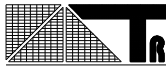


ČÁST DOKUMENTACE	STATICKÉ POSOUZENÍ		Ing. Bohumil Rusek –konstrukční kancelář Na Konečné 1016 500 09 HRADEC KRÁLOVÉ tel.: 495 270 239
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	Ing. Bohumil Rusek		
VYPRACOVAL	Ing. Bohumil Rusek		
VYPRACOVAL			

HLAVNÍ PROJEKTANT	TRENTO s.r.o., Jižní 870, Hradec Králové	 TRENTO spol.s.r.o. PROJEKTY STAVEB	
VEDOUcí PROJEKTANT	Ing. Miloš Pařízek		
MÍSTO STAVBY	Bělehradská 379, Pardubice		
OBJEDNATEL PD	Statutární město Pardubice zastoupené RFP,a.s.	číslo zakázky	T2013–07– 1000
PASPORTIZACE A STAVEBNÍ OPRAVY BYTU Č.39 BĚLEHRADSKÁ Č.P. 379, PARDUBICE		stupeň PD	DOKUMENTACE PRO VÝBĚR DODAVATELE
		datum	12/2013
		měřítko	
STATICKÉ POSOUZENÍ		označení přílohy	05

**Objednatel : Statutární město Pardubice
zastoupené RFP, a.s.**

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

**POSOUZENÍ STROPNÍ KONSTRUKCE
V PANELOVÉM DOMĚ čp. 379 – BYT Č.39
V BĚLEHRADSKÉ ULICI V PARDUBICÍCH**

1 Úvodní poznámky :

Statutární město Pardubice zastoupené RFP, a.s. požádalo Konstrukční kancelář – Ing. Bohumil Rusek – Hradec Králové o posouzení stropní konstrukce v panelovém domě čp. 379 v bytě č. 39 v Bělehradské ulici v Pardubicích.

V bytě č. 39 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 bodovým vysokopodlažním bytovým domem vybudovaným z panelové konstrukční soustavy krajské materiálové varianty HK-65.

Projektovou dokumentaci vypracoval Stavoprojekt Hradec Králové – pobočka Pardubice v 70. letech minulého století.

Jedná se o příčný nosný systém s nosnými panelovými dutinovými stěnami tl. 25 cm v osových vzdálenostech 625 cm orientovanými kolmo na sebe.

Konstrukční výška podlaží je 285 cm.

Stropní konstrukci panelových domů konstrukčního souboru HK-65 po revizi soustavy v roce 1969 tvořily železobetonové dutinové stropní panely typových značek L.

Únosnost těchto panelů je v typových podkladech udána :

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

L₁₁ - $M_m = 11,10 \text{ Mpm}$

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.

