


ČÁST DOKUMENTACE	STATICKÉ POSOUZENÍ		<div>Ing. Bohumil Rusek –konstrukční kancelář</div> <div>Na Konečné 1016 500 09 HRADEC KRÁLOVÉ tel.: 495 270 239</div>
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	Ing. Bohumil Rusek		
VYPRACOVAL	Ing. Bohumil Rusek		
ČÍSLO ZAKÁZKY			

HLAVNÍ PROJEKTANT	HM-PROJEKT s.r.o., E. BENEŠE 577, 500 12 HRADEC KRÁLOVÉ	<div><b>PROJEKT s.r.o.</b> E. Beneše 577, 500 12 HRADEC KRÁLOVÉ e-mail: hm-projekt@volny.cz, TEL: 776630033</div>	
VEDOUČÍ PROJEKTANT	ING. ALEŠ HOLEMÝ		
OBJEDNATEL PD	STATUTÁRNÍ MĚSTO PARDUBICE, IČ: 00274046  PERŠTÝNSKÉ NÁMĚSTÍ 1, 530 21 PARDUBICE		
<div>PASPORTIZACE A STAVEBNÍ OPRAVY BYTU č.40, GAGARINOVA č.p. 381, PARDUBICE</div>		číslo zakázky	HM2015–06–335
		stupeň PD	DPS
		datum	05/2015
		měřítko	
STATICKÉ POSOUZENÍ		označení přílohy	05

**Objednatel : Statutární město Pardubice  
Perštýnské náměstí 1  
530 21 Pardubice**

**Zpracovatel : Ing. Bohumil Rusek  
Konstrukční kancelář  
Na Konečné 1016  
500 09 Hradec Králové**

**POSOUZENÍ STROPNÍ KONSTRUKCE  
V PANELOVÉM DOMĚ čp. 381 – BYT Č. 40  
V GAGARINOVĚ ULICI V PARDUBICÍCH**

## 1 Úvodní poznámky :

Statutární město Pardubice požádalo Konstrukční kancelář – Ing. Bohumil Rusek – Hradec Králové o posouzení stropní konstrukce v panelovém domě čp. 381 v bytě č. 40 v Gagarinově ulici v Pardubicích. V bytě č. 40 bude rekonstruováno bytové jádro. Stávající, již nevyhovující, typové bytové jádro z umělých hmot bude vyměněno za jádro provedené ze sádkartonových příček. (viz přílohy tohoto posudku).

Posudkem má být prokázáno, že uvedenými stavebními úpravami nedojde k nepřijatelnému namáhání stropní konstrukce, především k průhybům, které by byly větší, než připouští dnes platná ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

## 2 Podklady

### 2.1 Podklady předané objednatelem :

2.1.1 Schéma stávajícího stavu a navrhovaných stavebních úprav (viz přílohy tohoto posudku).

### 2.2 Podklady opatřené zpracovatelem

2.2.1 Katalog prvků konstrukčního systému HK-65

2.2.2 PGM – FIN 10 - BETONOVÝ VÝSEK – FINE, s.r.o.

2.2.3 Publikace „Regenerace nosné konstrukce panelových domů realizovaných stavební soustavou HK“ – Rusek, Ježek - ČVUT, ČKAIT – Praha 1999

2.2.4 Použité normy :

ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, ČNI, 2004

ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí.

Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, ČNI, 2004

ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí

Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČNI, 2006

## 3 Posouzení stropní konstrukce

Objekt, ve kterém mají být požadované stavební úpravy provedeny, je řadovým bytovým domem vybudovaným z panelové konstrukční soustavy krajské materiálové varianty HK-65.

Projektovou dokumentaci vypracoval Stavoprojekt Hradec Králové – pobočka Pardubice – 168 b.j. Pardubice – Polabiny, z.č. Pa 69-63203, 9/1969.

Jedná se o příčný nosný systém s nosnými panelovými dutinovými stěnami tl. 25 cm v osových vzdálenostech 625 cm. Zavětrovací stěny jsou orientovány v rovině kolmé na příčné nosné stěny. Konstrukční výška podlaží je 285 cm.

Stropní konstrukci tvoří železobetonové dutinové stropní panely konstrukčního souboru HK-65 typových značek L. Únosnost těchto panelů je v typových podkladech udána

$L_{1B}$  -  $M_m = 8,80 \text{ Mpm}$

$L_{11}$  -  $M_m = 11,10 \text{ Mpm}$

Stropní panel  $L_{1B}$  (méně únosný) byl posouzen pro zatížení stávajícími keramickými příčkami tl. 70 mm a nově navrhovanými sádrokartonovými příčkami kolem bytového jádra podle současně platné ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, včetně zjištění deformací (průhybu).

Výsledky posouzení panelu  $L_{1B}$  jsou v příloze tohoto posudku.

Stropní konstrukce pro dané zatížení stávajícími příčkami a sádrokartonovými příčkami kolem rekonstruovaného bytového jádra vyhoví.

Stavebními úpravami nebude zasahováno a nebude ovlivněna únosnost svislých nosných konstrukcí a základů.

#### 4 Závěr

Posouzením stropní konstrukce bylo prokázáno, že zamýšlená výměna stávajícího bytového jádra z umělých hmot za jádro provedené ze sádrokartonových příček v dispozici podle předaného půdorysného schéma je ze statického hlediska reálná.

Stávající stropní konstrukce pro dané zatížení vyhoví pro 1. a 2. mezní stav, únosnost ostatních prvků nosné konstrukce objektu není ovlivněna.

Navrhovaná stavební úprava – výměna stávajícího bytového jádra za jádro provedené ze sádrokartonových příček splňuje požadavky na mechanickou odolnost a stabilitu hlavních nosných konstrukcí objektu podle § 156 odst. (1) stavebního zákona.

Podle § 152 odst. (1) stavebního zákona je za provedení této stavební úpravy odpovědný stavebník, který je povinen dbát na řádnou přípravu a provádění stavebních prací. Přitom musí mít na zřeteli zejména ochranu života a zdraví osob nebo zvířat, ochranu životního prostředí a majetku i šetrnost k sousedství. O zahájení prací je povinen v dostatečném předstihu informovat osoby těmito pracemi dotčené.

Při provádění všech stavebních prací a stavebních úprav je třeba dbát nařízení a ustanovení platných norem a předpisů.

Zejména je třeba přísně dbát ustanovení Nařízení vlády č. 591/2006 Sb., o bližších minimálních požadavcích na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích, které stanoví požadavky k zajištění bezpečnosti práce a technických zařízení při přípravě a provádění stavebních, montážních a udržovacích prací a při pracích s nimi souvisejících.

Vyhláška se vztahuje na právnické a fyzické osoby, které provádějí stavební práce a jejich pracovníky.

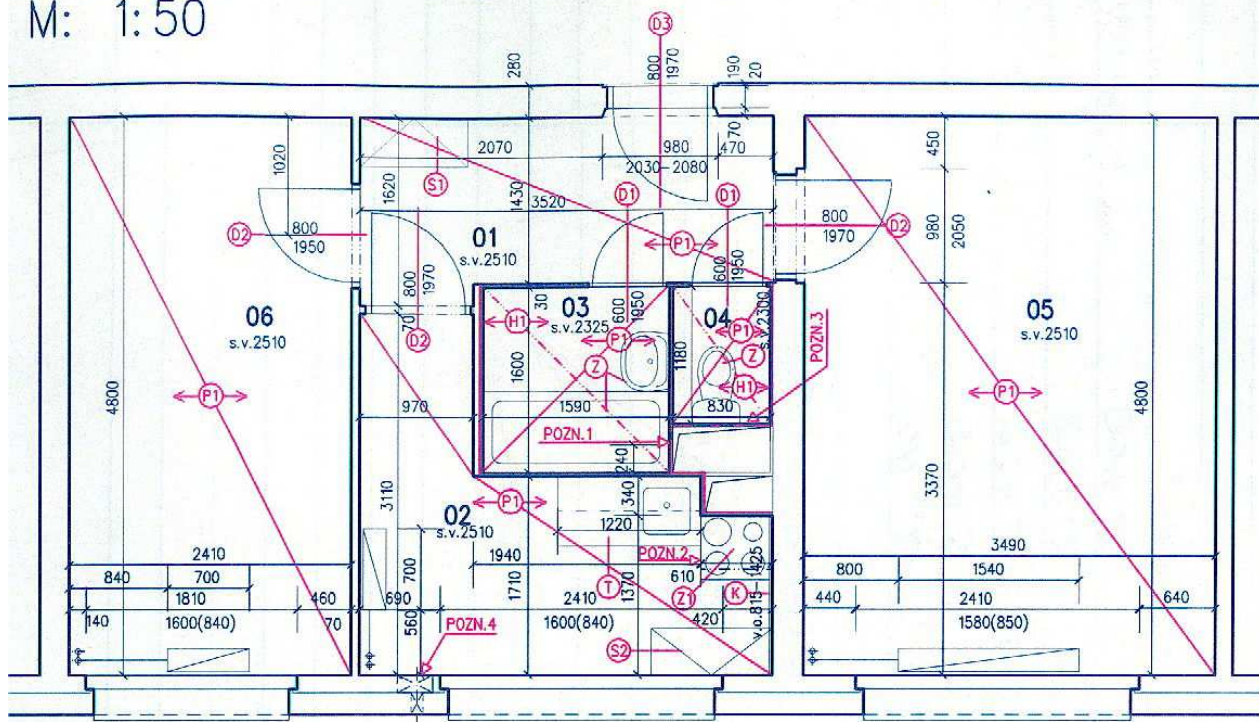


Hradec Králové, srpen 2015

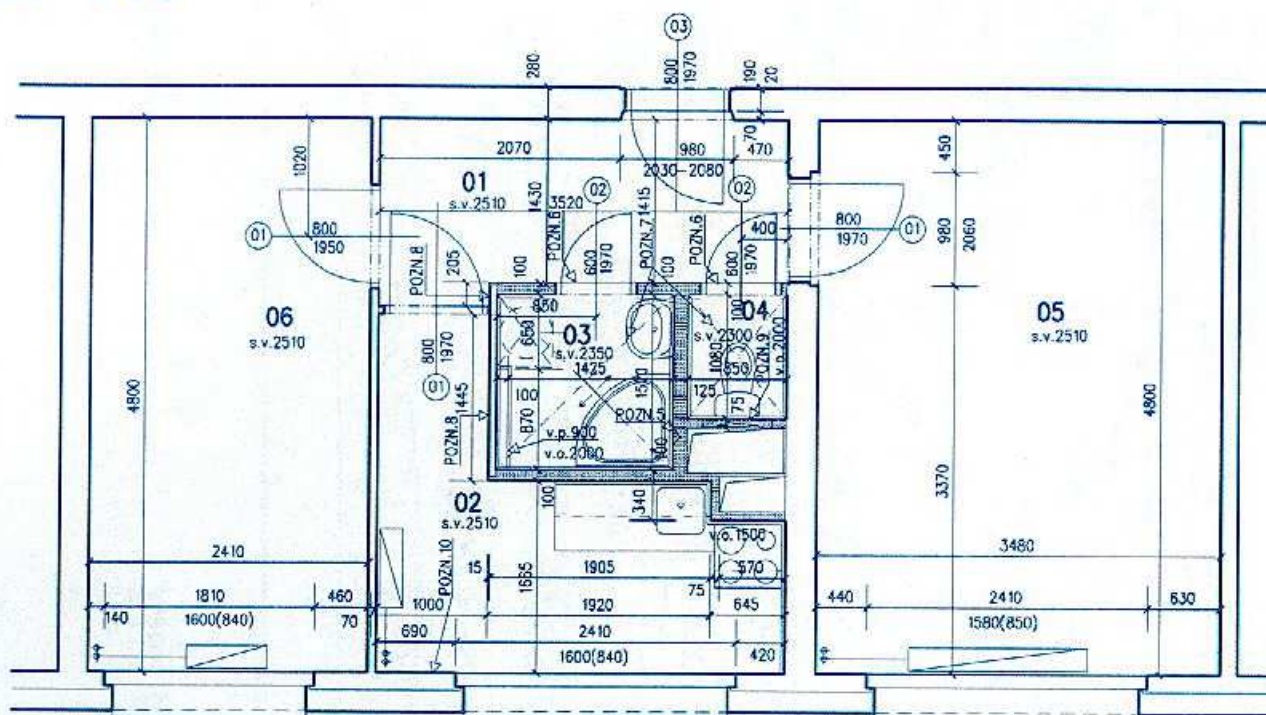
Ing. Bohumil Rusek

Příloha : Schéma stávajícího stavu a navrhovaných stavebních úprav  
Statický výpočet stropního panelu  $L_{1B}$

# PŮDORYS BYTU č.40 – GAGARINOVA č.p.381, PARDUBICE M: 1:50



# PŮDORYS BYTU č.40 – GAGARINOVA č.p.381, PARDUBICE M: 1:50



# STATICKÝ VÝPOČET

## STROPNÍ PANEL proj.zn. L1B

V panelových domech konstrukční soustavy HK-65 stavěných od konce druhé poloviny 60.let minulého století byly ve stropní konstrukci používány železobetonové dutinové stropní panely projektové značky L.

Únosnost panelů je ve statickém výpočtu (revize KMV HK-65 v roce 1969) udávána (výpočet podle stupně bezpečnosti – ČSN 73 2001-67):

Stropní panel L1	- normální:	$M_m = 6,58 \text{ Mpm}$
Stropní panel L1B	- zesílený:	$M_m = 8,80 \text{ Mpm}$
Stropní panel L1C	- zesílený:	$M_m = 10,50 \text{ Mpm}$
Stropní panel L1l	- prostupový:	$M_m = 11,30 \text{ Mpm}$
Stropní panel L2	- lodžiový:	$M_m = 8,80 \text{ Mpm}$
Stropní panel L3	- balkonový:	$M_m = 8,80 \text{ Mpm}$
Stropní panel L4	- zesílený:	$M_m = 8,80 \text{ Mpm}$
Stropní panel L5	- podestový:	$M_m = 8,80 \text{ Mpm}$

V místech bytového jádra byl použit vždy prostupový panel L1l ( $M_m = 11,30 \text{ Mpm}$ ) a vedle něho většinou panel L1C ( $M_m = 10,50 \text{ Mpm}$ ), případně L1B, nebo L4 ( $M_m = 8,80 \text{ Mpm}$ ). Statický výpočet pro zatížení příčkami z tvárnic lehkého betonu je proto proveden pro méně únosné panely s momentem na mezi únosnosti ( $M_m = 8,80 \text{ Mpm}$ ).

Panel projektové značky L1B má rozměry 6190/1190/250 mm, je vylehčen 5 dutinami průměru 190 mm. Beton panelu je B III (podle ČSN 73 2001-67), výztuž 6 Ø 14 – ocel 10 335-J (podle Metodických pokynů pro používání výztužných ocelí v betonových konstrukcích –VÚPS, Praha 1967)

### Rozbor zatížení příčkami v panelových domech typu HK

#### **Keramická příčka tl. 60 mm (stávající)**

Dle ČSN 73 0035 – P 3.11 objemová hmotnost zdiva se stanoví součtem hmotností cihel a malty v jednotce objemu zdiva; přitom objem malty ve zdivu se uvažuje u zdiva z cihel lehčených a příčně děrovaných pálených cihel 25%

objemová hmotnost cihel	11 kN/m <sup>3</sup>	malty	18 kN/m <sup>3</sup>	
objem příčky délky 1 m	0,04 x 1 x 1	=	0,04 m <sup>3</sup>	
objem cihel 75%	0,03 m <sup>3</sup> x 10 kN/m <sup>3</sup>	=	0,30 kN/m <sup>2</sup>	
objem malty 25%	0,01 m <sup>3</sup> x 18 kN/m <sup>3</sup>	=	0,18 kN/m <sup>2</sup>	
váha omítky tl. 2 x 7,5 mm je	0,015 x 18	=	0,27 kN/m <sup>2</sup>	
váha 1 m <sup>2</sup> keramické příčky tl. 60 mm			0,75 kN/m <sup>2</sup>	
<b>váha 1 bm ker. příčky tl. 60 mm</b>				
výšky 2,6 m je	0,75 kN/m <sup>2</sup> x 2,6 m	=	<b>1,950 kN/bm</b>	

#### **Sádrokartonové příčky**

Pro sádrokartonové příčky typu KNAUF podle Technického listu W 11 se uvažuje statické zatížení 1 m<sup>2</sup> pro příčky :

W 111-příčka jednoduché konstr. jednoduše opláštěná tl.75÷125 mm	0,35 kN/m <sup>2</sup>
W 112-příčka jednoduché konstr. dvojité opláštěná tl. 100÷150 mm	0,50 kN/m <sup>2</sup>
W 115-příčka dvojité dvojité opláštěná tl. 155÷225 mm	0,50 kN/m <sup>2</sup>
W 116-příčka dvojité dvojité opláštěná tl. > 220 mm	0,50 kN/m <sup>2</sup>

<b>váha 1 bm sádrokartonové příčky tl. do 220 mm</b>	
výšky 2,6 m je	0,50 kN/m <sup>2</sup> x 2,6 m = <b>1,30 kN/bm</b>

**Zatížení příčkami podle Eurocode EN 1991-1-1.**

Tento předpis dovoluje volit plošné zatížení  $q_k$  v závislosti na liniovém zatížení od přemístitelných příček  $q$  :

$q = 1,0 \text{ kN/m'}$	$\rightarrow$	$q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$
$q = 2,0 \text{ kN/m'}$	$\rightarrow$	$q_k = 0,80 \text{ kN/m}^2$
$q = 3,0 \text{ kN/m'}$	$\rightarrow$	$q_k = 1,20 \text{ kN/m}^2$

Příčky keramické tl. 60 mm, z tvárnic lehkého betonu YTONG s oboustrannou omítkou tl. 50÷75 mm a příčky sádkartonové do tl. 220 mm mají vlastní tíhu na 1 bm při světlé výšce 2,60 m 1,30÷1,95 kN/bm.

Protože vlastní tíha příček se pohybuje od 1,0 kN/bm do 2,0 kN/m', je ve statickém výpočtu uvažováno plošné zatížení příčkami 0,80 kN/m<sup>2</sup>.

## STATICKÝ VÝPOČET

### PGM Fin10 - Betonový výsek EC [Panel L1B]

Statický výpočet je proveden podle současně platných norem :

EN 1190 Eurokód	Zásady navrhování konstrukcí
EN 1991 Eurokód 1 :	Zatížení konstrukcí
EN 1992 Eurokód 2 :	Navrhování betonových konstrukcí

Ve statickém výpočtu je uvažováno zatížení :

- zatížení vlastní tíhou	3,25 kN/m <sup>2</sup>
- zatížení podlahou, omítkou a příčkami 1,0+0,25+0,8 =	2,05 kN/m <sup>2</sup>
- zatížení užité	1,50 kN/m <sup>2</sup>

Součinitelé výpočtu jsou uvažovány dle EC2.

## 1 Stropní panel proj. zn. L1B HK-65

**Popis:** Dutinový železobetonový panel 120/25 cm

**Součinitele výpočtu**

Uvažovány dle normy ČSN EN 1992-1-1.

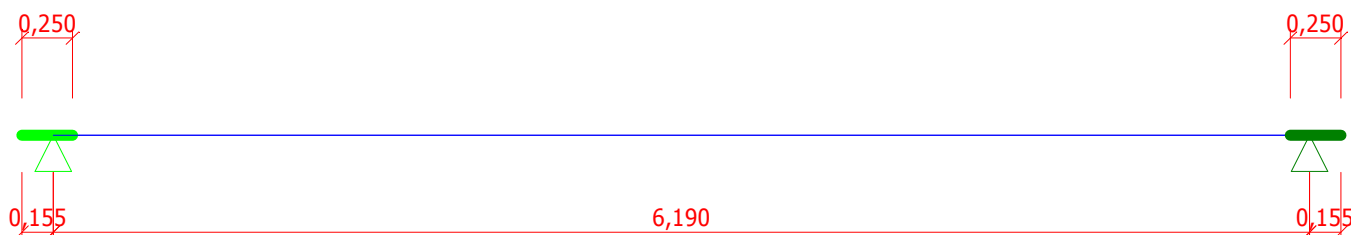
## 2 Stropní panel L1B

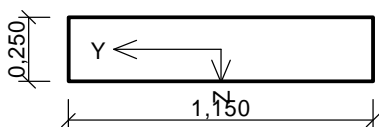
### 2.1 Vstupní data

**Geometrie**

Délka dílce = 6,19m

x [m]	Podpora	Šířka [m]	Uložení	Odsazení [m]
0,000	kloub	0,250	přímé	0,16
6,190	kloub	0,250	přímé	0,16



**Průřez****Materiály****Beton : C 20/25**
 $f_{ck} = 20,0 \text{ MPa}$ ;  $f_{ct} = 2,2 \text{ MPa}$ ;  $E_{cm} = 29000,0 \text{ MPa}$ 
**Ocel podélná : J - 10 335 (uživ.)**
 $f_{yk} = 325,0 \text{ MPa}$ ;  $E = 200000,0 \text{ MPa}$ 
**Ocel příčná : E - 10 216 (uživ.)**
 $f_{yk} = 206,0 \text{ MPa}$ ;  $E = 200000,0 \text{ MPa}$ 

Pevnost oceli neodpovídá rozsahu 400-600 MPa určenému normou, další výpočet odpovídá postupům EC2

**Zatěžovací stavy**

č.	Název	Kód	Typ	$\gamma_f$ ( $\gamma_{f,inf}$ )*	Součinitele pro kombinace				
					$\xi$	Kateg.**	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
1	G1 silové-stálé - vlastní tíha dutinového panelu	Silové	Stálé	1,35(0,90)	1,00	-	-	-	-
2	G2 silové-stálé - podlaha 1,25 kN/m <sup>2</sup>	Silové	Stálé	1,35(0,90)	1,00	-	-	-	-
3	G3 stálé - zatížení příčkami 0,8 kN/m <sup>2</sup>	Silové	Stálé	1,35(0,90)	1,00	-	-	-	-
4	Q4 silové- užitné zatížení 1,5 kN/m <sup>2</sup>	Silové	Proměnné	1,50	-	A	0,70	0,50	0,30

\*  $\gamma_{f,inf}$  pro příznivě působící stálá zatížení

\*\* Kategorie proměnných zatížení podle tabulky A1.1 v EN 1990

G1 SILOVÉ-STÁLÉ - VLASTNÍ TÍHA DUTINOVÉHO PANELU - ZATÍŽENÍ				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
spojité rovnoměrné na část nosníku	0,000	6,190	3,90kN/m	-

G2 SILOVÉ-STÁLÉ - PODLAHA 1,25 KN/M <sup>2</sup> - ZATÍŽENÍ				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
spojité rovnoměrné na část nosníku	0,095	6,000	1,50kN/m	-

G3 STÁLÉ - ZATÍŽENÍ PŘÍČKAMI 0,8 KN/M <sup>2</sup> - ZATÍŽENÍ				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
spojité rovnoměrné na část nosníku	0,095	6,000	0,96kN/m	-

Q4 SILOVÉ- UŽITNÉ ZATÍŽENÍ 1,5 KN/M <sup>2</sup> - ZATÍŽENÍ				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
spojité rovnoměrné na část nosníku	0,095	6,000	1,65kN/m	-

**Kombinace****2.2 Kombinace pro výpočet podle 1.řádu****Kombinace pro posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)**

Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
1	G1+G2+G3; základní kombinace
	$\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2 + \gamma_{f,sup,3} * G3$



Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
2	Q4:G1+G2+G3; základní kombinace
	$\gamma_{f,sup,1}^*G1 + \gamma_{f,sup,2}^*G2 + \gamma_{f,sup,3}^*G3 + \gamma_{f,sup,4}^*Q4$

### Kombinace pro posouzení mezního stavu použitelnosti (MSP)

Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
1	G1+G2+G3; charakteristická kombinace
	G1 + G2 + G3
2	G1+G2+G3; kvazistálá kombinace
	G1 + G2 + G3
3	G1+G2+G3; častá kombinace
	G1 + G2 + G3

## Vyztužení

Typ vložky	Počátek [m]	Konec [m]	Krytí [mm]	Profil [mm]	Počet
Dolní	0,000	6,190	24,0	14,0	6

S tlačnou výztuží není počítáno.

## Smyková výztuž

**Úsek č.: 1, (0,00m - 6,19m)**

Průřez bez smykové výztuže.

## 2.3 Výsledky - mezní stav únosnosti

Mezní stav únosnosti je posuzován pro obálku extrémních zatěžovacích případů

## Ohyb

Tlačená výztuž neuvažována; redukce momentu - líc podpory

Vzdálenost vložek nebyla kontrolována

### Posouzení min. a max. stupně vyztužení

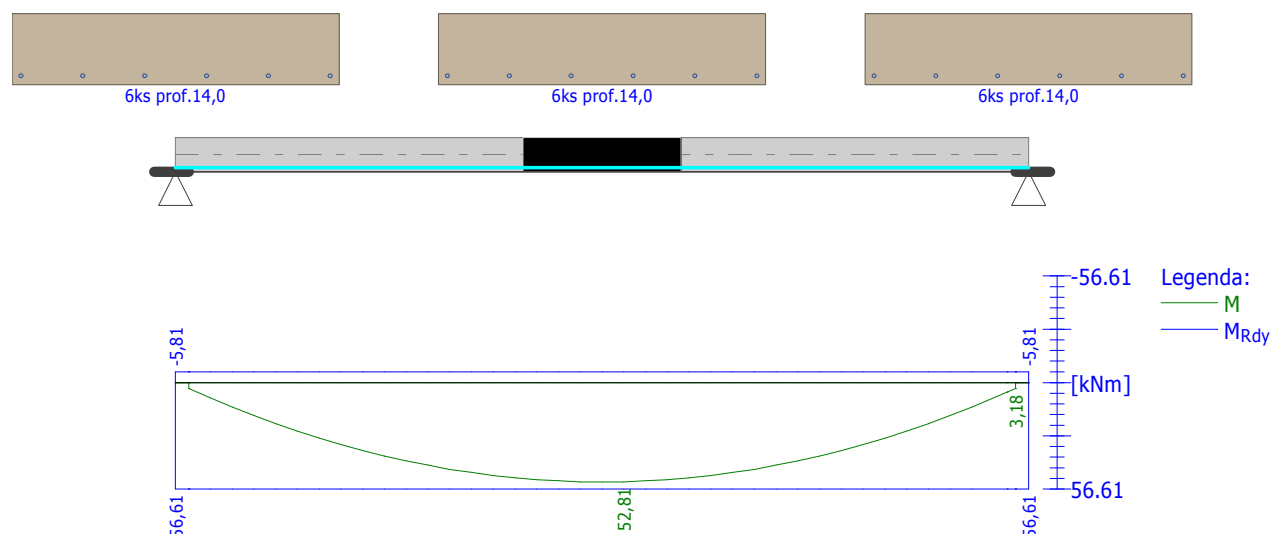
Nosník (tažená výztuž):

$$\rho_{s,\min} = 0,00154 \leq \rho_s = 0,00321 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Kritický řez v bodě  $x = 2,937\text{m}$

$$M_{Ed} = 52,81 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 56,61 \text{ kNm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

## Ohyb dílce VYHOVUJE





## Průhyb

Mezní stav použitelnosti (omezení průhybu) je posuzován pro všechny kvazistálé, charakteristické, časté zatěžovací případy

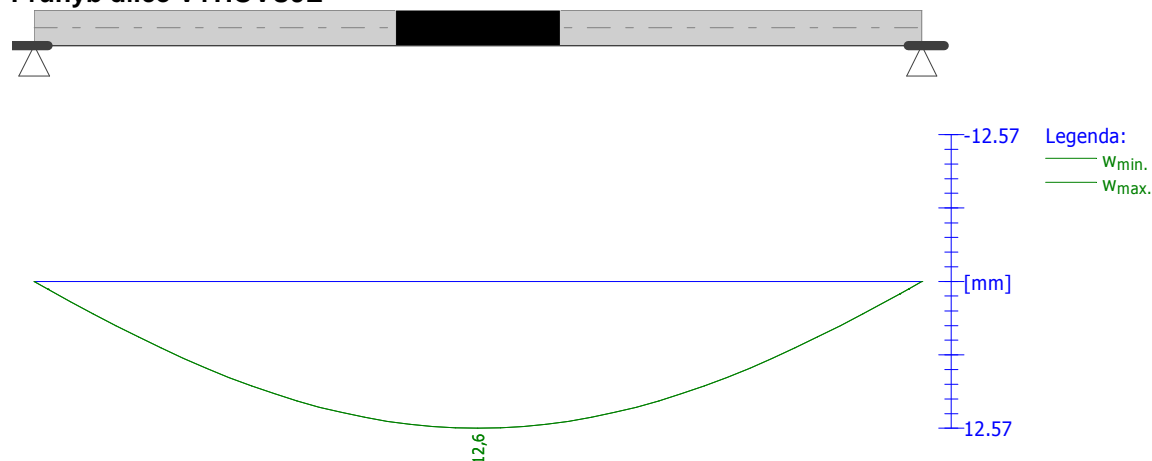
Počátek přetvoření:  $t_s = 7$  [dny]

Konec přetvoření:  $t = 29200$  [dny]

Maximální deformace prutu od kvazistálých kombinací je 12,6mm v bodě  $x = 3,095$ m

Maximální povolená deformace prutu od kvazistálých kombinací je 24,8mm

**Průhyb dílce VYHOVUJE**



## Napětí

Mezní stav použitelnosti (omezení napětí) je posuzován pro všechny charakteristické zatěžovací případy

Největší tlakové napětí v betonu:

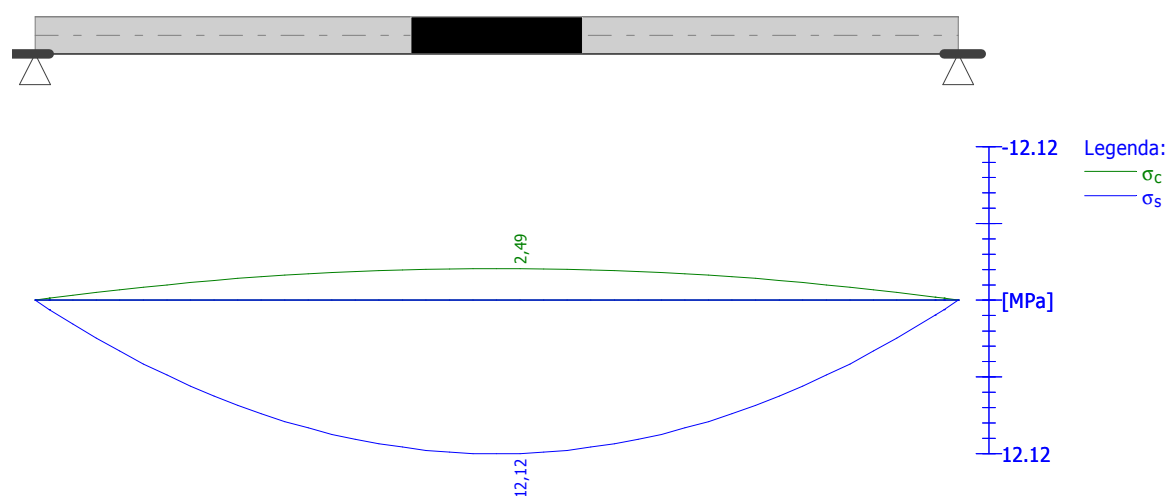
$\sigma_c = 2,5 \text{ MPa} < k_1 \cdot f_{ck} = 12,0 \text{ MPa} \Rightarrow$  Splněna hodnota pro prostředí XD, XF, XS

$\sigma_c = 2,5 \text{ MPa} < k_2 \cdot f_{ck} = 9,0 \text{ MPa} \Rightarrow$  Lineární dotvarování

Největší tahové napětí ve výztuži:

$\sigma_s = 12,1 \text{ MPa} < k_3 \cdot f_{yk} = 260,0 \text{ MPa} \Rightarrow$  Nepřijatelné trhliny ani deformace nevzniknou

**Napětí na dílci VYHOVUJE**



**Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE**