



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

**Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí**

Analýza průhybů železobetonových desek

Analysis of deformation of reinforced slabs

Závěrečná práce

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.

Vypracoval: Bc. Ondřej Vaněček

Praha 2018



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Vaněček Jméno: Ondřej Osobní číslo: 412644

Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Analýza průhybů železobetonových desek

Název diplomové práce anglicky: Analysis of deformation of reinforced slabs

Pokyny pro vypracování:

Výpočty průhybů podle stávajících platných norem.

Rozbor faktorů ovlivňujících průhyby.

Další možnosti upřesnění výpočtu průhybů.

Porovnání dosavadních výsledků.

Seznam doporučené literatury:

ČSN EN 1992-1-1

ČSN 731204

Procházka, Šmejkal: Betonové stropní a deskové konstrukce

Jméno vedoucího diplomové práce: Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.

Datum zadání diplomové práce: 12.10.2017

Termín odevzdání diplomové práce: 7.1.2018

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutně uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

12.10.2017

Datum převzetí zadání

[Handwritten signature]

Podpis studenta(ky)

Abstrakt

Závěrečná práce se soustředí analýzu výpočtu průhybu železobetonových desek popsané podle ČSN EN 1992-1-1 kapitoly 7.4.3. a jejího následného upřesnění pomocí dalších metodik výpočtu, při zachování podobných výpočetních principů. Výpočty jsou aplikovány na deskové konstrukce jednosměrně a obousměrně pnuté ve více variantách okrajových podmínek a vstupních dat. K výpočtům je využito různých metod, které jsou následně rozebrány. Výsledné přetvoření výpočtových modelů je zaznamenáno a následně porovnáno. Nejdůležitější faktory ovlivňující průhyby jsou rozepsány v teoretické části závěrečné práce. Cílem diplomové práce je na základě výpočtů stanovených dle normy najít klasifikovanější předpoklad průhybů zjednodušením výpočtů, nebo odhadem. Součástí diplomové práce jsou přílohy ve formátu .xlsx (MS Excel), které je možno využít k předběžnému posouzení statických modelů na mezní stav použitelnosti za pomoci rozebraných metod.

Klíčová slova

Deformace, přetvoření, železobetonové desky, smršťování, dotvarování, ohybové trhliny betonu

Abstract

The objective of this thesis is to analyze deflection calculation of the reinforced concrete slabs described in the ČSN EN 1992-1-1 chapter 7.4.3., increasing its accuracy by using different methods of calculation with preserving the basic principles. Calculations are executed on one-way and two-way slabs using more variation of input data and boundary conditions. Different methods are used. These methods are examined and compared. Final deflection results of calculated models are recorded and compared. Factors influencing the deflections are written down in the theoretical part of this thesis. The main goal of this thesis is to define preferable estimation or easier calculation of reinforced concrete deflection based on the European standards. This thesis attachments in .xlsx (MS excel) format are available for download and utilization for basic static designs of concrete serviceability.

Key words

Deformation, deflection, reinforced concrete slabs, shrinkage, concrete creep, concrete bend cracks

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto závěrečnou práci vypracoval samostatně, s použitím odborné literatury a pramenů uvedených v seznamu, který je součástí této diplomové práce.

Dále prohlašuji, že veškerý software, použitý při řešení této závěrečné práce, je legální.

.....

podpis

V Praze dne 7.1.2018

Ondřej Vaněček

Poděkování

Rád bych poděkoval všem, kteří mi pomáhali s přípravou práce, nebo mě, jakkoliv podporovali během jejího vytváření. Zejména bych pak chtěl poděkovat vedoucímu své diplomové práce prof. Ing. Jaroslavu Procházkovi, CSc. za podnětné rady a čas strávený konzultacemi.

1 Obsah

Úvod	7
1 Znění ČSN EN 1992-1-1 ed.2 kapitola 7.4.3.....	8
2 Deformace betonu a její časová závislost	9
2.1 Okamžité přetvoření.....	11
2.2 Přetvoření dotvarováním	12
2.3 Přetvoření od smršťování	13
2.4 Relativní vlhkost (RH) vzduchu	15
3 Zatížení	16
3.1 Zatížení proměnná.....	16
3.2 Zatížení stálá.....	17
3.3 Zatížení mimořádná.....	17
3.4 Zatížení nesilová	17
3.5 Kombinace zatížení (6)	18
3.6 Historie zatěžování	19
3.7 Vznik trhlin.....	21
4 Výpočet průhybů jednosměrně pnutých konstrukcí.....	23
4.1 Postup výpočtu dle nomy ČSN EN 1992-1-1 ed.2.....	24
4.2 Postup výpočtu s respektováním proměnných ohybových tuhostí po délce nosníku.....	25
4.3 Postup přibližným výpočtem přepočtem křivostí z tabulek.....	26
4.4 Postup výpočtu s dvojnásobným využitím součinitele ζ	29
4.5 Výpočet průhybů od smršťování	30
4.6 Základní údaje příkladu prostě uložené desky	35
4.7 Výpočet průhybů	38
4.8 Základní údaje příkladu vetknuté desky.....	47
4.9 Základní údaje příkladu se třemi poli	50
4.10 Výsledky a porovnání metod	52
5 Výpočet průhybů obousměrně pnutých konstrukcí.....	55
5.1 Postup výpočtu dle ČSN 73 1201.....	55
5.2 Kontrola výpočtu statickým vypočtením softwarem (14)	58
5.3 Součinitel K_f pro přibližný výpočet průhybů (15).....	59
5.4 Základní údaje příkladu lokálně podepřené desky.....	60
5.5 Výsledné průhyby modelů obousměrně pnutých desek.....	67
6 Možnosti změn a vylepšení výpočtu	68
6.1 Součinitel K_f pro přibližný výpočet průhybů	68

7	Závěr	73
	Seznam použité literatury	75
	Seznam obrázků	76
	Seznam tabulek	77
	Seznam příloh	78

Úvod

Železobeton se stal nejpoužívanějším materiálem moderních vícepodlažních budov. Je to odolný a relativně ekonomický materiál. Každý projektant a statik musí vzít v úvahu všechny dlouhodobé charakteristiky betonu při návrhu konstrukce a musí dbát na dostatečný návrh průhybů, které mohou silně omezit a ohrozit použitelnost konstrukce.

Správný odhad průhybů železobetonových konstrukcí je velice složitou úlohou, která je v běžné praxi často zanedbávána, právě pro svoji komplikovanost.

Hlavními důvody pro omezení průhybů ŽB konstrukce jsou:

- Každá stropní konstrukce by měla mít adekvátní tuhost, aby zabránila následnému poškození příček a dalších konstrukčních prvků, což může způsobit zhoršení technických podmínek a následně tak omezit využívání a životnost budovy.
- Deformace stropních konstrukcí by neměly být znatelné uživatelům budovy a následně tak vyvolávat pocit nebezpečí a pochybnosti o provozuschopnosti konstrukce.
- Vzhledem k tomu, že v některých případech deformace stropní konstrukce může vést k nežádoucím vibracím, musí tak být její hodnota kontrolována.
- Zajištění správného fungování strojů umístěných na konstrukci

Dlouhodobé průhyby nosníků a desek se významně zvyšují v prvních pěti až devíti letech a změny se projevují až do konce životnosti celé konstrukce. Velikost těchto změn závisí na spoustě faktorů. Od samostatného návrhu, technologické a materiálové podmínky až po prostředí, kterému je konstrukce vystavena. Do výpočtu tak musí být vnesena data, která zahrnují komplexní chování ovlivňující průhyby konstrukce jako dotvarování, smršťování a vznik trhlin. Tyto faktory jsou časově závislé a přesto, že se navzájem ovlivňují, probíhají na konstrukci samostatně, což dělá jejich odhad složitým.

Cílem diplomové práce je na základě výpočtů stanovených dle normy najít klasifikovanější předpoklad průhybů zjednodušením výpočtů nebo odhadem. V diplomové práci jsou stanovené reprezentativní modely konstrukcí železobetonových desek, které jsou následně vypočítány různými metodami vycházejícími z výpočetních principů dle normy ČSN EN 1992-1-1 ed.2.

1 Znění ČSN EN 1992-1-1 ed.2 kapitola 7.4.3.

Prvky, u nichž se neočekává zatížení, které by vyvodilo u prvku napětí překračující v kterémkoliv průřezu pevnost v tahu, lze považovat za prvky bez trhlin. Chování prvků, u nichž se očekávají trhliny, ale nedojde k jejich plnému rozvoji, odpovídá mezilehlému stavu mezi stavem bez trhlin a stavem s plně rozvinutými trhlínami; pro prvky namáhané převážně ohybem je odpovídající předpoklad chování vyjádřen vztahem.

$$\alpha_I * (1 - \zeta) + \alpha_{II} * \zeta = \alpha \quad 1-1$$

Kde

α je uvažovaná přetvárná veličina, např. poměrné přetvoření, křivost nebo pootočení. (zjednodušeně lze za α považovat u průhyb);

α_I, α_{II} jsou hodnoty parametru vypočteného pro stav bez trhlin a s plně rozvinutými trhlínami;

ζ rozdělovací součinitel (kterým se umožňuje zohlednit takové zpevnění průřezu) daným vztahem

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad 1-2$$

$\zeta = 0$ pro průřez bez trhlin ($\sigma_{sr} > \sigma_s$)

β je součinitel, kterým se zohledňuje vliv doby trvání nebo opakování zatížení na průměrnou hodnotu poměrného přetvoření

=1,0 při jednorázovém krátkodobě působícím zatížení,

=0,5 při dlouhodobě působícím nebo mnohonásobně opakovaném zatížení

σ_s napětí v tahové výztuži vypočtené pro průřez s trhlínami

σ_{sr} napětí v tahové výztuži vypočtené pro průřez s trhlínami při zatížení způsobujícím vznik prvních trhlin

POZNÁMKA poměr σ_{sr}/σ_s lze nahradit poměrem M_{cr}/M při prostém ohybu, resp. poměrem N_{cr}/N při prostém tahu, kde M_{cr} je moment na mezi vzniku trhlin a N_{cr} je normálová síla na vzniku trhlin.

Při dlouhodobém zatížení vyvolávajících jejich dotvarování lze celkovou deformaci včetně dotvarování stanovit použitím účinného modulu pružnosti betonu podle vztahu:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad 1-3$$

Kde $\varphi(\infty, t_0)$ je součinitel dotvarování pro příslušné zatížení a časový interval

Křivost od smršťování lze stanovit ze vztahu

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad 1-4$$

Kde

ε_{cs} poměrné přetvoření od celkového smršťování;

- S statický moment průřezové plochy výztuže k těžišti průřezu;
I moment setrvačnosti průřezu;
 α_e účinný poměr modulů pružnosti

$$\alpha_e = E_s/E_{c,eff} \quad 1-5$$

S a I se mají vypočítat pro průřez bez trhliny a s trhlinami, výsledná křivost se vypočítá ze vztahu 1-4.

Nejpřesnější metoda stanovení průhybů s použitím postupu výše uvedeného odstavce spočívá ve výpočtu křivosti v několika průřezech prvku a následném výpočtu průhybu numerickou integrací. Ve většině případů je vhodné vypočítat průhyby dvakrát, poprvé za předpokladu, že prvek není oslaben trhlinami, podruhé pro stav plně rozvinutých trhlin a pak interpolovat užitím vztahu 1-1.

POZNÁMKA Pokud se použijí zjednodušené metody výpočtu průhybu, pak mají vycházet z charakteristik uvedených v této normě a prokázaných zkouškami. (1)

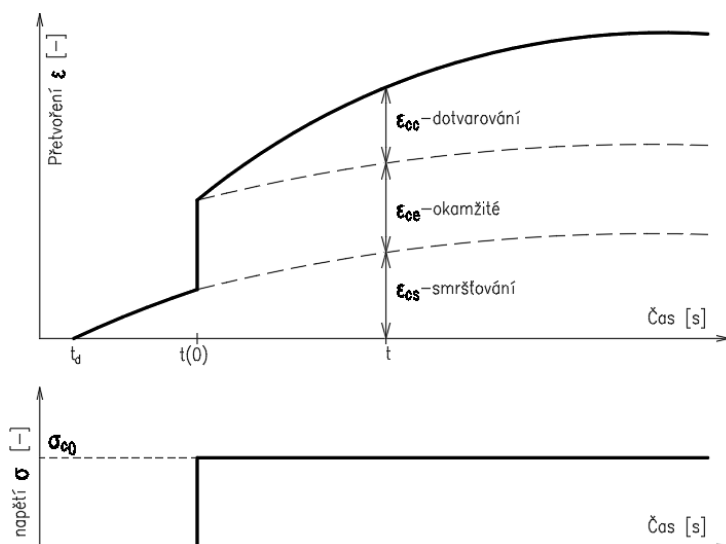
2 Deformace betonu a její časová závislost

Deformace zatížených betonových prvků se rozděluje na okamžitou a časově závislou. Pokud je prvek konstantně zatížen, v době životnosti deformace několikanásobně vzrostou.

Postupný časový rozvoj přetvoření je primárně způsoben dotvarováním a smršťováním betonu. Dotvarování je způsobeno trvalým napětím. Smršťování je nezávislé na zatížení prvku a je primárně způsobené ztrátou vody (vysušováním) betonu a chemickými reakcemi v zatvrdnutém betonu. Smršťování může navíc způsobovat trhliny v raných fázích výstavby, které vedou ke snížení tuhosti, trvanlivosti a použitelnosti konstrukce.

V daném čase t se celkové přetvoření $\varepsilon_c(t)$ v nepotrhaném nevyztuženém prvku betonu s konstantním axiálním napětím dá vyjádřit do částí: okamžité přetvoření $\varepsilon_{ce}(t)$ (kapitola 2.1), přetvoření od dotvarování $\varepsilon_{cc}(t)$ (kapitola 2.2), přetvoření od smršťování $\varepsilon_{cs}(t)$ (kapitola 2.3) a teplotní přetvoření $\varepsilon_T(t)$ (kapitola 3.4). (2)

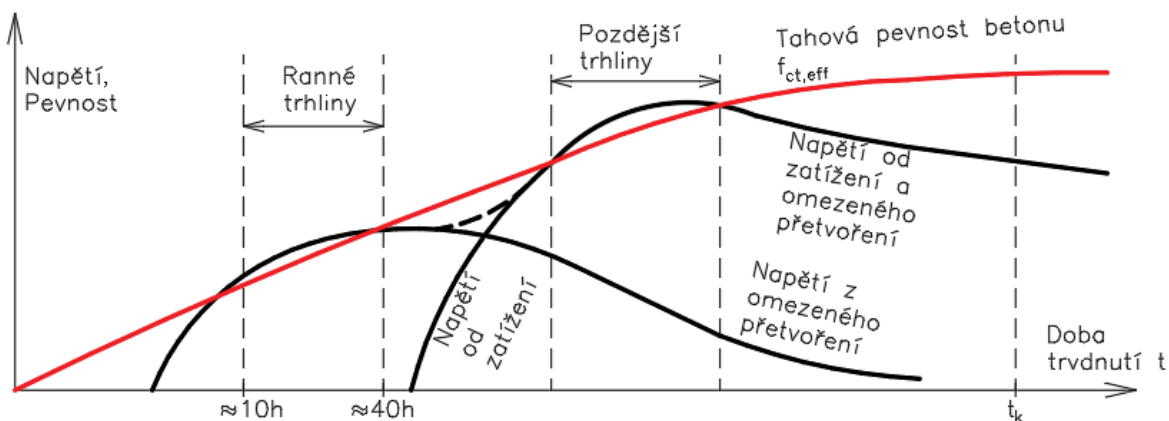
$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ce}(t) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_T(t) \quad 2-1$$



Obr. 1 Přetvoření zázorněné na prvku s konstantní teplotou a napětím

Základem odhadů chování časově závislé konstrukce je vyjádření přetvoření každého komponentu v kritických místech. K určení je potřeba množství vstupních dat, kupříkladu historie a druh zatěžování, materiálové vlastnosti, technologické postupy, klimatické podmínky atd. Přesný výpočet je velmi obtížnou problematikou, právě z důvodu množství dat a možných špatně předvídatelných situací, které mohou v průběhu výstavby a životnosti konstrukce vzniknout.

Trhliny, provázející v různých stádiích všechny betonové konstrukční prvky, snižují tuhost konstrukce a přímo ovlivňují velikost všech komponentů přetvoření. Pro první (rané) trhliny v betonovém prvku je rozhodující tahová pevnost betonu $f_{ct,eff}$.

Obr. 2 Ranné a pozdější trhliny závislé na $f_{ct,eff}$ (3)

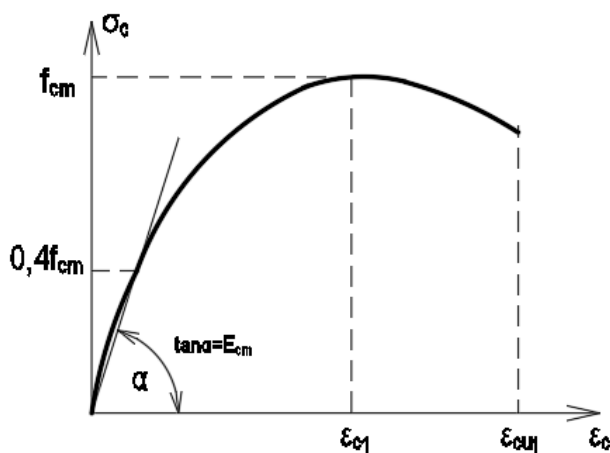
Tahová pevnost je taktěž časově závislou hodnotou a její stanovení v daném čase je velmi obtížné. Řada faktorů, která přímo ovlivňuje tahovou pevnost je např. hydratační teplo, postup a doba odbednění, klimatické vlivy (teplota, oslunění, nerovnoměrné ohřátí, vítr), rychlost odpařování vody, vlhkost okolního prostředí atd. Efektivní pevnost v tahu je velice obtížně stanovitelná a doporučuje se uvažovat v závislosti na použitém cementu.

- $f_{ct,eff}=0,5f_{ctm}$ pro cement s normálním nárůstem pevnosti. Kontrolovaná doba pevnosti $t_k=28$ dní.
- $f_{ct,eff}=f_{ctm}$ pro cement s pomalým nárůstem pevnosti. Kontrolovaná doba pevnosti $t_k=90$ dní.

2.1 Okamžité přetvoření

Okamžité přetvoření $\varepsilon_c(t)$ je zapříčiněno tahovým nebo tlakovým napětím prvku a velikost je závislá na rozsahu, opakovatelnosti zatěžování a stáří betonu, kdy napětí bylo aplikováno. Dle pracovního diagramu (Obr. 3) je dáno, že pokud aplikované napětí je přibližně o velikosti poloviny tlakové pevnosti, pracovní křivka je lineární a předpokládá se elastické chování prvku (vratná deformace). Při větších hodnotách napětí se chování betonu stává nelineární a část okamžitého přetvoření je už při odtižení nevratná. Tlakové namáhání vznikající běžným provozem v budově většinou nepřesáhne hodnotu poloviny tlakové pevnosti. Můžeme tudíž předpokládat, že chování konstrukce bude, až do konce její navrhované životnosti, pružně elastické a v závislosti na tomto předpokladu můžeme vypočítat okamžité přetvoření dle následujícího vzorce (2):

$$\varepsilon_{ce(t)} = \sigma_{c(t)} * E_{cm} \quad 2-2$$



Obr. 3 Pracovní diagram betonu v tlaku pro analýzu konstrukce

Hodnoty modulu pružnosti E_{cm} pro zatížený beton mezi napětím $\sigma_c=0$ a $\sigma_c=0,4f_{cm}$, při stáří betonu 28dní, jsou zadané v tabulce 1.

Tabulka 1: Pevnostní a deformační charakteristiky betonu

Vlastnost betonu		Třída betonu								
		C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
prvnost v tlaku	f_{ck} [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50
	f_{cm} [MPa]	20	24	28	33	38	43	48	53	58
pevnost v tahu	f_{ctm} [MPa]	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
	$f_{ctk 0,05}$ [MPa]	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,2	2,5	2,7	2,9
	$f_{ctk 0,95}$ [MPa]	2	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3
E_{cm} [GPa]		26	27,5	29	30,5	33	33,5	35	36	37
mezni přetvoření	$\varepsilon_{cu} \cdot 10^{-4} \text{ d/00 1/}$	-3,6	-3,5	-3,4	-3,3	-3,2	-3,1	-3	-2,9	-2,8
	$\varepsilon_{cu} \cdot 10^{-4} \text{ d/00 2/}$	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5

Křivka modulu pružnosti roste v čase, přičemž beton získává stále vyšší hodnoty pevnosti. Hodnota modulu pružnosti je také závislá na velikosti namáhání a jeho četnosti. Pro většinu výpočtů je

tento rozdíl zanedbávám a jako výchozí hodnota do praxe se využívá E_{cm} jako konstanta, pro čas od prvního vnesení zatížení t_0 , který je doporučen až v plně vyztuženém betonu (28dní).

Chování konstrukce je silně závislé na faktu, že beton není schopen přenést stejné zatížení v tahu jako v tlaku. Z hodnot tabulky 1 je vidět, že tahová pevnost je až 10x menší než pevnost tlaková. Je tak nutné zohlednit jiné podmínky pro okamžité přetvoření betonu v tahu a tlaku. Přesto, že velikost modulu pružnosti betonu v tahu je rozdílná než v tlaku, je běžné předpokládat, že hodnoty jsou stejné. Před vznikem trhlin je tak možné počítat okamžité přetvoření v tahu pomocí vztahu 2-2.

Při dosažení tahové pevnosti začínají vznikat trhliny a v tomto kritickém místě se tak dá předpokládat, že přenášené napětí betonem je nulové. Pokud je zatěžování konstrukce před dosažením úplné pevnosti betonu v tahu omezeno a vzniklé trhliny jsou malé, beton v částech mezi trhlínami nadále přenáší tahové napětí. Tento jev se nazývá tahové zpevnění.

2.2 Přetvoření dotvarováním

V betonu udržovaného pod stálým napětím vzniká postupně vzrůstající přetvoření od dotvarování (viz Obr. 4). V období následujícím okamžitě po prvním montážním nebo provozním zatížení probíhá dotvarování rychleji, postupem času se zpomaluje. Po odtížení dotvarování nemizí (viz kapitola 3.6.1). Přetvoření od dotvarování je závislé na několika faktorech.

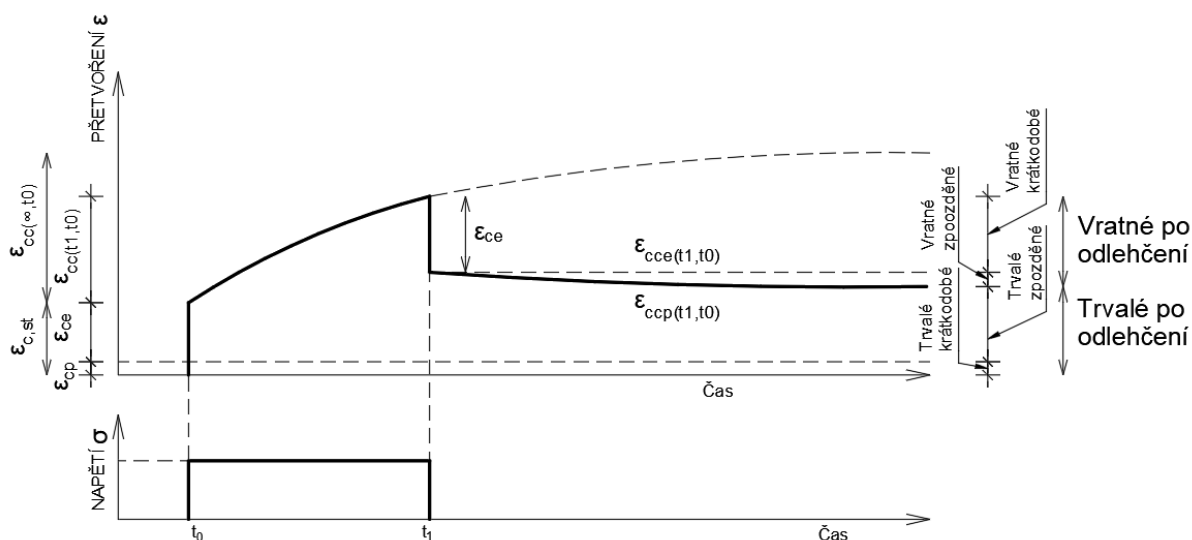
Obecná schopnost dotvarování betonu se snižuje při zvyšující se kvalitě směsi, ve vysokopevnostním betonu se tak bude dotvarování projevovat méně než v betonu o nižších pevnostech. Je také silně závislé na poměru vody ku cementu (vodní součinitel), kdy menší vodní součinitel zapříčiní menší dotvarování prvku. Závislost je i na použitém kamenivu, kde kvalitnější a větší kamenivo také dotvarování snižuje.

Prostředí má také zásadní vliv, hlavně relativní vlhkost. Dotvarování se zvyšuje při snižující se relativní vlhkosti okolí. Geometrie prvku je další nedílnou součástí, kdy tenké prvky s větším poměrem objemu a povrchu vystaveného ovzduší dotvarují více. Jedná se zejména o desky, stěny nebo tenkostěnné nosníky, kde dotvarování má mnohem větší vliv. Tyto faktory zejména ovlivňují rychlost vysušování, jejich závislost se ovšem mění v průběhu zvyšování pevnosti. Dotvarování je tak zásadně větší blíže povrchu, kde konstrukce je mnohem náchylnější vysušování než v místech od povrchu dále. Na stejném principu funguje i přibývající okolní teplota, která vysušování směsi urychluje. Závislost na teplotě se více projevuje v teplotách například okolo 40 °C, kde dotvarování bude přibližně o 25 % vyšší, oproti tomu při teplotě 0 °C až 20 °C nebudou rozdíly vůbec významné.

Déle se projevuje historie zatěžování, konkrétně velikost, doba trvání a stáří betonu při vnesení zatížení t_0 . Beton zatížený v raných fázích, dotvaruje zásadně více, ovšem sklony k dotvarování v betonu ani ve velice pozdních fázích nezmizí (viz kapitola 3.6).

Pokud stálé napětí v betonu nepřesahuje $0,5f_{cm}$, dotvarování je úměrné danému napětí, jedná se tak o lineární dotvarování. Při větších namáháních se přetvoření od dotvarování zvyšuje mnohem rychleji bez závislosti na napětí. Toto nelineární chování dotvarování při větším napětí je zapříčiněno vznikáním mikro trhlin v prvku. Tento jev se ovšem v běžných konstrukcích moc neobjevuje, běžně je tak počítáno s dotvarováním lineárním.

Přetvoření od dotvarování se rozděluje na vratné, opožděné přetvoření od dotvarování $\epsilon_{cce}(t)$ a přetvoření nevratné $\epsilon_{ccp}(t)$ (viz Obr. 4).



Obr. 4 Vratné a nevratné přetvoření

Kde

$\varepsilon_{c,st}$	krátkodobé poměrné přetvoření
ε_{ce}	část vratná (pružné)
ε_{cp}	část nevratná (nepružné, plastické)
ε_{cc}	poměrné přetvoření zpožděné – dotvarování
ε_{cce}	část vratná
ε_{ccp}	část nevratná

Vliv lineárního a nelineárního dotvarování se do výpočtu zanesou redukcí modulu pružnosti součinitelem dotvarování $\varphi(t, t_0)$. Kde čas t , který značí dobu vystavení napětí a hodnotou t_0 je definovaný čas, kdy je prvek zatížen navazujícími konstrukcemi, například skladbou podlah. Nej přesnější metodou určení konečného součinitele dotvarování je testováním a získáním dat z měření betonu podobných vlastností a stejných podmínek. Testování není pro běžnou praxi z praktických důvodů častou volbou a je tak zvolen postup matematických modelů získaných například v normě ČSN EN 1992-1-1.

Součinitel při lineárním dotvarování je platný pouze při splnění podmínek teploty od -40 °C a $+40\text{ °C}$ a relativní vlhkosti od $RH=40\%$ do $RH=100\%$. Pokud tlakové napětí překročí $0,45f_{ck}(t_0)$, nebo pokud nejsou splněny podmínky prostředí, musí se součinitel pozměnit pomocí vztahu (2):

$$\varphi_k(t, t_0) = \varphi(t, t_0) * e^{(1,5 * (\frac{\sigma}{f_{ck}(t_0)} - 0,45))} \quad 2-3$$

2.3 Přetvoření od smršťování

Smršťování betonu je časově závislé přetvoření, které není ovlivněno napětím, okrajovými podmínkami ani okolní teplotou. Rozděluje se na několik komponentů jako plastické smršťování, chemické smršťování, teplotní smršťování a smršťování od vysychání. Plastické smršťování se objevuje

ve vlhkém betonu před počátkem tvrdnutí, kde chemické, teplotní a smršťování od vysychání se projevuje až po nebo v průběhu procesu tvrdnutí.

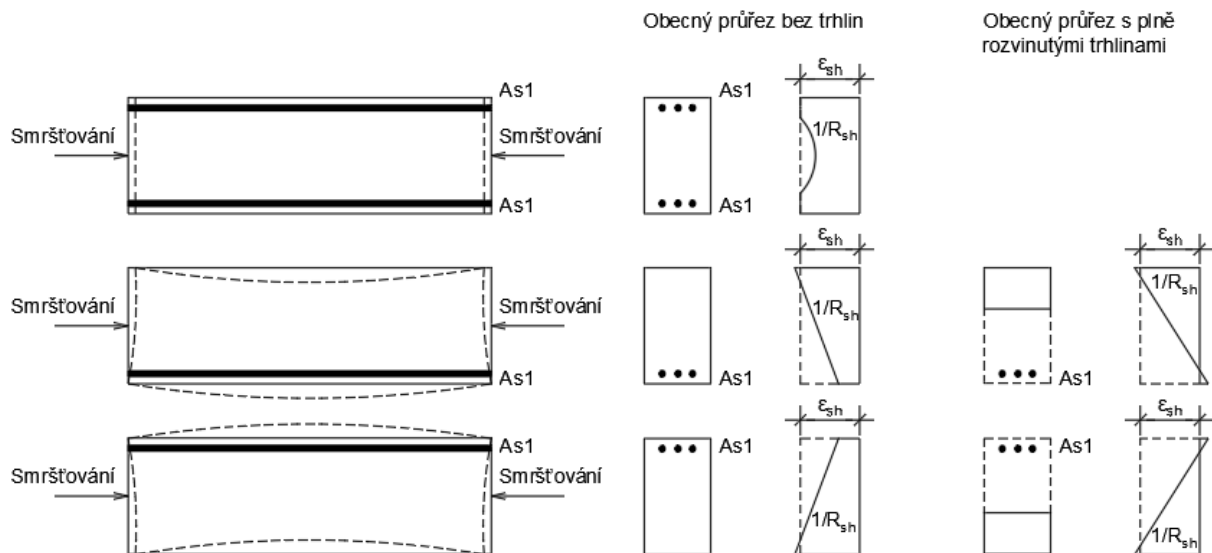
Určité typy vysokopevnostních betonů mohou být vysoce náchylné k plastickému chování, které se mohou projevit vznikem trhlin ještě před skončením procesu tvrdnutí. Trhliny vznikají kvůli kapilárnímu napětí v pórech, kterému je zabráněno ošetřováním v průběhu betonování.