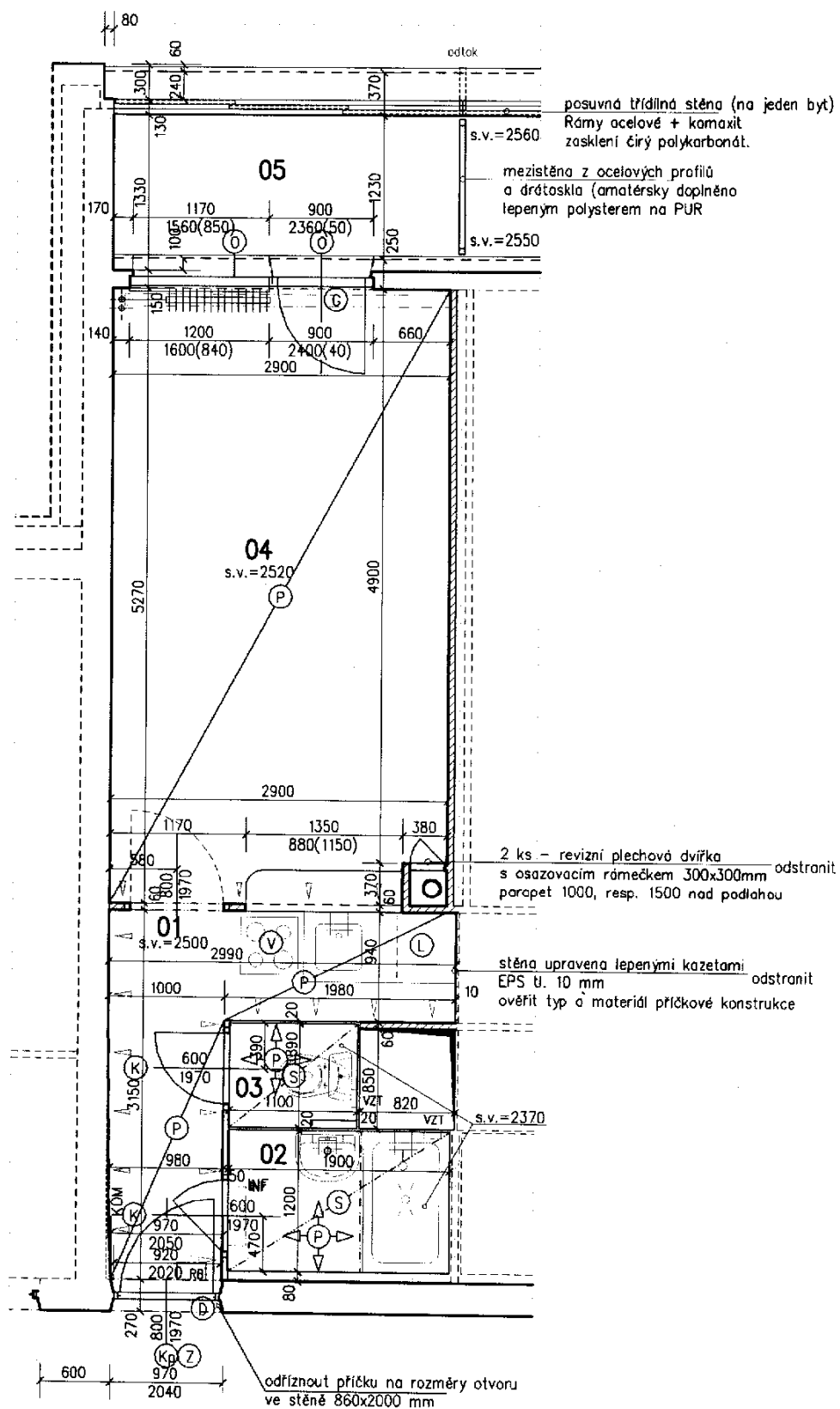


Hradec Králové, prosinec 2013

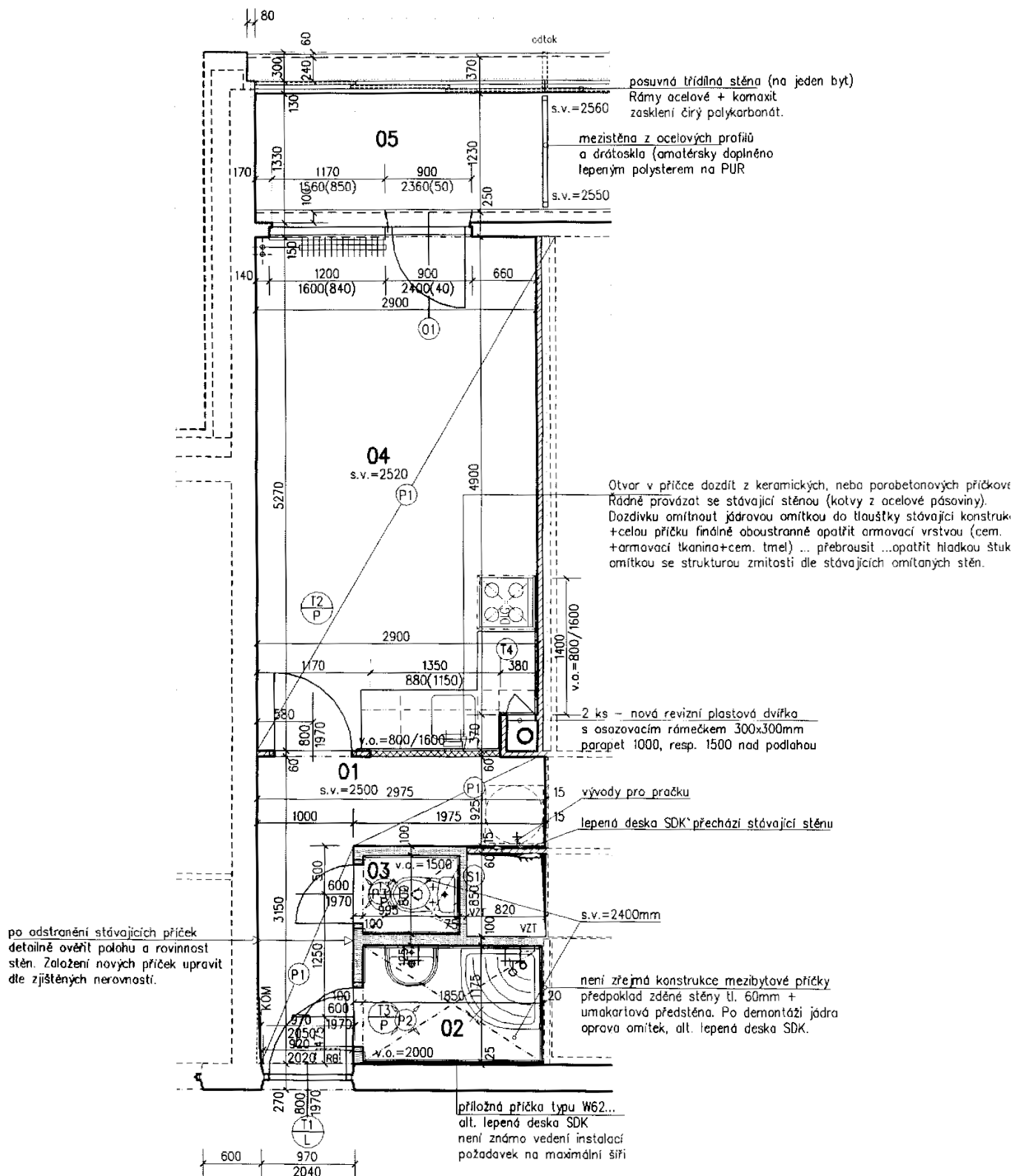
Ing. Bohumil Rusek

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

PŮDORYS BYTU č.39 – BĚLEHRADSKÁ 379, PARDUBICE
STÁVAJÍCÍ STAV + BOURACÍ PRÁCE



PŮDORYS BYTU č.39 – BĚLEHRADSKÁ 379, PARDUBICE NOVÝ STAV





STATICKÝ VÝPOČET

STROPNÍ PANEL proj.zn. L1B

V panelových domech konstrukční soustavy HK-65 stavěných od konce druhé poloviny 60.letech 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 L11	- 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 L11 ($M_m = 11,30 \text{ Mpm}$) 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^3 , malty 18 kN/m^3

objem příčky délky 1 m	$0,04 \times 1 \times 1$	=	$0,04 \text{ m}^3$
objem cihel 75%	$0,03 \text{ m}^3 \times 10 \text{ kN/m}^3$	=	$0,30 \text{ kN/m}^2$
objem malty 25%	$0,01 \text{ m}^3 \times 18 \text{ kN/m}^3$	=	$0,18 \text{ kN/m}^2$
váha omítky tl. 2 x 7,5 mm je	$0,015 \times 18$	=	$0,27 \text{ kN/m}^2$
váha 1 m ² keramické příčky tl. 60 mm			$0,75 \text{ kN/m}^2$

váha 1 bm ker. příčky tl. 60 mm

výšky 2,6 m je $0,75 \text{ kN/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 1,950 \text{ kN/bm}$

Sádrokartonové příčky

Pro sádrokartonové příčky typu KNAUF podle Technického listu W 11 se uvažuje statické zatížení 1 m² pro příčky :

W 111-příčka jednoduché konstr. jednoduše opláštěná tl.75÷125 mm	$0,35 \text{ kN/m}^2$
W 112-příčka jednoduché konstr. dvojité opláštěná tl. 100÷150 mm	$0,50 \text{ kN/m}^2$
W 115-příčka dvojitá dvojitě opláštěná tl. 155÷225 mm	$0,50 \text{ kN/m}^2$
W 116-příčka dvojitá dvojitě opláštěná tl. > 220 mm	$0,50 \text{ kN/m}^2$

váha 1 bm sádrokartonové příčky tl. do 220 mm

výšky 2,6 m je $0,50 \text{ kN/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 1,30 \text{ kN/bm}$



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 sádrokartonové 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/m².

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 ²
- zatížení podlahou, omítkou a příčkami 1,0+0,25+0,8 =	2,05 kN/m ²
- zatížení užité	1,50 kN/m ²

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.

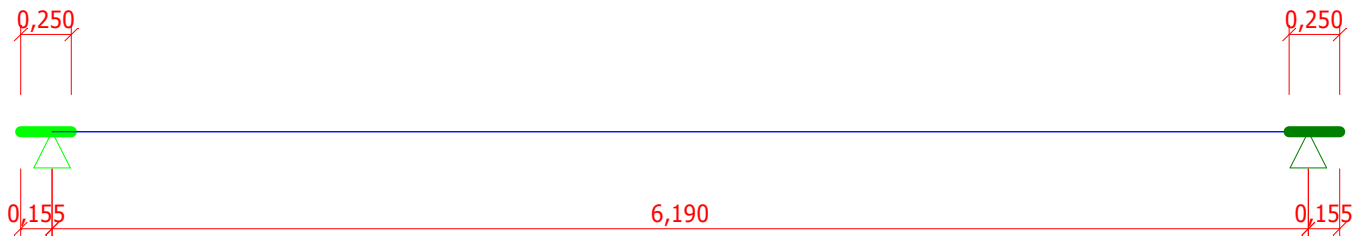
2 Stropní panel L1B

2.1 Vstupní data

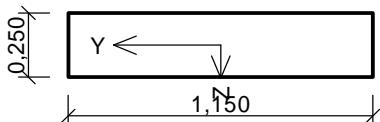
Geometrie

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 400-600MPa určenému normou, další výpočet odpovídá postupům EC2

Zatěžovací stavy

č.	Název	Kód	Typ	γ_f ($\gamma_{f,inf}$)*	Součinitele pro kombinace				
					ξ	Kateg.**	ψ_0	ψ_1	ψ_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/m2	Silové	Stálé	1,35(0,90)	1,00	-	-	-	-
3	G3 stálé - zatížení příčkami 0,8 kN/m2	Silové	Stálé	1,35(0,90)	1,00	-	-	-	-
4	Q4 silové- užitné zatížení 1,5 kN/m2	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/M2 - 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/M2 - 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/M2 - 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 $\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2 + \gamma_{f,sup,3} * G3$
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

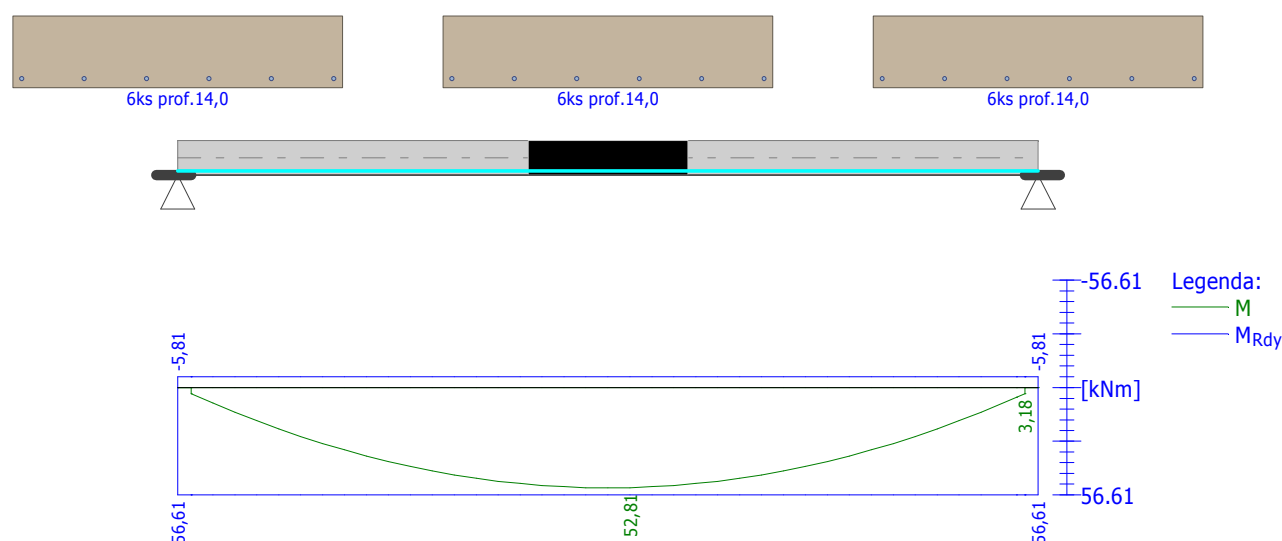
Nosník (tažená výztuž):

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

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

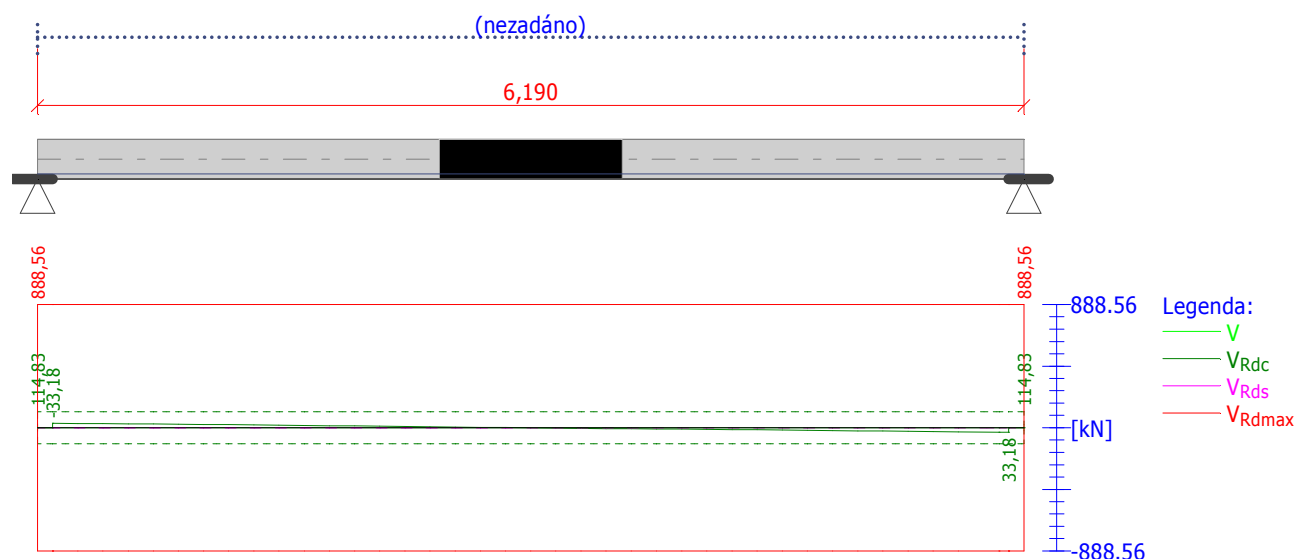


Smyk

Typ prvku : trám Kritický řez v bodě $x = 0,095\text{m}$

$$V_{Ed} = 33,18\text{kN} \leq V_{Rd} = 114,83\text{kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Smyk dílce VYHOVUJE





Kotvení

Koncová úprava vložek - Jiný než přímý prut

Typ	ks	profil [mm]	l_{bd} [m]	Úč. délka [m]	Celk. délka [m]
Dolní	6	14,0	0,419	6,190	7,027

Mezní stav únosnosti (ohyb, smyk) **VYHOVUJE**

2.4 Výsledky - mezní stav použitelnosti

Mezní stav použitelnosti je posuzován pro obálku provozních zatěžovacích případů

Trhliny

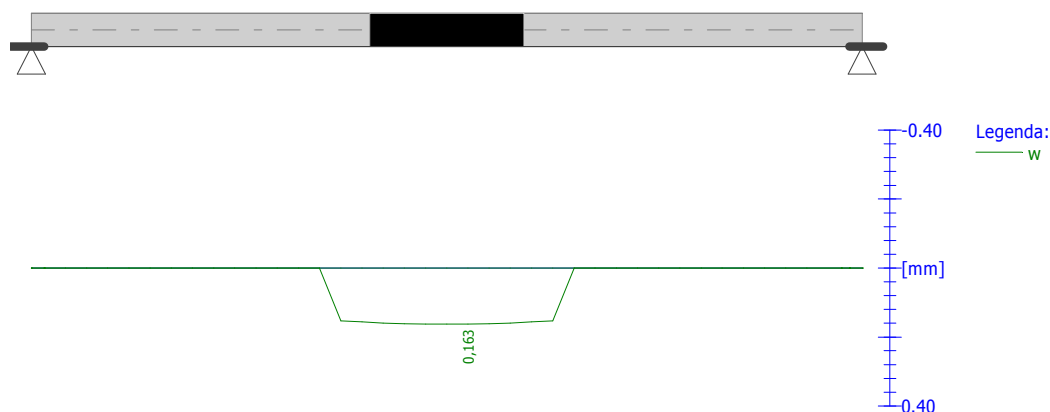
Mezní stav použitelnosti (šířka trhlin) je posuzován pro všechny kvazistálé zatěžovací případy

Prostředí - X0 nebo XC1 - šířka trhliny neovlivňuje trvanlivost

Maximální velikost trhlin: $w_k = 0,163\text{mm}$

Maximální povolená šířka trhliny: $w_{max} = 0,400\text{mm}$

Šířka trhlin VYHOVUJE



Průhyb

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

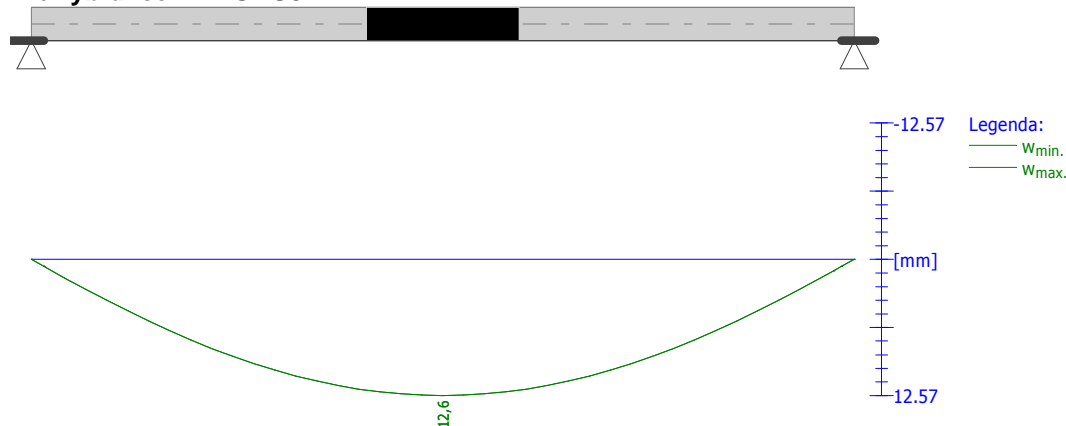
Počátek přetvoření: $t_s = 7$ [dny]

Konec přetvoření: $t = 29200$ [dny]

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

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:

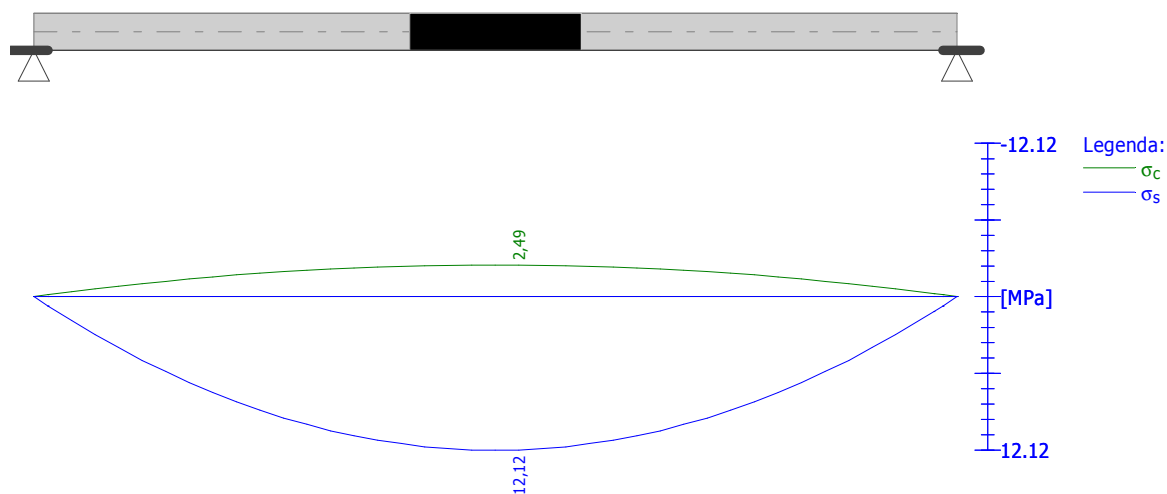
$$\sigma_c = 2,5 \text{ MPa} < k_1 \cdot f_{ck} = 12,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Splněna hodnota pro prostředí XD, XF, XS}$$

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

Největší tahové napětí ve výztuži:

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

Napětí na dílci VYHOVUJE



Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE