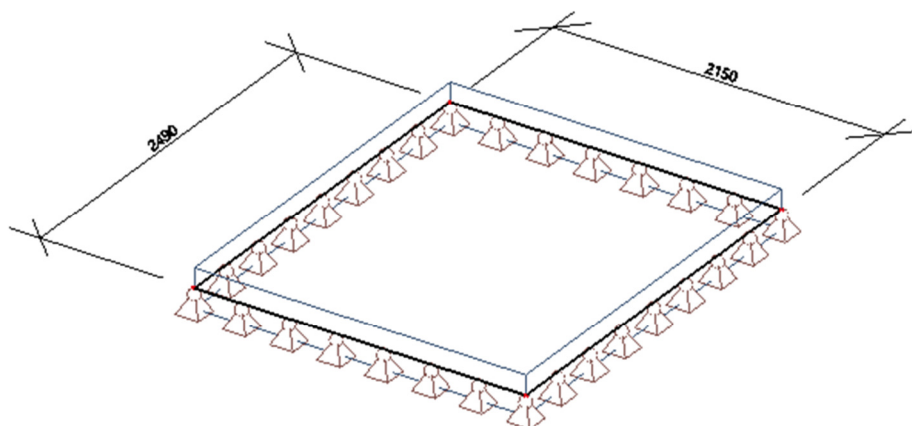
Obvodová stěna podzemní části výtahu					
Název	d [mm]	ρ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_k	g_d [kN/m ²]
Tepelná izolace z extrudovaného polystyrenu	100	1	0,100	1,35	0,135
SBS Modifikovaný asfaltový pás typu S se sklotkaninou, 4 mm	-	-	0,250	1,35	0,338
Betonové bednicí tvárnice vyplněné železobetonem	200	25	5,000	1,35	6,750
Vnitřní omítka	10	22	0,220	1,35	0,297
	g_k		5,570	g_d	7,520

Proměnné zatížení:

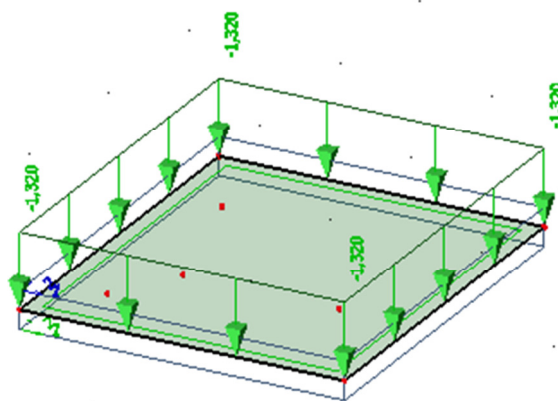
Název	g_k [kN/m ²]	γ_k	g_d [kN/m ²]
Užitné - kategorie C	3,00	1,5	4,50

D.1.1 STŘEŠNÍ KONSTRUKCE

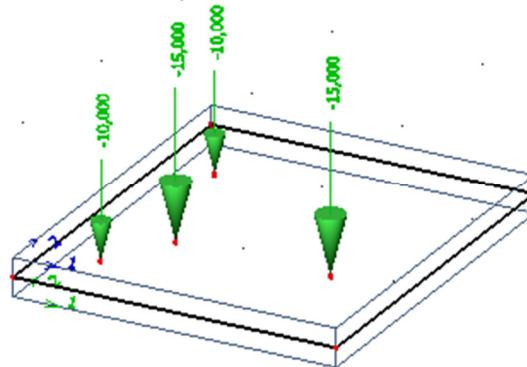
D.1.1.1 Střecha nad výtahovou šachtou:

Model:Použité průřezy:

Železobetonová deska tloušťky 250 mm – C30/37, XC1, výztuž B 500B

Zatěžovací stavy:

Stálé zatížení



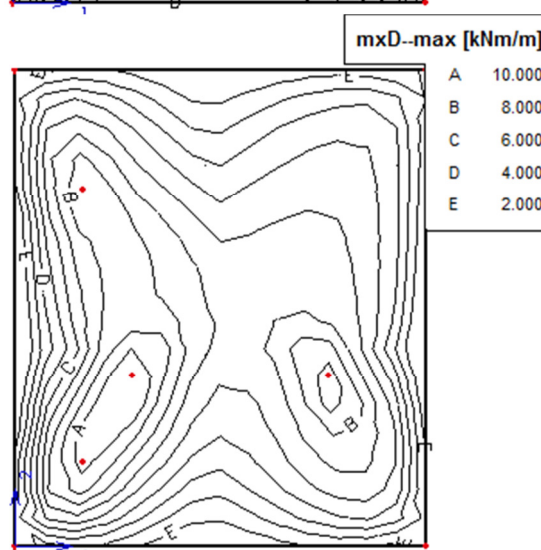
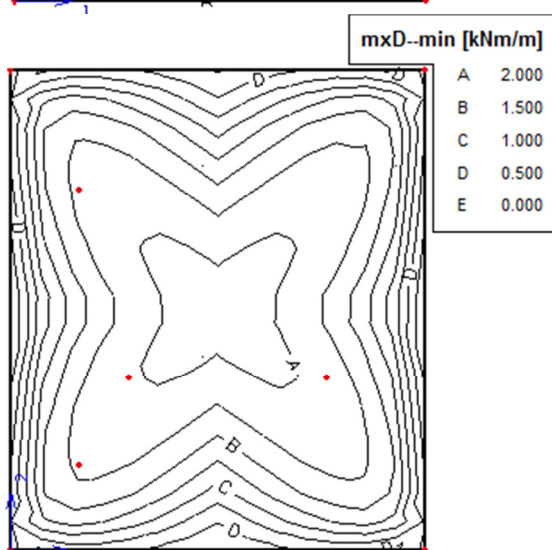
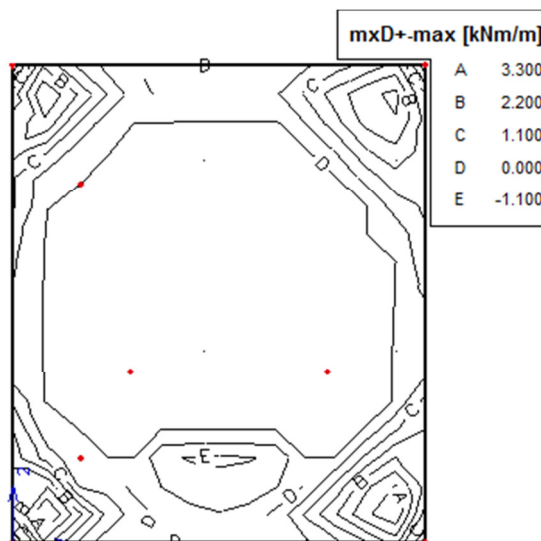
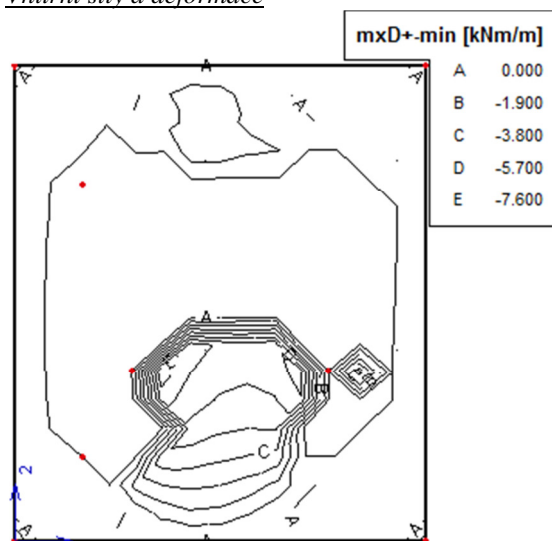
Proměnné

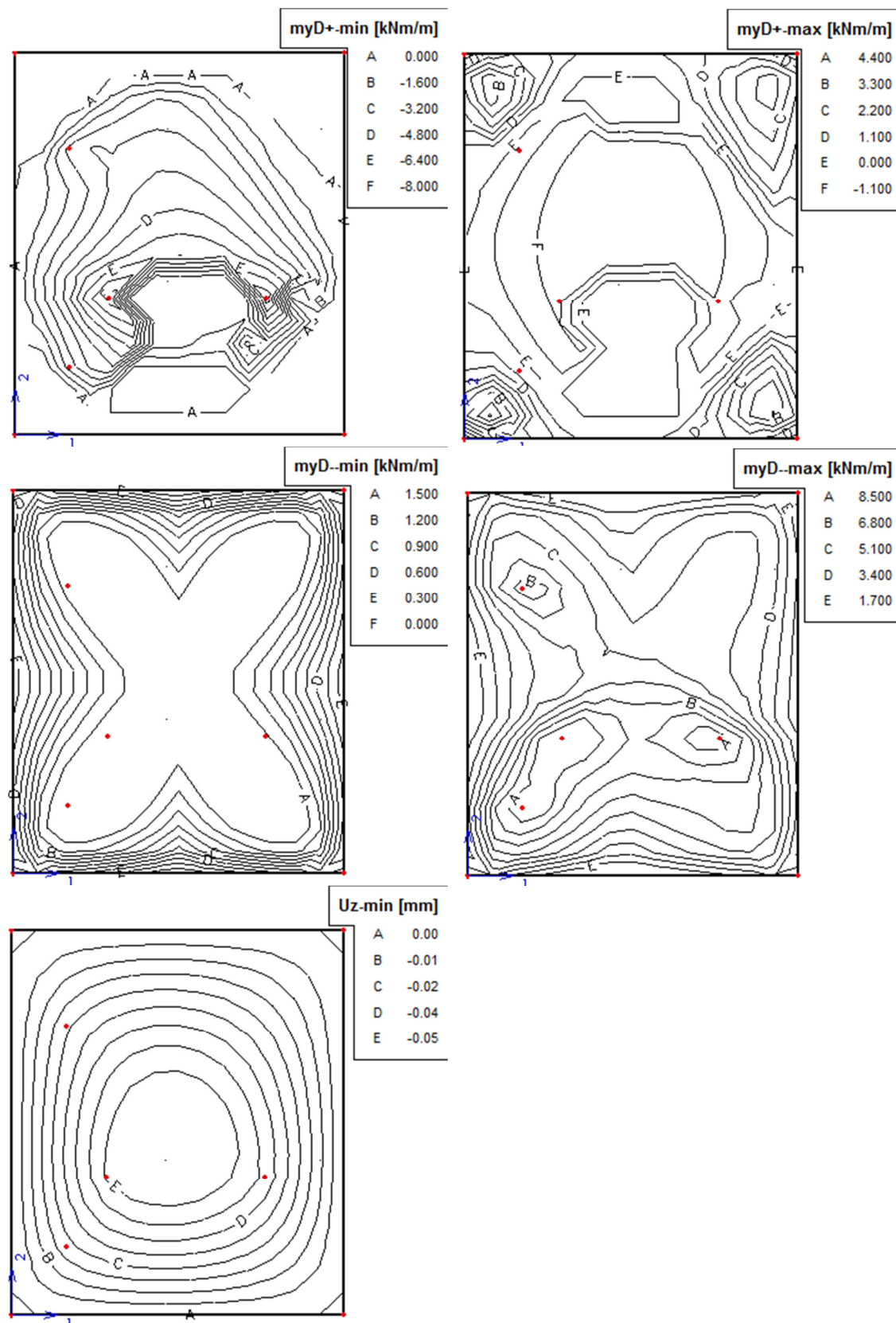
Kombinace zatížení

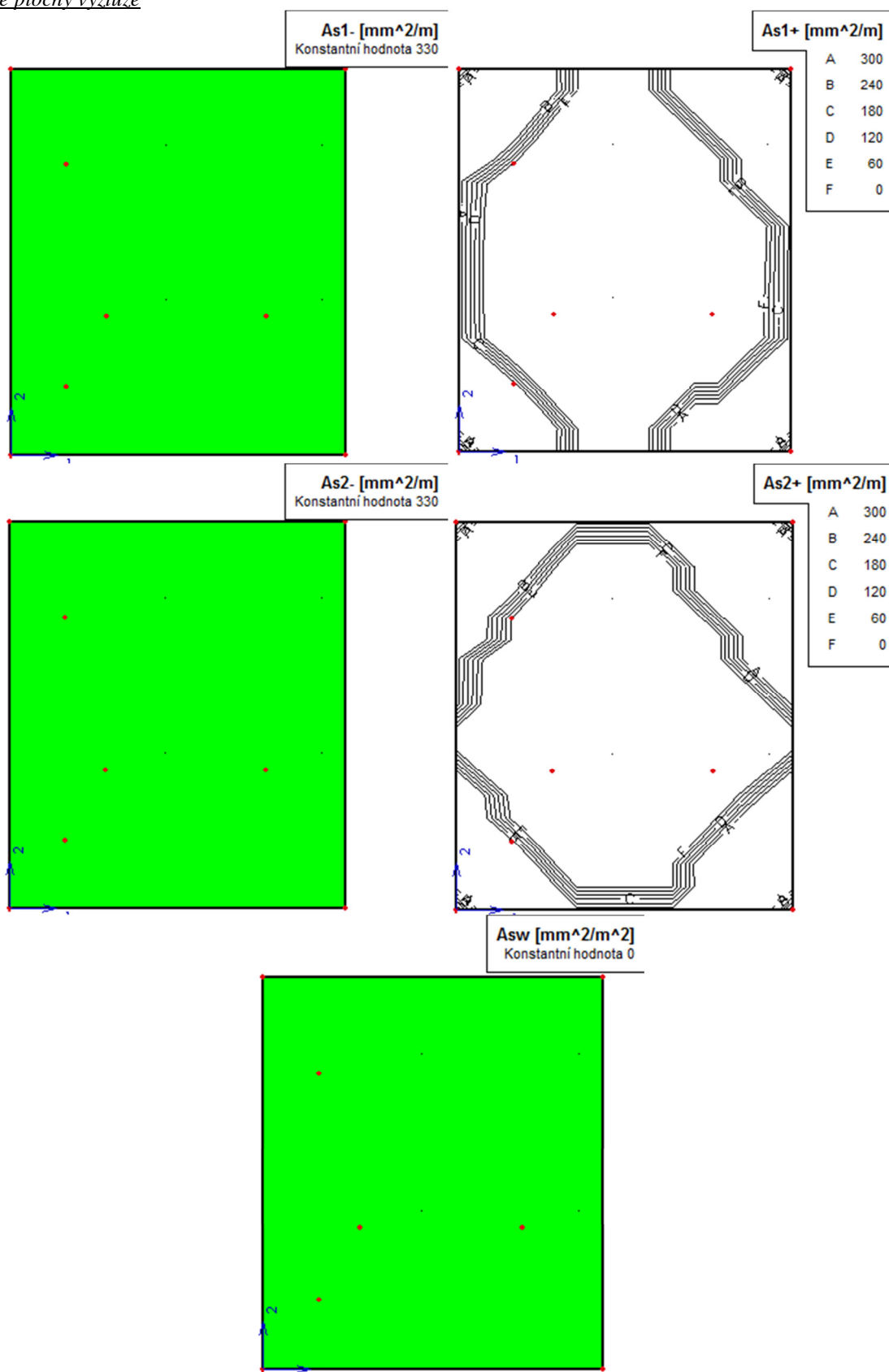
$$1,35 * G_k + 1,5 * \psi_0 * Q_{ki}$$

$$1,15 * G_k + 1,5 * Q_{ki}$$

$$1,0 * G_k + 1,0 * \psi_0 * Q_{ki}$$

Vnitřní síly a deformace



Nutné plochy výztuže

D.1.1.2 Střešní a stropní keramobetonová konstrukce nad zázemím:

Konstrukce	Miako 19/50 + nadbetonávka 40 mm	Rozpětí / délka nosníku [mm]	Zatížení f_k [kN/m ²]	Únosnost f_k [kN/m ²]	Posudek
Střecha zázemí	3x Heluz 23,8	4350 / 4750	1,9	8,6	VYHOVUJE
Strop zázemí	3x Heluz 23,8	4350 / 4750	4,7	8,6	VYHOVUJE

D.1.2 SVISLÉ KONSTRUKCE

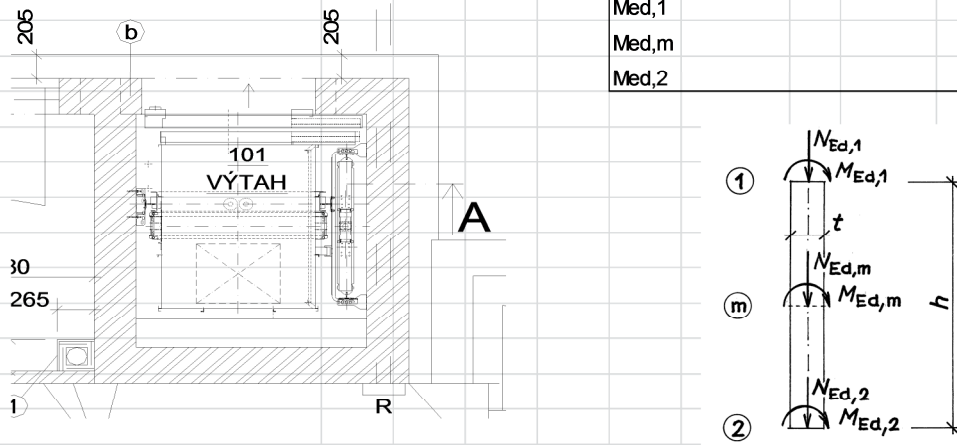
D.1.2.1 Překlady

Posouzení systémových překladů v místě nejzatíženějšího překladu

2.NP					
Označení překladu	Provedení překladu	Délka překladu [mm]	Zatížení f_d [kN/m]	Únosnost f_d [kN/m]	Posudek
a	3x Heluz 23,8	1000	22,3	44,6	VYHOVUJE
b	3x Heluz 23,8	1500	19,5	33,7	VYHOVUJE
c	3x Heluz 23,8	1250	8,3	38,1	VYHOVUJE

1.NP					
Označení překladu	Provedení překladu	Délka překladu [mm]	Zatížení f_d [kN/m]	Únosnost f_d [kN/m]	Posudek
a	3x Heluz 23,8	1000	36,1	44,6	VYHOVUJE
b	3x Heluz 23,8	1500	20,3	33,7	VYHOVUJE

D.1.2.2 Nosné stěny

OVĚŘENÍ ÚNOSNOSTI STĚNY VÝTAHOVÉ ŠACHTY	
Návrhová únosnost stěny - pilíře podle ČSN EN 1996-1-1 (moment od zatížení působí ve svislé rovině souměrnosti prvku)	
Obrázek :	VODOROVNÁ REAKCE 0,00 kN
	SVISLÁ REAKCE 87,00 kN
	$M_{ed,1}$ 0,00 kNm
	$M_{ed,m}$ 0,00 kNm
	$M_{ed,2}$ 0,00 kNm
	
Geometrie: světlá výška stěny (pilíře) $h = 3,500 \text{ m}$, šířka posuzovaného obdélníkového průřezu stěny (pilíře) $b = 1,000 \text{ m}$, tloušťka stěny (výška průřezu pilíře) bez omítky $t = 0,300 \text{ m}$.	

Zatížení									
v hlavě stěny (pilíře):									
normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží				$N_{Ed1} =$		87,0	kN,		
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení				$M_{Ed1} =$		0,00	kNm,		
v polovině výšky stěny (pilíře):									
normálová síla od návrhového zatížení				$N_{Edm} =$		93,4	kN,		
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení				$M_{Edm} =$		0,00	kNm,		
v patě stěny (pilíře):									
normálová síla od návrhového zatížení				$N_{Ed2} =$		99,8	kN,		
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení				$M_{Ed2} =$		0,00	kNm,		
ZDIVO - materiálové charakteristiky									
dílcí součinitel spolehlivosti zdiva				$g_M =$		2,0	,		
název zdicího prvku:				Keramicá pálená (HELUZ P15 30)					
pevnost zdicího prvku v tlaku (značka)				$f_u =$		15	MPa,		
pevnost malty v tlaku (značka)				$f_m =$		-	MPa,		
součinitel				$K_E =$		1000	,		
objemová hmotnost zdiva				$r_{ms} =$		900	kg/m ³ ,		
				nejmenší půdorysný rozměr: výška: [mm]					
rozměry zdicího prvku:				247	250				
skupina zdicích prvků:						3			
výskyt podélné styčné spáry:				ne					
				$K =$		0,50	,		
pro nejmenší šířku a výšku zdicího prvku obdržíme z [1], tab.3.2				$d =$		1,156	,		
normalizovaná pevnost zdicího prvku v tlaku				$f_b = df_u =$		17,34	MPa;		
charakteristická pevnost zdiva v tlaku				$f_k = K f_b^{0,7} =$		3,684	MPa,		
návrhová pevnost zdiva v tlaku				$f_d = f_k/g_M =$		1,842	MPa.		
součinitel pro stanovení vzpěrné délky				$r_n =$		1,00			
účinná výška stěny (pilíře)				$h_{ef} = r_2 h =$		3,50	m,		
účinná tloušťka stěny (pilíře)				$t_{ef} = t =$		0,300	m,		
štíhlostní poměr stěny (pilíře)				$h_{ef}/t_{ef} =$		11,67			
vyhovuje, neboť je menší, než mezní štíhlost						27	.		
Ověření nosné spolehlivosti průřezu 1 :									
výstřednost od návrhového zatížení				$e_{E1} = M_{Ed1}/N_{Ed1} =$		0,0000	m,		
počáteční výstřednost				$e_{init} = h_{ef}/450 =$		0,0078	m,		
výstřednost v hlavě				$e_1 = e_{E1} + e_{init} =$		0,0078	m,		
minimální výstřednost				0,05t		0,0150	m,		
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)				$e_1 =$		0,0150	m,		
zmenšující součinitel				$F_1 = 1 - 2(e_1/t) =$		0,900	,		
návrhová únosnost v průřezu 1				$N_{Rd1} = F_1 b t f_d =$		497,32	kN,		
normálová síla od návrhového zatížení v průřezu 1				$N_{Ed1} =$		87,00	kN.		
Průřez vyhovuje.									
Ověření nosné spolehlivosti průřezu m v polovině výšky stěny (pilíře):									
výstřednost od návrhového zatížení				$e_{Em} = M_{Edm}/N_{Edm} =$		0,0000	m,		
výstřednost od dotvarování				$e_k =$		0,0000	m,		
počáteční výstřednost				$e_{init} = h_{ef}/450 =$		0,0078	m,		
výstřednost v polovině výšky pilíře				$e_{mk} = e_{Em} + e_k + e_{init} =$		0,0078	m,		
minimální výstřednost				0,05t		0,0150	m,		
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)				$e_{mk} =$		0,0150	m,		
poměrná výsledná výstřednost				$e_{mk}/t =$		0,0500	,		
zmenšující součinitel vypočtený ze vzorců podle přílohy G normy ČSN EN 1996-1-1									
pro výše uvedené hodnoty $K_E, h_{ef}/t_{ef}$ a e_{mk}/t				$F_m =$		0,8113	,		
návrhová únosnost v průřezu m				$N_{Rdm} = F_m b t f_d =$		448,30	kN,		
normálová síla od návrhového zatížení v průřezu m				$N_{Edm} =$		93,38	kN.		
Průřez vyhovuje.									

Ověření nosné spolehlivosti průřezu 2 v patě stěny (pilíře):					
výstřednost od návrhového zatížení			$e_{E2} = M_{Ed2}/N_{Ed2}$	=	0,0000 m,
počáteční výstřednost			$e_{init} = h_{ef}/450$	=	0,0078 m,
výstřednost v patě			$e_2 = e_{E2} + e_{init}$	=	0,0078 m,
minimální výstřednost			0,05t	=	0,0150 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)			e_2	=	0,0150 m,
zmenšující součinitel			$F_2 = 1 - 2(e_2/t)$	=	0,900 ,
návrhová únosnost v průřezu 2			$N_{Rd2} = F_2 b t f_d$	=	497,32 kN,
normálová síla od návrhového zatížení v průřezu 2			N_{Ed2}	=	99,76 kN.
Průřez vyhovuje.					

D.1.3 ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

D.1.3.1 Základové pasy pod zázemím

Zatížení:

Stálé					
	l [m]	g_k [kN/m ²]	g_d [kN/m ²]	g_k [kN/m]	g_d [kN/m]
Střecha zázemí	2,5	5,920	7,992	14,800	19,980
Strop zázemí	2,5	6,320	8,532	15,800	21,330
Podlaha přízemí zázemí	1,25	5,810	7,844	7,263	9,804
Stěna	7,5	3,440	4,644	25,800	34,830
				63,663	85,944

Proměnné					
	l [m]	g_k [kN/m ²]	g_d [kN/m ²]	g_k [kN/m]	g_d [kN/m]
Sníh	2,5	0,560	0,756	1,400	1,890
Proměnné - patro	2,5	3,000	4,050	7,500	10,125
Proměnné - přízemí	1,25	3,000	4,050	3,750	5,063

Posouzení:Vstupní parametry základu BxL

ČSN EN 1997

H de=	0	KN	tg(δ)=H/V=	0	
V de=	90	KN	γ =	20	KNm-3
ekcentrB=	0	m	γ' =	17,5	KNm-3
ekcentrL=	0	m	ϕ prům=	31	°
B (šířka) =	0,7	m	c prům=	0	Kpa
L (délka) =	1	m	ϕ' =	25,67	° = 0,448079 rad
d (hloubka) =	1,1	m	c' =	0,00	Kpa
A=	0,7	m ²			

Svislé napětí v základové spáře

A' =	0,7	m ²	L' =	1	m	b' / l' =	0,7
σ de=	128,6	Kpa	B' =	0,7	m		

Svislá únosnost základu ČSN EN 1997

Nc=	21,737	sc=	1,332	ic=	1,000		
Nq=	11,449	sq=	1,303	iq=	1,000		
N _γ =	10,045	s _γ =	0,790	i _γ =	1,000		
	Rc		Rq		Rb		
Rd[KPa]=	0	+	328,2537	+	48,60569	=	376,9
Podmínka	σ de ≤ Rd		SPLNĚNO		Využití	34%	

Sedání základu

HPV = neni m
V = 65 kN
 γ = 17,5 kN/m³
f = V/(b*l) 92,8571 kN/m²
 σ ol = f - γ d 73,6071 kN/m²

Zic= 8 m
d = 1,1 m
b = 0,7 m
l = 1 m
l / b = 1,429 > 1

-vzd.nestlačeného podloží od spáry
E_{oed}=E_{def}/beta
 σ_z -počítáno pod rohem(I0)
z, z ic, H1, H2 -od zákl.spáry

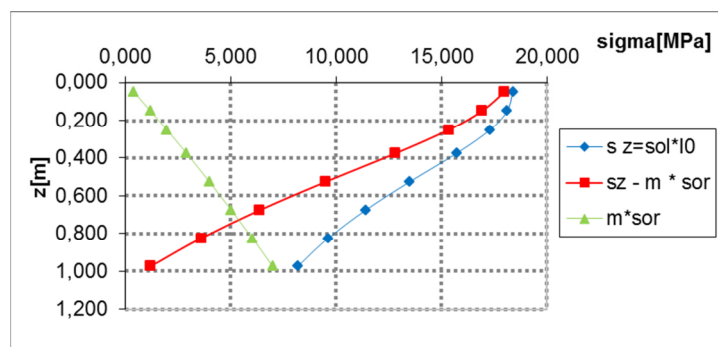
I0-pod rohem,rovnoměrné zatížení
I1-pod rohem,nezatížená strana,trojúhel. zat.
I2-pod rohem,zatížená strana,trojúhel. zat.

č.	h	H ₁	H ₂	m	E _{oed}	z'	χ^1	χ^2	z	z/b	σ_{or}	$m^* \sigma_{or}$	$\sigma_z = \sigma_{ol} * I_0$	$\sigma_z - m^* \sigma_{or}$	Δh	I ₀	I ₁	I ₂
1	0,1	0	0,1	0,3	28,5	0,050	1,540	1,000	0,077	0,110	1,347	0,404	18,389	17,985	0,00006	0,250	0,017	0,233
2	0,1	0,1	0,2	0,3	28,5	0,150	1,519	1,000	0,228	0,326	3,988	1,196	18,109	16,913	0,00006	0,246	0,044	0,202
3	0,1	0,2	0,3	0,3	28,5	0,250	1,499	1,000	0,375	0,535	6,557	1,967	17,305	15,338	0,00005	0,235	0,056	0,179
4	0,15	0,3	0,45	0,3	28,5	0,375	1,474	1,000	0,553	0,790	9,673	2,902	15,714	12,812	0,00007	0,213	0,056	0,158
5	0,15	0,45	0,6	0,3	28,5	0,525	1,445	1,000	0,759	1,084	13,278	3,983	13,495	9,512	0,00005	0,183	0,047	0,136
6	0,15	0,6	0,75	0,3	28,5	0,675	1,418	1,000	0,957	1,367	16,746	5,024	11,403	6,379	0,00003	0,155	0,038	0,117
7	0,15	0,75	0,9	0,3	28,5	0,825	1,392	0,999	1,148	1,640	20,086	6,026	9,622	3,596	0,00002	0,131	0,030	0,101
8	0,15	0,9	1,05	0,3	28,5	0,975	1,368	0,998	1,331	1,902	23,300	6,990	8,170	1,180	0,00001	0,111	0,024	0,087

Sedání základu s uvažování vlivu hloubky založení a vzdálenosti nestlačitelného podloží je

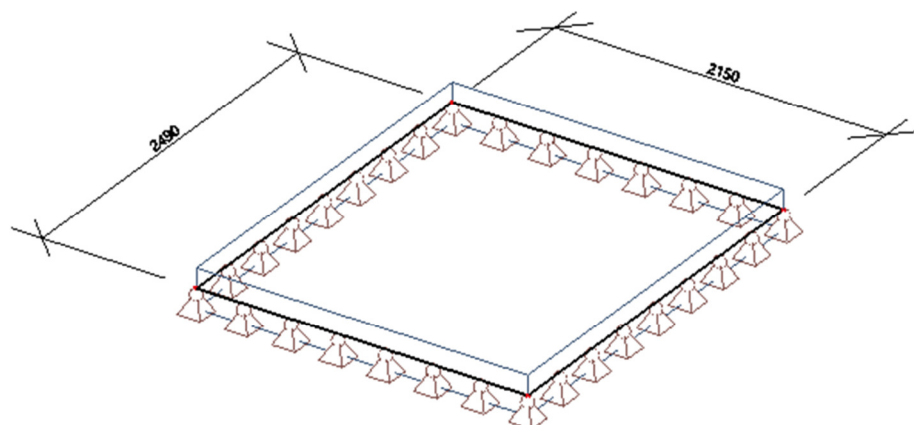
0,0004

0,4 mm



D.1.3.2 Základové deska pod výtahem

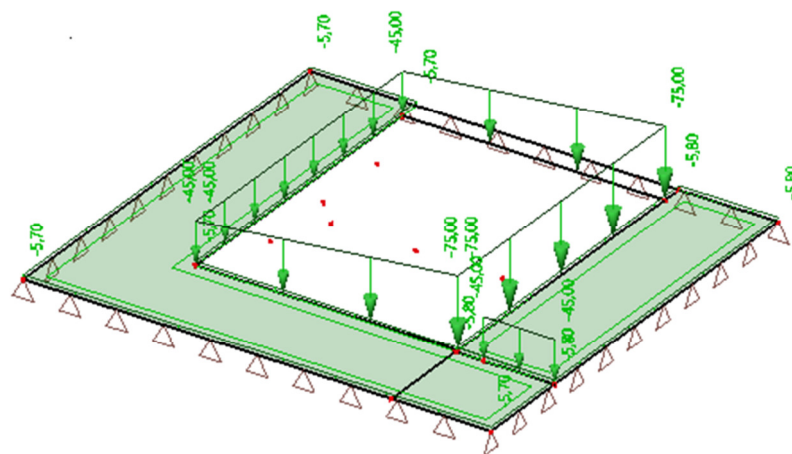
Model:



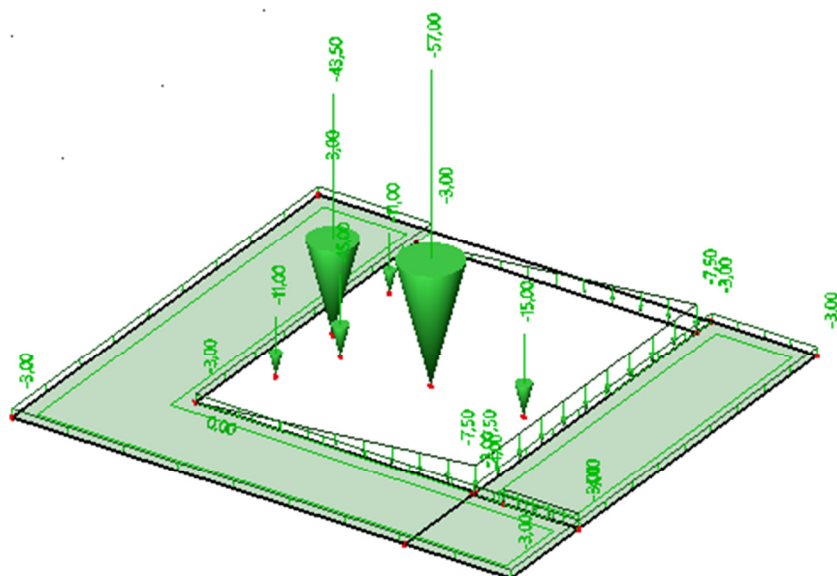
Použité průřezy:

Železobetonová deska tloušťky 250 mm – C30/37, XC2, výztuž B 500B

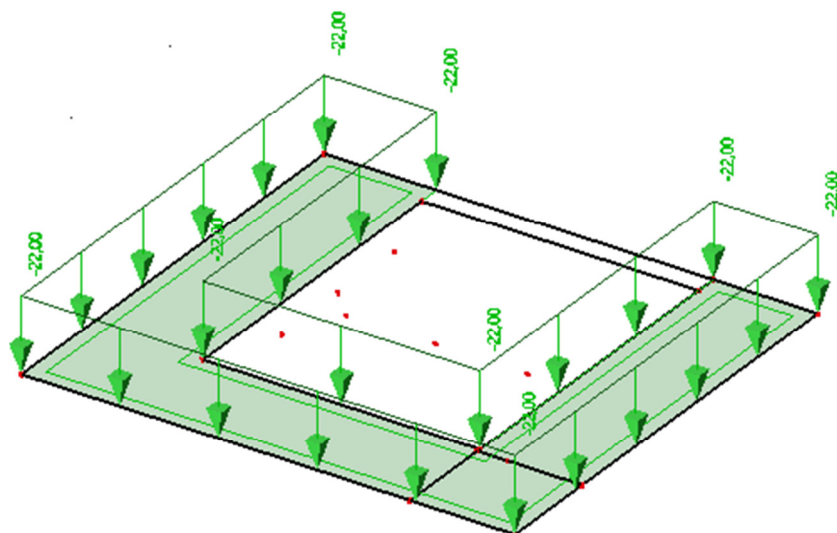
Zatěžovací stavy:



Stálé zatížení



Proměnné



Zemina

Kombinace zatížení

$$1,35 * G_{ki} + 1,5 * \psi_0 * Q_{ki}$$

$$1,15 * G_{ki} + 1,5 * Q_{ki}$$

$$1,0 * G_k + 1,0 * \psi_0 * Q_{ki}$$

Parametry podloží:

URČENÍ MATERIÁLOVÝCH KONSTANT PODLOŽÍ:

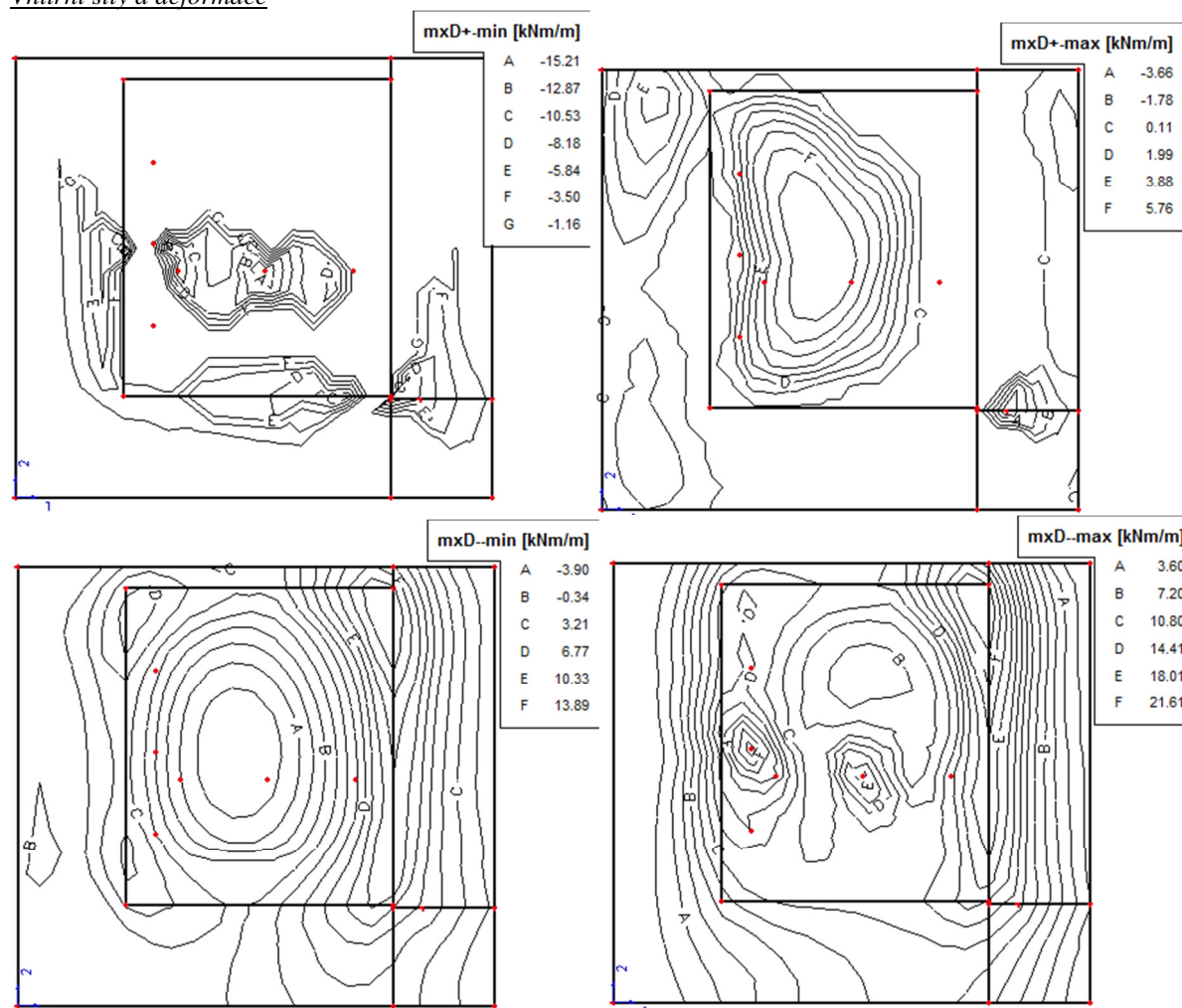
$$C_1 = \int_0^h E_{oed} \left(\frac{d\psi}{dz} \right)^2 dz \quad (\text{Nm}^{-3}),$$

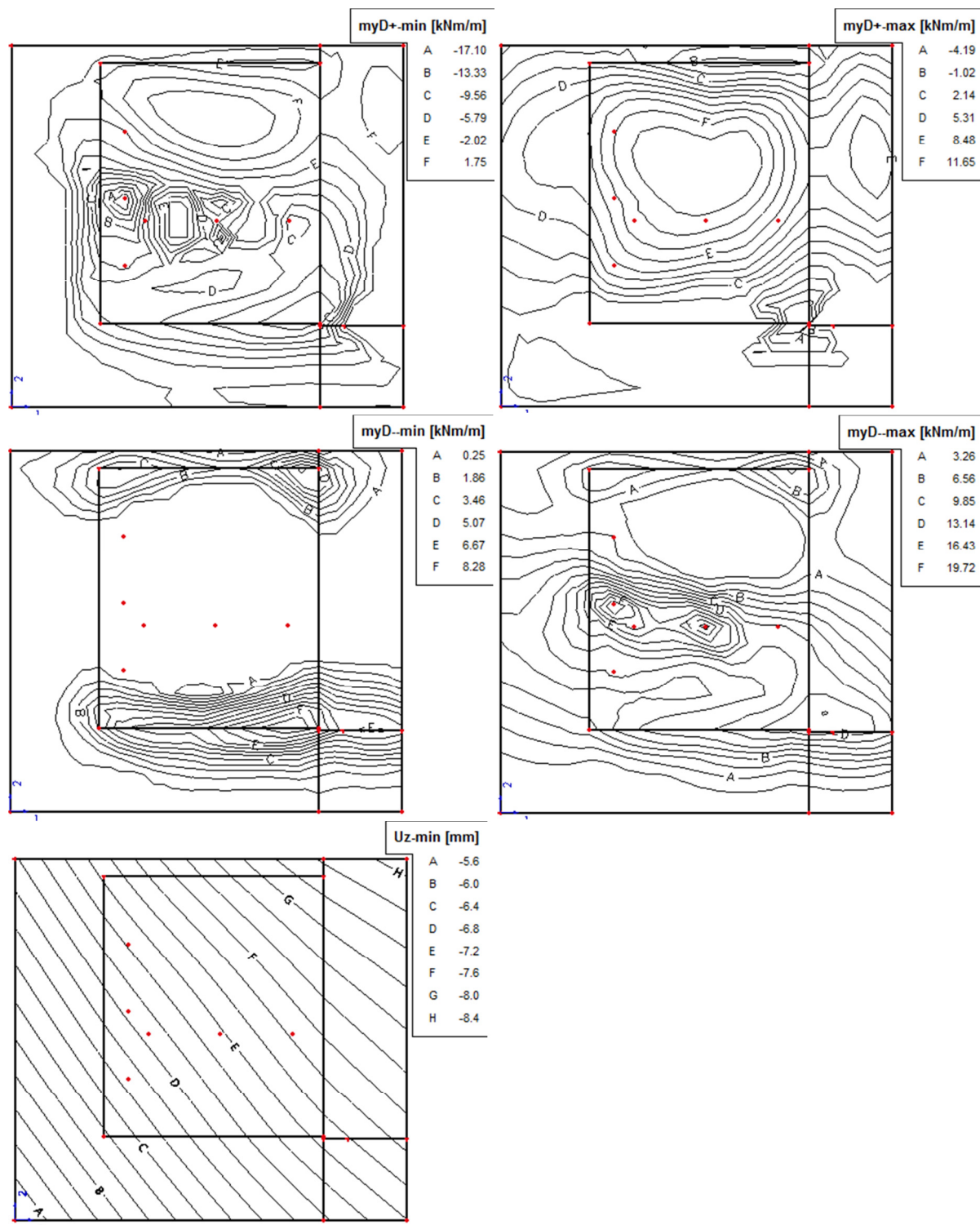
$$C_2 = \int_0^h G \psi^2 dz \quad (\text{Nm}^{-1}).$$

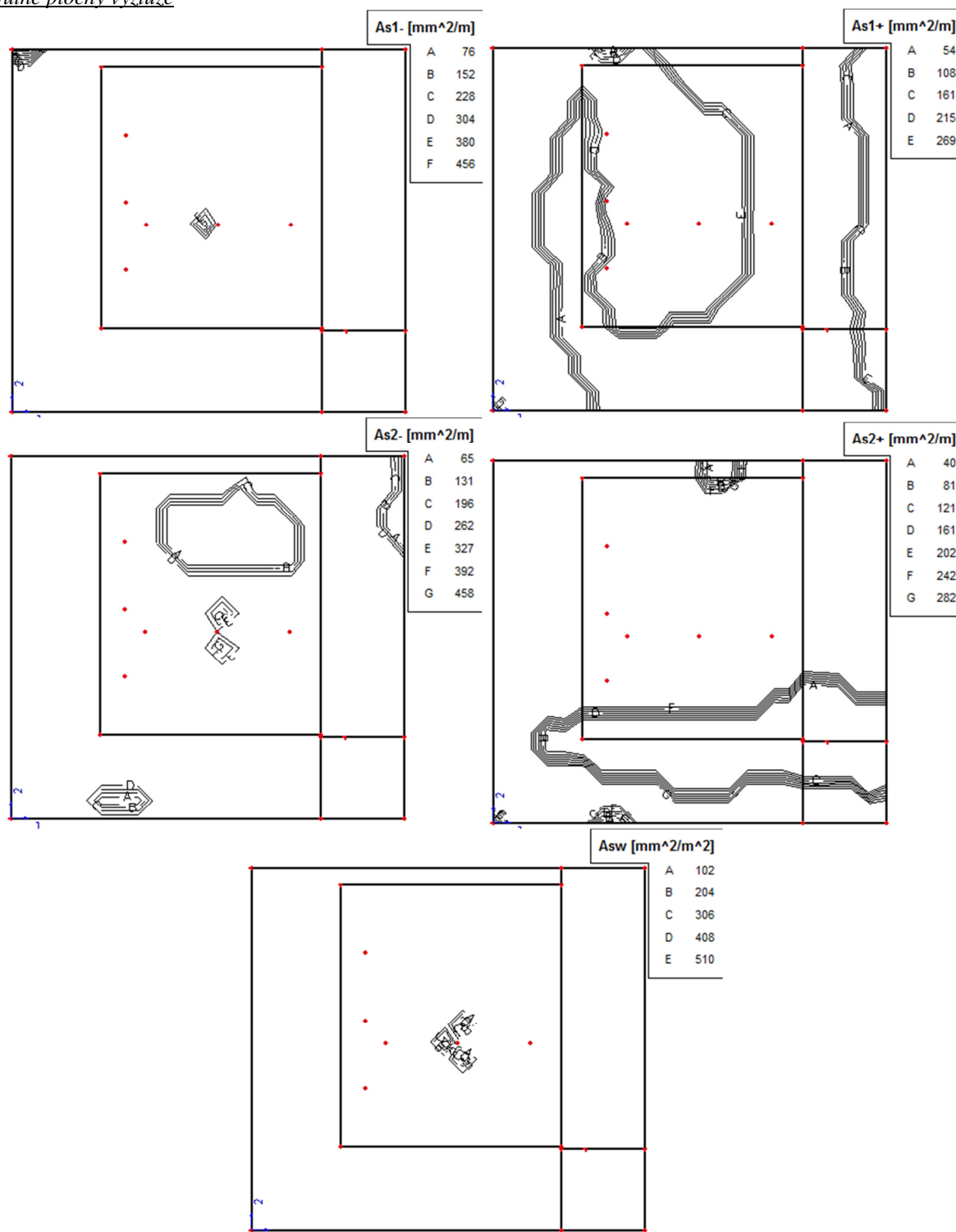
VÝŠKA NESTALČITELNÉHO PODLOŽÍ	h =	3,30	m
POLŠTÁŘ:			
EDOMETRICKÝ MODUL PŘETVÁRNOSTI (ZEMINA G2)	E _{oed} =	233,0	MPa
MOCNOST	h ₁ =	0,30	m
MODUL PŘETVÁRNOSTI	E _{def,v} = E _{oed,v} β =	209,7	MPa
SOUČINITEL	β = 1 - 2 v ² / (1 - v) =	0,90	
POISSONOVO ČÍSLO	ν =	0,20	

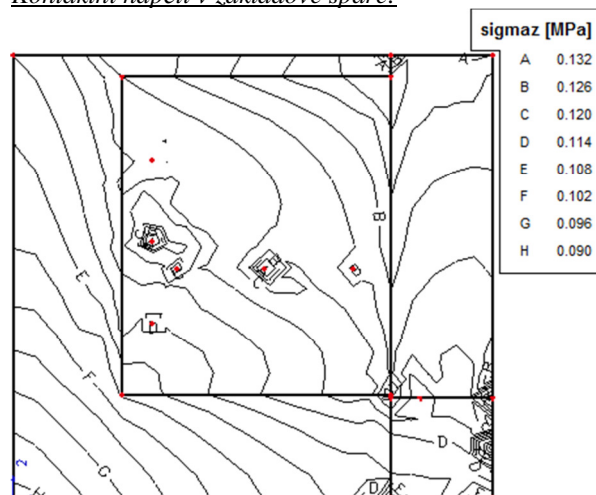
PISEK JEMNOZRNÝ ULEHLÝ S3			
EDOMETRICKÝ MODUL PŘETVÁRNOSTI	E _{oed} =	28,50	MPa
MOCNOST	h ₁ =	3,90	m
POISSONOVO ČÍSLO	ν =	0,30	
JÍL PÍŠČITÝ TUHÝ F4			
EDOMETRICKÝ MODUL PŘETVÁRNOSTI	E _{oed} =	8,00	MPa
MOCNOST	h ₁ =	0,40	m
POISSONOVO ČÍSLO	ν =	0,35	
PRŮMĚRNÝ (VÁŽENÝ) EDOMETRICKÝ MODUL	E _{oed,ν} =	38,53	MPa
PRŮMĚRNÝ (VÁŽENÝ) MODUL PŘETVÁRNOSTI	E _{def,ν} = E _{oed,ν} β =	28,8	MPa
PRŮMĚRNÉ POISSONOVO ČÍSLO (VÁŽENÉ)	ν, ν =	0,30	
SOUČINITELEL	β = 1 - 2 ν, ν ² / (1 - ν, ν) =	0,75	

C1 =	15,251	MN/m ³
C2 =	21,086	MN/m

Vnitřní síly a deformace



Nutné plochy výztuže

Kontaktní napětí v základové spáře:Posouzení sedání:**POSOUZENÍ PATNÍ DESKY Z HLEDISKA II.MEZNÍHO STAVU**

MAX POKLES		8,40	mm
MIN POKLES		5,60	mm
ROZDÍL V NATOČENÍ	Δs	2,80	mm
DÉLKA MEZI MAX A MIN	L	3050	mm

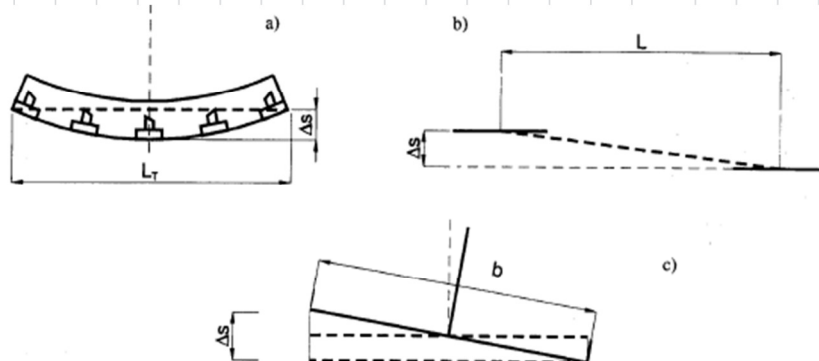
ÚHLOVÉ	MAX $\Delta s/L =$	0,0015
PŘETVOŘENÍ	$\Delta s/L =$	0,0009

ZDĚNÉ Z CIHEL A BLOKŮ SE ZTUŽUJÍCÍMI VĚNCI (4.1)

VYHOVUJE
Z HLEDISKA POKLESU

Tab. 2.9 Mezní hodnoty sednutí

Druh stavby	Konečné celkové průměrné sednutí $s_{m,lm}$	Nerovnoměrné sednutí	
	Hodnota [mm]	Druh	Hodnota
1. Budovy a konstrukce u nichž nevznikají vlivem nerovnoměrného sedání přidatná namáhání a není nebezpečí porušení prostupů a souvisejících konstrukcí	120	$\Delta s/L_T$ $\Delta s/L$	0,003 0,006
2. Konstrukce			
2.1 staticky určité	100	$\Delta s/L$	0,005
2.2 železobetonové staticky neurčité	60	$\Delta s/L$	0,002
2.3 ocelové staticky neurčité	80	$\Delta s/L$	0,003
3. Vícepodlažní skeletové budovy			
3.1 železobetonové skelety s výplňovým zdívkem	60	$\Delta s/L$	0,0015
3.2 ocelové skelety s výplňovým zdívkem	70	$\Delta s/L$	0,0025
4. Vícepodlažní budovy s nosnými stěnami			
4.1 zděné z cihel a bloků se ztužujícími věnci	80	$\Delta s/L_T$	0,0015
4.2 z velkorozměrových panelů a monolitického betonu	60	$\Delta s/L$	0,0015
5. Tuhé železobetonové konstrukce			
komíny do výšky 100 m	200	$\Delta s/b$	0,003
komíny vyšší než 100 m	200	$\Delta s/b$	0,005
	100	$\Delta s/b$	0,002
6. Jeřábové dráhy	50	$\Delta s/L$	0,0015



D.2 ZÁVĚR

Statickým výpočtem byla navržena nosná konstrukce objektu tak, aby zatížení na ni působící v průběhu výstavby a užívání nemělo za následek:

- a) zřícení stavby nebo její části,
- b) větší stupeň nepřipustného přetvoření,
- c) poškození jiných částí stavby nebo technických zařízení anebo instalovaného vybavení v důsledku většího přetvoření nosné konstrukce,
- d) poškození v případě, kdy je rozsah neúměrný původní příčině.

Stavebně konstrukční částí dokumentace pro stavební povolení byly navrženy a posouzeny nosné konstrukce dle platných norem ČSN EN a údajů od zadavatele na působící zatížení. Konstrukce po provedení výše zmiňovaných prací vyhovují.

Základová půda je převzata z geologického vrtu z Geofondu ČR. Tyto předpoklady je nutné ověřit při převzetí základové spáry geologem před začátkem betonáže základových konstrukcí.

V případě změny podkladů, či vzniku nových skutečností, si projektant vyhrazuje právo posouzení dopadu těchto změn na řešení a eventuální doplnění nebo úpravu projektu. Jakékoliv změny případně nejasnosti je třeba konzultovat s projektantem. Před vlastním prováděním základů je třeba na základě IG průzkumu a jeho závěrů předběžný návrh založení případně upravit.

Při provádění se musí dodržovat příslušné platné ČSN EN, související normy, technologické předpisy a zásady bezpečnosti práce a ochrany zdraví pracujících. Dodavatel stavby musí dbát montážních a technologických pokynů příslušných výrobců stavebních prvků a konstrukcí uvedených v této dokumentaci. Projekt je zpracován v souladu s platnými předpisy ČSN a ČSN EN a předpokládá, že provádění se bude řídit platnými předpisy ČSN, ČSN EN a technickými předpisy výrobců jednotlivých materiálů. Při bourání ve výškách je nutné sestavit podpůrné bednění. Při provádění bouracích prací je třeba dodržet platné bezpečnostní předpisy – vyhlášku ČÚBP a ČBÚ č.324/1990 Sb., o bezpečnosti práce a technických zařízení při stavebních pracích.

leden 2017

Zapsal: Ing. Martin Kočka