Smršťování od vysychání je redukcí celkového objemu způsobené ztrátou vody v průběhu vysušování konstrukce. V běžném betonu je vždy více vody, než je potřeba pro hydrataci cementu, část této vody se odpařuje do okolí. Tento proces se odehrává hlavně v prvních měsících po dokončení tvrdnutí a postupně zpomaluje svůj rozvoj. Rozsah a velikost rozvoje je závislý na relativní vlhkosti prostředí, velikosti a geometrii konstrukce, charakteristikách tmelu, vodě, vodního součinitele, velikosti a typu kameniva v použité směsi atd.

Chemické smršťování (často nazýváno autogenní smršťování) je příznakem chemických reakcí probíhajících v cementové směsi. Chemické smršťování se nejvíce projevuje v průběhu prvních dní a týdnů a je méně závislé na prostředí, velikosti a geometrii než smršťování od vysychání.

Teplotní smršťování je zkrácení očekávané v prvních hodinách (až dnech), které je způsobené hydratačním teplem. V běžné praxi se tento typ smršťování ve výpočtech zanedbává, ale je důležité, aby při jeho procesu nevznikaly trhliny, které následné průhyby ovlivní. Přesto, že všechny typy se od sebe podstatně liší, z inženýrského pohledu není nutné druhy smršťování rozlišovat. Počítáme tak s celkovým přetvořením od smršťování ϵ_{cs} , které je sumou výše zmíněných komponentů.

Smršťování se zvětšuje v průběhu času, jeho rozvoj se ovšem zpomaluje (viz Obr. 1). Při působení smrštění neporušené části betonu je vyvoláno tahové napětí v betonářské výztuži $E_s \cdot \epsilon_{cs}$. Jeho integrací získáme působící sílu ve výztuži, která vyvolává ohybový moment na prvku kolem neutrální osy průřezu. Tím se mění křivost ohýbaného prvku ($1/r_{sh}$), tedy i průhyb.



Obr. 5 Přetvoření od smršťování

2.4 Relativní vlhkost (RH) vzduchu

Relativní vlhkost vzduchu je definovaná jako poměr mezi hmotností vodní páry, která je vzduchu obsažena a hmotností vodní páry, kterou by obsahoval stejný objem vzduchu, kdyby byl při stejné teplotě a tlaku vodními párami nasycen. (4)

$$RH = \frac{p}{p_{sat}(T)} * 100 \quad 2-4$$

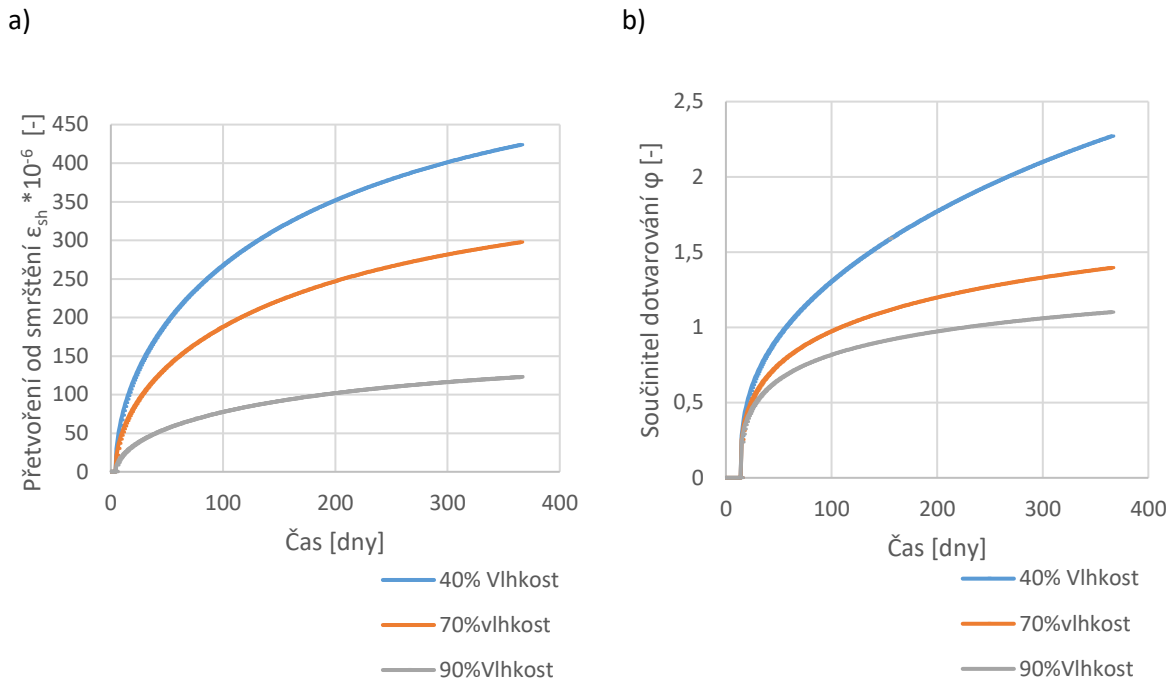
Ze vztahu 2-4 je tak zřejmé, že relativní vlhkost se vztahuje více na rovnováhu mezi vodními tlaky než na celkové množství vody ve vzduchu obsažené.

Relativní vlhkost vzduchu významně ovlivňuje průběh dotvarování a smršťování betonu v průběhu celé životnosti konstrukce. Působí zejména na cementovou složku, ve které z důsledku vlhkosti vznikají kapilární tahy. Betonový agregát se při různých hodnotách relativní vlhkosti chová přibližně stejně, vyvolává spíše omezení smrštění a dotvarování.

V betonu se voda nachází jako chemicky vázaná v pevném stavu, fyzikálně vázaná do povrchu, ve formě vodní páry v systému pórů nebo jako kapalina v pórech. Dokud relativní vlhkost v pórech není v rovnováze s vlhkostí prostředí, betonový prvek dotvaruje a smršťuje rychleji. Pokud je prvek umístěn do suchého prostředí začne vysychat.

Přesto, že dotvarování a smršťování je velice komplexní jev, kterému není ještě plně porozuměno, jeho závislost na vlhkostních změnách je zřejmá a podrobně zdokumentovaná (5). Mezi relativní vlhkostí a reologickými změnami existuje téměř lineární závislost.

Relativní vlhkost působící na betonové konstrukce se v průběhu životnosti mění, v průběhu realizace je prvek vystaven relativní vlhkosti z exteriéru, která se v České Republice pohybuje od 75-80 %. Oproti tomu doporučené relativní vlhkosti vzduchu v interiéru se pohybují okolo 50-60 % (dle ČSN 06 0210).



Obr. 6 a) Závislost přetvoření od smrštění na vlhkosti b) Závislost součinitele dotvarování na vlhkosti

3 Zatížení

3.1 Zatížení proměnná

Proměnná zatížení konstrukce jsou uvažována od lidí, nábytku, spotřebního materiálu, strojů, okolního prostředí atd., vzniklé od běžného provozu a užívání konstrukce. Proměnná zatížení jsou pohyblivá a proměnná v průběhu celého využívání a občas mohou způsobovat i dynamické účinky. Jsou tak velice závislé na sociálních předpokladech využívání, poloze, na oblasti služeb a mechanizace budovy.

Proměnná zatížení se dají zařadit do dvou základních skupin:

- Zatížení užitná
- Zatížení od prostředí (vítr, sníh, déšť, teplota)

Zatížení užitné

Užitná zatížení jsou produktem přítomností a činností lidí nezahrnující vliv zatížení od prostředí. Velikost užitného zatížení je stanovena na základech průzkumů provozu a účelu budovy. Klasifikujeme užitné zatížení dle provozu staveb, kde se doporučuje hodnota užitného zatížení z dostupných údajů typického používání konstrukce.

Zatížení od prostředí

Zatížení od prostředí má vliv na funkčnost budovy v provozu minimální. Při mimořádných situacích se může stát, že zatížení od prostředí způsobí nečekané namáhání a negativně ovlivní možný průběh přetvoření. Do běžného výpočtu ho ovšem započítáváme pouze pokud je zatížení od prostředí nadřazené užitnému. V běžné praxi a území ČR se to ovšem nevyskytuje.

- Zatížení sněhem – viz ČSN EN 1991-1-3
- Zatížení větrem – viz ČSN EN 1991-1-4
- Zatížení teplotou – viz ČSN EN 1991-1-5

Třída trvání zatížení (6)

Jsou charakterizována účinkem konstantního zatížení působící po určitou dobu provozu konstrukce. U proměnných zatížení se tato doba určí odhadem.

Tabulka 2: Třída trvání zatížení konstrukce

Třída trvání zatížení	Doba trvání charakteristického zatížení	Příklad zatížení
Stálé	Déle než 10 let	Vlastní tíha
Dlouhodobé	6 měsíců až 10 let	Skladové zatížení
Střednědobé	1 týden až 6 měsíců	Užitné zatížení, sníh
Krátkodobé	Méně než 1 týden	Užitné zatížení, sníh, vítr
Okamžikové		Vítr, mimořádné zatížení

U krátkodobého proměnného zatížení je předpoklad takový, že konstrukce nestihne projevit účinek dotvarování. Do proměnného zatížení se ovšem započítávají i zatížení s dlouhodobějšími účinky (kupříkladu přemístitelné přičky nebo nábytek). Je tak možné zatížení proměnné rozdělit, část počítat jako dlouhodobou a část jako krátkodobou.

3.2 Zatížení stálá

Jsou taková zatížení, které působí na konstrukci ve fixní poloze a trvale. Taková zatížení se skládají například z vlastní tíhy, konstrukčních vrstev, strojů nebo dalších zařízení trvale připojených ke konstrukci. Stálé zatížení je vždy dlouhodobé a vždy se musí počítat s účinkem dotvarování na konstrukci.

3.3 Zatížení mimořádná

Konstrukce musí být navrženy tak, aby byly během provozu schopny odolat nepříznivým a nepředpokládaným jevům jako výbuchy, nárazy a následky lidských chyb. Pro výpočet průhybů na konstrukci jsou ovšem zanedbána.

3.4 Zatížení nesilová

Nesilové účinky zatížení mají nejvýznamnější vliv na konstrukci ve fázi samotné realizace, kde vzniká namáhání v průřezu prvku například omezením deformace od hydratačního tepla. Při vývoji hydratačního tepla, kdy jádro se ohřívá více než povrchová vrstva konstrukce vzniká tendence prvku k nerovnoměrným tepelným změnám. Následně tak vzniká tlakové napětí v jádru průřezu a tahové při povrchu a prvek má tendenci se deformovat. Při následném zabránění deformace vzniká napětí, která při překročení aktuálně dosažené tahové pevnosti zapříčiní vznik ranných trhlin (viz Obr. 2). U volných prvků jsou tato napětí rovnovážná, tj. normálové síly budou nulové. (7)

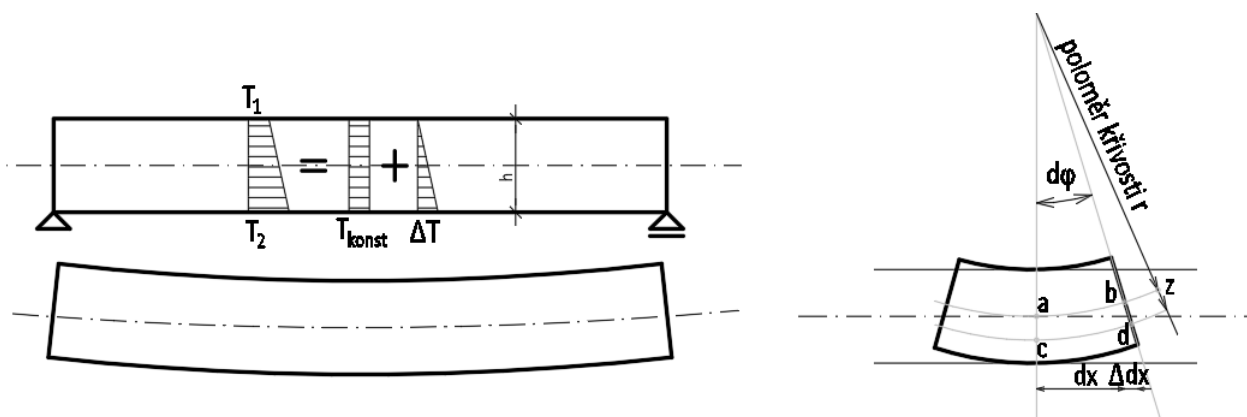
Podobný proces je možný sledovat u vysychání, kdy povrch konstrukce vysychá rychleji než zbytek průřezu. Vzniká tak podobné rozložení napětí jako při vývinu hydratačního tepla. Při symetrických podmínkách jsou i napětí symetrická. Napjatost je obtížné odhadovat v pozdějších fázích, kde dochází k ochlazování jádra a objemové změny se vyrovnávají.

Pokud vznikne trhлина, přerozdělí se napětí a výtzuž se začne aktivovat. To má zásadní vliv na průběh a velikost deformací v pozdější době.

Nerovnoměrné zatížení teplotou

Pokud uvažujeme, že materiál je homogenní a izotropní a teplota je po tloušťce průřezu rozložena lineárně, lze prodloužení plochy v důsledku oteplení spočítat jednoduše. Předpokládejme nárůst teploty na horní ploše a nárůst teploty na dolní ploše. Výsledný nárůst teploty (smrštění) pak lze rozložit do dvou složek viz Obr. 7.

Chování betonové konstrukce při nerovnoměrném zatížení teplotou je velice podobné jako při smršťování prvku nerovnoměrně vyztuženého, případně rovnoměrného s trhlinami při jednom líci. Tento fakt se dá pak využít při analýze prvku výpočetním softwarem, které většinou umožňují prvek nerovnoměrně tepelně zatížit, nebo vložit přímo křivost na místo zatěžování. Analogický výpočet je možný pomocí Mohrovi analogie (viz kapitola 4.5.1). Při výpočtu křivosti od smršťování je možné za použití vzorce 3-1 zpětně dopočítat rozdíl teplot působící na prvku a nahradit tak přetvoření od smršťování přetvořením od nerovnoměrného zatížení teplotou.



Obr. 7 Nerovnoměrné zatížení teplotou na konstrukci

$$w'' = -\frac{1}{r} = -\frac{\alpha_t * \Delta T}{h}$$

3-1

Kde

- $\frac{1}{r}$ křivost na nosníku od nerovnoměrného zatížení teplotou
- α Teplotní součinitel délkové roztažnosti
- ΔT rozdíl teplot při horním a dolním povrchu prvku
- h Výška prvku

3.5 Kombinace zatížení (6)

Kombinace zatížení pro mezní stav použitelnosti se uvažují jako pro provozní zatížení konstrukce, zatímco pro mezní stav únosnosti se uvažuje extrémní využití materiálu, sčítá tak nepříznivé účinky

zatížení, které všechny působí zároveň. Pro mezní stav použitelnosti jsou ovšem definovány kombinace, které splňují podmínky provozuschopnosti a použitelnosti a jsou definovány následujícími kombinacemi:

- a) Charakteristická kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad 3-2$$

Charakteristická kombinace se používá pro nevratné mezní stavy. V mezním stavu použitelnosti se jedná například o vznik trhlin.

- b) Častá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad 3-3$$

Častá kombinace se používá pro vratné mezní stavy.

- c) Kvazistálá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \Psi_{2,i} * Q_{k,1} \quad 3-4$$

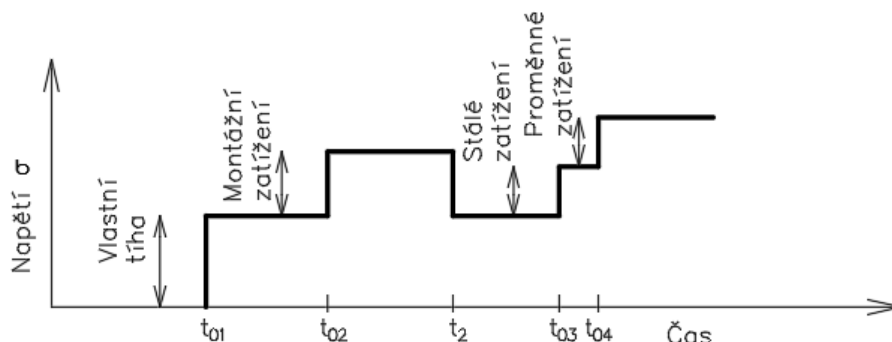
Kvazistálá kombinace se používá pro vratné mezní stavy, pro dlouhodobé účinky a ověření vzhledu konstrukce (průhyb atd.)

Kde

$G_{k,j}$	Charakteristická hodnota součtu stálých zatížení (pro $j \geq 1$) působící na konstrukci
$Q_{k,1}$	Charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
$Q_{k,i}$	Charakteristická hodnota vedlejších proměnných zatížení (pro $i > 1$)
Ψ	Kombinační součinitel, který vyjadřuje pravděpodobnost zatížení pro určitý typ konstrukcí (viz ČSN EN 1991-1-1)

3.6 Historie zatěžování

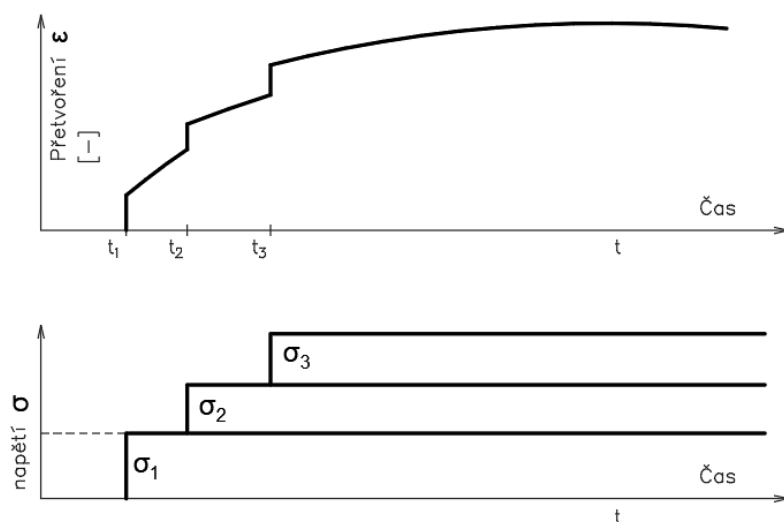
Jedním z nejdůležitějších faktorů při výpočtu časově závislých průhybů je historie zatěžování, konkrétně v průběhu výstavby a rané fáze provozu konstrukce. Z finančních důvodů je požadováno, aby cyklus výstavby podlaží byl co nejvíce urychlen. In-situ jsou tak železobetonové stropní konstrukce vystavovány významným namáháním už v průběhu výstavby. Před koncem tvrdnutí je možnost odhadů tahové pevnosti téměř nereálná, což podmínky pro vznik trhlin a stanovení limitního zatížení na konstrukci v průběhu výstavby komplikuje. V průběhu betonáže, je tento problém řešen množstvím dočasných podpor pod bedněním stropní konstrukce, do chvíle, kdy je prvek schopen bezpečně přenést vlastní tíhu. V mnoha případech se stává, že montážní zatížení překročí zatížení provozní. Může tak zůstat na prvku trvalá deformace od zatížení, případně i trhliny snižující tuhost, což bude negativně ovlivňovat celkový průhyb v době užívání.



Obr. 8 Přibližné znázornění zatížení v průběhu výstavby a začátku používání konstrukce (8)

Historie zatěžování na desce se nedá přesně předvídat, ovšem je možné stanovit obстойné odhady závislé na posloupnosti stavebních prací a na přijatých limitních montážních zatíženích. Průhyby pak podléhají velikosti a době po kterou jsou prvky zatíženy a na dosažené tahové pevnosti betonu.

3.6.1 Vliv historie zatěžování na součinitel dotvarování

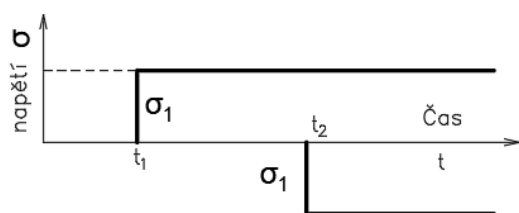


Obr. 9 Superpozice projevů dotvarování

$$\varepsilon = \frac{\sigma_1 * (1 + \varphi(t, t_1))}{E(t_1)} + \frac{\sigma_2 * (1 + \varphi(t, t_2))}{E(t_2)} + \frac{\sigma_3 * (1 + \varphi(t, t_3))}{E(t_3)} + \dots \quad 3-5$$

Historie zatěžování konstrukcí má zásadní dopad na celkový průběh a vliv dotvarování během životnosti konstrukce. Přesné určení součinitele dotvarování φ pak vychází ze vztahu 3-5. Dotvarování betonu z počátku probíhá rychleji, zatěžování v průběhu výstavby konstrukce bude mít tak zásadní vliv. Historie zatěžování při výstavbě se ovšem v projekční fázi nedá předpovídat. Je tak zřejmé, že zatěžování se musí ve fázi výstavby dostatečně kontrolovat a omezovat, aby se výpočet finálního přetvoření na konci životnosti nejlépe blížil skutečnosti.

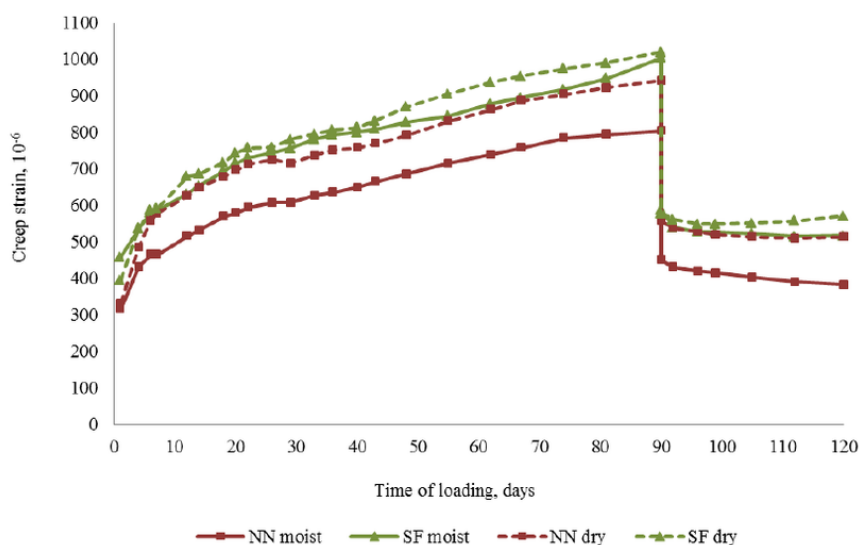
U vztahu 3-5 se předpokládá, že veškeré napětí na konstrukci je menší než cca 40 % celkové pevnosti betonu. Pokud je celková 40 % hodnota pevnosti betonu překročena nejedná se o lineární dotvarování, a průběh dotvarování nebude možno správně předpovídat.



Obr. 10 Průběh napětí ke vztahu 3-6

$$\varepsilon = \frac{\sigma_1 * (1 + \varphi_{(t,t_1)})}{E_{(t_1)}} - \frac{\sigma_1 * (1 + \varphi_{(t,t_2)})}{E_{(t_2)}} \quad 3-6$$

Pokud je konstrukce zatížena napětím σ v čase t_1 a je v následném čase t_2 odtižena konstrukce se nepřestane dotvarovat. Tento jev je dokázán ve vztahu 3-6, kdy součinitel dotvarování a modul pružnosti betonu jsou časově závislými hodnotami. Deformace betonu se tedy mění i když beton již není zatížen. Tento jev je silně závislý na použitém betonu a jeho prostředí (viz Obr. 11)



Obr. 11 Vratné a nevratné dotvarování betonu pro různé prvky v suchém a vlhkém prostředí (9)

3.7 Vznik trhlin

3.7.1 Vznik trhlin před zatvrdnutím betonu

Trhliny se v betonovém prvku mohou objevit už v průběhu prvního dne po zhotovení, předtím, než jsou na konstrukci vnesena jakákoliv zatížení. Prvotní napětí v konstrukci mohou způsobovat teplotní rozdíly v betonu (hydratační teplo, teploty okolního prostředí viz kapitola 3.4). Trhliny se objeví, pokud prvek překročí rozvíjející se tahovou pevnost betonu (Obr. 2).

Dle použité cementové směsi a typu cementu se teplota uvnitř betonové konstrukce může pohybovat mezi 20 až 60 °C pro prvky o velikosti 30 až 90 cm v průběhu prvních dvou dní po vylití směsi. Pokud je prvku umožněno rychlé ochlazení, napětí může překročit dosaženou tahovou pevnost. Tento proces může způsobit vznik mikrotrhlin, které mohou nakonec zapříčinit snížení výsledné tahové pevnosti po zatvrdnutí betonu. Výztuž je schopna přenést většinu nechtěných tahových napětí, ovšem

trhliny nevyklučuje. V této fázi není soudržnost mezi výztuží a není plně rozvinutá. Je nutné tak přecházet vzniku trhlin pomocí redukce tepelných rozdílů mezi betonovým prvkem a prostředím. (10)

Tento jev se dá opatřit několika faktory:

Výběr cementové směsi

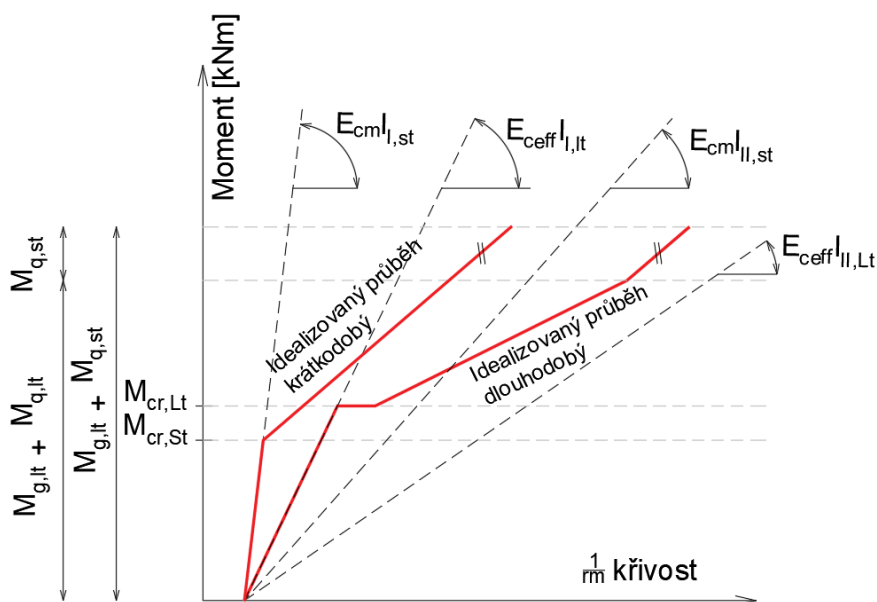
Výběrem cementu s nízkým počátečním hydratačním teplem můžeme omezit vznik trhlin před zatvrdnutím betonu. Je tak ideální použít cement s nižší vazností (lépe 32,5 než 42,5), případně cement s nižším obsahem slínku (lépe CEM III a CEM II/B než CEM I). (10)

Ošetřováním

Vypařování vody může být zabráněno ošetřováním nezatvrdlé betonové směsi zakrytím, případně rosením vodou. Nadměrné vysychání konstrukce může způsobovat zvětšení průběhu smršťování a dotvarování konstrukce viz kapitola 2.4.

3.7.2 Vznik trhlin po zatvrdnutí betonu

Překročení tahové pevnosti betonu zapříčiněné stálým a proměnným zatížením je nejčastější příčinou vzniku trhlin po zatvrdnutí betonu. Trhliny mohou být zapříčiněny omezením deformací z teplotních změn, smrštění a dotvarování betonu, případně z nerovnoměrného sedání základových konstrukcí. Teplotní rozdíly jsou důležitým faktorem hlavně u mostních konstrukcí, v případě pozemních staveb se nosné železobetonové deskové konstrukce běžně nacházejí v teplotně ustáleném interiéru, teplotní rozdíly tak nemají vliv na vznik trhlin po zatvrdnutí.



Obr. 12 Závislost mezi ohybovým momentem a přetvárnou veličinou (křivostí), před a po vzniku ohybových trhlin pro dlouhodobé a pro krátkodobé účinky

Kde

E_{cm} Střední hodnota modulu pružnosti

E_{ceff} Efektivní hodnota modulu pružnosti dle vztahu 1-3

$M_{cr,ST/LT}$ Moment na vzniku trhlin pro krátkodobý/dlouhodobý stav zatížení

$M_{g,ST/LT}$	Moment od stálého zatížení pro krátkodobý/dlouhodobý stav
$M_{q,ST/LT}$	Moment od proměnného zatížení pro krátkodobý/dlouhodobý stav
I_I	Moment setrvačnosti prvku bez trhlin
I_{II}	Moment setrvačnosti s plně rozvinutými trhlinami

4 Výpočet průhybů jednosměrně pnutých konstrukcí

Výpočet průhybů jednosměrně pnutých konstrukcí je proveden na třech modelech.

- Deska postě podepřená
- Deska vetknutá
- Deska o třech polích

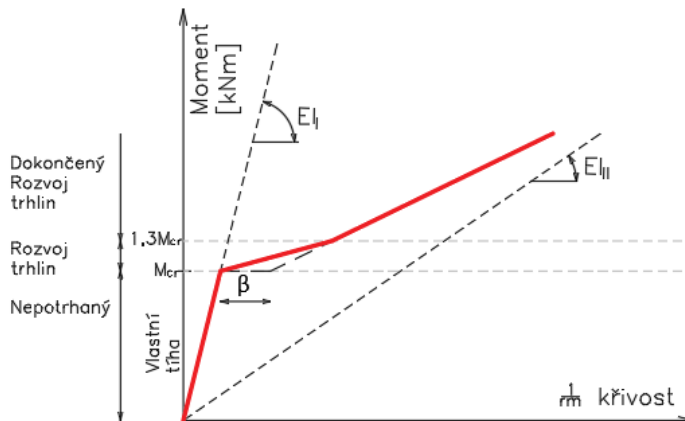
Při výpočtu průhybů železobetonových desek se předpokládáný stav navrhované konstrukce pohybuje mezi stavem s plně rozvinutými trhlinami a stavem, kdy je konstrukce bez ohybových trhlin (Obr. 12). Pokud je nosník ekonomicky navržený a nenachází se zde podmínky omezení trhlin v konstrukci (bílá vana, předepnuté nosníky atd.), trhliny budou vznikat a z toho důvodu je nutno v rámci návrhu adekvátně upravit hodnotu ohybové tuhosti. Ve výpočetní části diplomové práce jsou veškeré konstrukce ve stavu bez ohybových trhlin značeny „I“ (I_I, x_I, f_I) a veškeré prvky s plně rozvinutými trhlinami označeny římskou „II“ (I_{II}, x_{II}, f_{II}). Interpolací tak mezi nimi vznikají nové hodnoty průřezových veličin značené jako „ideal“ (I_{ideal}). Interpolace mezi těmito stavy je vypočtena pomocí součinitele ζ .

Součinitel ζ pro prostý ohyb

$$\zeta = I - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{E,k}} \right)^2 \quad 4-1$$

Pro výpočet trhlin se nabízí použití kvazistálé kombinace zatížení, ze kterého vychází celý výpočet průhybů. Norma ovšem definuje, že jakýkoli nevratný mezní stav konstrukce, kterým vznik trhlin je, se počítá z kombinace charakteristické dle vztahu 3-2.

Součinitel β , který zohledňuje dobu trvání zatížení nebo jeho opakování na průměrnou hodnotu poměrného přetvoření ve vztahu 1-2. Pro krátkodobé zatížení se součinitel $\beta=1,0$, pro dlouhodobé $\beta=0,5$. Při dlouhodobém zatížení tento součinitel zohledňuje rozvoj trhlin, který se projevuje hlavně mezi $1,0-1,3M_{cr}$. Trhliny se při konstantním dlouhodobém napětí v prvku rozevírají z počátku rychleji, poté dojde k ustálení a rozvoj se zpomalí viz Obr. 13.



Obr. 13 Závislost ohybového momentu na křivosti pro dlouhodobý účinek zatížení s upřesněným rozvojem trhlin

Průhyby od dlouhodobého zatížení

Výpočet průhybů na železobetonové konstrukci se dále musí rozdělit dle třídy trvání zatížení. Zatížení, která působí na konstrukci dlouhodobě vyvolá účinky dotvarování, které jsou do výpočtu vneseny pomocí součinitele dotvarování φ a snižují střední hodnotu modulu pružnosti E_{cm} na hodnotu $E_{c,eff}$. Hodnota efektivního modulu pružnosti $E_{c,eff}$ je časově závislou hodnotou na faktorech popsané v kapitole 2.2. Všechny hodnoty spadající do výpočtu přetvoření od dlouhodobého zatížení se značí indexem „LT“ ($I_{I,lt}$, $I_{II,lt}$, α_{lt}). Hodnota momentu $M_{e,k}$ ve vztahu 4-1 je z charakteristické kombinace zatížení

Součinitelem dotvarování se tedy zohledňuje nárůst průhybů prvku: fiktivní změkčení prvku je dáno poklesem efektivního modulu pružnosti. Ve skutečnosti ale k žádnému poklesu modulu pružnosti betonu nedochází, modul pružnosti betonu čase spíše narůstá vlivem pokračující hydratace cementu. Účinný modul pružnosti je pouze výpočetní nástroj.

Průhyby od krátkodobého zatížení

Předpokladem krátkodobého zatížení konstrukce je, že zatížení nepůsobí na konstrukci v takovém časovém intervalu, aby se projevilo dotvarování betonu. Přesto k dotvarování od krátkodobého zatížení dochází. Toto dotvarování je ale zanedbatelné a počítá se střední hodnotou modulu pružnosti E_{cm} . Všechny hodnoty spadající do výpočtu přetvoření od krátkodobého zatížení se značí indexem „ST“ ($I_{I,st}$, $I_{II,st}$, α_{st})

Důležitost krátkodobého stavu zatížení pro výpočet přetvoření je stanovena ze závislosti na momentu při vzniku trhlin. $M_{cr,st}$, která je v zásadě menší než $M_{cr,lt}$ jak lze vidět z Obr. 12. V podrobném výpočtu přetvoření je tento jev nutno zohlednit. Vznik trhlin na konstrukci je nevratný proces a pokud dle výpočtu v krátkodobém stavu zatížení ohybové trhliny dle vztahu 4-1 vzniknou a v dlouhodobém ne, součinitel ζ se musí upravit na hodnotu $\zeta=0,5$.

4.1 Postup výpočtu dle nomy ČSN EN 1992-1-1 ed.2

Normový výpočet jednosměrně pnutých železobetonových konstrukcí vychází z interpolace mezi průhyby na nosníku před vznikem trhlin a na nosníku s ukončeným rozvojem trhlin v průřezu. Vycházíme ze známých výpočetních metod jako je například silová metoda.

Z kapitoly 4 vyplývá, že je zapotřebí čtyř výpočetních modelů, které mění vstupní údaje v závislosti na trhlínách a třídách trvání zatížení. Modely rozdělujeme:

Dlouhodobé zatížení bez trhlin

- Vstupní data $I_{I,Lt}$, $\alpha_{I,Lt}$, $E_{c,eff}$

Dlouhodobé zatížení s plně rozvinutými trhlinami

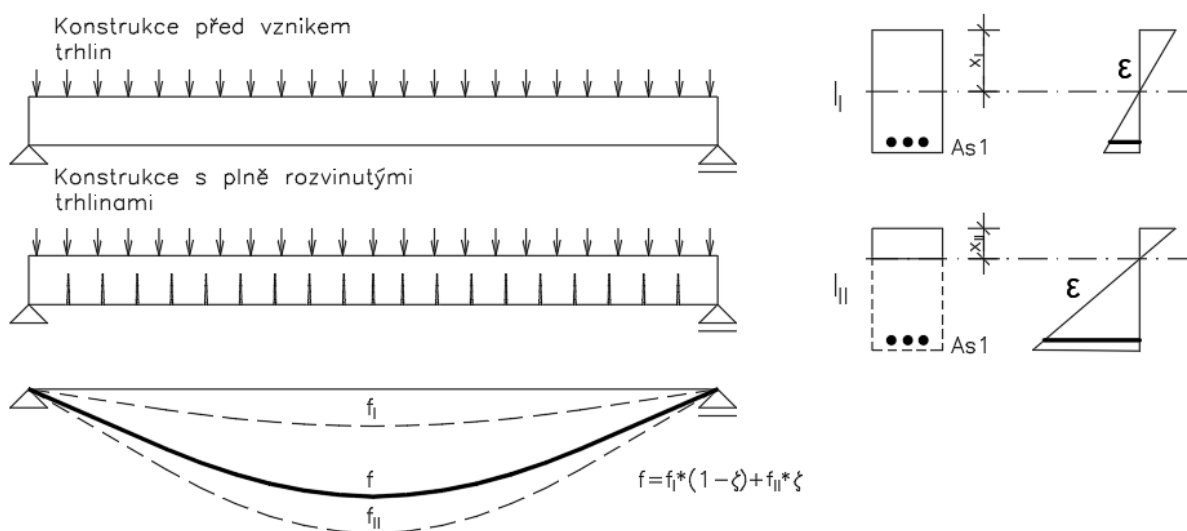
- Vstupní data $I_{II,Lt}$, $\alpha_{II,Lt}$, $E_{c,eff}$

Krátkodobé zatížení bez trhlin

- Vstupní data $I_{I,St}$, $\alpha_{I,St}$, E_{cm}

Krátkodobé zatížení s plně rozvinutými trhlinami

- Vstupní data $I_{II,St}$, $\alpha_{II,St}$, E_{cm}



Obr. 14 Výpočet průhybů dle norem

4.2 Postup výpočtu s respektováním proměnných ohybových tuhostí po délce nosníku

Tato Metoda výpočtu je postavena na předpokladu, že v každém místě konstrukce s odlišným ohybovým momentem je možné samostatným výpočtem určit skutečný stav konstrukce mezi nepotrhaným prvkem a prvkem s plně rozvinutými trhlinami. Součinitel ζ vypočtený dle vzorce 4-1 závislý na momentu od zatížení M_{ek} a momentu při vzniku trhlin M_{cr} určuje odhadovanou velikost a důsledek trhlin v prvku. Pokud $M_{ek} < M_{cr}$, hodnota součinitele je $\zeta=0$ a dle vztahu 1-1 vyplývá, že v této části se konstrukce deformuje jako konstrukce před vznikem trhlin, tudíž $I_{ideal}=I_I$. Ve chvíli, kdy je hodnota momentu při vzniku trhlin překročena $M_{ek} > M_{cr}$ součinitel ζ se pohybuje pro krátkodobý stav $0 < \zeta < 1$ a dlouhodobý stav $0,5 < \zeta < 1$. Po úpravách vztahu 1-1, dostáváme vztah 4-2 učený pro výpočet poddajnosti průřezu prvku po vzniku trhlin.

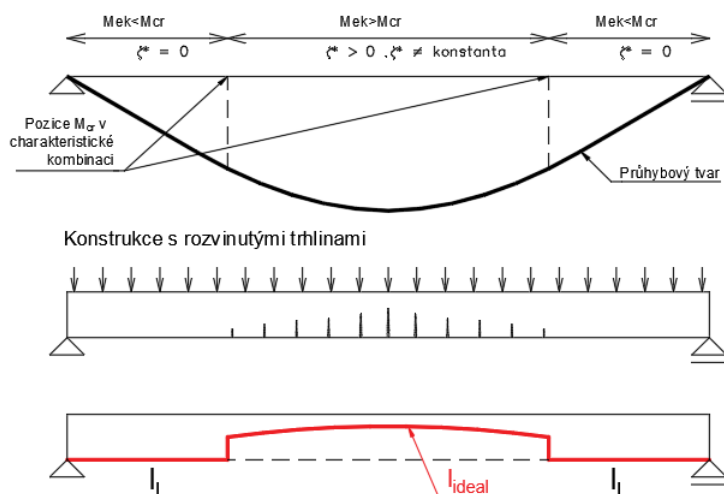
$$\frac{1}{E * I_{ideal}} = \frac{1}{E * I_I} * (1 - \zeta) + \frac{1}{E * I_{II}} * \zeta \quad 4-2$$

Pokud je výpočet proveden v daném krátkodobém nebo dlouhodobém stavu, modul pružnosti je jasně stanovený a je možné vztah 4-2 dále upravovat na výsledný vzorec 4-3.

$$I_{ideal} = \frac{I_I * I_{II}}{I_I * \zeta + (1 - \zeta) * I_{II}} \quad 4-3$$

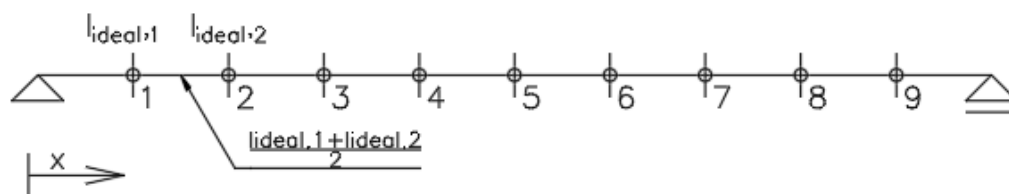
Ideální moment setrvačnosti I_{ideal} určuje předpokládaný stav prvku interpolací mezi momentem setrvačnosti bez trhlin I_I a momentem setrvačnosti s plně rozvinutými trhlinami I_{II} . Tato hodnota momentu setrvačnosti je brána jako vypovídající z důsledků ovlivnění prvku trhlinami a jejich následnou velikostí v daném čase.

Z uvedeného znění normy dle kapitoly 1 vyplývá, že součinitel ζ je konstantou. Pokud je nosník rozdělen na úseky a je využit postup metody s respektováním ohybových tuhostí po délce nosníku, součinitel ζ se stává proměnnou. Pro potřeby výpočtu diplomové práce je při využití metody součinitel ζ nahrazen součinitelem ζ^* .



Obr. 15 Závislost I_{ideal} na součiniteli ζ^* v metodě s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku

Tuhost je tak proměnná po celé části nosníku, není tak výhodné využívat konzervativní metody pro výpočet přetvoření. Je využita metoda konečných prvků v statickém výpočetním softwaru, kde prvek je rozdělen na úseky o libovolné délce. Každý úsek má manuálně nastavený moment setrvačnosti a modul pružnosti, který je průměrem počátečních a koncových hodnot bodu prvku.



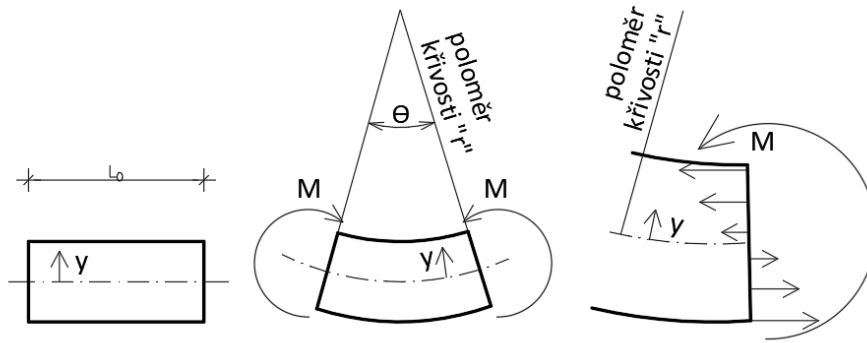
Obr. 16 Rozdělení tuhostí na nosníku ve výpočtu s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku

4.3 Postup přibližným výpočtem přepočtem křivostí z tabulek

Křivost $\frac{1}{rm}$ je přetvárnou veličinou, která se dle znění normy může interpolovat stejným způsobem jako přetvoření pomocí součinitele ζ .

Křivost od ohybu

Definice křivosti vychází ze základních principů geometrie a mechaniky. Základní principy jsou odvozeny takto:



Obr. 17 Křivost od ohybového momentu

Ohybový moment M , působící na průřez od vlivu napětí se dá spočítat jako:

$$M = \int_A r * dF = - \int_A y * \sigma_x dA$$

Kde y je rameno působícího momentu;

$\sigma_x dA$ je síla na průřezu

Délka oblouku $L=r*\theta$, kde θ je úhel a r je poloměr křivosti

Dále při odvozování používáme Hookův zákon $\sigma = E*\epsilon$

$$L_0 = r\theta$$

$$L = (r - y)\theta$$

$$\epsilon_x = \frac{\Delta L}{L} = \frac{L - L_0}{L_0} = \frac{(r - y)\theta - r\theta}{r\theta}$$

$$\epsilon_x = -\frac{y}{r}$$

$$\sigma_x = -\frac{Ey}{r}$$

$$M = - \int_A y * \left(\frac{-Ey}{r}\right) dA = \frac{E}{r} * \int_A y^2 dA$$

Zbývající integrál je velice důležitý. Vychází z principů geometrie a je nazýván moment setrvačnosti I_y .

$$I_y = \int_A y^2 dA$$

Při dosazení je tak vyčíslená výsledná křivost:

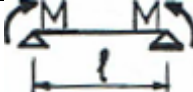

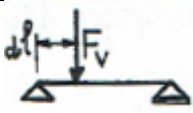
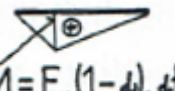


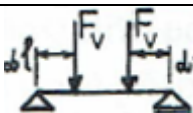
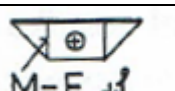
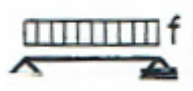
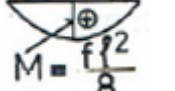

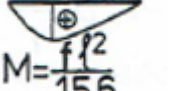



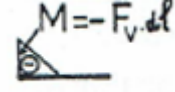

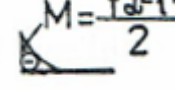
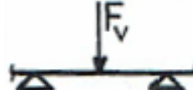
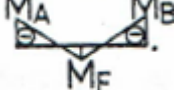
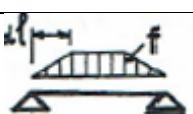

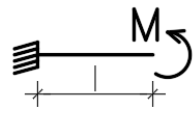
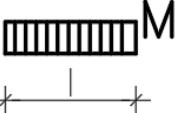
$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI}$$

$$f = kl^2 * \frac{1}{r_m}$$

4-4

Kde $\frac{1}{r_m}$ je křivost od zatížení $\frac{M}{EI}$, případně nahrazená hodnotou $\frac{1}{r_{sh}}$ křivosti od smršťování

Tabulka 3: Koeficienty k pro přibližný přepočítání křivosti na průhyby (11)

i	Schéma	Průběh momentů	k
1			0,125
2		$M = F_v \cdot (1-d) \cdot dl$ 	$\frac{3 - 4\alpha^2}{48(1 - \alpha)}$
3			0,625
4		$M = F_v \cdot dl$ 	$0,125 - \frac{\alpha^2}{6}$
5		$M = \frac{f l^2}{8}$ 	$\frac{5}{48}$
6		$M = \frac{f l^2}{15,6}$ 	0,102
7		M_A, M_B, M_F 	$\frac{5}{48} * \left(1 - 0,1 \frac{ M_a + M_b }{M_F} \right)$
8		$M = -F_v \cdot dl$ 	$\frac{\alpha(3 - \alpha)}{6}$
9		$M = -\frac{f d^2 l^2}{2}$ 	$\frac{\alpha(4 - \alpha)}{12}$
10		M_A, M_B, M_F 	$0,083 * \left(1 - \frac{ M_a + M_b }{4 M_F} \right)$
11		$M = \frac{f l^2}{24} (3 - 4d)$ 	$\frac{1}{80} * \frac{(5 - 4\alpha^2)^2}{(3 - 4\alpha^2)}$
12			0,5

Odvození koeficientu k pro schéma 5:

Průhyb:

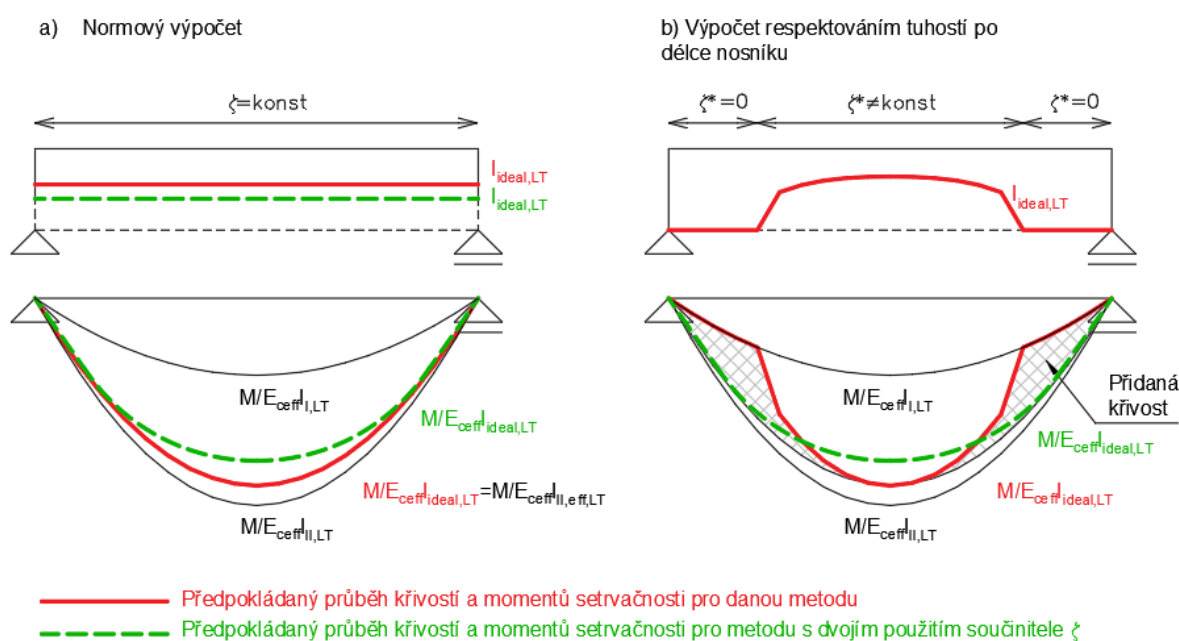
$$\delta = \frac{5}{48} * l^2 * \frac{1}{r_m} = \frac{5}{48} * l^2 * \frac{M}{EI} = \frac{5}{48} * l^2 * \frac{\frac{1}{8} * f * l^2}{EI} = \frac{5}{384} * \frac{f * l^4}{EI}$$

Metoda přepočtu křivostí vychází z principů silové metody se zjednodušenými tabulkovými hodnotami součinitele k uvedené v Tabulka 3 pro proporcionální vztah mezi momentem a křivostí ($EI = \text{konstantní}$). Použitím této metody se celkový postup urychlí a zjednoduší. Dalšími výhodami je možné použití u staticky neurčitých konstrukcí, kde by se pro běžné výpočty musela využít deformační metoda nebo analýza staticky výpočetními softwary.

4.4 Postup výpočtu s dvojnásobným využitím součinitele ζ

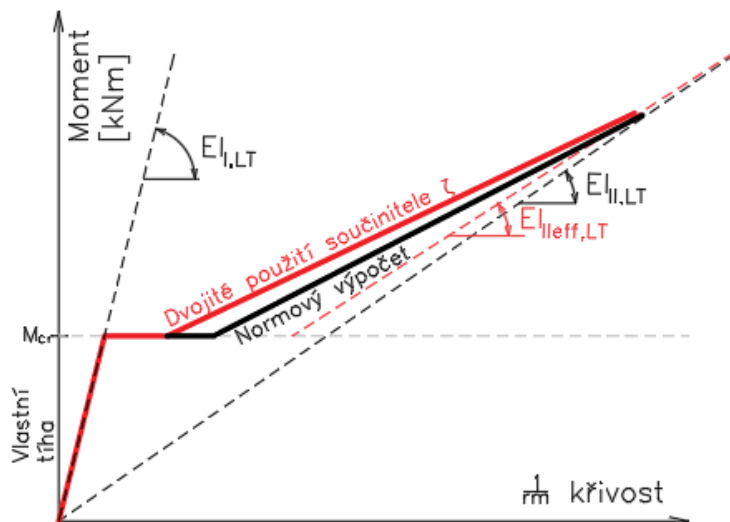
Rozdílem mezi výpočtem s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku a normovým výpočtem je zanedbání nepotrhané a méně potrhané části po délce konstrukce. Z toho důsledku je při výpočtu dle norem křivost na nosníku větší, což může způsobit až 10% nárůst výsledků (viz Obr. 18). Dle teorie Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilcha (12), je možné tento nárůst zredukovat pomocí dvojitého použití součinitele ζ . Moment setrvačnosti plně potrhaného průřezu nahradím novou hodnotou $I_{II,eff}$ dle vztahu 4-5.

$$I_{II,eff} = \frac{I_I * I_{II}}{I_I * \zeta + (1 - \zeta) * I_{II}} \quad 4-5$$



Obr. 18 a) Křivost normového výpočtu a výpočtu s dvojitým využitím ζ b) výpočet pomocí metody s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku

Při metodě výpočtu pomocí dvojitého součinitele ζ se změní ohybová tuhost průřezu s plně rozvinutými trhlinami. To způsobí změnu závislosti křivosti na momentu dle Obr. 19. Výsledné průhyby se tak zredukovat dle nových hodnot. Je zřejmé, že největší rozdíl výsledných průhybů se bude vyskytovat těsně po překročení momentu na vzniku trhlin, kde hodnota součinitele ζ je přibližně 0,5-0,7 pro dlouhodobý stav zatížení a 0-0,7 pro krátkodobý stav zatížení.



Obr. 19 Závislost křivosti na momentu pro dlouhodobé trvání zatížení při použití dvojitě použitý součinitele ζ

4.5 Výpočet průhybů od smršťování

Při působení smrštění neporušené části betonu je vyvoláno tahové napětí v betonářské výztuži $E_s \cdot \epsilon_{cs}$. Jeho integrací získáme působící sílu ve výztuži, která vyvolává ohybový moment na prvek kolem neutrální osy průřezu. Tím se mění křivost ohýbaného prvku ($1/r_{sh}$), tedy i průhyb.

$$w'' = \frac{M}{E_c \cdot I} = \frac{1}{r_m}$$

$$M = A_{sprov} \cdot \epsilon_{sh} \cdot E_s \cdot y$$

$$\frac{1}{r_{sh}} = w'' = \frac{A_{sprov} \cdot \epsilon_{sh} \cdot E_s \cdot y}{E_c \cdot I}$$

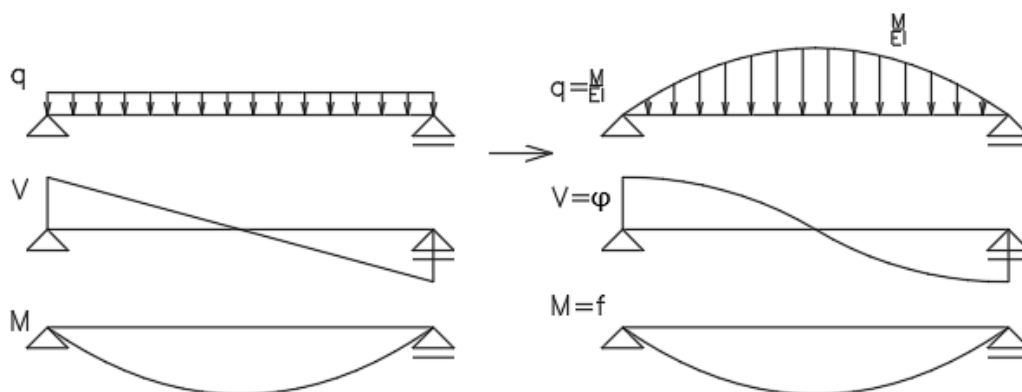
$$\frac{1}{r_{sh}} = \epsilon_{sh} \cdot \alpha_e \cdot \frac{A_{sprov} \cdot (d - x)}{I} \quad 4-6$$

Při výpočtech smršťování, která vychází ze vztahu 4-6 je výsledkem křivost od smršťování. Pro výpočet průhybů je ideální využití Mohrovi analogie, která slouží k přepočtu křivostí na průhyby pomocí derivačně-integrační závislosti.

4.5.1 Využití Mohrovy analogie pro výpočet smršťování na nosníku (desce) o jednom poli (11)

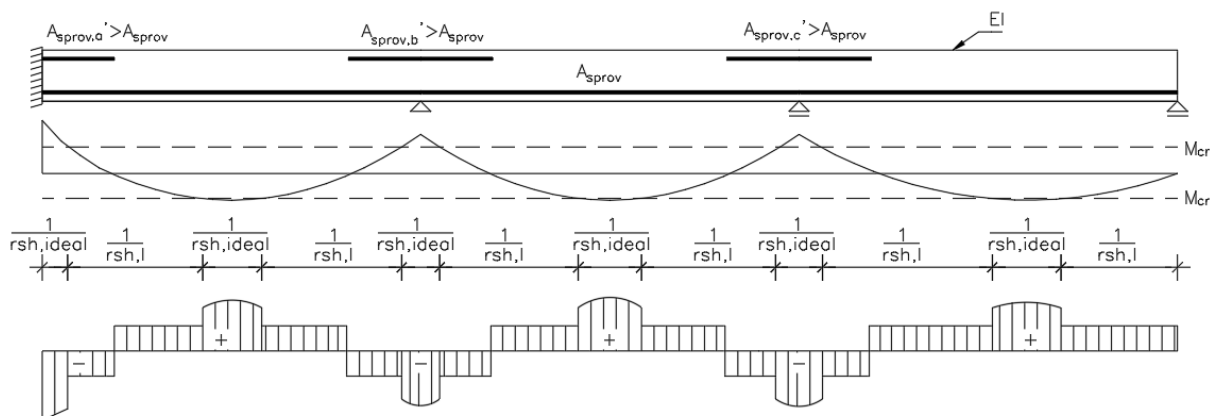
Mohrova analogie vychází z principů, že deformační křivka na nosníku může být považována za průběh ohybových momentů, které byly vytvořeny imaginárními silami, jejichž velikost je stejná jako skutečné ohybové momenty násobené poddajností konstrukce. Využívá derivačně-integrační závislost mezi zatížením, vnitřními silami a deformacemi, viz Obr. 20.

$$\text{Kdy } q = -V' = -M'' = w^{IV} EI$$

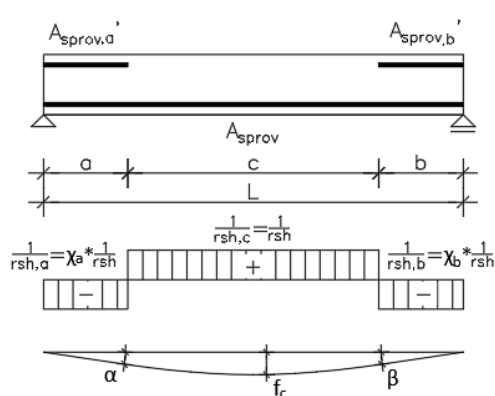


Obr. 20 Využití Mohrovy analogie na prostém nosníku

Mezi křivostí a momentem je proporcionální vztah, který umožňuje změny v ohybové tuhosti a vyztužení prvku započítat do velikosti zatížení. Křivost spočítaná ze vztahu 4-6 tak musí být měněna v závislosti na vzniku trhlin a změnách vyztužení, přičemž tuhost modelovaného prvku zůstává konstantní, což výpočet značně zjednodušuje, viz Obr. 21. Smršťování působí na nosník v průběhu celé životnosti konstrukce, přetvoření se tak počítá jako dlouhodobé při použití E_{ceff} .



Obr. 21 Křivost od smršťování na daném nosníku s ohledem na trhliny

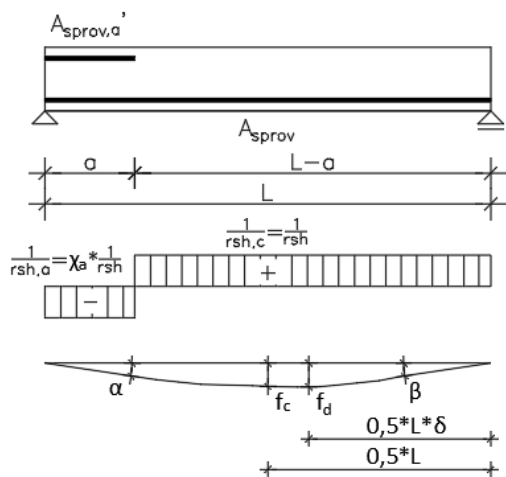


$$\alpha = \left[\left(\frac{a^2}{L^2} - \frac{2a}{L} \right) * (1 + \chi_a) - \frac{b^2}{L^2} * (1 + \chi_b) + 1 \right] * \frac{L}{2} * \frac{1}{R_{sh}} \quad 4-7$$

$$\beta = \left[\left(\frac{b^2}{L^2} - \frac{2b}{L} \right) * (1 + \chi_b) - \frac{a^2}{L^2} * (1 + \chi_a) + 1 \right] * \frac{L}{2} * \frac{1}{R_{sh}} \quad 4-8$$

$$f_c = \left[\frac{1}{8} - \frac{a^2}{4L^2} * (1 + \chi_a) - \frac{b^2}{4L^2} * (1 + \chi_b) \right] * L^2 * \frac{1}{R_{sh}} \quad 4-9$$

Obr. 22 Přetvoření a pootočení od smrštění u prostého nosníku s vyztužením na podporami (11)



$$\alpha = \left[\frac{a}{L} * \left(\frac{a}{L} - 2 \right) * (1 + \chi_a) + 1 \right] * \frac{L}{2} * \frac{1}{R_{sh}} \quad 4-10$$

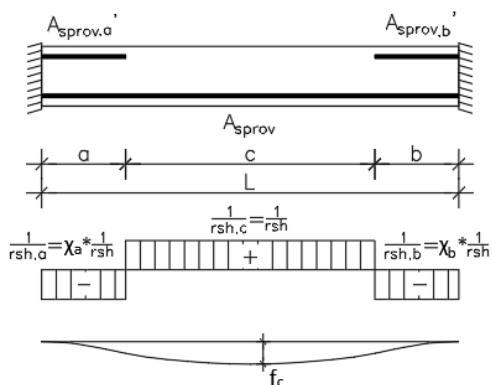
$$\beta = \left[1 - \frac{a^2}{L^2} * (1 + \chi_a) \right] * \frac{L}{2} * \frac{1}{R_{sh}} \quad 4-11$$

$$f_c = \left[\frac{1}{8} - \frac{a^2}{4L^2} * (1 + \chi_a) \right] * L^2 * \frac{1}{R_{sh}} \quad 4-12$$

$$f_d = \left[\frac{\delta}{8} * (2 - \delta) - \frac{a^2}{4L^2} * (1 + \chi_a) * \delta \right] * L^2 * \frac{1}{R_{sh}} \quad 4-13$$

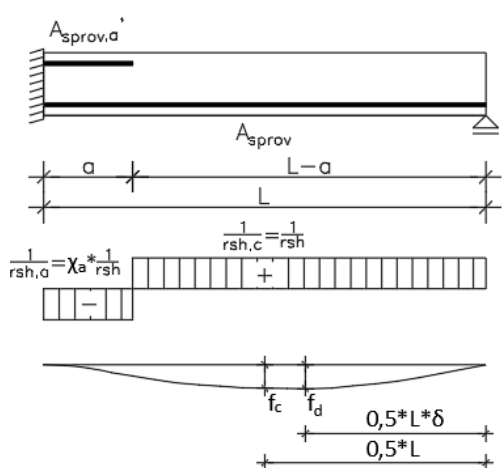
$$\delta = 1 - \frac{a}{L} \quad 4-14$$

Obr. 23 Přetvoření a pootočení od smrštění u prostého nosníku s vyztužením na podporách (11)



$$f_c = \left[\frac{1}{8} - \frac{a^2}{4L^2} * (1 + \chi_a) \right] * L^2 * \frac{1}{R_{sh}} \quad 4-15$$

Obr. 24 Přetvoření a pootočení od smrštění u obousměrně vetknutého nosníku s vyztužením nad podporami (11)



$$f_c = \frac{1}{32} \left[\frac{a}{L} * (1 + \chi_a) * \left(6 - 11 \frac{a}{L} \right) + 1 \right] * L^2 * \frac{1}{R_{sh}} \quad 4-16$$

$$f_d = \frac{\delta}{32} \left[\frac{a}{L} * (1 + \chi_a) * \left(8 - \delta^2 - 12 \frac{a}{L} + \frac{\delta^2 a}{L} \right) + 4 * (1 - \delta) + \delta^2 \right] * L^2 * \frac{1}{R_{sh}} \quad 4-17$$

$$f_c = \left[\frac{1}{8} - \frac{a^2}{4L^2} * (1 + \chi_a) - \frac{b^2}{4L^2} * (1 + \chi_b) \right] * L^2 * \frac{1}{R_{sh}} \quad 4-18$$

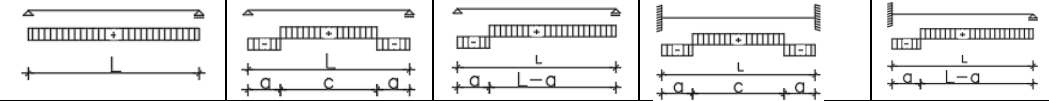
Obr. 25 Přetvoření a pootočení od smrštění u obousměrně vetknutého nosníku s vyztužením nad podporami (11)

$$f = k_{sh} * l^2 * \frac{1}{r_{sh}}$$

4-19

Průhyby od smršťování betonu pole prostého a vetknutého nosníku lze stanovit i s použitím Tabulka 4 podle vztahu 4-19.

Tabulka 4: Hodnoty k_{sh} pro přibližný výpočet průhybů od smršťování (11)

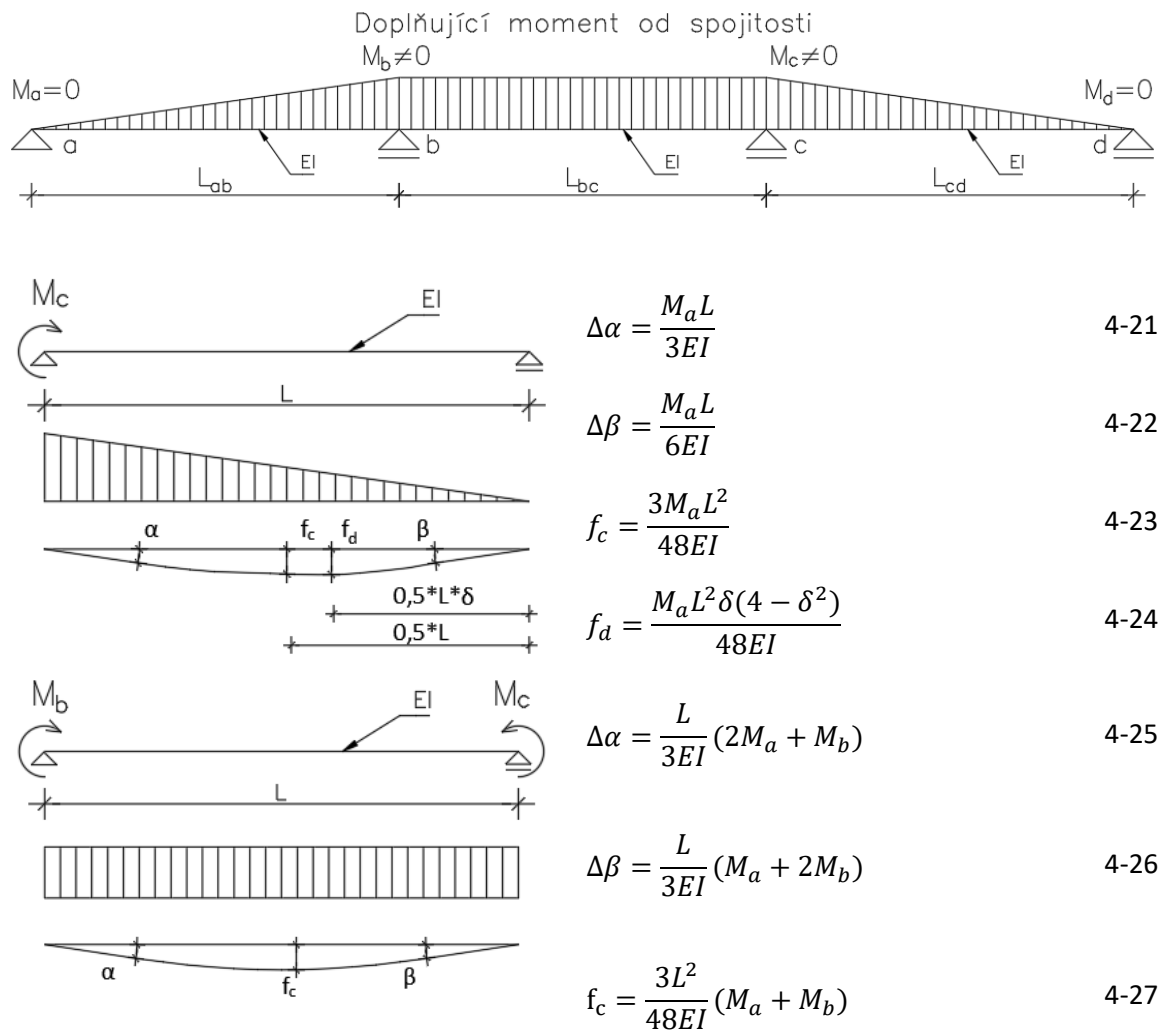
a/l=	X=					
		k_{sh}				
0,15	0,8	0,125	0,1048	0,1149	0,0473	0,0700
	1,0		0,1025	0,1138	0,0525	0,0739
	1,2		0,1003	0,1126	0,0578	0,0778
0,20	0,8		0,0890	0,1070	0,0540	0,0760
	1,0		0,0850	0,1050	0,0600	0,0805
	1,2		0,0810	0,1030	0,0660	0,0849
0,25	0,8		0,0688	0,0969	0,0563	0,0790
	1,0		0,0625	0,0938	0,0625	0,0837
	1,2		0,0563	0,0906	0,0688	0,0884
0,30	0,8		0,0440	0,0845	0,0540	0,0791
	1,0		0,0350	0,0800	0,0600	0,0838
	1,2		0,0260	0,0755	0,0660	0,0885
0,35	0,8		0,0148	0,0699	0,0473	0,0767
	1,0		0,0025	0,0638	0,0525	0,0811
	1,2		-0,0098	0,0576	0,0578	0,0856
0,40	0,8	-0,0190	0,0530	0,0360	0,0721	
	1,0	-0,035	0,0450	0,0400	0,0761	
	1,2	-0,051	0,0370	0,0440	0,0800	

4.5.2 Konstrukce spojitě (staticky neurčité) (11)

Konstrukce staticky neurčité se musí při smršťování betonu přetvořit tak, aby byla zachována spojitost deformace ve styčnicích a podporách. U spojitých nosníků působí dodatečné sekundární momenty (staticky neurčitý momenty) od spojitosti. Dodatečné momenty vyvolávají doplňující křivost, která způsobí splnění okrajových podmínek, viz Obr. 26.

$$M_a * \frac{L_{ab}}{6EI} + M_b * \left(\frac{L_{ab}}{3EI} + \frac{L_{bc}}{3EI} \right) + M_c * \frac{L_{bc}}{6EI} + \varphi_{ba} + \varphi_{bc} = 0$$

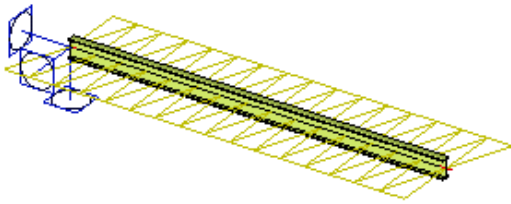
4-20



Obr. 26 Doplňující momenty od spojitosti nosníku na nosníku o třech polích (11)

4.5.3 Výpočet smršťování ve statickém výpočetním softwaru

Většina statických softwarů umožňuje zatížení křivostí, případně zatížení nerovnoměrnou teplotou. Program Scia Engineer umožňuje tento výpočet funkcí jménem ohybové přetvoření. Celý prut může být zatížen ohybovým přetvořením. Přetvoření může být po délce prutu rovnoměrné nebo se může lineárně měnit. Zadání tohoto zatížení a význam jednotlivých parametrů je analogický se spojitým zatížením na prutu.



Obr. 27 Zatížení ohybovým přetvořením na nosníku v programu SCIA Engineer

Pro nedostatek informací ohledně matematického postupu přepočtu ohybového přetvoření musely být všechny výsledky analyticky ověřeny. Výsledky se shodovaly a je tak bezpečné předpokládat, že software využívá stejných nebo podobných principů výpočtu jako Mohrova analogie z kapitoly 4.5.1.

Výpočet ohybových přetvoření v programu SCIA Engineer vychází ze stejných principů Mohrovy analogie z kapitoly 4.5.1. Je tak důležité, aby ohybová tuhost na nosníku zůstala neměnná a veškeré změny ve velikostech křivostí od smršťování (změna vyztužení nebo vznik trhlin) byly zohledněny ve velikosti zatížení, nikoliv na modelovaném prvku.

4.6 Základní údaje příkladu prostě uložené desky

Prvním modelem je desková konstrukce prostě uložená o délce rozpětí 5 m. Výška desky je zvolena dle empirického vzorce pro jednosměrně prostě uloženou desku $h = \frac{1}{20} L$ až $\frac{1}{25} L \sim 200$ až 250 mm . Výška průřezu je zvolena $h=240 \text{ mm}$. Konstrukce je desková, šířka je tak počítána na běžný metr $b = 1 \text{ m}'$. Typ betonu C30/37 je standardně používaný beton pro stropní konstrukce se standardní výztuží B500A.

Pro stropní konstrukce pozemních staveb je vhodné počítat s konstrukční třídou S4 s životností 50let pro prostředí interiéru se stále nízkou vlhkostí (XC1). Průhyby jsou počítány na konci životnosti. Optimální relativní vlhkost interiéru se pohybuje podle ČSN 06 0210 obecné místnosti mezi 50-60 %, pro výpočet je zvolena hodnota 60 %. Počátek zatěžování konstrukce je doporučený po dosažení plné pevnosti beton v tlaku ve 28 dnech. Doba ošetřování konstrukce je závislá na teplotě v průběhu výstavby a rychlosti vývoje pevnosti, pro návrh se počítá s hodnotou 7 dní (10 °C-15 °C a středně rychlý vývoj pevnosti betonu).

Vlastní tíha železobetonových konstrukcí je uvažována hodnotou 25 kN/m^3 . Vlastní tíhy jednotlivých podlahových a ostatních konstrukčních vrstev nejsou rozepsány ve statickém výpočtu, je zjednodušeně počítáno s hodnotou 2 kN/m^2 po celé ploše modelované konstrukce. Na stropní desce se počítá s návrhem nenosných stěn, tloušťky 100-150 mm. Z důvodu neznámého rozmístění příček je počítáno s náhradním rovnoměrným plošným zatížením o velikosti $1,5 \text{ kN/m}^2$.

Na desce je uvažováno zatížení o velikosti $1,5 \text{ kN/m}^2$ (dle kategorie A pro obytné plochy a plochy pro domácí činnosti (6)). Třídou trvání zatížení pro proměnné zatížení je vhodné rozdělit na zatížení krátkodobé ($0,75 \text{ kN/m}^2$ pro pohyb osob) a na zatížení střednědobé ($0,75 \text{ kN/m}^2$ pro nábytek a ostatní). Zatížení střednědobé se pro zjednodušení výpočtu počítá jako dlouhodobé. Průhyby jsou spočteny z kvazistálé kombinace zatížení pro Kategorii A: obytné plochy $\Psi_2=0,3$.

Návod na výpočet za pomoci Přílohy 1

Průhyby konstrukce jsou spočítány za pomoci přílohy 1 vytvořené v programu Microsoft Excel 2016. Vstupní data, která se v souboru dají libovolně měnit jsou označené buňkou šedivé barvy (viz Obr. 28)

Geometrie

Výška průřezu h	h=	0,24	m	
Šířka průřezu b	b=	1	m	
Plocha průřezu Ac	Ac=	0,24	m	
Délka nosníku	L=	5	m	

Obr. 28 Označení možných proměnných vstupních hodnot v příloze 1

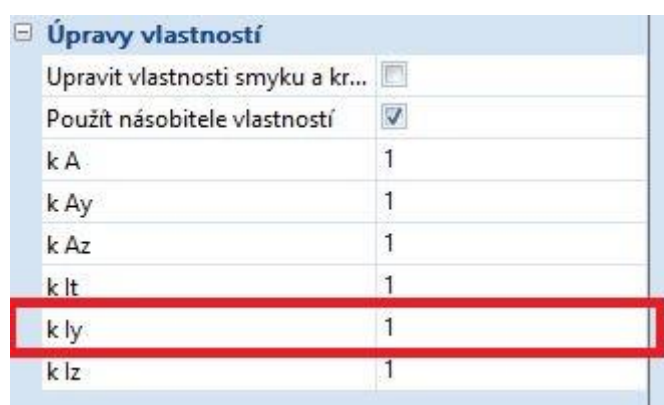
Mezní stav únosnosti není hlavním cílem výpočtu a je tak pouze zohledněn základním posudkem jednostranného vyztužení dle (1), bez ověření konstrukčních zásad. Průhyby konstrukce jsou počítány pouze uprostřed v místě největšího momentu a přetvoření za pomoci metod všech výše rozebraných metod:

- Výpočtem dle ČSN EN 1992-1-1 ed.2
- Přepočtem křivosti
- Dojitým použitím součinitele ζ

Pro metodu s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku je vytvořena tabulka momentu krátkodobého a dlouhodobého na začátku a konci dílce o zvolené velikosti. Z momentů je vypočítán součinitel ζ^* , pomocí kterého je určen I_{ideal} dle vztahu 4-3. Ideální moment setrvačnosti je zprůměrován na délku dílce (viz Obr. 16).

Součinitel k je spočítán dle vztahu:

$$\frac{I_{ideal}}{I_{el}} = k \quad 4-28$$



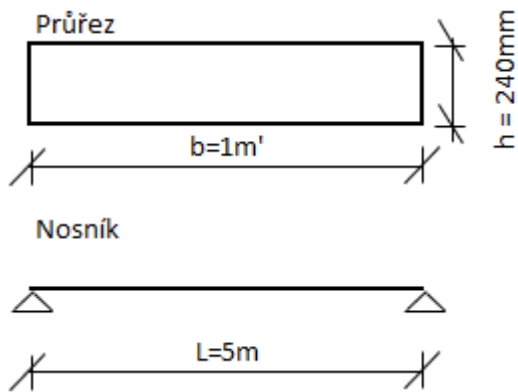
Obr. 29 Změna momentu setrvačnosti v programu SCIA pro výpočet s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku

Geometrie průřezu

Výška prvku	h=240 mm
Délka nosníku	L=5 m

Šířka prvku

b=1 m



Obr. 30 Rozměry posuzovaného prvku

Materiály

Použitý beton Beton C30/37

$$\gamma = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}; f_{ck} = 30\text{MPa}; f_{cd} = \frac{30}{1,5} = 20\text{MPa}; f_{cm} = 38\text{MPa}; f_{ctm} = 2,9\text{MPa};$$

$$E_{cm} = 33\text{GPa}; f_{cm0} = 10\text{MPa}$$

Použitá ocel Ocel B500A

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma} = \frac{500}{1,15} = 435\text{MPa}; E_s = 200\text{GPa}$$

Zatížení

Tabulka 5: Zatížení konstrukce

Zatížení	Charakteristické [kN/m']; f_k	γ [-]	Návrhové [kN/m']; f_d	
- Stálé				
Vlastní tíha $25\text{kN/m}^3 \cdot 0,22\text{m}$	6	1,35	8,1	g_0
Podlaha	2	1,35	2,7	g_1
Příčky	1,5	1,35	2,025	g_2
- Užité				
Obytné plochy a plochy pro domácí činnosti (A)	0,75 krátkodobé 0,75 dlouhodobé	1,5	2,25	q

Kombinace zatížení

Dle kapitoly 0

Návrhová kombinace

$$f_k = g_{0k} * 1,35 + g_{1k} * 1,35 + g_{2k} * 1,35 + q_k * 1,5$$

Charakteristická kombinace

$$f_k = g_{0k} + g_{1k} + g_{2k} + q_k$$

Častá kombinace

$$f_k = g_{0k} + g_{1k} + g_{2k} + q_k * \Psi_1$$

$$\Psi_1 = 0,5$$

Kvazi-stálá kombinace

$$f_k = g_{0k} + g_{1k} + g_{2k} + q_k * \Psi_2$$

$$\Psi_2 = 0,3$$

Údaje o prostředí, technologických postupech atd.

Základní třída konstrukce	S4
Třída prostředí	XC1
Počátek zatěžování	$t_0=28$ dní
Konec zatěžování	$t_\infty=50$ let $t_\infty=18250$ dní
Konec ošetřování betonu	$t_s=7$ dní
Relativní vlhkost prostředí	RH=60% RH ₀ =100%

4.6.1 MSÚ

Betonová krycí vrstva

Pro prostředí XC1 a S4 $c_{min,dur}=15$ mm

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm})$$

$$= \max(6; 15 + 0 - 0 - 0; 10) = 15\text{mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25\text{mm}$$

Maximální moment (MSÚ kombinace)

$$M_{ed}=47,12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Navržená výztuž

$$\emptyset 12 \text{ á } 175 \text{ mm}$$

$$d = h - c_{nom} - \frac{\emptyset}{2} = 0,24 - 0,025 - \frac{0,012}{2} = 0,209\text{mm}$$

$$A_{sprov}=646 \text{ mm}^2$$

Moment únosnosti

$$M_{rd}=56,75 \text{ kN}\cdot\text{m} (83,01\%)$$

4.7 Výpočet průhybů

4.7.1 Součinitel dotvarování

Plocha průřezu

$$A_c=b\cdot h$$

Obvod průřezu vystaveného okolnímu prostředí

$$u=2\cdot h+2\cdot b$$

$$h_0 = \frac{2xA_c}{u} = \frac{2 \cdot 240 \cdot 1000}{2 \cdot 1000} = 240\text{mm}$$

$$\alpha_1 = \text{pro beton } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} = \left(\frac{35}{38}\right)^{0,7}; \text{ pro beton } f_{cm} > 35 \text{ MPa} = 1; = 0,94$$

$$\alpha_2 = \text{pro beton } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} = \left(\frac{35}{38}\right)^{0,2}; \text{ pro beton } f_{cm} > 35 \text{ MPa} = 1; = 0,98$$

$$\alpha_3 = \text{pro beton } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} = \left(\frac{35}{38}\right)^{0,5}; \text{ pro beton } f_{cm} > 35 \text{ MPa} = 1; = 0,96$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2 = \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{60}{100}\right)}{0,1 * \sqrt[3]{240}} * 0,94 \right] * 0,98 = 1,58$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,725$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 28^{0,2}} = 0,488$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1,58 * 2,725 * 0,488 = 2,11$$

$$\begin{aligned} \beta_H &= \min(1,5 * [1 + (0,012 * RH)^{18}] * h_0 + 250 * \alpha_3; 1500 * \alpha_3) \\ &= \min(1,5 * [1 + (0,012 * 60)^{18}] * 240 + 250 * 0,96; 1500 * 0,96) \\ &= \min(600,90; 1440) = 600,90 \end{aligned}$$

$$\beta(t/t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{18250 - 28}{(600,90 + 18250 - 28)} \right]^{0,3} = 0,991$$

$$\varphi = \varphi_0 * \beta\left(\frac{t}{t_0}\right) = 2,11 * 0,991 = 2,085$$

$\varphi=2,085$

Vyčtení součinitele φ z grafu

Za předpokladu lineárního dotvarování lze výše uvedený výpočet součinitele dotvarování φ zjednodušit vyčtením z grafu dle Obr. 31 pro dané podmínky vnější relativní vlhkosti.

V Obr. 31 jsou užity následující symboly:

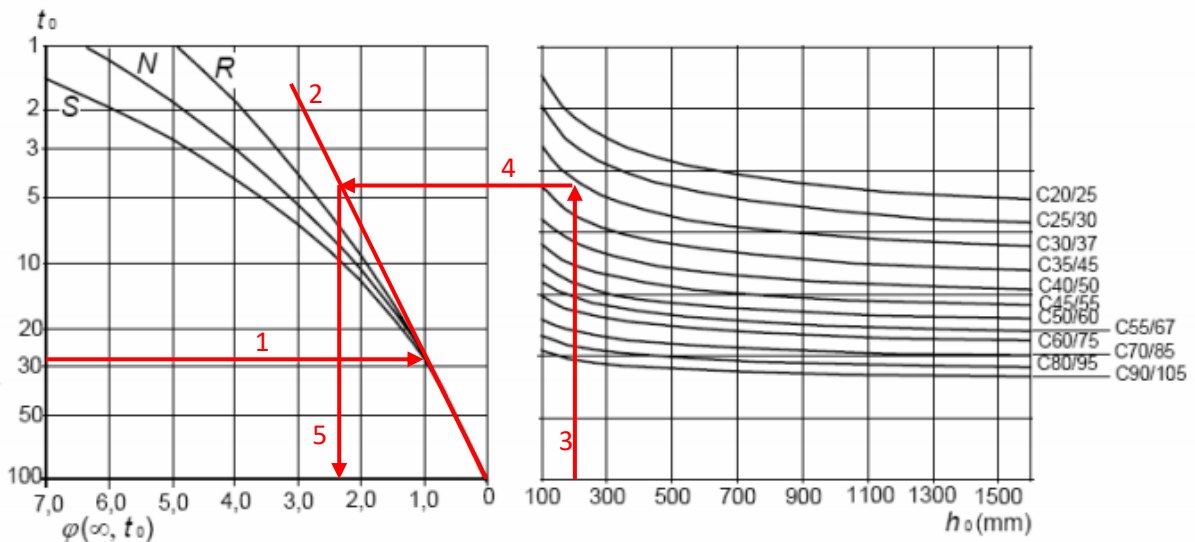
$\varphi(\infty, t_0)$ konečná hodnota součinitele dotvarování v čase $t=\infty$

t_0 stáří betonu v okamžiku prvního zatížení ve dnech

h_0 náhradní rozměr průřezu

S,N,R Třídy cementu

Graf je zde uveden pro znázornění možného zjednodušení výpočtu. Hodnota φ vyčtená z grafu však není následně použita.



Obr. 31 Graf pro součinitel dotvarování pro RH=50% (13)

$\varphi \approx 2,28$ (pro RH 50%)

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t,t_0)} = \frac{33}{1 + 2,085} = 10,7 \text{ GPa}$$

4.7.2 Průřezové charakteristiky

Dlouhodobý moment setrvačnosti bez trhlin krátkodobý (long-term)

$$\alpha_{e,lt} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{10,70} = 18,70 \text{ GPa}$$

$$x_{i,lt} = \frac{\frac{1}{2}b * h^2 + (\alpha_e - 1)A_s * d}{b * h + (\alpha_e - 1)A_s} = \frac{\frac{1}{2} * 1 * 0,24^2 + (18,7 - 1) * 646 * 10^{-6} * 0,209}{1 * 0,24 + (18,7 - 1) * 646 * 10^{-6}} = 0,124 \text{ m}$$

$$I_{I,lt} = \frac{1}{12}b * h^3 + b * h * \left(x_I - \frac{h}{2}\right)^2 + (\alpha_e - 1) * A_s(d - x_I)^2$$

$$= \frac{1}{12} * 1 * 0,24^3 + 1 * 0,24 * \left(0,124 - \frac{0,24}{2}\right)^2 + (18,7 - 1) * 646 * 10^{-6} * (0,209 - 0,124)^2 = 0,001243 \text{ m}^4$$

Dlouhodobý moment setrvačnosti na konstrukci s plně rozvinutými trhlinami (long-term)

$$\alpha_{e,lt} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{10,70} = 18,70 \text{ GPa}$$

$$x_{II,lt} = \frac{(\alpha_e - 1)A_s}{b} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b * d}{(\alpha_e - 1) * A_s}}\right)$$

$$= \frac{(18,70 - 1) * 646 * 10^{-6}}{1} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 1 * 0,209}{(18,70 - 1) * 646 * 10^{-6}}}\right) = 0,060 \text{ m}$$

$$I_{II,lt} = \frac{1}{3} b * x_{II}^3 + \alpha_e * A_s * (d - x_{II})^2 = \frac{1}{3} * 1 * 0,060^3 + 18,70 * 646 * 10^{-6} * (0,209 - 0,060)^2$$

$$= \mathbf{0,00034m^4}$$

Krátkodobý moment setrvačnosti bez trhlin krátkodobý (short-term)

$$\alpha_{e,st} = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{33} = 6,06 \text{ Gpa}$$

$$x_{i,st} = \frac{\frac{1}{2} b * h^2 + (\alpha_e - 1) A_s * d}{b * h + (\alpha_e - 1) A_s} = \frac{\frac{1}{2} * 1 * 0,24^2 + (6,06 - 1) * 646 * 10^{-6} * 0,209}{1 * 0,24 + (6,06 - 1) * 646 * 10^{-6}} = 0,121 \text{ m}$$

$$I_{I,st} = \frac{1}{12} b * h^3 + b * h * \left(x_I - \frac{h}{2}\right)^2 + (\alpha_e - 1) * A_s * (d - x_I)^2$$

$$= \frac{1}{12} * 1 * 0,24^3 + 1 * 0,24 * \left(0,121 - \frac{0,24}{2}\right)^2 + (6,06 - 1) * 646 * 10^{-6} * (0,209 - 0,121)^2 = \mathbf{0,001183 m^4}$$

Krátkodobý moment setrvačnosti na konstrukci s plně rozvinutými trhlinami (short-term)

$$\alpha_{e,st} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{33} = 6,06 \text{ Gpa}$$

$$x_{II,st} = \frac{(\alpha_e - 1) A_s}{b} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b * d}{(\alpha_e - 1) * A_s}}\right)$$

$$= \frac{(6,06 - 1) * 646 * 10^{-6}}{1} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 1 * 0,209}{(6,06 - 1) * 646 * 10^{-6}}}\right) = 0,037 \text{ m}$$

$$I_{II,st} = \frac{1}{3} b * x_{II}^3 + \alpha_e * A_s * (d - x_{II})^2 = \frac{1}{3} * 1 * 0,037^3 + 6,06 * 646 * 10^{-6} * (0,209 - 0,037)^2$$

$$= \mathbf{0,0001328m^4}$$

4.7.3 Poměrné smršťování

Plocha průřezu

$A_c = b * h$

Obvod průřezu vystaveného okolnímu prostředí

$u = 2 * h + 2 * b$

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} = \frac{2 * 240 * 1000}{2 * 1000} = 240 \text{ mm}$$

Tabulka 6: Součinitel k_h závisící na tloušťce h_0

h_0 [mm]	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,7

$k_h \approx 0,81$

Tabulka 7: Součinitelé α_{sd1} a α_{sd2} pro různé typy cementů

	α_{sd1}	α_{sd2}
R	6	0,11
N	4	0,12
S	3	0,13

Zvolený typ cementu R

 $\alpha_{sd1}=6; \alpha_{sd2}=0,11$ **Poměrné autogenní smršťování**

$$\varepsilon_{ca(\infty)} = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = 2,5 * (30 - 10) * 10^{-6} = 0,00005$$

$$\beta_{as(t)} = 1 - e^{-0,2 * t^{0,5}} = 1 - e^{-0,2 * 18250^{0,5}} = 1$$

$$\varepsilon_{ca(t)} = \varepsilon_{ca(\infty)} * \beta_{as(t)} = 1 * 0,00005 = 5 * 10^{-5}$$

Poměrné smršťování vysycháním

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \left[1 - \left(\frac{60}{100} \right)^3 \right] = 1,22$$

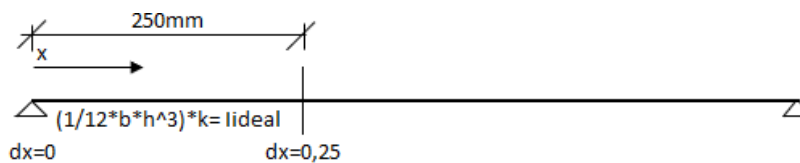
$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \left[(220 + 110 * \alpha_{ds1}) * e^{-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] * 10^{-6} * \beta_{RH} \\ &= 0,85 \left[(220 + 110 * 6) * e^{-0,11 * \frac{38}{10}} \right] * 10^{-6} * 1,22 = 5,98 * 10^{-4} \end{aligned}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = \frac{(18250 - 3)}{(18250 - 3) + 0,04 \sqrt{240^3}} = 1$$

$$\varepsilon_{cd(t)} = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0} = 1 * 0,81 * 5,98 * 10^{-4} = 0,0004847$$

Celkové poměrné smršťování

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 0,0004847 + 0,00005 = 0,0005347 = 534,7 * 10^{-6}$$

4.7.4 Výpočet s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku

Obr. 32 Rozdělení prostého nosníku pro výpočet s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku

Tabulka 8: Rozdělení momentů setrvačnosti na nosníku

dx [m]	Mek char LT [kNm]	ζ^*,lt	lideal,lt [m ⁴]	Mek char ST [kNm]	ζ^*,st	lideal,st [m ⁴]	lel*k= lideal,lt k,Lt=	lel*k= lideal,lt k,st=	1/rsh [m ⁻¹] *10 ³
0	0,00	0	0,00124	0,00	0	0,00118	1,0791		0,4404
0,25	6,09	0	0,00124	6,53	0	0,00118	1,0791	1,0791	0,4404
0,5	11,53	0	0,00124	12,38	0	0,00118	1,0791	1,0265	0,4404
0,75	16,34	0	0,00124	17,53	0	0,00118	1,0791	1,0265	0,4404
1	20,50	0	0,00124	22,00	0	0,00118	1,0791	1,0265	0,4404
1,25	24,02	0	0,00124	25,78	0	0,00118	1,0791	1,0265	0,4404
1,5	26,91	0	0,00124	28,88	0	0,00118	0,7714	0,7522	1,0376
1,75	29,15	0,5	0,00053	31,28	0,14514	0,00055	0,4638	0,4201	1,6348
2	30,75	0,5	0,00053	33,00	0,23187	0,00042	0,4592	0,3417	1,6558
2,25	31,71	0,51755	0,00052	34,03	0,27772	0,00037	0,4522	0,3157	1,6882
2,5	32,03	0,52715	0,00052	34,38	0,29209	0,0004	0,4522	0,3157	1,6882
2,75	31,71	0,51755	0,00052	34,03	0,27772	0,00037	0,4522	0,3157	1,6882
3	30,75	0,5	0,00053	33,00	0,23187	0,00042	0,4592	0,3417	1,6558
3,25	29,15	0,5	0,00053	31,28	0,14514	0,00055	0,4638	0,4201	1,6348
3,5	26,91	0	0,00124	28,88	0	0,00118	0,7714	0,7522	1,0376
3,75	24,02	0	0,00124	25,78	0	0,00118	1,0791	1,0265	0,4404
4	20,50	0	0,00124	22,00	0	0,00118	1,0791	1,0265	0,4404
4,25	16,34	0	0,00124	17,53	0	0,00118	1,0791	1,0265	0,4404
4,5	11,53	0	0,00124	12,38	0	0,00118	1,0791	1,0265	0,4404
4,75	6,09	0	0,00124	6,53	0	0,00118	1,0791	1,0265	0,4404
5	0,00	0	0,00124	0,00	0	0,00118	1,0791	1,0265	0,4404



Obr. 33 Výsledky metody s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku

4.7.5 Výpočet průhybů dle normy ČSN EN 1992-1-1 ed.2

$$\beta_{lt} = 0,5$$

$$M_{cr,lt} = f_{ct,ef} * \frac{I_{l,lt}}{h - x_{l,lt}} = 2,9 * \frac{0,001243}{0,24 - 0,124} = 31,15 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\zeta_{lt} = 1 - \beta_{lt} * \left(\frac{M_{cr,lt}}{M_{E,k(char),LT}} \right)^2 = 1 - 0,50 * \left(\frac{31,15}{32,03} \right)^2 = 0,5272$$

$$\beta_{st} = 1$$

$$M_{cr,st} = f_{ct,ef} * \frac{I_{l,st}}{h - x_{l,st}} = 2,9 * \frac{0,001183}{0,24 - 0,111} = 28,92 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\zeta_{st} = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr,st}}{M_{E,k(char)}} \right)^2 = 1 - 1 * \left(\frac{28,92}{34,38} \right)^2 = 0,2921$$

Průhyby pro dlouhodobé zatížení

$$f_{I,lt} = \frac{5}{384} * \frac{(g_{lt} + q_{lt} * \Psi_2) * l^4}{E_{ceff} I_{I,lt}} = \frac{5}{384} * \frac{(9,5 + 0,75 * 0,3) * 5^4}{10,70 * 0,001243} = 0,006 \text{ m}$$

$$f_{II,lt} = \frac{5}{384} * \frac{(g_{lt} + q_{lt} * \Psi_2) * l^4}{E_{ceff} I_{II,lt}} = \frac{5}{384} * \frac{(9,5 + 0,75 * 0,3) * 5^4}{10,70 * 0,00034} = 0,022 \text{ m}$$

Průhyby pro krátkodobé zatížení

$$f_{I,st} = \frac{5}{384} * \frac{(q_{st} * \Psi_2) * l^4}{E_{cm} I_{I,st}} = \frac{5}{384} * \frac{(0,75 * 0,3) * 5^4}{33 * 0,001183} = 0,000047 \text{ m}$$

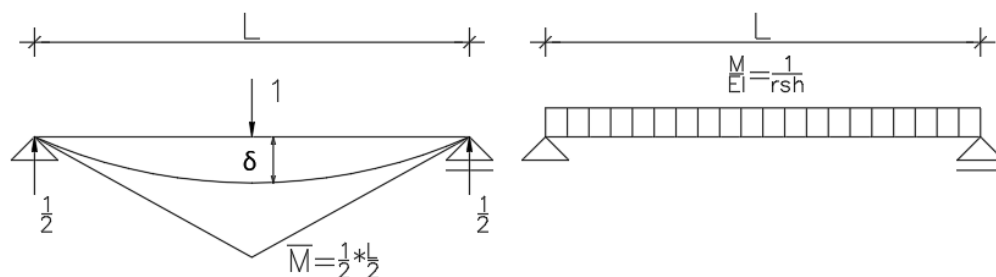
$$f_{II,st} = \frac{5}{384} * \frac{(q_{st} * \Psi_2) * l^4}{E_{cm} I_{II,st}} = \frac{5}{384} * \frac{(0,75 * 0,3) * 5^4}{33 * 0,00013} = 0,000418 \text{ m}$$

Průhyby od smršťování

$$\left(\frac{1}{r_{sh}} \right)_I = \varepsilon_{sh} * \alpha_{e,lt} * \frac{A_s * (d - x_{I,LT})}{I_{I,LT}} = 534,70 * 10^{-6} * \frac{200}{10,70} * \frac{646 * 10^{-6} * (0,209 - 0,124)}{0,001243} = 4,40 * 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

$$\left(\frac{1}{r_{sh}} \right)_{II} = \varepsilon_{sh} * \alpha_e * \frac{A_s * (d - x_{II})}{I_{II}} = 534,70 * 10^{-6} * \frac{200}{10,70} * \frac{646 * 10^{-6} * (0,209 - 0,06)}{0,00034} = 2,83 * 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$\frac{1}{r_{sh}} = \left(\frac{1}{r_{sh}} \right)_I * (1 - \zeta_g) + \left(\frac{1}{r_{sh}} \right)_{II} * \zeta_g = 4,40 * 10^{-4} * (1 - 0,5272) + 2,83 * 10^{-3} * 0,5272 = 1,700 * 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$



Obr. 34 Výsledné momenty od imaginární síly a skutečných momentů pro silovou metodu

$$f_{sh} = \int_0^L \frac{M * \bar{M}}{EI} dx = \frac{\left(\frac{1}{2} M \bar{M} \frac{L}{2} + \frac{1}{2} M \bar{M} \frac{L}{2} \right)}{EI} = \frac{\left(\frac{1}{2} * M * \frac{1}{2} * \frac{L}{2} * \frac{L}{2} + \frac{1}{2} * M * \frac{1}{2} * \frac{L}{2} * \frac{L}{2} \right)}{EI} = \frac{1}{8} * L^2 * \frac{M}{EI} = \frac{1}{8} * L^2 * \frac{1}{r_{sh}} = \frac{1}{8} * 5^2 * 1,700 * 10^{-3} = 5,31 \text{ mm}$$

Průhyby celkem

$$f_{lt} = f_{I,lt} * (1 - \zeta_{lt}) + f_{II,lt} * \zeta_{lt} = 6,0 * (1 - 0,5272) + 21,7 * 0,5272 = 14,3 \text{ mm}$$

$$f_{st} = f_{I,st} * (1 - \zeta_{st}) + f_{II,st} * \zeta_{st} = 0,047 * (1 - 0,2921) + 0,418 * 0,2921 = \mathbf{0,16 \text{ mm}}$$

$$f = f_{st} + f_{lt} + f_{sh} = 14,3 + 0,16 + 5,31 = \mathbf{19,74 \text{ mm}}$$

4.7.6 Výpočet průhybů přibližným přepočtem křivosti

$$\beta_{lt} = 0,5$$

$$M_{cr,lt} = f_{ct,ef} * \frac{I_{I,lt}}{h - x_{I,lt}} = 2,9 * \frac{0,001243}{0,24 - 0,124} = 31,15 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\zeta_{lt} = 1 - \beta_{lt} \left(\frac{M_{cr,lt}}{M_{E,k(char),LT}} \right)^2 = 1 - 0,50 * \left(\frac{31,15}{32,03} \right)^2 = 0,5272$$

$$\beta_{st} = 1$$

$$M_{cr,st} = f_{ct,ef} * \frac{I_{I,st}}{h - x_{I,st}} = 2,9 * \frac{0,001183}{0,24 - 0,111} = 28,92 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\zeta_{st} = 1 - \beta_{st} \left(\frac{M_{cr,st}}{M_{E,k(char)}} \right)^2 = 1 - 1 * \left(\frac{28,92}{34,38} \right)^2 = 0,2921$$

$$M_{gk(kvazi),Lt} = \frac{1}{8} * (9,5 + 0,75 * 0,3) * 5^2 = 30,39 \text{ kNm}$$

$$M_{qk(kvazi)} = \frac{1}{8} * (0,75 * 0,3) * 5^2 = 0,703 \text{ kNm}$$

Křivosti pro dlouhodobé zatížení

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_{m,g,lt}} &= \frac{M_{gk}}{E_{c,eff} * I_{I,lt}} * (1 - \zeta_{lt}) + \frac{M_{gk}}{E_{c,eff} * I_{II,lt}} * \zeta_{lt} \\ &= \frac{30,39}{10,70 * 0,001243} * (1 - 0,5272) + \frac{30,39}{10,70 * 0,00034} * 0,5272 \\ &= \mathbf{0,00548 \text{ m}^{-1}} \end{aligned}$$

Křivost pro krátkodobé zatížení

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_{m,q,st}} &= \frac{M_{qk}}{E_{cm} * I_{I,st}} * (1 - \zeta_{st}) + \frac{M_{qk}}{E_{cm} * I_{II,st}} * \zeta_{st} \\ &= \frac{0,703}{33 * 0,001328} * (1 - 0,2921) + \frac{0,703}{33 * 0,000133} * 0,2921 = \mathbf{0,0000596 \text{ m}^{-1}} \end{aligned}$$

Křivost od smršťování

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r_{sh}} \right)_I &= \varepsilon_{sh} * \alpha_{e,LT} * \frac{A_s * (d - x_{I,LT})}{I_{I,LT}} = 534,70 * 10^{-6} * \frac{200}{10,70} * \frac{646 * 10^{-6} * (0,209 - 0,124)}{0,001243} \\ &= 4,40 * 10^{-4} \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r_{sh}} \right)_{II} &= \varepsilon_{sh} * \alpha_e * \frac{A_s * (d - x_{II})}{I_{II}} = 534,70 * 10^{-6} * \frac{200}{10,70} * \frac{646 * 10^{-6} * (0,209 - 0,06)}{0,00034} \\ &= 2,83 * 10^{-3} \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{r_{sh}} = \left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_I * (1 - \zeta_g) + \left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_{II} * \zeta_g = 4,40 * 10^{-4} * (1 - 0,5272) + 2,83 * 10^{-3} * 0,5272$$

$$= 1,700 * 10^{-3} m^{-1}$$

Průhyby od zatížení

$$f = kl^2 * \frac{1}{r_m} = \frac{5}{48} * 5^2 * (0,00548 + 0,0000596) = 14,4 mm$$

Průhyby od smršťování

$$f = kl^2 * \frac{1}{r_{sh}} = 0,125 * 5^2 * 0,000596 = 5,31 mm$$

4.7.7 Dvojnásobné využití součinitele ζ

$$I_{I,lt} = 0,001243 m^4$$

$$I_{II,lt} = 0,00034 m^4$$

$$I_{II,eff,lt} = \frac{I_{I,lt} * I_{II,lt}}{I_{I,lt} * \zeta_{lt} + I_{II,lt} * (1 - \zeta_{lt})} = \frac{0,001243 * 0,00034}{0,001243 * 0,5272 + 0,00034 * (1 - 0,5272)}$$

$$= 0,000518 m^4$$

$$I_{I,st} = 0,001183 m^4$$

$$I_{II,st} = 0,000133 m^4$$

$$I_{II,eff,st} = \frac{I_{I,st} * I_{II,st}}{I_{I,st} * \zeta_{st} + I_{II,st} * (1 - \zeta_{st})} = \frac{0,001183 * 0,000133}{0,001183 * 0,2921 + 0,000133 * (1 - 0,2921)}$$

$$= 0,000357 m^4$$

Průhyby pro dlouhodobé zatížení

$$f_{I,lt} = \frac{5}{384} * \frac{g * l^4}{E_{ceff} I_{I,lt}} = \frac{5}{384} * \frac{(9,5 + 0,75 * 0,3) * 5^4}{10,70 * 0,001243} = 6,0 mm$$

$$f_{II,lt} = \frac{5}{384} * \frac{g * l^4}{E_{ceff} I_{II,eff,lt}} = \frac{5}{384} * \frac{(9,5 + 0,75 * 0,3) * 5^4}{10,70 * 0,000518} = 17,7 mm$$

Průhyby pro krátkodobé zatížení

$$f_{I,st} = \frac{5}{384} * \frac{q * l^4}{E_{cm} I_{I,lt}} = \frac{5}{384} * \frac{(0,75 * 0,3) * 5^4}{32 * 0,001183} = 5 * 10^{-5} mm$$

$$f_{II,st} = \frac{5}{384} * \frac{q * l^4}{E_{cm} I_{II,eff,lt}} = \frac{5}{384} * \frac{(0,75 * 0,3) * 5^4}{33 * 0,000357} = 0,2 mm$$

Smršťování

$$\left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_I = 4,4 * 10^{-4} m^{-1}$$

$$\left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_{II} = 2,83 * 10^{-3} m^{-1}$$

$$\left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_{II,eff} = \left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_I * (1 - \zeta_g) + \left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_{II} * \zeta_g = 4,4 * 10^{-4} * (1 - 0,5272) + 2,83 * 10^{-3} * 0,5272$$

$$= 1,699 * 10^{-3} m^{-1}$$

$$\frac{1}{r_{sh}} = \left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_I * (1 - \zeta_g) + \left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_{II,eff} * \zeta_g = 4,4 * 10^{-4} * (1 - 0,5272) + 1,699 * 10^{-3} * 0,5272$$

$$= 1,1 * 10^{-3} m^{-1}$$

$$f_{sh} = kl^2 * \frac{1}{r_m} = 0,125 * 5^2 * 0,0015 = 3,5 mm$$

Průhyby celkem

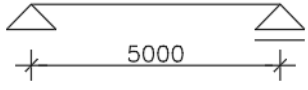
$$f_{lt} = f_{I,lt} * (1 - \zeta_{lt}) + f_{II,lt} * \zeta_{lt} = 6,0 * (1 - 0,5272) + 17,7 * 0,5272 = 10,3 mm$$

$$f_{st} = f_{I,st} * (1 - \zeta_{st}) + f_{II,st} * \zeta_{st} = 5 * 10^{-5} * (1 - 0,2921) + 0,2 * 0,2921 = 0,1 mm$$

$$f = f_{st} + f_{lt} + f_{sh} = 0,1 + 10,3 + 3,5 = 13,87 mm$$

Výsledky

Tabulka 9: Průhyby na prostě uložené desce dle Přílohy 1

		Proměnná tuhost po délce	Interpolací mezi I _I a I _{II} ČSN EN 1992-1-1	Přepočtem křivostí	Použití dvojnásobného součinitele ζ
	Dlouhodobé	11,2	14,3	14,3	10,3
	Krátkodobé	0,1	0,2	0,2	0,1
	Smršťování	3,6	5,3	5,3	3,5
	Celkem	14,9	19,7	19,7	13,9

Podrobnější rozepsání mezivýsledků a výsledků včetně posouzení limitního přetvoření (L/250 dle (1)) se nachází v Příloze 1.

4.8 Základní údaje příkladu vetknuté desky

Druhým modelem je deska vetknutá na jedné straně s délkou 2,35m. Empirický vzorec pro jednosměrně pnutou konzolu $h = \frac{1}{10} L$ až $\frac{1}{5} L = 235$ až $470 mm$. Výška průřezu je zvolena $h=240$ mm. Konstrukce je desková, šířka je tak počítána na běžný metr $b = 1m'$. Typ betonu C30/37 je standardně používaný beton pro stropní konstrukce se standartní výztuží B500A.

Pro stropní konstrukce pozemních staveb je vhodné počítat s konstrukční třídou S4 s životností 50let pro prostředí exteriéru s prostředím mokřím nebo občas suchým (XC2). Průhyby jsou počítány na konci životnosti. Relativní vlhkost exteriéru se pohybuje mezi 70-80 %, pro výpočet je zvolena hodnota 70 %. Počátek zatěžování konstrukce je doporučený po dosažení plné pevnosti beton v tlaku ve 28dnech. Doba ošetřování konstrukce je závislá na teplotě v průběhu výstavby a rychlosti vývoje pevnosti, pro návrh se počítá s hodnotou 7dní (10 °C-15 °C a středně rychlý vývoj pevnosti betonu).

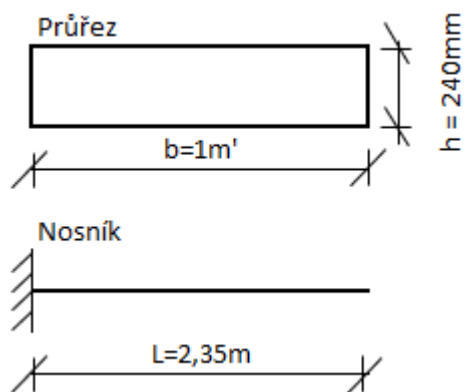
Vlastní tíha železobetonových konstrukcí je uvažována hodnotou 25 kN/m^3 . Vlastní tíhy jednotlivých podlah nejsou rozepsány ve statickém výpočtu, je zjednodušeně počítáno s hodnotou $1,5 \text{ kN/m}^2$ po celé ploše modelované konstrukce.

Na desce je uvažováno zatížení o velikosti 3 kN/m^2 (dle kategorie A pro obytné plochy a plochy pro domácí činnosti pro balkony (6)). Třidu trvání zatížení pro proměnné zatížení je vhodné rozdělit na zatížení krátkodobé ($1,5 \text{ kN/m}^2$ pro pohyb osob) a na zatížení střednědobé ($1,5 \text{ kN/m}^2$ pro nábytek a ostatní). Zatížení střednědobé se pro zjednodušení výpočtu počítá jako dlouhodobé. Průhyby jsou spočteny z kvazistálé kombinace zatížení pro Kategorii A: obytné plochy $\Psi_2=0,3$. Na konstrukci působí sekundární proměnné zatížení sněhem, které z principů kvazistálé kombinace není započteno.

V této kapitole jsou uvedeny pouze údaje pro výpočet pomocí Přílohy 2, ale stejných postupů metod jako v příloze 1 (viz kapitola 4.6).

Geometrie průřezu

Výška prvku	$h=240 \text{ mm}$
Délka nosníku	$L=2,35 \text{ m}$
Šířka prvku	$b=1 \text{ m}$



Obr. 35 Rozměry posuzovaného prvku

Zatížení

Tabulka 10:Zatížení konstrukce

Zatížení	Charakteristické [kN/m']; f_k	γ [-]	Návrhové [kN/m']; f_d	
- Stálé				
Vlastní tíha $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m}$	6	1,35	8,1	g_0
Podlaha	1,5	1,35	2,025	g_1
- Užitné				
Obytné plochy a plochy pro domácí činnosti (A)	1,5 krátkodobé	1,5	2,25	q_1
Zatížení sněhem podle ČSN EN 1991-1-3	1,5 dlouhodobé			
Charakteristická hodnota zat. $S_k=0,7 \text{ kN/m}^2$	0,56	1,5	0,84	q_s
Součinitel expozice $C_e=1,00$				
Tepelný součinitel $C_t=1,00$				
Tvarový součinitel $\mu=0,8$ (3% sklon)				

Kvazi-stálá kombinace

$$f_k = g_{0k} + g_{1k} + g_{2k} + q_k * \Psi_{2,1} + q_s * \Psi_{2,2}$$

$$\Psi_{2,1} = 0,3; \Psi_{2,2} = 0$$

Údaje o prostředí, technologických postupech atd.

Relativní vlhkost prostředí

RH=70%

4.8.1 MSÚ

Betonová krycí vrstva

Pro prostředí XC2 a S4 $c_{min,dur}=20mm$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm) \\ = \max(6; 15 + 0 - 0 - 0; 10) = 15mm$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30mm$$

Maximální moment (MSÚ kombinace)

$M_{ed}=40,38 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Navržená výztuž

$\emptyset 12 \text{ á } 175 \text{ mm}$

Účinná výška

$$d = h - c_{nom} - \frac{\emptyset}{2} = 0,24 - 0,030 - \frac{0,012}{2} = 0,204m$$

$A_{sprov}=646,27 \text{ mm}^2$

Moment únosnosti

$M_{rd}=55,35 \text{ kN}\cdot\text{m} (72,96\%)$

Přepočtené hodnoty součinitele dotvarování a poměrného smršťování

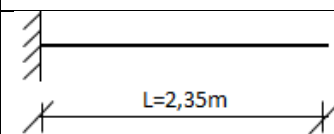
$$\varphi \approx 1,887$$

$$\epsilon_{sh} \approx 456,21 * 10^{-6}$$

Pozn. Neuvedené základní údaje jsou totožné s výše uvedeným příkladem dle Přílohy 1

Výsledky

Tabulka 11: Průhyby na prostě vetknuté desce dle Přílohy 2

		Proměnná tuhost po délce	Interpolací mezi I_I a I_{II} ČSN EN 1992-1-1	Přepočtem křivostí	Použití dvojnásobného součinitele ζ
	Dlouhodobé	2,5	5,4	5,4	3,8
	Krátkodobé	0,0	0,0	0,0	0,0
	Smršťování	1,2	3,9	3,9	2,4
	Celkem	3,7	9,3	9,3	6,2

Podrobnější rozepsání mezivýsledků a výsledků včetně posouzení limitního přetvoření ($L/250$ dle (1)) se nachází v Příloze 2.

4.9 Základní údaje příkladu se třemi poli

Druhým modelem je prostě podepřená deska o třech polích s délkou prvního, třetího pole 6 m a s délkou druhého pole 7,2 m. Výška desky je zvolena dle empirického vzorce pro jednosměrně pnutou oboustranně vetknutou nebo spojitou desku $h = \frac{1}{35}L$ až $\frac{1}{30}L \sim 206$ až 240mm . Výška průřezu je zvolena 220 mm. Konstrukce je desková, šířka je tak počítána na běžný metr $b = 1\text{m}'$. Typ betonu C30/37 je standardně používaný beton pro stropní konstrukce se standartní výztuží B500A.

Pro stropní konstrukce pozemních staveb je vhodné počítat s konstrukční třídou S4 s životností 50let pro prostředí interiéru se stále nízkou vlhkostí (XC1). Průhyby jsou počítány na konci životnosti. Optimální relativní vlhkost interiéru se pohybuje podle ČSN 06 0210 obecné místnosti mezi 50-60 %, pro výpočet je zvolena hodnota 50 %. Počátek zatěžování konstrukce je doporučený po dosažení plné pevnosti beton v tlaku ve 28 dnech. Doba ošetřování konstrukce je závislá na teplotě v průběhu výstavby a rychlosti vývoje pevnosti, pro návrh se počítá s hodnotou 7 dní (10 °C-15 °C a středně rychlý vývoj pevnosti betonu).

Vlastní tíha železobetonových konstrukcí je uvažována hodnotou 25 kN/m³. Vlastní tíhy jednotlivých podlah nejsou rozepsány ve statickém výpočtu, je zjednodušeně počítáno s hodnotou 1,5 kN/m² po celé ploše modelované konstrukce. Na stropní desce se počítá s návrhem nenosných stěn, tloušťky 100-150 mm. Z důvodu neznámého rozmístění příček je počítáno s náhradním rovnoměrným plošným zatížením o velikosti 1,5kN/m².

Na desce je uvažováno zatížení o velikosti 2kN/m² (dle kategorie A pro obytné plochy a plochy pro domácí činnosti (6)). Třídu trvání zatížení pro proměnné zatížení je vhodné rozdělit na zatížení krátkodobé (1kN/m² pro pohyb osob) a na zatížení střednědobé (1kN/m² pro nábytek a ostatní). Zatížení střednědobé se pro zjednodušení výpočtu počítá jako dlouhodobé. Průhyby jsou spočteny z kvazistálé kombinace zatížení pro Kategorii A: obytné plochy $\Psi_2=0,3$.

Návod na výpočet za pomoci Přílohy 3

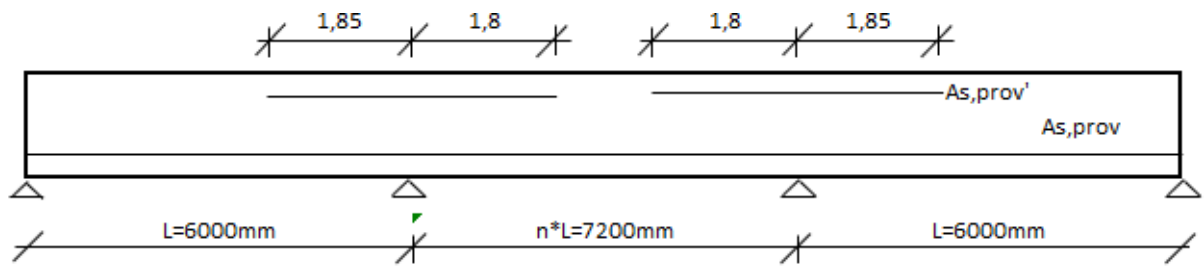
V této kapitole jsou uvedeny pouze údaje pro výpočet pomocí Přílohy 3, ale stejných postupů metod jako v příloze 1 (viz kapitola 4.6).

Délka prvního pole je stejná jako délka pole třetího. Druhé pole je možné měnit násobky součinitele n , který je roven hodnotě 0,8; 1 nebo 1,2. Výpočet momentů je z tabulkových hodnot spojitě desky stálého průřezu o třech polích pro různé kombinace proměnného zatížení.

Celkový výpočet průhybů vychází převážně z tabulkových hodnot přepočtu křivostí a přepočtem křivostí s dvojnásobným použitím součinitelem ζ . Výpočet probíhá ve dvou místech, v prvním poli v části největších průhybů dle zatěžovacích kombinací a rozpětí prostředního pole. Dále v uprostřed v poli druhém.

Geometrie průřezu

Výška prvku	$h=220\text{ mm}$
Délka nosníku	$L=6\text{ m}$
Násobek prostředního pole	$n=1,2$
Šířka prvku	$b=1\text{ m}$



Obr. 36 Rozměry posuzovaného prvku

Zatížení

Tabulka 12:Zatížení konstrukce

Zatížení	Charakteristické [kN/m']; f_k	γ [-]	Návrhové [kN/m']; f_d	
- Stálé				
Vlastní tíha 25kN/m ³ *0,24m	5,5	1,35	7,425	g_0
Podlaha	1,5	1,35	2,025	g
Příčky	1,5	1,35	2,025	g_2
- Užité				
Obytné plochy a plochy pro domácí činnosti (A)	1 krátkodobé 1 dlouhodobé	1,5	3	q_1

Údaje o prostředí, technologických postupech atd.

Relativní vlhkost prostředí

RH=50%

4.9.1 MSÚ

Maximální moment v poli (MSÚ kombinace)

 $M_{ed}=40,74 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Navržená výztuž v poli

 $\varnothing 12\text{á } 175 \text{ mm}$ $A_{sprov}=646 \text{ mm}^2$

Maximální moment nad podporou (MSÚ kombinace)

 $M_{ed}=65,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Navržená výztuž nad podporou

 $\varnothing 14\text{á } 175 \text{ mm}$ $A_{sprov}=880 \text{ mm}^2$

Účinná výška v poli

$$d = h - c_{nom} - \frac{\varnothing}{2} = 0,22 - 0,025 - \frac{0,012}{2} = 0,189 \text{ mm}$$

Účinná výška nad podporou

$$d = h - c_{nom} - \frac{\varnothing}{2} = 0,22 - 0,025 - \frac{0,014}{2} = 0,188 \text{ mm}$$

$$d' = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 0,025 + \frac{0,012}{2} = 0,031 \text{ mm}$$

Moment únosnosti v poli $M_{rd}=51,13 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (79,67%)

Moment únosnosti nad podporou $M_{rd}=68,24 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (95,65%)

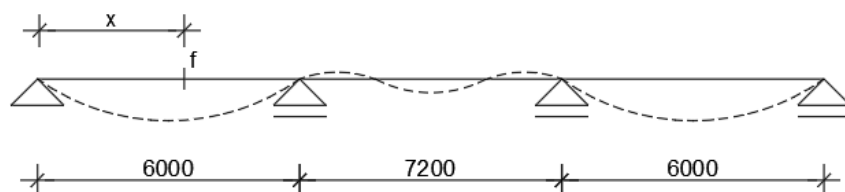
Přepočtené hodnoty součinitele dotvarování a poměrného smršťování

$\varphi \approx 2,312$

$\varepsilon_{sh} \approx 674,48 \cdot 10^{-6}$

Pozn. Neuvedené základní údaje jsou totožné s výše uvedeným příkladem dle Přílohy 1

Výpočet přetvoření



Obr. 37 Znáznornění celkového přetvoření na desce o třech polích dle Přílohy 3

Tabulka 13: Průhyby na desce o třech polích dle Přílohy 3

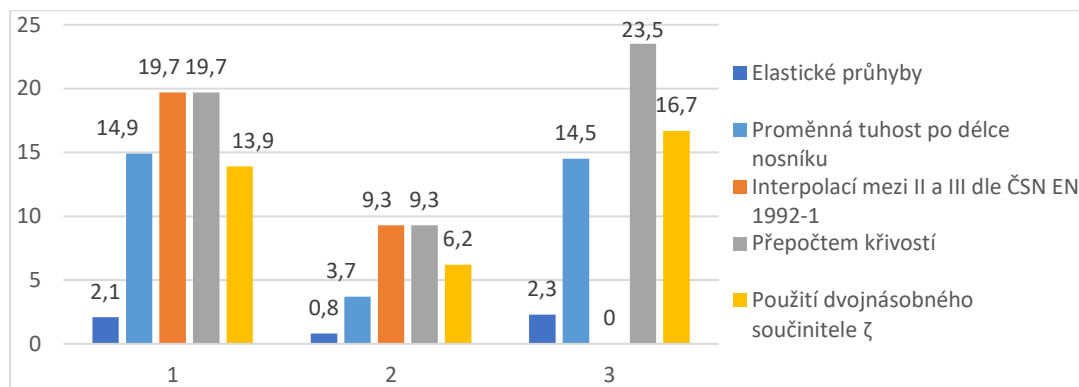
		Proměnná tuhost po délce	Interpolací mezi I _I a I _{II} ČSN EN 1992-1-1	Přepočtem křivostí	Použití dvojnásobného součinitele ζ
	Dlouhodobé	10,0	-	16,3	11,9
	Krátkodobé	0,1	-	0,4	0,2
	Smršťování	4,4	-	6,8	4,5
	Celkem	14,5	-	23,5	16,7

Podrobnější rozepsání mezivýsledků a výsledků včetně posouzení limitního přetvoření (L/250 dle (1)) se nachází v Příloze 3.

Silová metoda u desky o třech polích je velice komplikovaná. Bylo by nutné v Příloze 3 použít deformační metodu, což při současné velikosti a komplikovanosti souboru není možné. Předpokládá se, že metoda přepočtu křivostí vychází přibližně stejně a slouží tak k základnímu porovnání se zbytkem výsledků.

4.10 Výsledky a porovnání metod

Výpočet průhybů jednosměrně pnutých desek byl proveden na třech modelech se třemi různými výpočetními metodami. Nejpodrobnější je metoda s proměnnou tuhostí po délce dle kapitoly 4.2. Výsledné hodnoty této metody jsou brány jako výchozí a předpokládá se, že jsou nejpřesnější. Konstrukce je u všech metod posouzena na výsledné požadavky mezního stavu použitelnosti (standardně L/250), ovšem vyhovující posudek není hlavním účelem výpočtu.



Obr. 38 Porovnání výsledků celkových deformací pro 1) prostý nosník 2) vetknutý nosník 3) nosník o třech polích

Tabulka 14: Celkové deformace prvků a jejich zvětšení

	Prostý podepřená deska		Deska vetknutá		Spojitá deska o třech polích	
	Deformace [mm]	Zvětšení ku elastickému	Deformace [mm]	Zvětšení ku elastickému	Deformace [mm]	Zvětšení ku elastickému
Proměnná tuhost	14,9	x7,10	3,7	x4,63	14,5	x6,30
Interpolací mezi I_I a I_{II} dle ČSN EN 1992-1-1	19,7	x9,38	9,3	x11,63	-	-
Přepočtem křivostí	19,7	x9,38	9,3	x11,63	23,5	x10,22
Použití dvojnásobného součinitele ζ	13,9	x6,62	6,2	x7,75	16,7	x7,26
Elastické průhyby	2,1	-	0,8	-	2,3	-

Podrobnější rozepsání mezivýsledků a výsledků včetně posouzení limitního přetvoření ($L/250$ dle (1)) se nachází v Příloze 1, 2, 3.

Použité metody výpočtů nejsou schopné zohlednit činitele s vlivem na přetvoření, které jsou v průběhu návrhu neznámé. Relativní vlhkost a historie zatěžování prvku se v průběhu výstavby a životnosti konstrukce můžou zásadně měnit a ovlivňovat průběh dotvarování a vzniku trhlin. Tyto vlivy je velice obtížné do výpočtu zohlednit a musí se tak počítat s určitou nepřesností všech metod výpočtu.

4.10.1 Zhodnocení metody s proměnnou ohybovou tuhostí po délce nosníku

Metoda s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku vychází ze stejných výpočetních principů ČSN EN 1992-1-1 (viz kapitola 1) se změnou kombinačního součinitele ζ , který se pro tuto metodu stává proměnnou. Proměnnou hodnotou součinitele ζ^* metoda zohledňuje části průřezu, kde působící ohybový moment nepřekročí moment při vzniku trhlin. Celková křivost konstrukce se tak zmenší a výsledné průhyby vycházejí příznivěji než výpočet dle ČSN EN 1992-1-1.

Příloha 1-4 vložená je psána pro jednoduchost a přehlednost v programu excel a následná data pro využití metody s proměnnou tuhostí po délce nosníku jsou vloženy do staticky výpočetního softwaru ručně. Tento krok je možné přeskočit využitím skriptovacích programovacích jazyků (například Matlab, Python atd.). Po naprogramování metody konečných prvků v programovacím jazyce je možné vytvořit lineární výpočet vnitřních sil, podle kterého se po následujícím určení součinitele ζ^* změní tuhosti konstrukce v libovolné množině bodů a výpočet proběhne znovu. Výsledné přetvoření

konstrukce by se mělo rovnat výsledkům metody s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku. Přílohy 1-4 jsou psány v programu excel dle pojmenovaných neznámých, ne dle názvu buňky. Je tak možné kódy výpočtů zkopírovat do určitých programovacích jazyků, pokud se hodnoty proměnných budou nazývat stejně.

4.10.2 Zhodnocení výpočtu dle normy ČSN EN 1992-1-1

Normové výsledky vycházejí společně s metodou přepočtu křivosti největší. Součinitel ζ ovlivněný často největším ohybovým momentem na konstrukci je použitý pro interpolaci mezi průhybem prvku bez trhlin a průhybem prvku s plně rozvinutými trhlinami, bez ohledu na místa, která nepodléhají vzniku ohybových trhlin. To zapříčiní snížení ohybové tuhosti v místech, kde trhliny nevznikají případně vznikají menší. Následné deformace se tak zvyšují.

U prostě podepřené desky byla využita silová metoda pro výpočet průhybů ve čtyřech stavech. Pro dlouhodobé zatížení s účinky dotvarování na nosníku bez trhlin a s plně rozvinutými trhlinami a pro krátkodobé zatížení bez účinku dotvarování bez trhlin a s plně rozvinutými trhlinami. Po interpolaci součinitelem ζ jsou účinky od dlouhodobého a krátkodobého zatížení sečteny. Uvedený příklad v příloze 1 vychází na posudek limitní štíhlosti ($L/250$) dle normy.

U desky vetknuté vzniká rychlejší nárůst ohybových momentů v místě podpory. To zapříčiní potrhání pouze po krátké části nosníku v místě vetknutí. Následná interpolace mezi nosníkem bez vzniku trhlin a nosníkem s plně rozvinutými trhlinami je silně ovlivněna nárůstem ohybových momentů a dá se tak přepokládat, že výsledky vycházejí konzervativněji. Předpokládá se, že metoda s respektováním ohybových tuhostí po délce nosníku by mohla být v tomto případě přesnější. Toto tvrzení je ovšem nutno ověřit dalšími možnými věrohodnějšími výpočty, například nelineární analýzou. V příkladu desky vetknuté z přílohy 2, tak vychází největší množná odchylka použitých metod.

4.10.3 Zhodnocení metody přepočtu křivosti

Metoda přepočtu křivosti vychází ze stejných principů jako metoda dle normy ČSN EN 1992-1. Odvození součinitele ze vztahu 4-4 vychází ze základních vzorců výpočtu průhybů silové metody. Je tak logické, že výsledky v porovnání s normovým výpočtem, kde je silová metoda také použita vychází stejně. Výsledky u prostého a vetknutého nosníku jsou totožné s výpočtem dle ČSN EN 1992-1.

U nosníku o třech polích vychází výpočet přetvoření ze stejného principu jako u nosníku prostého, se zohledněním momentů na konci a začátku konstrukce. Jedná se o přibližnou metodu výpočtu, který vychází ze zjednodušených principů mechaniky chování spojitých konstrukcí. Moment setrvačnosti po vzniku trhlin uprostřed pole je aplikován po celé části konstrukce bez zohlednění stavu trhlin nad podporami.

4.10.4 Zhodnocení metody použití dvojnásobného součinitele ζ

Metoda použití dvojitého součinitele ζ je postavena na předpokládaném zpřesnění výpočtu dle ČSN EN 1992 1-1 k výpočtu s proměnnou tuhostí po délce nosníku. Součinitel se použije pro zvětšení momentu setrvačnosti s plně rozvinutými trhlinami, který zapříčiní snížení celkových deformací nosníku. Metoda má největší účinek při nízkých hodnotách součinitele ζ (od 0,5-0,8), tedy při mírném překročení ohybových momentů momentu vzniku trhlin. Pokud bude konstrukce silně potrhána ($M_{ek}/M_{cr} < 1,7$) použití metody dvojnásobného součinitele ζ nebude mít požadovaný vliv a je nutné použít podrobnější analýzu konstrukce. Naopak pokud je metoda použita pro slabě potrhanou

konstrukci ($1 < M_{ek}/M_{cr} < 1,2$) je možné, že zvýšení ohybové tuhosti způsobí příznivější výsledky deformací než dle přesnějších analýz. Tento případ je zdokumentován v Příloze 1 na jednosměrně prostě podepřené deskové konstrukci, kde konstrukce je pouze slabě potrhána ($M_{ek}/M_{cr}=1,13$) a výsledné přetvoření je tak 93 % ku výchozí metodě s proměnnou tuhostí po délce nosníku. Metodu je tak vhodné využívat pouze v omezených případech.

5 Výpočet průhybů obousměrně pnutých konstrukcí

5.1 Postup výpočtu dle ČSN 73 1201

Přetvoření obousměrně pnutých stropních konstrukcí vychází ze stejných principů výpočtů jako jednosměrně pnuté konstrukce z kapitoly 4. Přetvoření desky s pravoúhelníkovými poli, zatížené rovnoměrným zatížením, lze spočítat níže uvedenými postupy. Podstata celkového postupu se podobá metodě jednosměrně pnutých konstrukcí s respektováním ohybových tuhostí po délce nosníku. Ohybová tuhost nebo poddajnost je spočtena ve více místech konstrukce, kde se postupně tuhosti slučují na tuhosti ve specifických směrech a místech pomocí vztahů 5-7, 5-8, 5-9. Finální tuhost stanovená ze vztahu 5-6 reprezentuje celkovou tuhost desky se zohledněním vzniku trhlin nad sloupy, mezi sloupy a uprostřed pole. Elastické přetvoření desky je poté vynásobeno poměrem elastické tuhosti a tuhostí se zohledněním časových činitelů (dotvarování) a vzniku trhlin v průřezu (viz vztah 5-1 a 5-2). Výpočet nezohledňuje přetvoření od smršťování desky.

$$f_{lt} = f_{el,Lt} * \frac{B_{el}}{B_{ideal,LT}} = f_{el,Lt} * \frac{E_{cm} * I_{el}}{E_{c,eff} * I_{ideal,LT}} \quad 5-1$$

$$f_{st} = f_{el,St} * \frac{B_{el}}{B_{ideal,ST}} = f_{el,St} * \frac{E_{cm} * I_{el}}{E_{cm} * I_{ideal,ST}} \quad 5-2$$

Kde

B_{el} ohybová tuhost desky použitá při lineárně pružném výpočtu

$B_{ideal,LT}$ Náhradní dlouhodobá ohybová tuhost železobetonového průřezu desky

$$B_{ideal,LT} = E_{c,eff} * I_{ideal,LT}$$

$B_{ideal,ST}$ Náhradní krátkodobá ohybová tuhost železobetonového průřezu desky

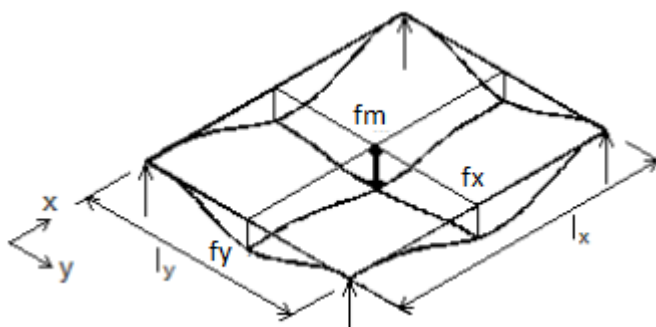
$$B_{ideal,St} = E_{cm} * I_{ideal,St}$$

$f_{el,Lt/ST}$ elastický průhyb desky v poli vypočtený ze statických softwarů, případně za využití teorie desek, při uvažování rovnoměrné obdélníkové desky, zatížené pravidelným dlouhodobým charakteristickým zatížením stálým g_{lt} a dlouhodobým charakteristickým proměnným zatížením q_{lt} zredukovaným součinitelem Ψ_2 dle kvazistálé kombinace zatížení

$$f_{m,el,Lt} = \frac{1,1(g_{lt} + q_{lt} * \psi_2) * (l_x^4 + l_y^4)}{E_{cm} * I_{el}} \quad 5-3$$

$$f_{y,el,Lt} = \frac{(g_{lt} + q_{lt} * \psi_2) * l_y^4}{20 * E_{cm} * h^3} * \frac{l_x}{l_y} \quad 5-4$$

$$f_{x,el,Lt} = \frac{(g_{lt} + q_{lt} * \psi_2) * l_x^4}{20 * E_{cm} * h^3} * \sqrt{\frac{l_y}{l_x}} \quad 5-5$$

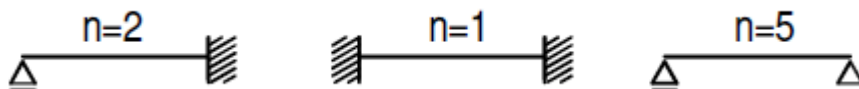


Obr. 39 Průhyb středního pole desky lokálně podporované při rovnoměrném zatížení f_k všech polí (8)

I_{ideal} náhradní moment setrvačnosti při uvažovaném $E_{c,eff}$, který lze vyjádřit vztahem 5-6

$$I_{ideal} = \frac{1 + \frac{n_x * \lambda^4}{n_y}}{I_{ideal,x} + \frac{n_x * \lambda^4 * I_{ideal,y}}{n_y}} * I_{ideal,x} * I_{ideal,y} \quad 5-6$$

n_i součinitel charakterizující uvolnění desky v příslušném směru dle Obr. 40



Obr. 40 Součinitel charakterizující uvolnění desky v příslušném směru (8)

λ součinitel poměru rozpětí $\lambda = l_x/l_y$

l_y, l_x rozpětí stropní desky ve směru x nebo y

$I_{ideal,x}, I_{ideal,y}$

náhradní moment setrvačnosti při uvažovaném $E_{c,eff}$, pro směr x a y dle Obr. 41

při spojitosti desky v řezu A-A a B-B se I_{2r} stanoví ze vztahu

$$I_{ideal,y} = 0,25 * (I_{ideal,y,A} + 2I_{ideal,y,C} + I_{ideal,y,B}) \quad 5-7$$

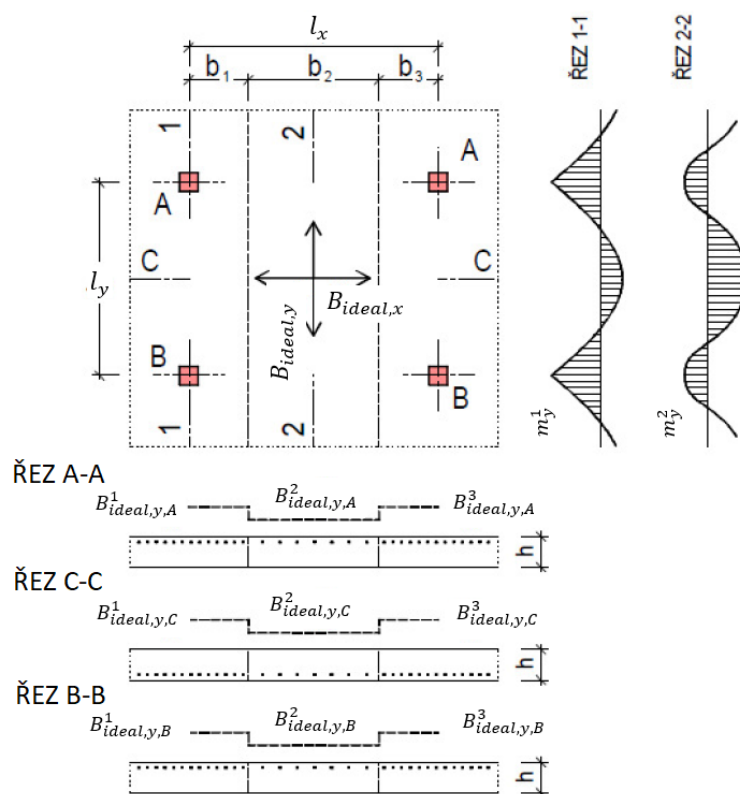
při spojitosti desky v řezu A-A a volném uložení v řezu B-B se I_{2r} stanoví ze vztahu

$$I_{ideal,y} = 0,25 * (I_{ideal,y,A} + 2I_{ideal,y,C}) \quad 5-8$$

$I_{ideal,y,A}$ průměrná tuhost na jednotku délky při uvažovaném $E_{c,eff}$ v řezu A-A ve směru y

$$I_{ideal,y,A} = 1,2 * \frac{I_{ideal,y,A}^1 + I_{ideal,y,A}^3}{b_1 + b_3} + 0,8 * \frac{I_{ideal,A}^2}{b_2} \quad 5-9$$

$I_{ideal,y,A}^1$ se stanoví dle vztahu 4-3. interpolací mezi momentem setrvačnosti bez trhlin I_I a momentu setrvačnosti s plně rozvinutými trhlinami I_{II}



Obr. 41 Půdorys deskového pole ohybové tuhosti úseků řezů s různým vyztužením pro každý ze směru x a y (8)

Při výpočtu průhybu přibližnými metodami založenými na vyšetřování deformací vzájemně se křížících pásů nosníků uvažujeme pole ohraničené modulovým systémem sloupů. Průhyb středu deskového pole stanovíme superpozicí průhybu deskového pásu šířky $b = 1$ m vyšetřovaného v každém směru (x a y) za předpokladu, že pro vyšetřovaný směr je deskové pole přímkově podepřeno kolmo na vyšetřovaný směr (viz Obr. 42). Z důvodů nerovnoměrného rozdělení ohybových momentů po šířce příslušného řezu deskou, případně menší šířce sloupového pruhu i změnám ohybových tuhostí v důsledku různých namáhání i vyztužení jednotlivých pásů, se musí vyšetřit zvláště přetvoření sloupového a středního pruhu. Sloupové hlavice vyžadují uvažování proměnného momentu setrvačnosti ve sloupovém pruhu. Přetvoření pruhů určíme podle ČSN EN 1992-1-1. Výsledný průhyb pole je součet průhybů sloupového pruhu. (8)

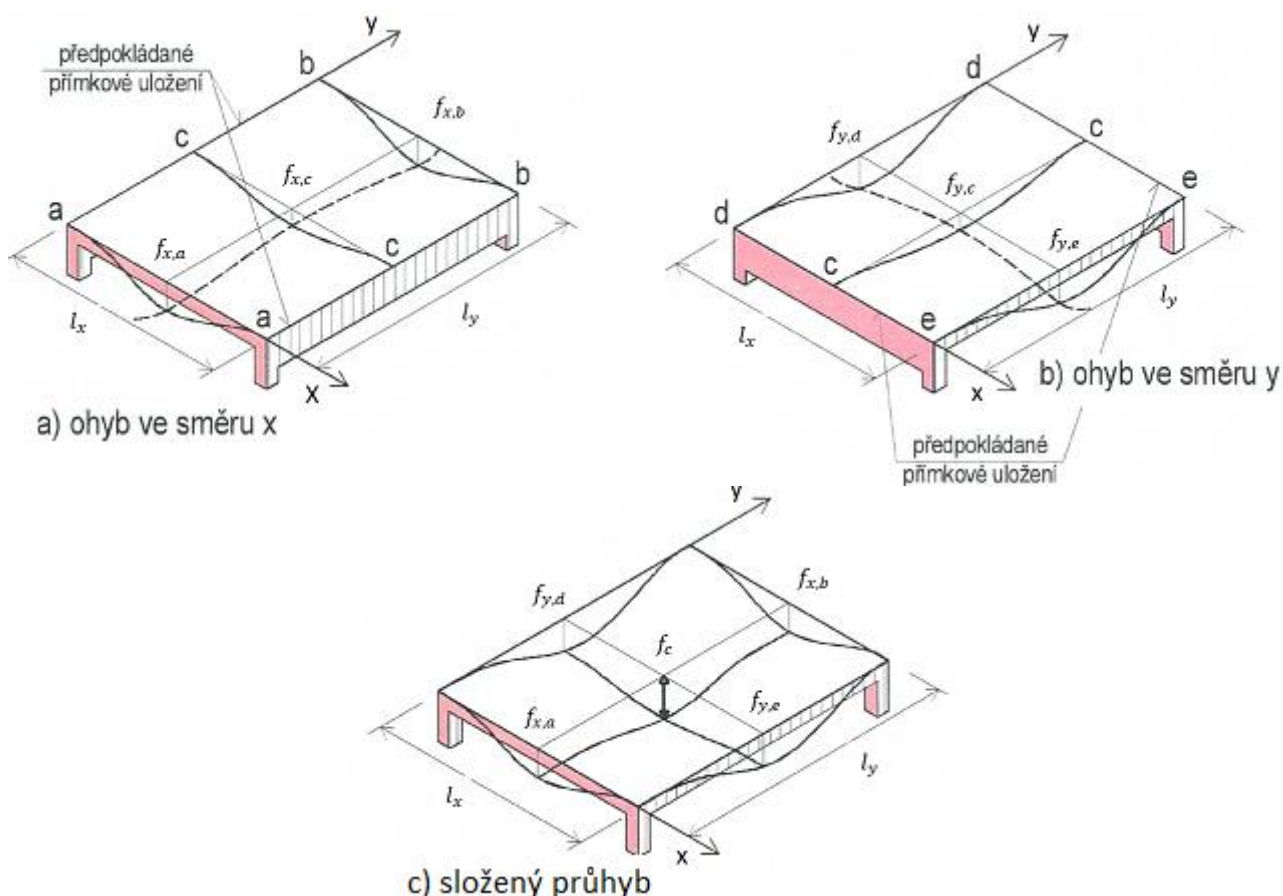
$$f_c = 0,5(f_{x,d} + f_{x,b}) + f_{y,c} \quad 5-10$$

Nebo

$$f_c = 0,5(f_{y,d} + f_{y,e}) + f_{x,c} \quad 5-11$$

Kde

- $f_{x,a}, f_{x,b}$ největší průhyb středního pruhu ležícího ve směru x ve sloupové řadě A,B
- $f_{x,c}$ největší průhyb středního pruhu ležícího ve směru x mezi sloupovými řadami A, B
- $f_{y,a}, f_{y,b}$ největší průhyb středního pruhu ležícího ve směru y ve sloupové řadě D,E
- $f_{y,c}$ největší průhyb středního pruhu ležícího ve směru y mezi sloupovými řadami D, E



Obr. 42 Stanovení průhybu křížem vyztužené stropní desky superpozicí deformací vzájemně se křížících středních pruhů (8)

5.2 Kontrola výpočtu statickým výpočtením softwarem (14)

U modelů vypočtených dle kapitoly 5.1 je provedena kontrola nelineárním výpočtem statického softwaru s následným porovnáním výsledků. Je tak umožněno specifickými moduly softwarů pracující na principech popsaných v kapitole 1 se zohledněním nelineárních interakcí mezi výztuží a betonem, včetně vzniku trhlin. Ve výpočtu je započítána časová závislost dotvarování podle vzorce 1-3. Smršťování v tomto případě není zohledněno a je tak k celkovým výsledkům přičteno dle kapitoly 5.4.3.

Základní vztahy pro výpočet pomocí statického softwaru:

$$\sigma_{max,\phi} = \frac{n_{\phi}}{A_{\phi,I}} + \frac{m_{\phi} - n_{\phi} * \left(x_{\phi,I} - \frac{h}{2}\right)}{I_{\phi,I}} * (h - x_{\phi,I}) \quad 5-12$$

Kde

- n_{ϕ} Normálová síla od vnějšího zatížení ve směru výztuže ϕ
- m_{ϕ} Moment od vnějšího zatížení ve směru výztuže ϕ
- $x_{\phi,I}$ Výška tlačené oblasti betonu ve stavu neporušeném trhlinami ve směru výztuže ϕ
- h Výška průřezu

- $A_{\phi, I}$ Ideální průřezová plocha ve stavu I ve směru výztuže ϕ
 $I_{\phi, I}$ Ideální moment setrvačnosti ve stavu I ve směru výztuže ϕ

Rozdělovací součinitel ζ_{ϕ} se zohledněním tahového zpevnění

Pro $\sigma_{\max, \phi} > f_{ctm}$

$$\zeta_{\phi} = 1 - \beta * \left(\frac{f_{ctm}}{\sigma_{\max, \phi}} \right)^2 \quad 5-13$$

Kde

- β Součinitel, kterým se zohledňuje vliv doby trvání zatížení
 f_{ctm} Průměrná pevnost betonu v tahu

Pro $\sigma_{\max, \phi} < f_{ctm}$

$$\zeta_{\phi} = 0$$

Výpočet je nutno provést s respektováním zadaného množství výztuže a se zohledněním dotvarování pomocí vypočteného nebo zadaného součinitele dotvarování ϕ . Znázornění zadaných hodnot pro výpočet přetvoření se nachází v kapitole 5.4.2.

5.3 Součinitel K_f pro přibližný výpočet průhybů (15)

Součinitel K_f slouží k přibližnému výpočtu celkových časově závislých průhybů železobetonových lokálně podepřených desek. Po výpočtu lineárně pružných průhybů desky ze vztahu 5-3, 5-4, 5-5 nebo ze staticky výpočetních softwarů je lineární průhyb vynásoben součinitelem K_f zohledňujícím přibližný vliv trhlin, smršťování a dotvarování.

$$f = f_{el} * K_f \quad 5-14$$

$$K_f = \frac{K_{csh}(1 + \phi_{\infty})}{K_{EI}} \quad 5-15$$

Kde

- K_{csh} je součinitel vyjadřující přibližný vliv smršťování betonu, lze ho uvažovat hodnotou 1,2
 ϕ_{∞} je součinitel dotvarování pro příslušné zatížení a časový interval, který se na konci životnosti deskových konstrukcí pohybuje přibližně mezi hodnotami od 2,0 až 3,0
 K_{EI} je součinitel vyjadřující snížení tuhosti následkem vzniku trhlin; jeho hodnota závisí na vyztužení, zatížení vztaheném k zatížení pro vzniku trhlin a geometrii desky; K_{EI} lze uvažovat hodnotou 0,6

Po dosazení součinitel K_f zvětšuje vypočtené lineární průhyby šestinásobně až osminásobně v závislosti na velikosti součiniteli ϕ . Zohlednění vzniku trhlin, které společně s dotvarováním mají největší vliv na celkové deformace, je součinitelem $K_{EI}=0,6$ a smršťování součinitelem $K_{csh}=1,2$. Hodnota těchto součinitelů je dána konzervativním odhadem a ve většině případů nebude výsledný průhyb spočtený touto metodou platit.

5.4 Základní údaje příkladu lokálně podepřené desky

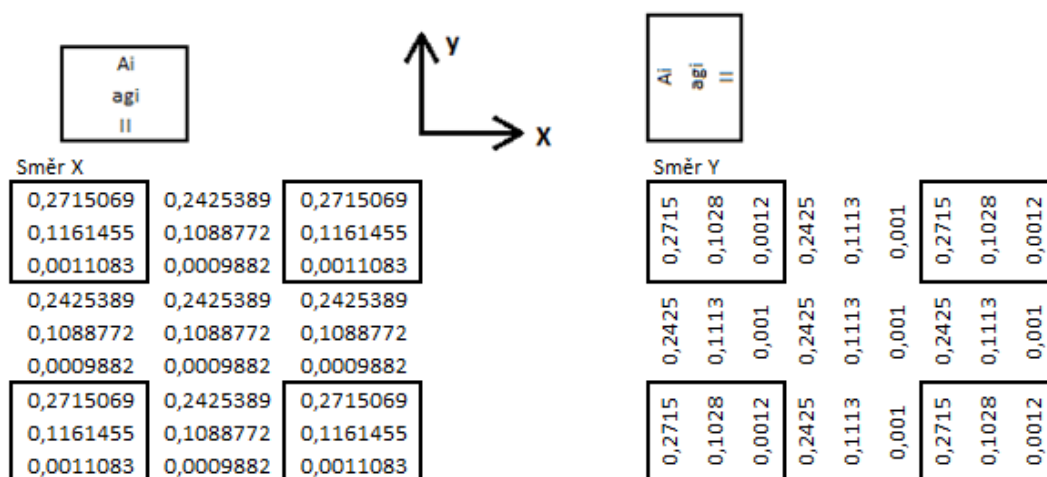
Výpočet je proveden na lokálně podepřené desce o rozpětí $l_x=6,9$ m a $l_y=7$ m. Rozpětí ostatních polí desky je $l_x=6,2$ m $l_y=5,4$ m. Empirický vzorec pro lokálně podepřenou bezhřibovou desku s okrajovým žebrem $h = \frac{1}{33} L_{max} \sim 212$ mm. Jsou vytvořeny tři modely s různými výškami průřezů pro ověření správnosti výpočtů s více vstupními daty. Modely jsou počítány s výškou průřezu $h=220$ mm, $h=200$ mm a $h=180$ mm. Konstrukce je desková, šířka je tak počítána na běžný metr $b = 1$ m'. Typ betonu je C25/30 s výztuží B500A.

Pro stropní konstrukce pozemních staveb je vhodné počítat s konstrukční třídou S4 s životností 50let pro prostředí interiéru se stále nízkou vlhkostí (XC1). Průhyby jsou počítány na konci životnosti. Optimální relativní vlhkost interiéru se pohybuje podle ČSN 06 0210 obecné místnosti mezi 50-60 %, pro výpočet je zvolena hodnota 50 %. Počátek zatěžování konstrukce je doporučený po dosažení plné pevnosti beton v tlaku ve 28 dnech. Doba ošetřování konstrukce je závislá na teplotě v průběhu výstavby a rychlosti vývoje pevnosti, pro návrh se počítá s hodnotou 7 dní (10 °C-15 °C a středně rychlý vývoj pevnosti betonu).

Vlastní tíha železobetonových konstrukcí je uvažována hodnotou 25 kN/m³. Vlastní tíhy jednotlivých podlah nejsou rozepsány ve statickém výpočtu, je zjednodušeně počítáno s hodnotou 1,5 kN/m² po celé ploše modelované konstrukce. Na stropní desce se počítá s návrhem mezi bytových akustických nenosných stěn, tloušťky 100-150 mm. Z důvodu neznámého rozmístění příček je počítáno s náhradním rovnoměrným plošným zatížením o velikosti 1,5 kN/m². Na desce je uvažováno zatížení o velikosti 2 kN/m² (dle kategorie A pro obytné plochy a plochy pro domácí činnosti (6)).

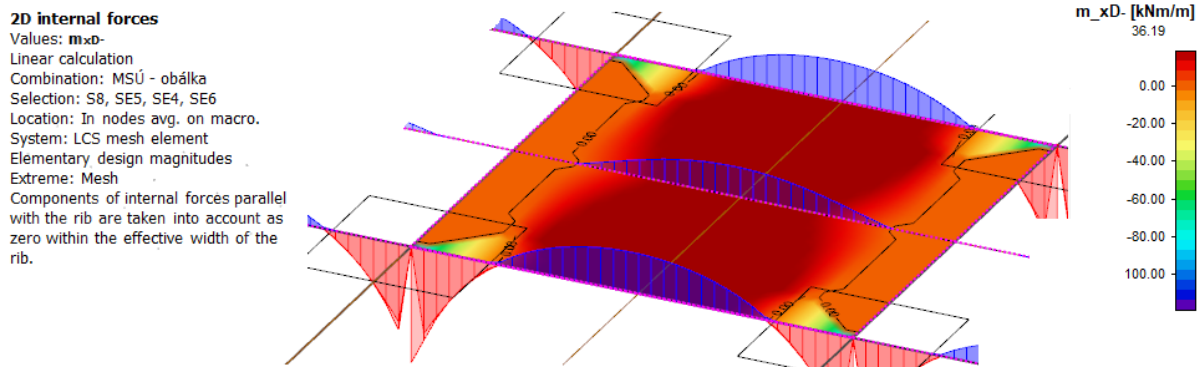
Návod na výpočet za pomoci Přílohy 4-6

Průhyby konstrukce jsou spočítány za pomoci přílohy 1 vytvořené v programu Microsoft Excel 2016. Vstupní data, která se v souboru dají libovolně měnit jsou označené buňkou šedivé barvy (viz Obr. 28). Výstupní a vstupní data jsou zobrazeny podle směru ve kterém jsou počítány dle Obr. 43.



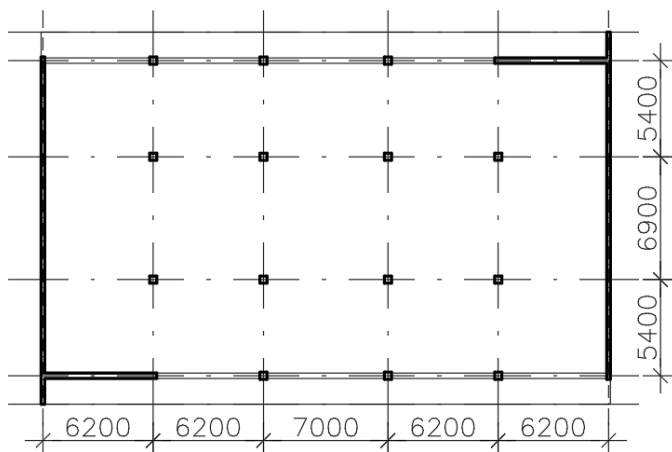
Obr. 43 Určení směru v hodnot dle Přílohy 4 ($h=220$)

Mezní stav únosnosti je navržen dle výsledných hodnot dimenzačních momentů z namodelované desky ve statickém výpočetním softwaru (viz Obr. 44) z obálky mezního stavu únosnosti. Druhou možností je použití metody součtových momentů spočtených v listu „součtové momenty“ v Příloze 4-6.

Obr. 44 Dimenzační momenty m_{xD} - na navrhované ŽB desce dle Přílohy 4

Mezní stav únosnosti není hlavním cílem výpočtu a je tak pouze zohledněn základním posudkem jednostranného vyztužení dle (1), bez ověření konstrukčních zásad. Je tak umožněn základní posudek sítě při horním a dolním povrchu ve směru x a y. Pokud výztuž už je v desce navržena, je možné přepsat tabulku vyztužení a pokračovat bez posudku mezního stavu únosnosti. Na desce je potřeba určit délku výztuže nad podporou bez započítaného kotvení.

Pro výpočet mezního stavu použitelnosti je nutné určit ohybové momenty stejným způsobem jako u výpočtu mezního stavu únosnosti. Dlouhodobé a krátkodobé momenty z charakteristické kombinace zatížení jsou vloženy samostatně do přílohy 4 ze statického výpočetního softwaru. Po případných úpravách je možné využít součtovou metodu momentů v listu „součtové momenty“.



Obr. 45 Rozměry lokálně podepřené desky pro výpočet průhybů

Geometrie průřezu pro Přílohu 4

Výška prvku	$h=220$ mm
Rozpětí ve směru x	$l_x=7$ m
Rozpětí ve směru y	$l_y=6,9$ m

Materiály pro Přílohu 4

Použitý beton Beton C25/30

$$\gamma = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; f_{cd} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa}; f_{cm} = 33 \text{ MPa}; f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa};$$

$$E_{cm} = 30,5 \text{ GPa}; f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

Použitá ocel Ocel B500B

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}; E_s = 200 \text{ GPa}$$

Zatížení

Tabulka 15: Zatížení konstrukce

Zatížení	Charakteristické [kN/m']; f_k	γ [-]	Návrhové [kN/m']; f_d	
- Stálé				
Vlastní tíha 25kN/m ³ *0,24m	4,5	1,35	6,075	g_0
Podlaha	1,5	1,35	2,025	g_1
Příčky	1,5	1,35	2,025	g_2
- Užité				
Obytné plochy a plochy pro domácí činnosti (A)	2,0	1,5	3	q

Kombinace zatížení pro Přílohu 4 (h=220 mm)

Návrhová kombinace

$$f_k = g_{0k} * 1,35 + g_{1k} * 1,35 + q_{1k} * 1,5$$

Charakteristická kombinace

$$f_k = g_{0k} + g_{1k} + g_{2k} + q$$

$$\Psi_0 = 0,6$$

Častá kombinace

$$f_k = g_{0k} + g_{1k} + g_{2k} + q * \Psi_{1,1}$$

$$\Psi_{1,1} = 0,5$$

Kvazi-stálá kombinace

$$f_k = g_{0k} + g_{1k} + g_{2k} + q * \Psi_2$$

$$\Psi_{2,1} = 0,3$$

Údaje o prostředí, technologických postupech atd. pro Přílohu 4

Základní třída konstrukce	S4
Třída prostředí	XC1
Počátek zatěžování	$t_0=28$ dní
Konec zatěžování	$t_\infty=50$ let
	$t_\infty=18250$ dní
Konec ošetřování betonu	$t_s=7$ dní
Relativní vlhkost prostředí	RH=50%
	$RH_0=100\%$

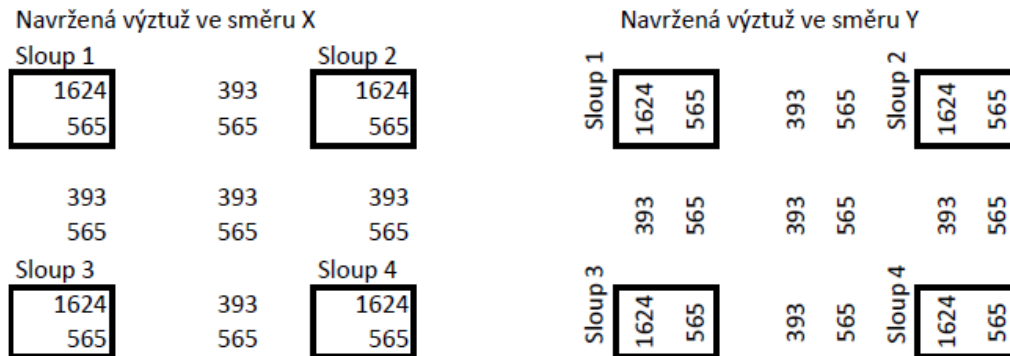
5.4.1 MSÚ

Betonová krycí vrstva pro Přílohu 4Pro prostředí XC1 a S4 $c_{min,dur}=15mm$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm)$$

$$= \max(6; 15 + 0 - 0 - 0; 10) = 15mm$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25mm$$



Obr. 46 Navržená výztuž ve směru x a y při dolním a horním povrchu pro Přílohu 4

Přepočtené hodnoty součinitele dotvarování a poměrného smršťování

$$\varphi \approx 2,587$$

$$\epsilon_{sh} \approx 623,19 \cdot 10^{-6}$$

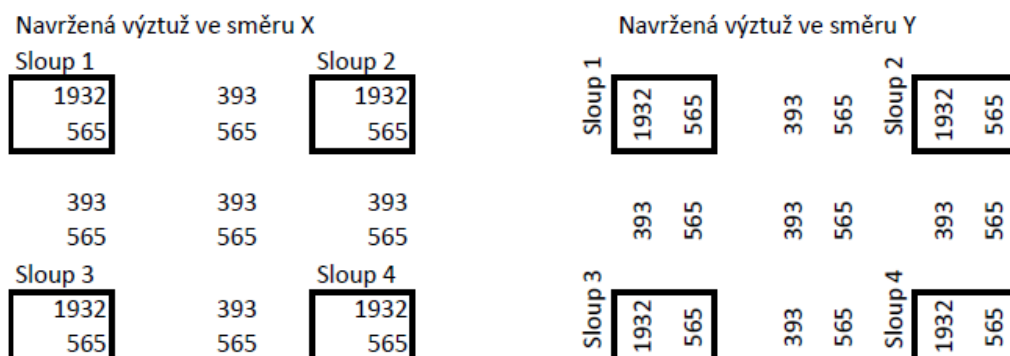
Základní údaje příkladu s výškou $h=200$ mm (viz Příloha 5)

Výška prvku

 $h=200$ mm

$$\varphi \approx 2,63$$

$$\epsilon_{sh} \approx 637,30 \cdot 10^{-6}$$



Obr. 47 Navržená výztuž ve směru x a y při dolním a horním povrchu pro Přílohu 5

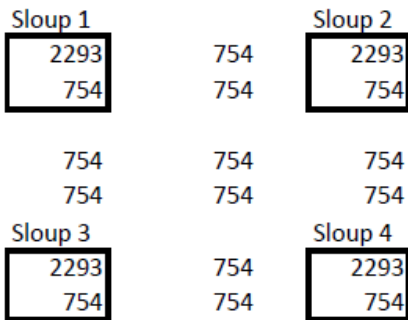
Pozn. Neuvedené základní údaje jsou totožné s výše uvedeným příkladem dle Přílohy 4

Základní údaje příkladu s výškou $h=180$ mm (viz Příloha 6)

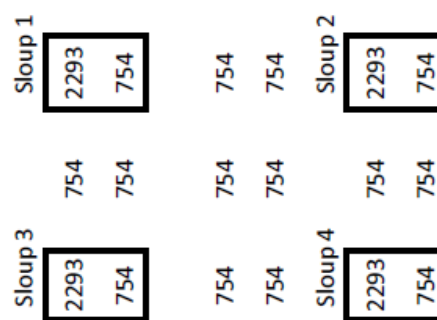
Výška prvku

 $h=180$ mm $\varphi \approx 2,671$ $\epsilon_{sh} \approx 658,48 \cdot 10^{-6}$

Navržená výztuž ve směru X

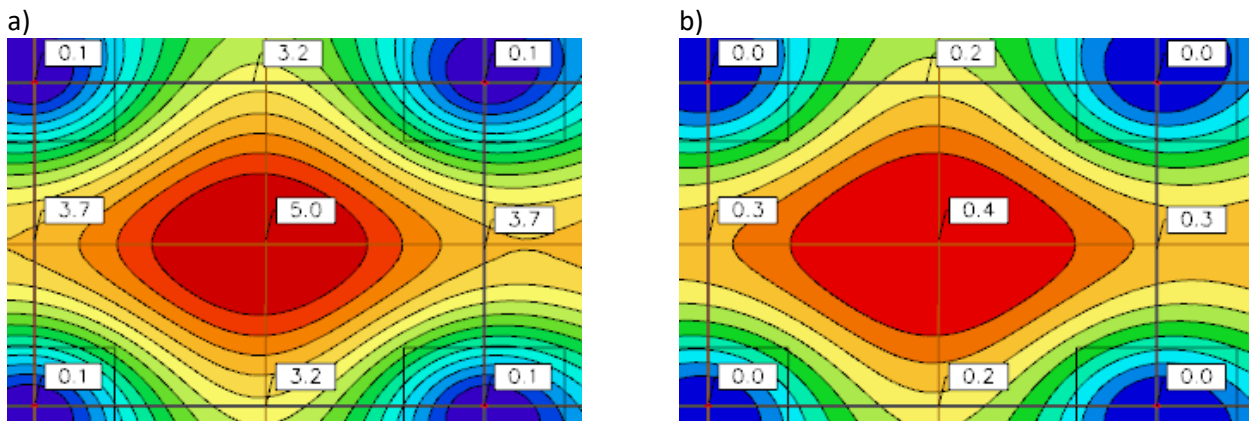


Navržená výztuž ve směru Y



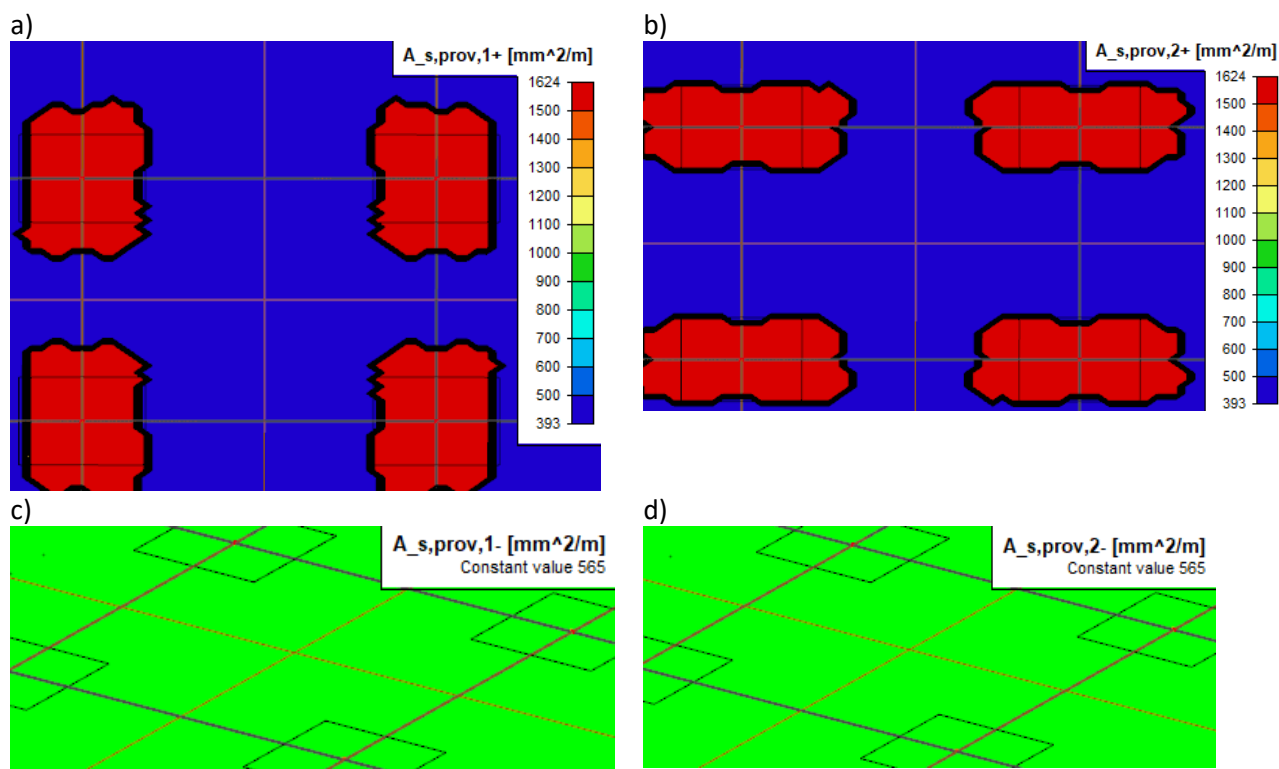
Obr. 48 Navržená výztuž ve směru x a y při dolním a horním povrchu pro Přílohu 6

Pozn. Neuvedené základní údaje jsou totožné s výše uvedeným příkladem dle Přílohy 4

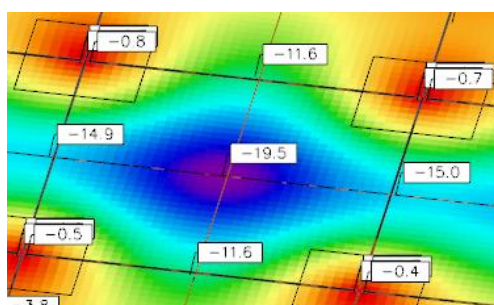
5.4.2 Zadání výpočtu do staticky výpočetního softwaru Přílohy 4 ($h=220$ mm)**Základní vstupní data použité v programu pro $h=220$ mm (viz Příloha 4)**

Obr. 49 a) dlouhodobý elastický výpočet průhybů uprostřed rozpětí desky b) krátkodobý elastický výpočet průhybů uprostřed rozpětí desky pro Přílohu 4

Do statického modelu ve statickém softwaru navrženo stejné vyztužení jako při analytickém výpočtu dle ČSN 73 1201. Tyto údaje jsou znázorněny na Obr. 50 výpočetního modelu.



Obr. 50 Vyztužení desky ve staticky výpočetním softwaru dle Přílohy 4 a) Horní výztuž ve směru y b) Horní výztuž ve směru y c) Spodní výztuž ve směru y d) Spodní výztuž ve směru x



Obr. 51 Výsledný krátkodobý a dlouhodobý průřez s ohledem na vznik trhlin a vyztužení průřezu staticky výpočetního softwaru pro Přílohu 4

Ve statickém výpočetním softwaru se nezapočítává do celkových průhybů vliv od smršťování betonu. Pro možné porovnání výsledků je k výpočtu dle staticky výpočetního softwaru přičten odhad průhybů od smršťování konstrukce vypočítán dle kapitoly 5.4.3.

Výsledné přetvoření ze statického softwaru je použito pouze pro kontrolu dosažených výsledků výpočtu dle ČSN 73 1201.

5.4.3 Výpočet průhybů dle ČSN 73 1201 dle Přílohy 4 ($h=220$ mm)

Z důvodu komplikovaného průběhu křivosti od smršťování na desce, se zohledněním vyztužení nad podporami a v místech s rozvinutými trhlinami, je výpočet smršťování zjednodušen použitím metody přepočtu křivosti (viz kapitola 4.3). Předpokládá se, že průběh smršťování na desce bude proporcionalní s průběhem ohybových momentů a případného vyztužení konstrukce. Výpočet je proveden v obou směrech se zohledněním vzniku trhlin v místě největšího přetvoření (uprostřed

rozpětí desky) od zatížení a je následně zprůměrován. Výsledky průhybů od smršťování jsou pouze přibližné, z časových důvodů nebylo možné konstrukci podrobněji analyzovat.

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_{I,x} &= \varepsilon_{sh} * \alpha_{e,Lt} * \frac{A_s * (d - x_{I,LT}) - A'_s * (x_{I,LT} - d')}{I_{I,LT}} \\ &= 623,19 * 10^{-6} * \frac{200}{8,5} \\ &\quad * \frac{565 * 10^{-6} * (0,177 - 0,109) - 393 * 10^{-6} * (0,109 - 0,043)}{0,000988} \\ &= 1,877 * 10^{-4} m^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_{II,x} &= \varepsilon_{sh} * \alpha_{e,LT} * \frac{A_s * (d - x_{II,LT}) - A'_s * (x_{II,LT} - d')}{I_{II,LT}} \\ &= 623,19 * 10^{-6} * \frac{200}{8,5} \\ &\quad * \frac{565 * 10^{-6} * (0,177 - 0,048) - 393 * 10^{-6} * (0,048 - 0,043)}{0,00019} \\ &= 5,48 * 10^{-3} m^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_x &= \left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_I * (1 - \zeta_g) + \left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_{II} * \zeta_g = 1,877 * 10^{-4} * (1 - 0) + 5,48 * 10^{-3} * 0 \\ &= \mathbf{1,877 * 10^{-4} m^{-1}} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{1}{r_{sh}}\right)_y = \mathbf{1,766 * 10^{-4} m^{-1}}$$

$$f_{sh,x} = kl^2 * \frac{1}{r_{sh}} = \frac{5}{48} * \left(1 - 0,1 * \frac{|-5,14 + 5,14|}{15,75}\right) * 7^2 * 1,877 * 10^{-4} = 0,895mm$$

$$f_{sh,x} = 0,873mm$$

$$f_{sh} = \frac{f_{sh,x} + f_{sh,y}}{2} = \frac{0,895 + 0,873}{2} = 0,884mm$$

Tabulka 16: Výsledky přetvoření lokálně podepřené desky dle Přílohy 4

	Dlouhodobý průhyb [mm]	Krátkodobý průhyb [mm]	Smršťování [mm]	Průhyby celkem [mm]
f_{el}	5,0	0,4		5,4
$f = f_{el} * \frac{B_{el}}{B_{ideal}}$	20,6	0,6	0,9	22,1
f_{el}/f	x4,12	x1,5		x4,09

Výpočet obousměrně pnutých konstrukcí dle ČSN 73 1201 je porovnatelný s metodou s proměnnou ohybovou tuhostí po délce nosníku pro jednosměrně pnuté konstrukce. Vycházíme ze stejných principů výpočtu ohybové tuhosti změněné součinitelem ζ ve více bodech konstrukce, která je následně zprůměrována do obecné ohybové tuhosti v obou směrech. Zohledňuje se tak vliv větší části nepotrhané deskové konstrukce.

5.4.4 Přibližný výpočet pomocí součinitele K_f

$$f = f_{el} * K_f = f_{el} * \frac{K_{csh}(1 + \varphi_{\infty})}{K_{EI}} = 5,4 * \frac{1,2 * (1 + 2,671)}{0,6} = 38,7mm$$

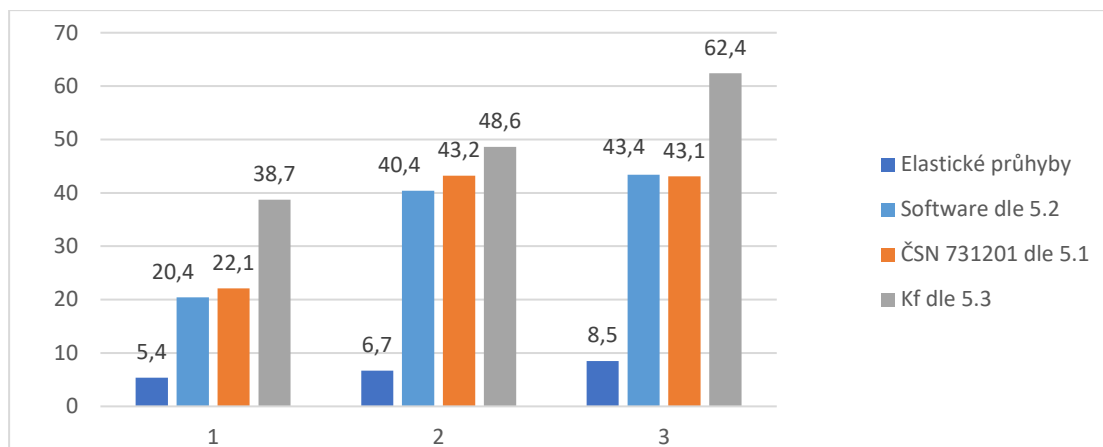
Výsledné průhyby spočítané dle přibližného výpočtu pomocí součinitele K_f nejsou s ostatními metodami shodné. V daném příkladu je moment na vzniku trhlin překročen uprostřed desky pouze minimálně. Trhliny vzniknou, nebudou ovšem rozvinuté. Součinitel K_{EI} je tak brán hodnotou 0,6 velmi konzervativně. Součinitel K_{csh} , který je uvažován hodnotou $K_{csh}=1,2$ podobně nezohledňuje rozvinutost trhlin a navrženou výztuž průřezu. Součinitele je možné tak upřesnit dle základních podmínek návrhu (viz 6.1).

5.5 Výsledné průhyby modelů obousměrně pnutých desek

Tabulka 17: Výsledné průhyby obousměrně pnutých desek dle Přílohy 4,5,6

	Elastické průhyby			Software dle 5.2			ČSN 731201 dle 5.1			K_f dle 5.3		
	h=220 mm Příloha 4	h=200 mm Příloha 5	h=180 mm Příloha 6	h=220 mm Příloha 4	h=200 mm Příloha 5	h=180 mm Příloha 6	h=220 mm Příloha 4	h=200 mm Příloha 5	h=180 mm Příloha 6	h=220 mm Příloha 4	h=200 mm Příloha 5	h=180 mm Příloha 6
Dlouhodobé	5	6,2	7,9	19,5	24,9	32,5	20,6	27,2	31,2	38,7	48,6	62,4
Krátkodobé	0,4	0,5	0,6				0,6	0,9	1			
Smršťování	-			0,9	15,1	10,9	0,9	15,1	10,9			
Celkem	5,4	6,7	8,5	20,4	40,4	43,4	22,1	43,2	43,1	48,6	62,4	
Násobek ku elastickému průhybu				x3,8	x6,0	x5,1	x4,1	x6,5	x5,1	x7,3	x7,3	x7,2

Podrobnější rozepsání mezivýsledků a výsledků včetně posouzení limitního přetvoření ($L/250$ dle (1)) se nachází v Příloze 4-6.



Obr. 52 Porovnání výsledků celkových deformací pro 1) deska h=220 mm 2) deska h=200 mm 3) deska h=180 mm

6 Možnosti změn a vylepšení výpočtu

6.1 Součinitel K_f pro přibližný výpočet průhybů

Po dosažení součinitele K_f , zvětšuje vypočtené lineární průhyby šestinásobně až osminásobně v závislosti na velikosti součinitele φ . Zohlednění vzniku trhlin, které společně s dotvarováním mají největší vliv na celkové deformace součinitelem $K_{EI}=0,6$ není vhodné. Součinitel by měl v závislosti na momentu charakteristické kombinace zatížení na konstrukci zohledňovat, zda trhliny nevznikají (ekonomicky špatně navržená konstrukce) nebo naopak pokud budou trhliny rozvinuté. Součinitele je tak možné následně upravit v závislosti na momentu při vzniku trhlin a na charakteristickém momentu vzniklé na konstrukci od zatížení. Jedná se o přibližnou metodu výpočtu, která by měla splňovat podmínky rychlého a jednoduchého výpočtu. Moment na vzniku trhlin je možné vypočítat bez zohlednění doby trvání zatížení a vyztužení konstrukce dle vztahu 6-1. Doba trvání zatížení a vyztužení konstrukce je možné zohlednit 10 % přidanou hodnotou součinitelem k_m .

$$M_{cr} = k_m * f_{ctm} * \frac{b * h^2}{6} \quad 6-1$$

Kde

k_m součinitel zohledňující vyztužení a třídu trvání zatížení momentu při vzniku trhlin
 $k_m=1,1$

f_{ctm} střední hodnota pevnosti v tahu dle (1)

b Šířka prvku, při výpočtu na deskách $b=1 \text{ m}'$

h výška prvku

Upřesnění K_{EI}

Pokud na prvku nevzniknou trhliny součinitel K_{EI} by měl být roven 1 v ideálním stavu. Předpokládá se, že na konstrukci vždycky trhliny vzniknou od ostatních působících účinků prostředí, historie zatěžování atd. Lze také předpokládat, že konstrukce bude potřhaná od ohybového momentu v místě podpor nebo mezi podporami v daných směrech a je nutné tento vliv zohlednit. Součinitel při splnění podmínky ($M_{cr} > M_{ek}$) je zvolen na hodnotu $K_{EI}=0,95$.

Pokud ohybové momenty překročí moment na vzniku trhlin uprostřed rozpětí v místě největších průhybů, trhliny se budou v průběhu času rozvíjet proporcionálně v poměru M_{ek}/M_{cr} . Tento jev je ověřován spočtenými příklady v přílohách 1-6 a pro obousměrně pnuté konstrukce jsou následující hodnoty vypsány v Tabulka 18. Mezi hodnotami součinitele K_{EI} je možné dle poměru charakteristického momentu od zatížení a momentu vyčíst danou hodnotu z grafu dle Obr. 54.

Pokud je průřez silně potrhán ($1,7 < M_{ek}/M_{cr}$) trhliny zpomalí svůj rozvoj a vliv poměru momentů nebude nadále proporcionální. Součinitel pro silně potrhanou konstrukce je zvolen $K_{EI}=0,6$.

Upřesnění K_{csh}

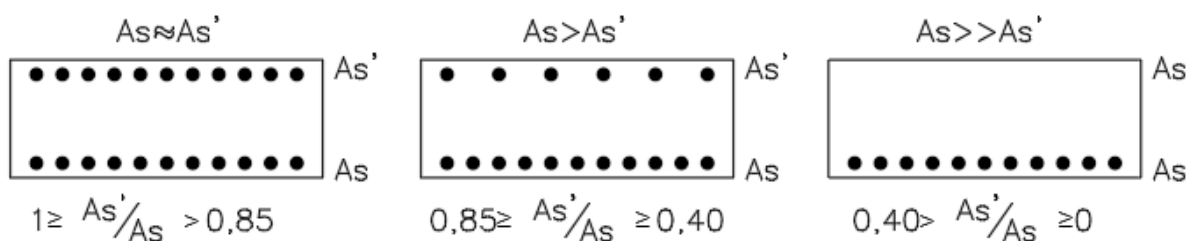
Smršťování je nejvíce závislé na rozdílném vyztužení prvku při horním a dolním povrchu a na potrhání konstrukce. Před upřesněním součinitele K_{csh} je tak nutné znát navrženou výztuž, kde A_s je označení hlavní nosné výztuže a A_s' je vedlejší výztuž.

Pokud na konstrukci nevznikají ohybové trhliny ($M_{cr} > M_{ek}$) průhyby od smršťování budou závislé pouze na rozložení výztuže v průřezu. Podobně jako u součinitele K_{EI} musí být zohledněn potencionální vliv vzniku ohybových trhlin v místech nad podporami a mezi podporami.

Pokud ohybové momenty překročí moment na vzniku trhlin uprostřed rozpětí v místě největších průhybů, trhliny se budou v průběhu času rozvíjet proporcionálně v poměru M_{ek}/M_{cr} a průhyby od smršťování se budou zvětšovat. Tento jev je ověřován spočtenými příklady v přílohách 1-6 a pro obousměrně pnuté konstrukce jsou následující hodnoty vypsány v Tabulka 18. Na rozdíl od součinitele K_{EI} je mezi hodnotami u $1 < M_{ek}/M_{cr}$ a hodnotami $M_{ek}/M_{cr} < 1,7$ lineární závislost.

Pokud je průřez silně potrhán ($1,7 < M_{ek}/M_{cr}$) trhliny zpomalí svůj rozvoj a vliv poměru momentů nebude nadále proporcionální. Průhyby od smršťování se tak nebudou výrazně měnit.

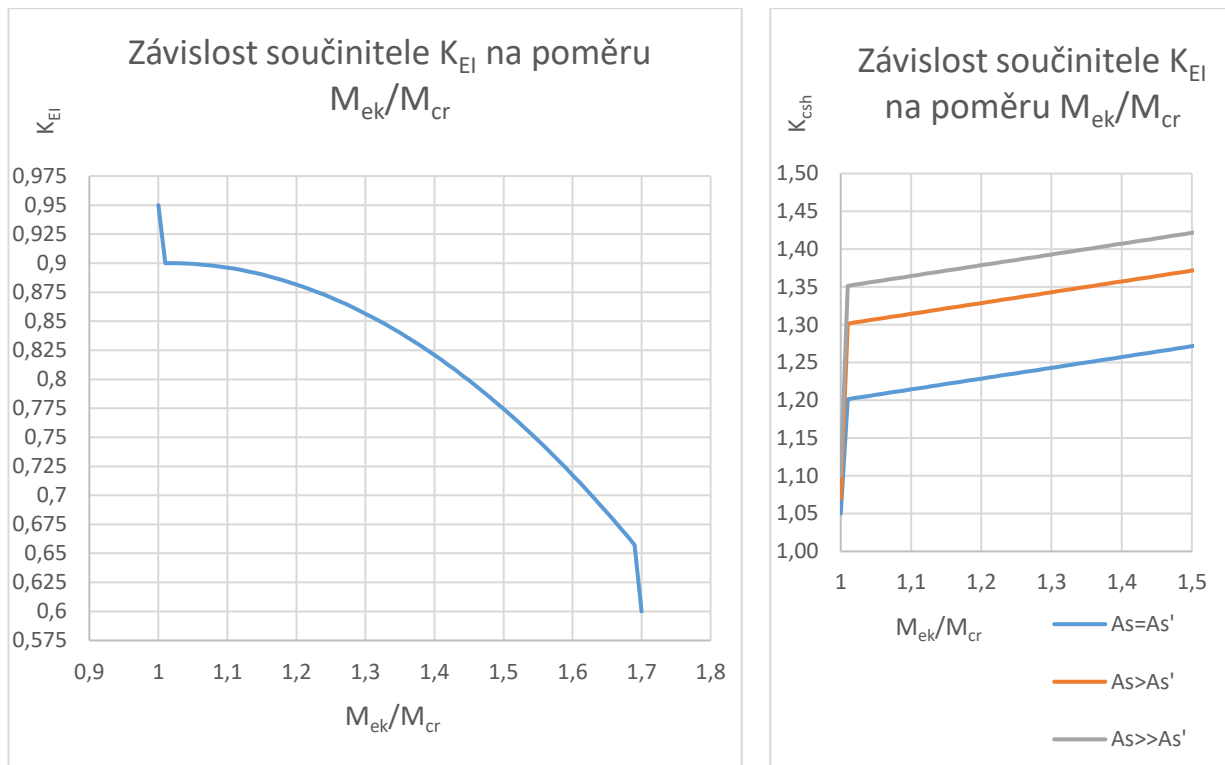
Smršťování ve výpočtech průhybů Přílohy 4-6 železobetonových desek nebyly řádně zanalyzovány (proveden odhad průběhu křivosti na konstrukci, viz kapitola 5.4.3) a dané součinitele K_{csh} mohou být dále upřesněny.



Obr. 53 Přibližné znázornění rozdílu vyztužení při horním a spodním povrchu pro součinitel K_{csh}

Tabulka 18: Upravené součinitele K_{EI} a K_{csh}

	Nepotrhaný průřez $M_{cr} \geq M_{ek}$	Potrhaný průřez $1 < \frac{M_{ek}}{M_{cr}} < 1,7$	Silně potrháný průřez $1,7 < \frac{M_{ek}}{M_{cr}}$
K_{EI}	0,95	0,9-0,65	0,6
K_{csh}			
$1 \geq A_s/A_s' > 0,85$	1,05	1,20-1,30	1,35
$0,85 \geq A_s/A_s' \geq 0,4$	1,07	1,30-1,40	1,45
$0,4 > A_s/A_s' > 0$	1,10	1,35-1,50	1,55

Obr. 54 Závislost součinitele K_{EI} a K_{Csh} na poměru M_{ek}/M_{cr}

Podoba přibližného výpočtu průhybu s upraveným součinitelem K_f je vhodná pouze na obousměrně pnuté prvky podobných rozpětí. Nejedná se o podrobnou analýzu výpočtu průhybů desek, je však určena pro zjednodušení výpočtu průhybů vedlejších konstrukcí, nebo konstrukcí u kterých se nepředpokládá, že překročí limitní přetvoření. Dále může sloužit jako ověření přesnějších výpočtů průhybů na obousměrně pnutých deskách.

6.1.1 Výpočet pomocí upraveného součinitele K_f pro obousměrně pnuté desky

Výpočet pro $h=180$ (viz Příloha 6)

Momenty charakteristické kombinace zatížení

$$M_{ek,x}=17,56 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

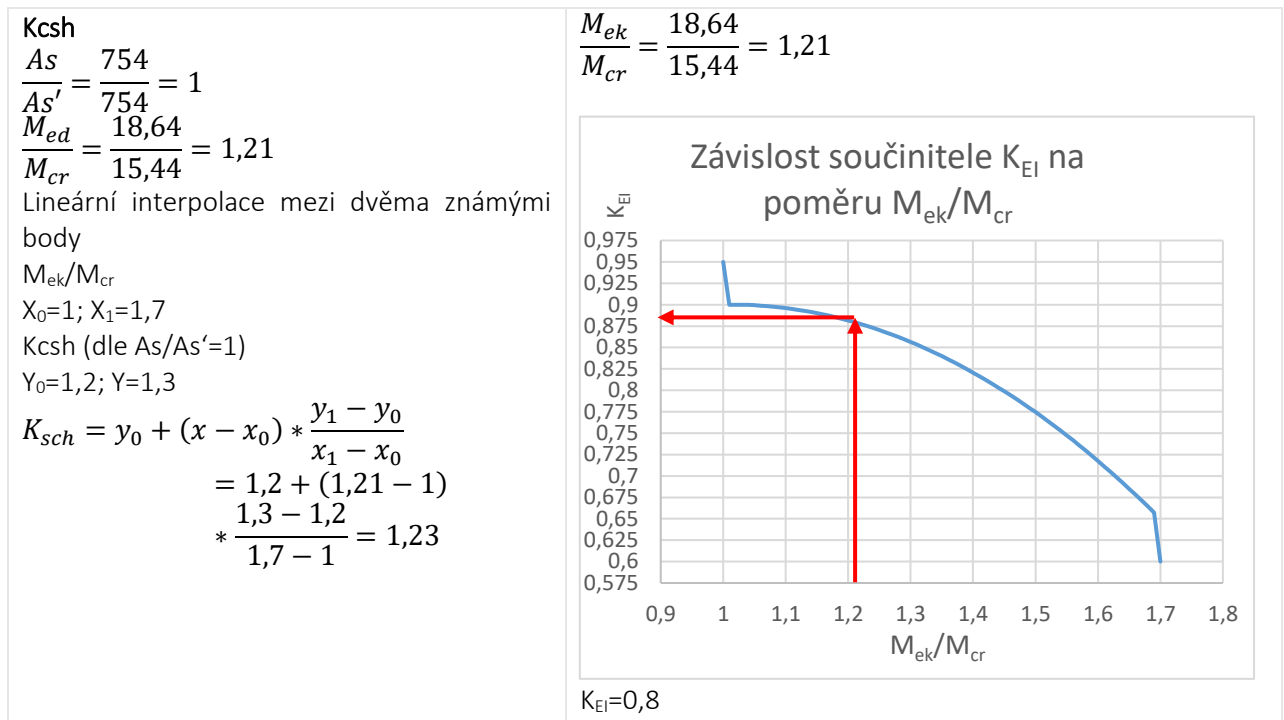
$$M_{ek,y}=19,72 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Průměr momentu ve směru x a směru y

$$M_{ek}=18,64 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cr} = k_m * f_{ctm} * \frac{b * h^2}{6} = 1,1 * 2,6 * 10^3 * \frac{1 * 0,18^2}{6} = 15,44 \text{ kN} * \text{m}$$

Tabulka 19: Součinitele K_{EI} a K_{csh} pro výpočet dle Přílohy 4



Obr. 55 Určení součinitele K_{EI} dle stupně pothání

$$f = f_{el} * K_f = f_{el} * \frac{K_{csh}(1 + \varphi_{\infty})}{K_{EI}} = 8,5 * \frac{1,23 * (1 + 2,671)}{0,88} = 43,6 \text{ mm}$$

Výpočet pro h=200 (viz Příloha 5)

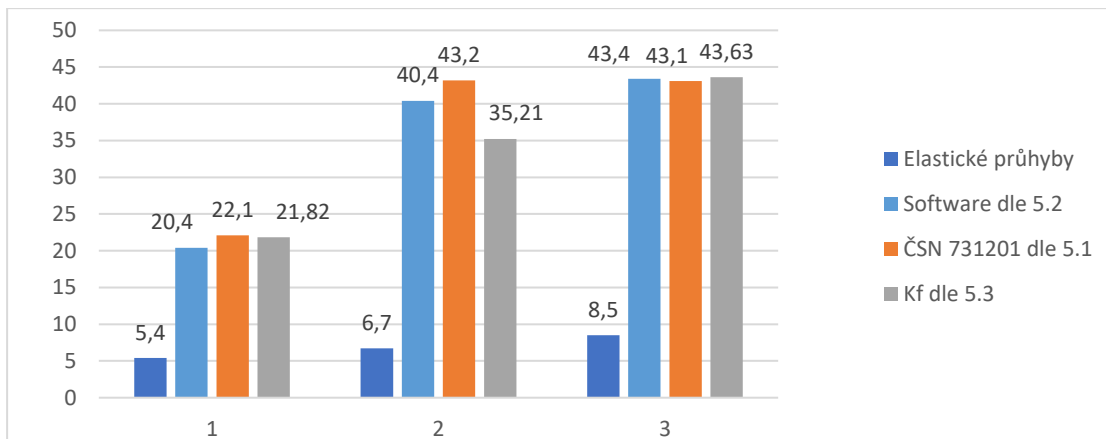
$$f = f_{el} * K_f = f_{el} * \frac{K_{csh}(1 + \varphi_{\infty})}{K_{EI}} = 6,7 * \frac{1,30 * (1 + 2,626)}{0,89} = 35,21 \text{ mm}$$

Výpočet pro h=220 (viz Příloha 4)

$$f = f_{el} * K_f = f_{el} * \frac{K_{csh}(1 + \varphi_{\infty})}{K_{EI}} = 5,4 * \frac{1,07 * (1 + 2,587)}{0,95} = 21,82 \text{ mm}$$

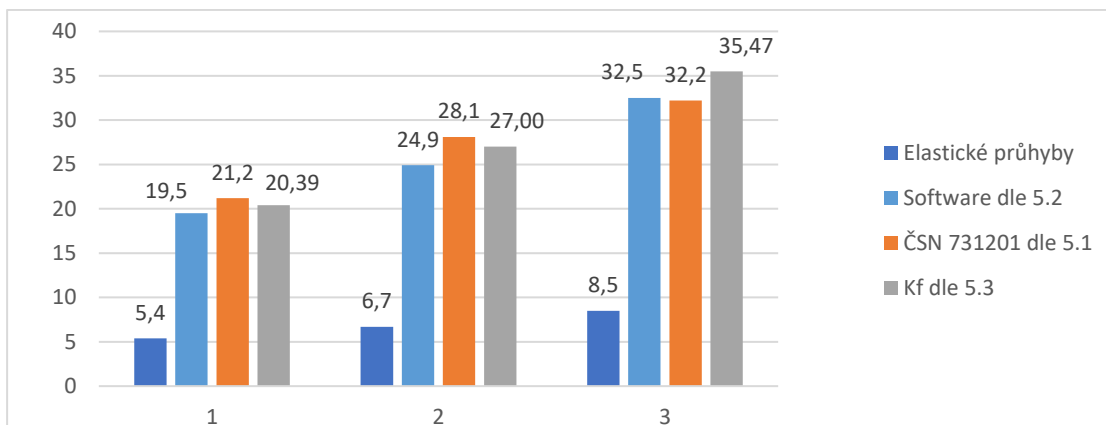
Tabulka 20: Celkové průhyby po použití upraveného součinitele K_f

Nové K_f dle 6.1			
	h=220 mm	h=200 mm	h=180 mm
φ	2,59	2,63	2,67
K_{EI}	0,95	0,90	0,88
K_{csh}	1,07	1,30	1,23
K_f	4,04	5,26	5,13
Celkové průhyby	21,82	35,21	43,63



Obr. 56 Porovnání výsledků celkových deformací s upraveným součinitelem K_f pro 1) deska $h=180$ mm 2) deska $h=200$ mm 3) deska $h=200$ mm

Z Obr. 56 je zřejmé, že s využitím upraveného součinitele K_f se výsledky téměř shodují. Největší odchylka se nachází ve výpočtu 2) deska $h=200$ mm, kde výsledné průhyby s využitím součinitele K_f vychází 87 % k výpočtu dle SCIA modulu CDD. Tato odchylka je způsobena přetvořením od smršťování, které je v Příloze 5 pouze odhadnuto pomocí přepočtu křivosti (viz kapitola 5.4.3). Obr. 57 znázorňuje porovnání výsledků bez ohledu na smršťování konstrukce (tzn. $K_{cs,h}=1$).



Obr. 57 Porovnání výsledků celkových deformací s upraveným součinitelem K_f pro 1) deska $h=180$ mm 2) deska $h=200$ mm 3) deska $h=200$ mm

7 Závěr

Výpočet průhybů železobetonových konstrukcí není jednoduchou úlohou a v běžné praxi je často podceňován a zanedbáván. Podrobná analýza je časově velice náročná a provádění komplikovaných výpočtů u všech navrhovaných prvků není reálné. Cílem diplomové práce je na základě výpočtů stanovených dle normy najít klasifikovanější předpoklad průhybů zjednodušením výpočtů, nebo odhadem.

V případě použití podrobných výpočetních metod není možné zohlednit veškeré činitele ovlivňující deformace betonových konstrukcí, protože vstupní data vnesená do příkladu mohou být v projekční fázi neznámá. Vlivy prostředí, technologických postupů a nejistot materiálových vlastností, které ovlivňují výsledné přetvoření konstrukcí, jsou i v podrobnějších analýzách a výpočtech odhadovány dle doporučených hodnot norem a zkušeností z předchozích návrhů. Z výpočtů a poznatků uvedených v diplomové práci není možné bezpečně stanovit přesnost jednotlivých metod a jejich porovnání se skutečným chováním konstrukce. Finální návrhy by ovšem měly vždy být vyhodnocovány pomocí platné normy pro železobetonové konstrukce ČSN EN 1992-1-1. V teoretické části práce jsou popsány nejdůležitější faktory, které ovlivňují deformace v průběhu i na začátku životnosti konstrukce. Vstupní data použita ve výpočtech vycházejí z předpokladů daného prostředí a vlivů, které na konstrukci budou v průběhu životnosti působit.

Výpočet jednosměrně pnutých desek:

Výpočty průhybů byly provedeny na třech modelech s odlišnými okrajovými podmínkami a za použití čtyř různých výpočetních metod. První výpočetní metoda modelů využívá doslovné metodiky výpočtu popsané v normě ČSN EN 1992-1-1 ed.2. Metoda vychází z interpolace mezi konstrukcí bez vzniku ohybových trhlin a konstrukcí s plně rozvinutými trhlinami. Výsledná konstrukce, která reprezentuje potrhaný prvek, těmito stavy umožňuje výpočet přetvoření pro dlouhodobé účinky zatížení s vlivem dotvarování a krátkodobé účinky zatížení bez vlivu dotvarování. Ostatní metody využitě pro výpočet průhybů v diplomové práci vychází z podobných principů, postup psaný v normách zjednodušují nebo umožňují zohlednění dalších činitelů.

Metoda výpočtu s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku je postavena na předpokladu, že v každém místě konstrukce s odlišným ohybovým momentem je možné samostatným výpočtem určit „skutečný“ stav konstrukce mezi nepotrhaným prvkem a prvkem s plně rozvinutými trhlinami. Do výpočtu je tak zanesena další proměnná v podobě součinitele ζ^* a momentu setrvačnosti, které se mění proporcionálně s průběhem ohybových momentů na konstrukci. Počet vstupních dat, které jsou vneseny do modelu, je několikanásobně vyšší a neobejde se bez analýzy statickými výpočetními softwary.

Metoda použití dvojnásobného součinitele ζ upravuje původní postup výpočtu popsaný dle norem. Původně publikována metoda Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konradem Zilchem (12) stanovuje, že pokud je součinitel ζ použit ve výpočtu dvakrát, výsledné přetvoření konstrukce se dle postupu norem přiblíží analýze výpočtu s respektováním proměnných ohybových tuhostí na nosníku. Požadovaných výsledků ovšem dosáhne pouze v případě, kdy je moment při vzniku trhlin překročen ohybovým momentem v omezených hodnotách (při $\zeta \sim 0,5-0,7$). Metoda se tedy dá použít pouze v omezených případech a je závislá na zamýšleném efektu a důvodu použití.

Metoda přepočtem křivostí je téměř totožná s principem výpočtu dle norem. Celkový postup ale zjednodušuje a umožňuje rychlejší výpočet. Největší výhoda se nachází v jednoduchosti výpočtu spojitých a staticky neurčitých konstrukcí.

Odhadování finálních průhybů i přibližná zjednodušená řešení jsou důležitá, protože mohou posloužit jako ověření výsledků, které byly získány složitými výpočetními programy nebo pro urychlení výpočetních postupů. Všechny výpočetní metody provedené v diplomové práci zohledňují tři nejdůležitější faktory ovlivňující časově závislé průhyby, jež je nutné zohlednit i při odhadech výsledných průhybů. Jedná se především o dotvarování betonu, vznik trhlin a smršťování betonu. Každý z těchto jevů na konstrukci probíhá samostatně, ale navzájem se ovlivňují. Nejbezpečnější cestou pro vytvoření klasifikovaného odhadu je vynásobení elastického průhybu součinitelem zohledňujícím časovou závislost, reologické změny a mechanické poškození betonového prvku. Tento odhad je silně závislý na okrajových podmínkách konstrukce a na velikosti vnitřních sil působících na konstrukci. Pokud je konstrukce ekonomicky navržená, ohybové trhliny vznikají budou a dá se tak předpokládat, že jednosměrně pnutá konstrukce zvětší svůj elastický průhyb pětkrát až desetkrát.

Obousměrně pnuté konstrukce

Přetvoření obousměrně pnutých stropních konstrukcí vychází ze stejných principů výpočtů jako přetvoření jednosměrně pnutých konstrukcí. Přidáním druhého nosného směru železobetonové desky je množství vstupních dat výpočtu podstatně vyšší. Výpočet je proveden na jednom modelu lokálně podepřené desky o třech různých tloušťkách a za pomoci třech různých metod.

První metoda je popsána v normě ČSN 73 1201 se přibližuje výpočtu metodou s respektováním proměnných tuhostí po nosníku pro jednosměrně pnuté konstrukce. Interpolace mezi nepotrhaným prvkem a prvkem s plně rozvinutými trhlinami je provedena v obou směrech a ve více místech desky, kdy výsledná ohybová tuhost je nakonec sloučena do jedné hodnoty tuhosti reprezentující celou obousměrně pnutou desku. Analytický výpočet je velice náročný, ale v tuto chvíli se jedná o jedinou metodu dle lokálních norem zohledňující ohybové tuhosti ve více směrech a místech pro obousměrně pnuté desky.

Správnost výsledků přechodí metody je ověřena výpočtem ve staticky výpočetním softwaru. Je provedena nelineární analýza železobetonových konstrukcí se započtenou interakcí mezi betonem a vyztuží, včetně vlivu trhlin a dotvarování. Výsledné průhyby jsou téměř totožné s výpočtem dle ČSN 73 1201. Program ovšem nezapočítává přetvoření od smršťování, které je s ohledem na průběh vzniku trhlin a vyztužení na deskových konstrukcích velice náročné.

Poslední metodou původně popsanou dle Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2, Teil 1 je použití součinitele K_f vycházejícího ze zvětšení lineárních přetvoření pomocí součinitelů zohledňující vliv trhlin a smršťování deskové konstrukce. Tato metoda slouží pouze jako zjednodušená pomůcka pro rychlý výpočet přetvoření obousměrně pnutých konstrukcí. Výpočtem nebylo dosaženo podobných výsledků jako v přechodících metodách a součinitelé použité v metodě byly následně upraveny. Úpravou bylo zohledněno snížení ohybové tuhosti důsledkem vzniku trhlin v závislosti na ohybovém momentu a celkového přetvoření od smršťování v závislosti na vyztužení a potrhání desky. Po upravení jednotlivých součinitelů je možné tento postup použít ke kvalifikovanému odhadu výsledných průhybů lokálně podepřených desek o podobných rozpětích.

Po porovnání výsledků přetvoření jednosměrně a obousměrně pnutých konstrukcí je zřejmé, že jednosměrně pnuté konstrukce jsou náchylnější k celkovým průhybům. U obousměrně pnutých konstrukcí je započítána tuhost ve více směrech a z principů geometrie a spojitosti konstrukce vychází výsledné průhyby menší. Obecně v obousměrně pnutých konstrukcích trhliny vznikají po menších částech než v konstrukcích jednosměrně pnutých a prostor pro následnou redistribuci napětí je značně větší.

Seznam použité literatury

1. ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
2. Raymond Ian Gilbert, Neil Colin Mickleborough, Gianluca Ranzi. *Design of Prestressed Concrete to Eurocode 2, Second Edition*. místo neznámé : CRC Press, 2017.
3. Ing. Jiří Šmejkal, CSc., prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc. Výpočet šířky trhlin. *Beton TKS*. 2014, 6/2014.
4. Havlasek, Ing. Petr. *Creep and Shrinkage of Concrete*. Praha : ČVUT , 2014.
5. Zhi-haiHE, Chun-xiangQIAN. *Internal relative humidity and creep of concrete with modified admixtures*. Nanjing. China : College of Materials Science and Engineering, Southeast University.
6. ČSN EN 1991-1-1. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004.
7. Ing. Marek Vinkler, prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc. Vznik trhlin v betonu vlivem nesilových účinků. *Beton TKS*. 2016, 1.
8. prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc., Ing. Jiří Šmejkal, CSc. *Betonové stropní a schodišťové konstrukce*. Praha : ČVUT, 2017.
9. Andina Sprince, Aleksandrs Korjakins. Time-Dependent Behavior of High Performance Fiber-Reinforced Concrete. *Advanced Materials Research*. Vol. 705, 2013, Sv. pp. 75-80.
10. Leonhardt, Fritz. *Cracks and Crack Control*. Stuttgart : PCI Headquarters, 1989.
11. prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc., prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc. a doc. Ing. Jitka Vašková, CSc. *Navrhování železobetonových konstrukcí - Příklady a postupy*. Praha : Nakladatelství ČVUT, 2016.
12. ZILCH, K, REITMAYER, C. Zur Verformungsberechnung von Betontragwerken nach Eurocode 2 mit Hilfsmitteln. *Bauingenieur*. 87, 2012, 6.
13. Ing. Marek Foglar, Ph.D, Ing. Michaela Frantová, Ph.D. a Jiříček, Ing. Pavel. *Betonové konstrukce 3, Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. Praha : ČVUT, 2012.
14. SCIA a Nemetschek Company. SCIA Engineer Fact Sheet; Code Dependent Deformations 2D. www.scia.net. [Online] 15. 02 2016.
15. Kordina, K., u.a. *Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2, Teil 1: Planung von Stahlbeton-und Spannbetontragwerten, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 425*. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 1992.
16. *The influence of water on the performance of concrete [J]*. KENNETH, CH. 3003-3013, místo neznámé : Construction and Building Materials, 2011.
17. *Backprop forces and deflections in flat slabs*. Vollum, R. místo neznámé : BRE Report BR463, 2004.
18. Gullapalli, Anusha. *ACI 318 CODE PROVISIONS FOR DEFLECTION*. Pennsylvania : The Pennsylvania State University , 2009 .

19. Gribniak, Viktor. *Long-term deflections of reinforced concrete elements: accuracy analysis of predictions by different methods*. místo neznámé : Springer Netherlands, 2013.

Seznam obrázků

Obr. 1 Přetvoření znázorněné na prvku s konstantní teplotou a napětím	10
Obr. 2 Ranné a pozdější trhliny závislé na $f_{ct,eff}$ (3)	10
Obr. 3 Pracovní diagram betonu v tlaku pro analýzu konstrukce	11
Obr. 4 Vratné a nevratné přetvoření	13
Obr. 5 Přetvoření od smršťování	15
Obr. 6 a) Závislost přetvoření od smrštění na vlhkosti b) Závislost součinitele dotvarování na vlhkosti	16
Obr. 7 Nerovnoměrné zatížení teplotou na konstrukci	18
Obr. 8 Přibližné znázornění zatížení v průběhu výstavby a začátku používání konstrukce (8)	20
Obr. 9 Superpozice projevů dotvarování	20
Obr. 10 Průběh napětí ke vztahu 3-6	21
Obr. 11 Vratné a nevratné dotvarování betonu pro různé prvky v suchém a vlhkém prostředí (9)	21
Obr. 12 Závislost mezi ohybovým momentem a přetvárnou veličinou (křivostí), před a po vzniku ohybových trhlin pro dlouhodobé a pro krátkodobé účinky	22
Obr. 13 Závislost ohybového momentu na křivosti pro dlouhodobý účinek zatížení s upřesněným rozvojem trhlin	24
Obr. 14 Výpočet průhybů dle norem	25
Obr. 15 Závislost I_{ideal} na součiniteli ζ^* v metodě s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku	26
Obr. 16 Rozdělení tuhostí na nosníku ve výpočtu s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku	26
Obr. 17 Křivost od ohybového momentu	27
Obr. 18 a) Křivost normového výpočtu a výpočtu s dvojitým využitím ζ b) výpočet pomocí metody s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku	29
Obr. 19 Závislost křivosti na momentu pro dlouhodobé trvání zatížení při použití dvojitěho použití součinitele ζ	30
Obr. 20 Využití Mohrovy analogie na prostém nosníku	31
Obr. 21 Křivost od smršťování na daném nosníku s ohledem na trhliny	31
Obr. 22 Přetvoření a pootočení od smrštění u prostého nosníku s vyztužením na podporami (11)	31
Obr. 23 Přetvoření a pootočení od smrštění u prostého nosníku s vyztužením na podporami (11)	32
Obr. 24 Přetvoření a pootočení od smrštění u obousměrně vetknutého nosníku s vyztužením nad podporami (11)	32
Obr. 25 Přetvoření a pootočení od smrštění u obousměrně vetknutého nosníku s vyztužením nad podporami (11)	32
Obr. 26 Doplnující momenty od spojitosti nosníku na nosníku o třech polích (11)	34
Obr. 27 Zatížení ohybovým přetvořením na nosníku v programu SCIA Engineer	35
Obr. 28 Označení možných proměnných vstupních hodnot v příloze 1	36
Obr. 29 Změna momentu setrvačnosti v programu SCIA pro výpočet s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku	36
Obr. 30 Rozměry posuzovaného prvku	37
Obr. 31 Graf pro součinitel dotvarování pro RH=50% (13)	40

Obr. 32 Rozdělení prostého nosníku pro výpočet s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku	42
Obr. 33 Výsledky metody s respektováním proměnné tuhosti po délce nosníku	43
Obr. 34 Výsledné momenty od imaginární síly a skutečných momentů pro silovou metodu	44
Obr. 35 Rozměry posuzovaného prvku	48
Obr. 36 Rozměry posuzovaného prvku	51
Obr. 37 Znázornění celkového přetvoření na desce o třech polích dle Přílohy 3	52
Obr. 38 Porovnání výsledků celkových deformací pro 1) prostý nosník 2) vetknutý nosník 3) nosník o třech polích.....	53
Obr. 39 Průhyb středního pole desky lokálně podporované při rovnoměrném zatížení f_k všech polí (8)	56
Obr. 40 Součinitel charakterizující uvolnění desky v příslušném směru (8).....	56
Obr. 41 Půdorys deskového pole ohybové tuhosti úseků řezů s různým vyztužením pro každý ze směru x a y (8)	57
Obr. 42 Stanovení průhybu křížem vyztužené stropní desky superpozicí deformací vzájemně se křížících středních pruhů (8).....	58
Obr. 43 Určení směru v hodnot dle Přílohy 4 ($h=220$)	60
Obr. 44 Dimenzační momenty $m_{x,D}$ - na navrhované ŽB desce dle Přílohy 4.....	61
Obr. 45 Rozměry lokálně podepřené desky pro výpočet průhybů	61
Obr. 46 Navržená výztuž ve směru x a y při dolním a horním povrchu pro Přílohu 4.....	63
Obr. 47 Navržená výztuž ve směru x a y při dolním a horním povrchu pro Přílohu 5.....	63
Obr. 48 Navržená výztuž ve směru x a y při dolním a horním povrchu pro Přílohu 6.....	64
Obr. 49 a) dlouhodobý elastický výpočet průhybů uprostřed rozpětí desky b) krátkodobý elastický výpočet průhybů uprostřed rozpětí desky pro Přílohu 4	64
Obr. 50 Vyztužení desky ve staticky výpočetním softwaru dle Přílohy 4 a) Horní výztuž ve směru y b) Horní výztuž ve směru x c) Spodní výztuž ve směru y d) Spodní výztuž ve směru x	65
Obr. 51 Výsledný krátkodobý a dlouhodobý průřez s ohledem na vznik trhlin a vyztužení průřezu staticky výpočetního softwaru pro Přílohu 4	65
Obr. 52 Porovnání výsledků celkových deformací pro 1) deska $h=220$ mm 2) deska $h=200$ mm 3) deska $h=180$ mm	68
Obr. 53 Přibližné znázornění rozdílu vyztužení při horním a spodním povrchu pro součinitel K_{csh}	69
Obr. 54 Závislost součinitele K_{EI} a K_{csh} na poměru M_{ek}/M_{cr}	70
Obr. 55 Určení součinitele K_{EI} dle stupně potrhání	71
Obr. 56 Porovnání výsledků celkových deformací s upraveným součinitelem K_f pro 1) deska $h=180$ mm 2) deska $h=200$ mm 3) deska $h=200$ mm	72
Obr. 57 Porovnání výsledků celkových deformací s upraveným součinitelem K_f pro 1) deska $h=180$ mm 2) deska $h=200$ mm 3) deska $h=200$ mm	72

Seznam tabulek

Tabulka 1: Pevnostní a deformační charakteristiky betonu.....	11
Tabulka 2: Třída trvání zatížení konstrukce.....	17
Tabulka 3: Koeficienty k pro přibližný přepočet křivosti na průhyby (11)	28
Tabulka 4: Hodnoty k_{sh} pro přibližný výpočet průhybů od smršťování (11).....	33
Tabulka 5: Zatížení konstrukce	37
Tabulka 6: Součinitel k_h závisící na tloušťce h_0	41
Tabulka 7: Součinitelé α_{sd1} a α_{sd2} pro různé typy cementů	42

Tabulka 8: Rozdělení momentů setrvačnosti na nosníku.....	43
Tabulka 9: Průhyby na prostě uložené desce dle Přílohy 1.....	47
Tabulka 10:Zatížení konstrukce.....	48
Tabulka 11:Průhyby na prostě vetknuté desce dle Přílohy 2.....	49
Tabulka 12:Zatížení konstrukce.....	51
Tabulka 13: Průhyby na desce o třech polích dle Přílohy 3.....	52
Tabulka 14: Celkové deformace prvků a jejich zvětšení.....	53
Tabulka 15: Zatížení konstrukce.....	62
Tabulka 16: Výsledky přetvoření lokálně podepřené desky dle Přílohy 4.....	66
Tabulka 17: Výsledné průhyby obousměrně pnutých desek dle Přílohy 4,5,6.....	67
Tabulka 18: Upravené součinitele K_{EI} a K_{csh}	69
Tabulka 19: Součinitele KEI a $Kcsh$ pro výpočet dle Přílohy 4.....	71
Tabulka 20: Celkové průhyby po použití upraveného součinitele K_f	71

Seznam příloh

Příloha 1: Přetvoření železobetonové desky prostě uložené

Příloha 2: Přetvoření železobetonové desky vetknuté

Příloha 3: Přetvoření železobetonové desky o třech polích

Příloha 4: Přetvoření středního pole železobetonové desky nosné ve dvou směrech $h=220$ mm

Příloha 5: Přetvoření středního pole železobetonové desky nosné ve dvou směrech $h=200$ mm

Příloha 6: Přetvoření středního pole železobetonové desky nosné ve dvou směrech $h=180$ mm