

# **ZÁPADOČESKÁ UNIVERZITA V PLZNI**

**FAKULTA APLIKOVANÝCH VĚD**

**KATEDRA MECHANIKY**

**OBOR STAVITELSTVÍ**

**AKADEMICKÝ ROK – 2014/2015**

## **DIPLOMOVÁ PRÁCE**

**ARCHITEKTONICKÉ A STAVEBNĚ TECHNICKÉ ŘEŠENÍ OBJEKTU UMĚLECKÉ ŠKOLY**

Vypracovala:

Vedoucí diplomové práce:

Bc. Klára Ludínová

Ing. Luděk Vejvara, Ph.D.



### **Čestné prohlášení**

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracovala samostatně pod odborným vedením pana Ing. Ludka Vejvary, Ph.D a s použitím uvedených informačních zdrojů.

V Mirošově dne 13. 07. 2015

.....

Bc. Klára Ludínová

## **Poděkování**

Ráda bych poděkovala panu Ing. Ludku Vejvarovi, Ph.D. za jeho vstřícnost a ochotu, poskytnutí cenných rad a znalostí při vypracovávání této diplomové práce. Dále bych poděkovala všem, kteří mě během mého studia podporovali.



## **Anotace**

Tato diplomová práce se zabývá návrhem objektu základní umělecké školy a jejím cílem je navržení vhodného dispozičního a konstrukčního řešení. Hlavním úkolem práce je statické posouzení části nosné konstrukce podle Eurokódů ČSN EN a British Standards s následným porovnáním obou norem. Pro posouzení byly vybrány tři hlavní nosné prvky horní stavby železobetonové monolitické konstrukce a to stropní deska, průvlak a sloup.

## **Klíčová slova**

BS 8110, ČSN EN 1992, železobeton, deska, průvlak, sloup, návrh, mezní stavy, ohyb, smyk, porovnání

## **Annotation**

The aim of this Master's thesis is building design of an elementary school of arts with a view to disposition and construction. The main task is the structural analysis of one part of load bearing structure according to Eurocodes ČSN EN and British Standards and comparison of these two building codes. The analysis is carried out for three main structural elements for cast in situ reinforced concrete structure. These elements are reinforced concrete slab, beam and column.

## **Keywords**

BS 8110, ČSN EN 1992, reinforced concrete, slab, beam, column, design, ultimate limit state, bending, shear, comparison

**OBSAH**

ANGLICKO-ČESKÝ SLOVNÍK .....	1
ÚVOD .....	7
1 VÝVOJ NAVRHOVÁNÍ .....	8
2 POPIS ŘEŠENÉHO OBJEKTU .....	9
2.1 Obecný popis.....	9
2.2 Dispozice .....	9
2.3 Architektonické řešení .....	10
2.4 Nosná konstrukce a geometrie objektu .....	11
3 EUROKÓDY (EN).....	16
3.1 Cíle a zavedení Evropských norem.....	16
3.2 Vývoj Eurokódů .....	16
3.3 Časová osa.....	17
3.4 Status a rozsah použití Eurokódů.....	18
3.5 Národní normy zavádějící Eurokódy .....	18
3.6 Rozdělení Eurokódů .....	19
3.7 Eurokódy – popis a praktická aplikace při návrh nosné železobetonové monolitické konstrukce .....	21
3.7.1 ČSN EN 1990: Zásady navrhování .....	21
3.7.1.1 Rozsah platnosti .....	21
3.7.1.2 Termíny pro navrhování.....	21
3.7.1.3 Základní požadavky pro návrh.....	22
3.7.1.4 Zásady navrhování podle mezních stavů – návrhové situace .....	22
3.7.1.5 Klasifikace zatížení – klasifikování podle proměnlivosti v čase .....	22
3.7.1.6 Ověřování metodou dílčích součinitelů .....	22
3.7.1.7 Mezní stavy únosnosti .....	23
3.7.1.8 Mezní stavy použitelnosti.....	24
3.7.1.9 Dílčí součinitelé – příloha A1 ČSN EN 1990.....	24
3.7.2 ČSN EN 1991-1-1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní hmotnosti a užitná zatížení pozemních staveb .....	25

---

3.7.2.1	Rozsah platnosti .....	25
3.7.2.2	Klasifikace zatížení .....	25
3.7.2.3	Návrhové situace – stanovení charakteristických hodnot zatížení.....	26
3.7.3	ČSN EN 1991-1-3: Zatížení konstrukcí – Zatížení sněhem .....	31
3.7.3.1	Rozsah platnosti .....	31
3.7.3.2	Termíny pro navrhování.....	31
3.7.3.3	Výpočet zatížení sněhem.....	31
3.7.4	ČSN EN 1991-1-4: Zatížení konstrukcí – Zatížení větrem .....	32
3.7.4.1	Rozsah platnosti .....	32
3.7.4.2	Termíny pro navrhování.....	32
3.7.4.3	Výpočet zatížení větrem .....	32
3.7.5	ČSN EN 1995-1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby .....	35
3.7.5.1	Rozsah platnosti .....	35
3.7.5.2	Popis konstrukce řešené dle ČSN EN 1995-1 .....	35
3.7.5.3	Geometrie střešní konstrukce galerie .....	36
3.7.5.4	Návrh střešní vaznice .....	36
3.7.5.5	Návrh střešního vazníku .....	39
3.7.5.6	Řešení spojů ve střešní konstrukci .....	42
3.7.6	ČSN EN 1992-1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby .....	43
3.7.6.1	Rozsah platnosti .....	43
3.7.6.2	Materiály .....	44
3.7.6.3	Podmínky prostředí.....	46
3.7.6.4	Základní předpoklady a vzorce potřebné pro výpočet mezní únosnosti průřezu .....	46
3.7.6.5	Návrh a posouzení stropní desky – ČSN EN 1992-1-1.....	48
3.7.6.6	Návrh železobetonové monolitického rámu v příčném směru – ČSN EN 1992-1-1.....	67
3.7.6.7	Návrh a posouzení stropního průvlaku – ČSN EN 1992-1-1 .....	73
3.7.6.8	Návrh a posouzení sloupu – ČSN EN 1992-1-1 .....	83
4	BRITISH STANDARDS (BS) .....	95
4.1	Introduction.....	95

---

4.2 List of British Standards – superseded BS withdrawn on 31 March 2010 by EN .....	95
4.2.1 Implementing Eurocodes .....	98
4.3 British Standards – introduction and application to design of in-situ reinforced concrete structure .....	99
4.3.1 Introduction .....	99
4.3.2 BS 6399-1: 1996 Loading for buildings. Code of practice for dead and imposed loads .....	99
4.3.2.1 Scope.....	99
4.3.2.2 Definitions .....	99
4.3.3 BS 6399-2: 1997 Loading for buildings. Code of practice for wind loads .....	101
4.3.3.1 Scope.....	101
4.3.3.2 Definitions .....	101
4.3.4 BS 6399-3: 1988 Loading for buildings. Imposed roof loads.....	106
4.3.4.1 Scope.....	106
4.3.4.2 Definitions .....	106
4.3.4.3 Minimum imposed roof loads on roof with no access .....	106
4.3.5 BS 8110-1: 1997 Structural use of concrete. Code of practice for design and construction .....	108
4.3.5.1 Scope.....	108
4.3.5.2 Definitions .....	108
4.3.5.3 Basic of design .....	108
4.3.5.4 Structural design .....	108
4.3.5.5 Design of RC solid slabs BS 8110-1.....	118
4.3.5.6 Design of RC transverse frame design – BS 8110-1 .....	128
4.3.5.7 Design of RC beam design – BS 8110 .....	135
4.3.5.8 Design of RC column design – BS 8110.....	142
5 POROVNÁNÍ EUROKÓDŮ A BRITISH STANDARDS .....	149
5.1 Eurokódy související s navrhováním betonových konstrukcí a odpovídající British Standards .....	149
5.2 Hlavní podobnosti – stručný přehled .....	149
5.3 Hlavní rozdíly – stručný přehled .....	150
5.4 Podrobnější přehled rozdílů a podobností s popisem, které nastaly během statického výpočtu nosné konstrukce ZŠU .....	150

---

5.4.1 ČSN EN 1991-1-1 versus BS 6399-1.....	150
5.4.1.1 Stálé zatížení – Dead loads.....	150
5.4.1.2 Užité zatížení ploch – Imposed floor loads.....	151
5.4.2 ČSN EN 1991-1-3 a ČSN EN 1991-1-1 versus BS 6399-3.....	151
5.4.2.1 Zatížení sněhem – Snow load.....	151
5.4.2.2 Užité zatížení střecha – Imposed roof load.....	151
5.4.3 ČSN EN 1991-1-4 versus BS 6399-2.....	151
5.4.4 ČSN EN 1990 versus BS 8110-1.....	152
5.4.4.1 Kombinace zatížení – Load combination.....	152
5.4.5 ČSN EN 1992-1-1 versus BS 8110-1.....	157
5.4.5.1 Materiály – Materials.....	157
5.4.5.2 Ohybové únosnosti průřezu – Ultimate moment of resistance.....	158
5.4.5.3 Smykové únosnosti průřezu – Ultimate shear resistance.....	162
5.4.5.4 Návrh a posouzení sloupu.....	166
5.4.5.5 Kotevní délky a délky přesahů – Anchorage and lap lengths.....	168
5.4.5.6 Konstrukční zásady – Detailing of reinforcement.....	169
5.4.5.7 Předpjatý beton – Prestressed concrete.....	170
5.4.6 ČSN EN 1992-1-1 versus BS 8110-2 a BS 8110-1.....	170
5.4.6.1 Mezní stavy použitelnosti – Serviceability limit states.....	170
5.5 Shrnutí výsledků porovnání.....	171
16 ZÁVĚR.....	173
17 POUŽITÉ ZDROJE.....	174
18 SEZNAM PŘÍLOH.....	176

## ANGLICKO-ČESKÝ SLOVNÍK

Zde je uveden český překlad hlavních pojmů a definic, které se vyskytují v kapitole British Standards.

## A

Abeam	Z boku, ze strany, napříč
Above	Nad
Access	Přístup
Adverse	Nepříznivý
Aim	Cíl
Allowable	Dovolený, přípustitelný
Alteration	Změna, modifikace, výměna
Altitude	Nadmořská výška
Anchorage length	Kotevní délka
Apply	Použít, vztahovat se
Area	Plocha
Art	Umění
Assumption	Předpoklad
Avoidance	Vyvarování se
Axial load	Osové zatížení
Axis	Osa

## B

Bar	Výztužný prut, tyč
Base	Základ, pata
Beam	Nosník, průvlak
Bearing	Nosný
Below	Pod
Bending	Ohyb, Ohybový
Beneficial	Příznivý
Bent-up bars	Ohyby
Beside	Mimo to, vedle, podél
Bond strength	Soudržnost
Bottom	Spodek
Braced	Ztužený
Breadth	Šířka
Bridge	Most
Brittle	Křehký
Buckling	Boulení
Building	Budova, objekt

## C

Calculation	Výpočet
Cantilever	Konzola
Cast	Odlít, betonovat
Ceiling	Strop
Characteristic	Charakteristický
Class	Třída
Column	Sloup
Collapse	Zhroucení, kolaps
Combination	Kombinace

Comparison/Comparing	Porovnání
Compliance	Souhlas, vyhovění, povolení
Compression	Tlak
Compulsory	Povinný, nařízený
Concentrated load	Koncentrované zatížení
Concrete	Beton
Congregate	Shromažďovat
Condition	Podmínka
Construction	Konstrukce
Continuous	Spojité
Corridor	Chodba
Cover	Krycí vrstva
Crack	Trhlina
Cross-section	Průřez
Cube strength	Krychelná pevnost
Curve	Křivka
Cylinder strength	Válcová pevnost
<b>D</b>	
Datum	Vztažná rovina, základna, nulový bod (souřadné soustavy)
Dead load	Stálé zatížení
Definition	Definice
Deflection	Průhyb
Deformation	Deformace
Degree of safety	Stupeň bezpečnosti
Depth of neutral axis	Tlačená výška
Derive	Odvodit
Design	Návrh
Determine	Určit, rozhodnout, stanovit
Design service load	Návrhové zatížení pro mezní stavy použitelnosti
Design ultimate load	Návrhové zatížení pro mezní stavy únosnosti
Diameter	Průměr
Direction	Směr
Distance	Vzdálenost
Distribution	Rozdělení
Doubly reinforced	Oboustranně vyztužený
Downwind	Ve směru větru
Drafting	Projektování, kreslení
Due to	Kvůli, v důsledku
Dwelling	Bydliště, bydlení, dům
<b>E</b>	
Eccentricity	Excentricita
Effective depth	Účinná výška
Element	Prvek
Elementary school of arts	Základní umělecká škola
Enclosed	Uzavřený
Envelope	Obálka
Environment	Prostředí
Equation	Rovnice
Exceedance	Překročení, převýšení (míry)



	Excluding	Vyjma, bez
	Exposure class	Stupeň vlivu prostředí
	External	Vnější
<b>F</b>		
	Fail	Selhat, nesplnit
	Failure	Selhání, porucha
	Final	Konečný
	Figure	Obrázek
	Flange	Příruba
	Flat roof	Plochá střecha
	Flexure	Ohyb
	Floor	Podlaha
	Flowchart	Vývojový diagram, schéma
	Force	Síla
	Forerunner	Předchůdce
	Formulae	Rovnice
	Frame	Rám
	Front	Přední
<b>G</b>		
	Gauge	Míra, zkušební přístroj, měřidlo
	Glulam beam	Lepený nosník (dřevěný lamelový)
	Grade	Stupeň, třída
	Great	Velký
	Ground floor	Přízemí
	Gust	Prudký závan, náraz/poryv větru
<b>H</b>		
	Head	Hlava
	Hogging moment	Hřeben, záporný moment, moment nad podporou
	Humidity	Vlhkost
<b>I</b>		
	Implementing	Implementovat, zavádět
	Imposed	Nahodilý (užitné zatížení x sníh)
	In a straight line	Vzdušnou čarou
	In accordance with	Podle, v souladu s
	In conjunction	Ve spojení
	Inclination	Sklon, odchylka
	Include	Zahrnout
	Inertia	Setrvačnost
	Ingress	Přístup, vstup
	In-situ concrete	Monolitický beton (cast-in-situ)
	Instigate	Podnítit, podněcovat, navádět
	Interior	Vnitřní
	Internal force	Vnitřní síla
<b>J</b>		
<b>K</b>		
<b>L</b>		
	Lap length	Délka přesahu
	Leeward	Závětrná strana
	Lever arm	Rameno vnitřních sil

	Limit state design	Mezní stavy
	Links	Třmínky
	Load	Zatížení
	Load case	Zatěžovací stav
	Longitudinal	Podélný
<b>M</b>		
	Maintenance	
	Major	Hlavní
	Masonry	Zdivo
	Material	Materiál
	Mean	Průměrný
	Middle	Střední, prostřední
	Mild	Mírný, jemný
	Minor	Vedlejší, menší
	Minute	Protokol, zapisovat
	Misuse	Nesprávně použit
	Moderate	Průměrný, mírný, střední
	Monopitch	Pultový (pultová střecha)
<b>N</b>		
	Normal force	Normálová síla
	Number	Počet, číslo
<b>O</b>		
	Obsolescent	Zastaralý
	Obsolete	Zastaralý, překonaný
	Obstruction	Překážka
	Obtain	Obdržet, získat
	Occupancy	Osídlení, obsazení
	Occur	Nastat, vyskytovat se
	Over	Nad, přes
<b>P</b>		
	Partial safety factor	Dílčí součinitel bezpečnosti
	Particular	Specifický, konkrétní
	Partitions	Příčky
	Pass	Splnit
	Peak	Vrchol, špička
	Permanent	Stálý, trvalý
	Permissible	Přípustný, dovolený
	Plain	Rovinný
	Preservative	Ochranný, konzervační
	Pressure	Tlak
	Prestressed	Předpjatý
	Prestressing tendon	Předpínací výztuž
	Probability	Pravděpodobnost
	Properties	Vlastnosti
	Provide	Poskytnout
	Purlin	Vaznice
<b>Q</b>		
<b>R</b>		
	Rafter	Krokev, trám,

Range	Rozsah
Ratio	Poměr
Rear	Zadní
Rectangular	Pravoúhlý, obdélníkový
Reinforced concrete	Železobeton
Reinforcement	Výztuž do železobetonu
Relationship	Vztah
Require	Požadovat
Resistance	Odolnost
Retail	Obchod, prodej
Robustness	Odolnost, pevnost, mohutnost
Roof	Střecha
Roof parapet	Atika
Roughness	Nerovnost, hrubost
Rupture	Lom, prasklina, porušení
<b>S</b>	
Safety	Bezpečnost
Sagging moment	Průvěs, kladný moment v poli
Satisfactory	Uspokojivý
School	Škola
Scope	Rozsah
Secondary transverse bars	Rozdělovací výztuž
Self weight	Vlastní hmotnost
Serviceability	Použitelnost
Serviceability limit state	Mezní stav použitelnosti
Severe	Náročný
Severity	Závažnost, náročnost, namáhavost
Shape	Tvar
Shear	Smyk
Sheltered	Chráněný, krytý
Short	Krátký (short column – krátký / masivní sloup)
Simplify	Zjednodušit
Singly reinforced	Jednostranně vyztužený
Site	Poloha
Size	Velikost
Slab	Deska
Slender	Štíhlý
Slenderness	Štíhlost
Snow	Sníh
Spacing	Vzdálenosti
Span	Rozpětí
Speed	Rychlost
Staggered pattern	Šachovnicový vzor
Stairs	Schody
Steel	Ocel
Storey	Podlaží
Strain	Poměrná deformace
Strength	Pevnost
Stress	Napětí

	Stripe	Pruh
	Structure	Konstrukce, stavba
	Strut	Vzpěra, podpěra
	Submerged	Ponořený, zaplavený
	Sufficient	Dostatečný, uspokojivý
	Supersede	Nahradit
	Support	Podpora
	Sustain	Unést
<b>T</b>		
	Tension	Tah
	Thereof	Z toho, o tom, z čehož, čímž, proto
	Thickness	Tloušťka
	Timber	Dřevo
	Top	Vrchol
	Transverse	Příčný
	Tributary width	Zatěžující šířka
	Truss	Příhrada
<b>U</b>		
	Ultimate limit state	Mezní stav
	Ultimate moment of resistance	Moment únosnosti
	Unbraced	Neztužený
	Undrifted / undrafted	Nenavátý
	Uniformity distributed load	Rovnoměrně rozdělené zatížení
	Upwind	Proti větru
	Use	Použít
<b>V</b>		
	Value	Hodnota
	Variable	Proměnný
<b>W</b>		
	Wall	Stěna
	Web	Žebro, síť
	Weight	Váha, hmotnost
	Welded	Svařený
	Width	Šířka
	Wind	Vítr
	Withdraw	Odstranit, zrušit platnost
	Wood	Dřevo
	Workmanship	
<b>X</b>		
<b>Y</b>		
	Yield strength	Mez kluzu
<b>Z</b>		
	Zero	Nula

## ÚVOD

Tato diplomová práce má za úkol architektonické a stavebně technické řešení objektu umělecké školy. Hlavním cílem práce je navržení vhodné dispozice objektu a jeho nosné konstrukce s následným statickým posouzením nosných prvků výpočtem podle Eurokódů s českou národní přílohou (ČSN EN) a podle British Standards (BS). British Standards jsou normy pro navrhování stavebních konstrukcí vyvinuté ve Velké Británii a v různých podobách používané v mnoha částech světa.

Toto téma jsem si vybrala, neboť jsem strávila rok ve Velké Británii v rámci studijního pobytu Erasmus a během letní odborné stáže jsem se zde seznámila právě s navrhováním stavebních konstrukcí podle British Standards. Bylo pro mě velkým překvapením, že v době, kdy se v České republice už téměř jedno desetiletí používají pro navrhování konstrukcí téměř výhradně Eurokódy, se většina staveb ve Velké Británii stále běžně navrhovala podle British Standards.

V rámci práce je navržena dispozice a konstrukce základní umělecké školy (ZŠU). Zpracované výkresy slouží jako podklad pro statický výpočet a vzhledem k obsahu práce a jejímu rozsahu byly zpracovány výkresy půdorysů podlaží, řezy konstrukcí, pohledy na budovu a celková vizualizace stavby.

Porovnání Eurokódů a British Standards je provedeno na vybrané části nosné konstrukce. Jako materiál této konstrukce je zvolen železobeton. Stavební normy EN 1992 a BS 8110, které se týkají navrhování železobetonových konstrukcí, jsou právě jedny z těch standardů, jejichž rozdíly jsou v odborné společnosti nejvíce porovnávány a hodnoceny.

V prvních částech práce je ukázáno praktické použití jednotlivých norem a to na návrhu tří hlavních nosných prvků konstrukce horní stavby objektu ZŠU. Těmito prvky jsou stropní deska, průvlak a sloup příčného rámu. Nejdříve je stanoveno zatížení konstrukce podle ČSN EN 1991 a BS 6399, sestaveny kombinace zatížení podle ČSN EN 1990 a BS 8110 a poté je provedeno statické posouzení daných prvků podle ČSN EN 1992 a BS 8110. Pro stanovení návrhových vnitřních sil byl použit výpočetní software RFEM od společnosti Dlubal.

U jednotlivých norem je uveden popis jejich rozsahu, používané metodiky, definic a vzorců, a to proto aby bylo možné nejen porovnání výsledného návrh prvků ale také srovnání norem z hlediska jejich jasnosti a náročnosti na pochopení. Při samotném porovnání norem jsou ukázány hlavní podobnosti a rozdíly, které se během výpočtu vyskytly.

Část práce obsahující výpočet podle British Standards je psána v angličtině, a to z důvodu toho že by se při překladu do češtiny ztratila významná část charakteru a stylu normy. Pro umožnění co nejkomplexnějšího porovnání Eurokódou a British Standards, a to i z hlediska jejich srozumitelnosti pro cílového čtenáře, je s těmito texty tedy vždy pracováno v originálním jazyce. Pro snadnější orientaci v textu BS je na začátku této diplomové práce vypracovaný anglicko-český slovník používané terminologie.

## 1 VÝVOJ NAVRHOVÁNÍ

Používání kódů a norem není nic nového v navrhování stavebních konstrukcí. První zaznamenané použití pravidel ve stavitelství je Chamurapiho zákoník datovaný kolem roku 1750 př. n. l. z Babylonie.<sup>1</sup>

Na vývoji moderních stavebních norem se velkým podílela Velká Británie. V Londýně byly založeny tři z celosvětově nejuznávanějších organizací v oblasti stavebnictví a inženýrství. V roce 1818 zde byla založená historicky vůbec první organizace sdružující inženýry Institution of Civil Engineers (ICE).<sup>2</sup> O necelých sto let později v roce 1901 byla založena British Standards Institution (BSI), která dodnes pomáhá ve více než 150 zemích světa s vývojem a zaváděním standardů ve všech odvětví průmyslu.<sup>3</sup> V roce 1908 pak byla založena organizace Concrete Institute později přejmenována na Institution of Structural Engineers, která je dnes největší celosvětovou členskou organizací sdružující stavební inženýry a projektanty z více než sto zemí a podílí se na vývoji a publikování v oblasti stavebnictví.<sup>4</sup>

V dnešní době většina ve světě nejvíce používaných pravidel pro navrhování stojí na principech třech nejrozšířenějších skupin norem a to Eurokódů, British Standards a American Standards. American Standards (AC) dominují zejména Jižní a Severní Americe včetně Kanady. British Standards (BS) byly donedávna základem pro navrhování ve Velké Británii a většině zemí Commonwealthu. Eurokódy (EN) jsou pak určeny pro členské státy Evropské unie (EU) a Evropského sdružení volného obchodu (EFTA). Eurokódy jsou v dnešní době považovány ve světě za nejkomplexnější a za technicky nejpokročilejší standardy pro navrhování stavebních konstrukcí založených na nejnovějších poznatcích.

Velká Británie jako člen Evropské unie je zavázána přijmout Eurokódy, udělit jim status Národních norem a zrušit konfliktní dosud platné British Standards. Tyto standardy nadále nebudou aktualizovány ani doplňovány. Přejod z BS na Eurokódy neovlivní nejen navrhování konstrukcí ve Velké Británii samotné, ale také v mnoha zemích, jejichž normy jsou na British Standards postaveny. V některých státech Commonwealthu jsou BS používány zcela výhradně pouze s národními přílohami. V těchto zemích je z toho důvodu velký zájem o harmonizování a implementování Eurokódů do jejich systémů navrhování. O zavedení Eurokódů nebo jejich částí mají zájem země jako Egypt, Nigérie, Jihoafrická republika, Maroko, Alžírsko, Singapur, Malajsie, Indie nebo Srí Lanka. Mnoho dalších zemí čeká na výsledky a zkušenosti z plného zavedení Eurokódů v Evropské unii a v budoucnu by mohly převzít některé z principů Eurokódů.<sup>5</sup>

---

<sup>1</sup> From Hammurabi to the International Building Code. *Constructionlawdepot*. [online]. [cit. 2015-06-30]. Dostupné z: <https://constructionlawdepot.wordpress.com/2013/09/22/833/>

<sup>2</sup> Our history. *Institution of Civil Engineers*. [online]. [cit. 2015-06-30]. Dostupné z: <https://www.ice.org.uk/about-us/our-history>

<sup>3</sup> Our history. *BSI Group*. [online]. [cit. 2015-06-30]. Dostupné z: <http://www.bsigroup.com/en-GB/about-bsi/our-history/>

<sup>4</sup> About us. *Institution of Structural Engineers*. [online]. [cit. 2015-06-30]. Dostupné z: <https://www.istructe.org/about-us>

<sup>5</sup> BCA introduces new international structural design standards for buildings. *Building and Construction Authority*. [online]. [cit. 2015-06-30]. Dostupné z: [http://www.bca.gov.sg/Newsroom/pr25032013\\_EC.html](http://www.bca.gov.sg/Newsroom/pr25032013_EC.html)

## 2 POPIS ŘEŠENÉHO OBJEKTU

### 2.1 Obecný popis

Řešeným objektem je budova základní umělecké školy (ZUŠ). Objekt je navržen pro výuku hudebního, výtvarného, tanečního a dramaticky-literárního oboru. Celkově se v objektu nachází 23 učeben pro individuální hru na hudební nástroj, dvě učebny hudební nauky, dvě učebny výtvarného oddělení pro malbu a kresbu, učebna keramiky, sborovna a ředitelna, zkušebny orchestru a sborového zpěvu, natáčecí studium, taneční sál se sociálním zázemím, koncertní sál, vstupní atrium a skladovací a technické zázemí školy.

Objekt je navržen pro případnou realizaci v městě Plzeň, jeho konkrétní umístění v rámci města jako takového nicméně není řešeno.

Půdorys objektu je obdélníkový s celkovými rozměry cca 47,5 x 40,5 m. Objekt je rozdělen na dvě části. Hlavní část má čtyři nadzemní podlaží o celkové výšce 19,5 m a její nosná konstrukce je tvořena železobetonovým monolitickým skeletem a dřevěnou konstrukcí. Druhá část objektu má jedno nadzemní podlaží o celkové výšce 9,2 m a nosnou dřevěnou konstrukci. Obě části jsou propojeny spojujícím jednopodlažním krčkem o celkové výšce 5 m. Objekt není podsklepen.

### 2.2 Dispozice

Dispozice hlavní budovy je atriového typu. Hlavním vstupem se přes zádveří vchází do atria, jehož výška prostupuje všechna čtyři podlaží hlavní budovy. Atrium slouží jako vstupní a reprezentativní prostor školy a nachází se zde výstavní galerie, čekárna pro rodiče a prostor pro šatní skříňky. Jeho tři strany jsou obklopeny výukovými prostory.

V prvním nadzemním podlaží se z atria vchází do prostorů koncertního sálu pro 119 návštěvníků, tělocvičny, zkušebny komorního orchestru a zkušebny sborového zpěvu. Dále se v 1.NP nachází vrátnice a technické prostory s kotelnou. V druhém nadzemním podlaží se nachází administrativní prostory školy, učebna dramatického oddělení, hudební učebny hry na klavír, kytaru a bicí. Ve třetím nadzemním podlaží jsou učebny hudební nauky a oddělení dechových nástrojů. Ve čtvrtém nadzemním podlaží se nachází výtvarné oddělení s učebnami keramiky, malby a kresby a oddělení smyčcových nástrojů. Dispozice 2., 3. a 4. nadzemních podlaží jsou obdobné. V každém patře se nachází oddělené hygienické prostory pro žáky a vyučující.

V objektu se nachází dvě schodiště. První schodiště je centrálním vertikálním komunikačním prostorem objektu a je zde také umístěn výtah s bezbariérovým přístupem (Otis – typ Gen2 Premiere). Druhé schodiště je řešeno jako chráněná úniková cesta.

### 2.3 Architektonické řešení



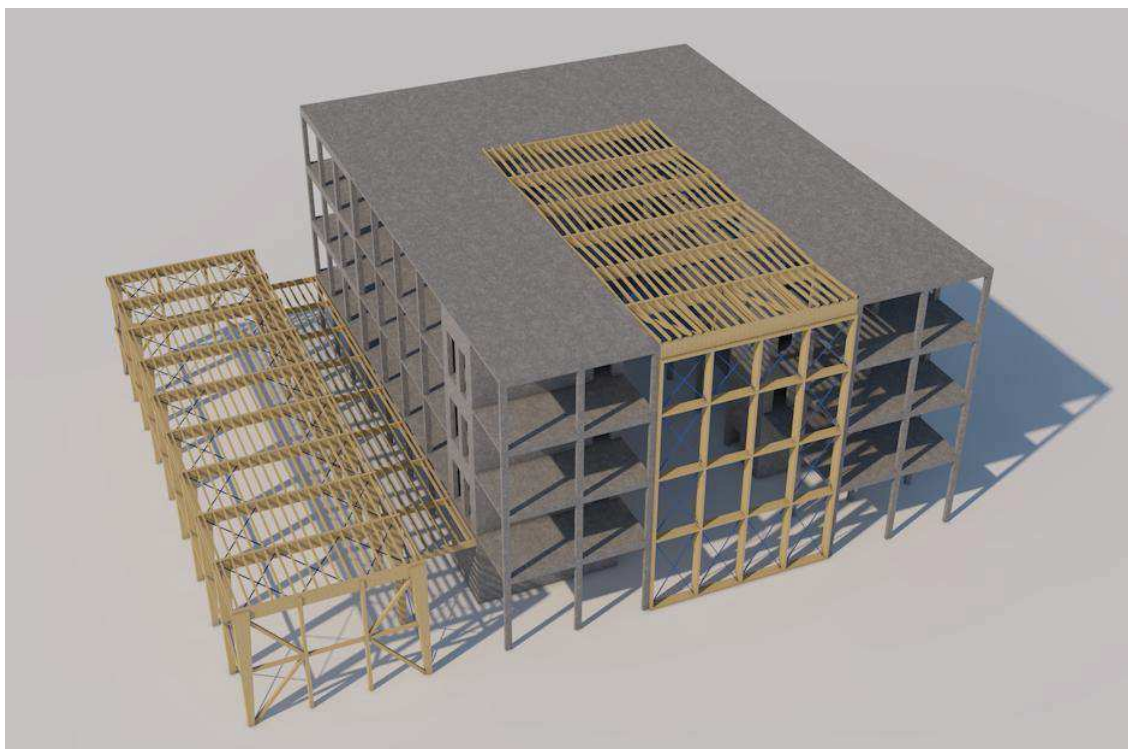
Obr. 1 Vizualizace objektu

Fasáda hlavní budovy je řešena železobetonovými prefabrikovanými dílci. Dílce jsou sendvičové s fasádní moniérkou z pohledového betonu. Střecha hlavní budovy je řešena jako zelená střecha s extenzivní zelení. Krajiní části střechy nad atriem jsou prosklené s dřevěnou předsazenou konstrukcí Schüco FW 60+ AOT. Toto prosklení přechází i na vertikální fasádu atria. Nosnou konstrukci této prosklené fasády a střechy tvoří vazníky z lepeného lamelového dřeva a střešní dřevěné vaznice. Dřevěná konstrukce je z interiéru viditelná a tvoří tak výrazný architektonický prvek stavby.

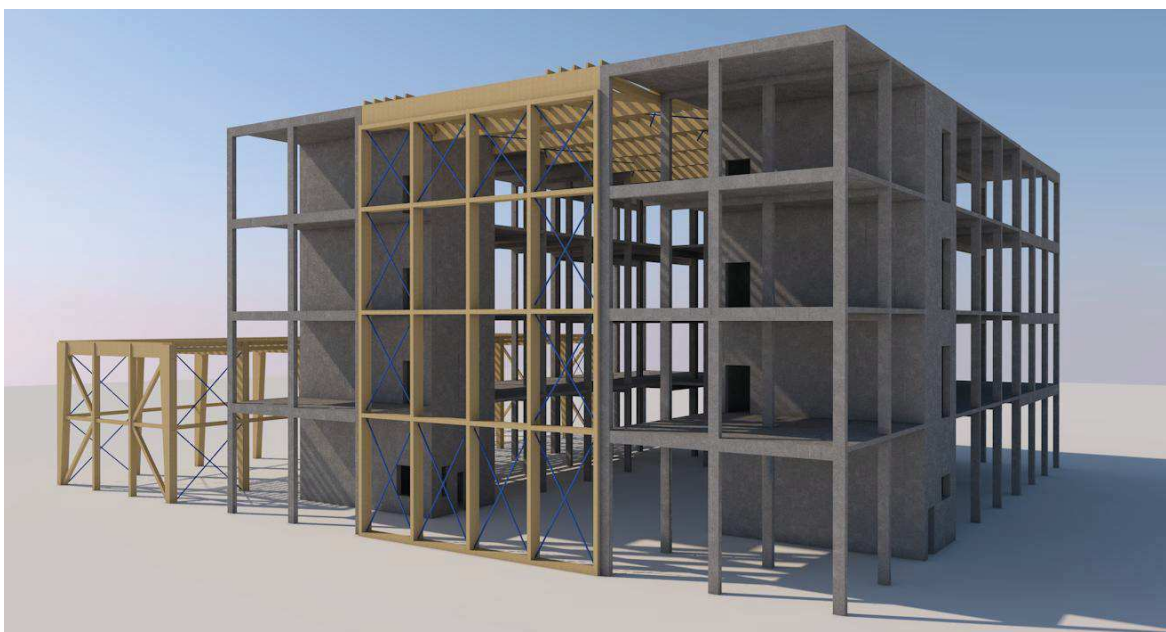
Fasáda druhé části je tvořena sendvičovou stěnou s venkovním obložím z dřevěných latí. Střecha je stejně jako ta na hlavní budově zelená s extenzivní zelení. Nosnou konstrukci této části tvoří rámy z lepeného lamelového dřeva, které jsou z interiéru také viditelné.



## 2.4 Nosná konstrukce a geometrie objektu



Obr. 2 Vizualizace nosné konstrukce



Obr. 3 Vizualizace nosné konstrukce

Nosná konstrukce objektu je celkově rozdělena na šest dilatačních celků. První tři dilatační celky mají železobetonovou monolitickou konstrukci a konstrukce zbývajících tří celků je dřevěná. Dilatační celky č. 1 až 4 tvoří první část objektu, tj. hlavní budovu. Dilatační celek č. 5 je druhou částí objektu a je v něm umístění koncertní sál a zkušebna orchestru. Dilatační celek č. 6 je pak spojujícím krčkem mezi oběma částmi.

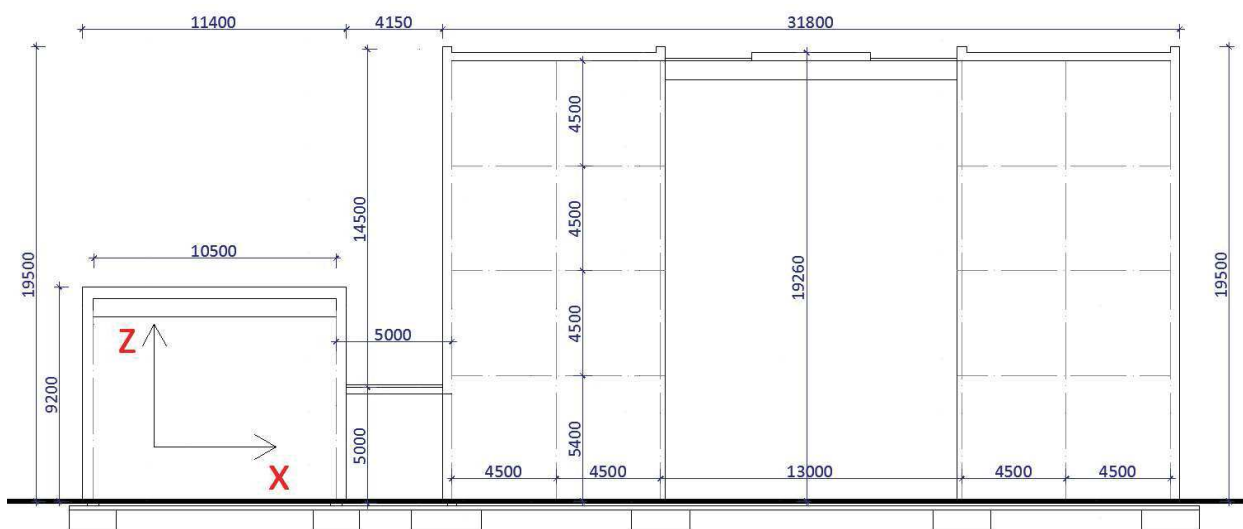
Konstrukční výška dilatačního celku č. 1 až 3 je v 1. NP je 5,4 m z důvodu umístění tělocvičny, která má požadavek na vyšší světlu výšku prostoru. Konstrukční výška ve zbývajících podlažích je 4,5 m.

Světlé výšky prostorů jednotlivých učeben a koncertního sálu, které jsou patrné z přiložené výkresové dokumentace, byly navrženy s ohledem na akustické požadavky v ČSN 73 0525, ČSN 73 0527 a ČSN 73 0532.

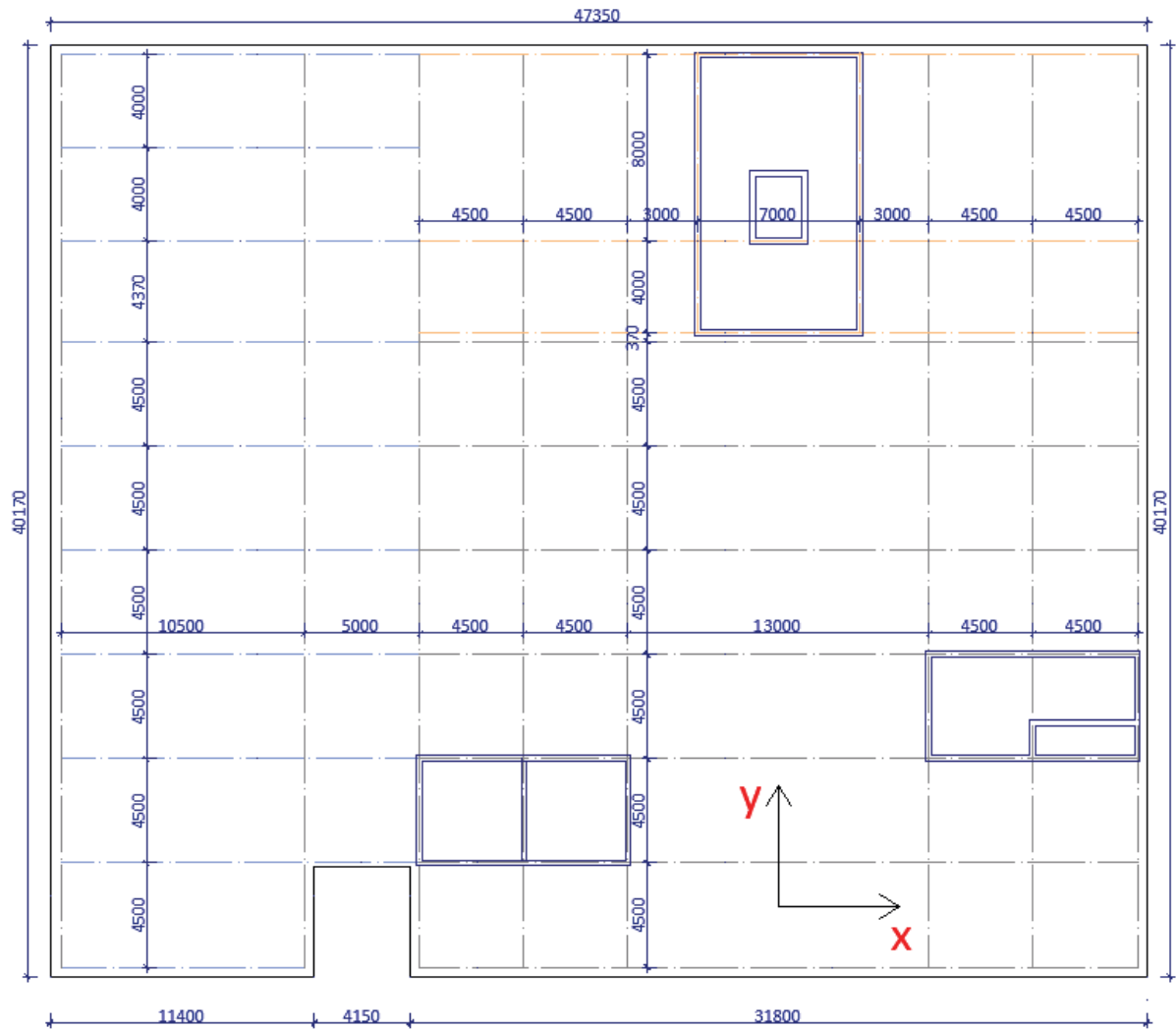
Na následujícím obrázku je ukázáno rozdělení objektu na jednotlivé dilatační celky.



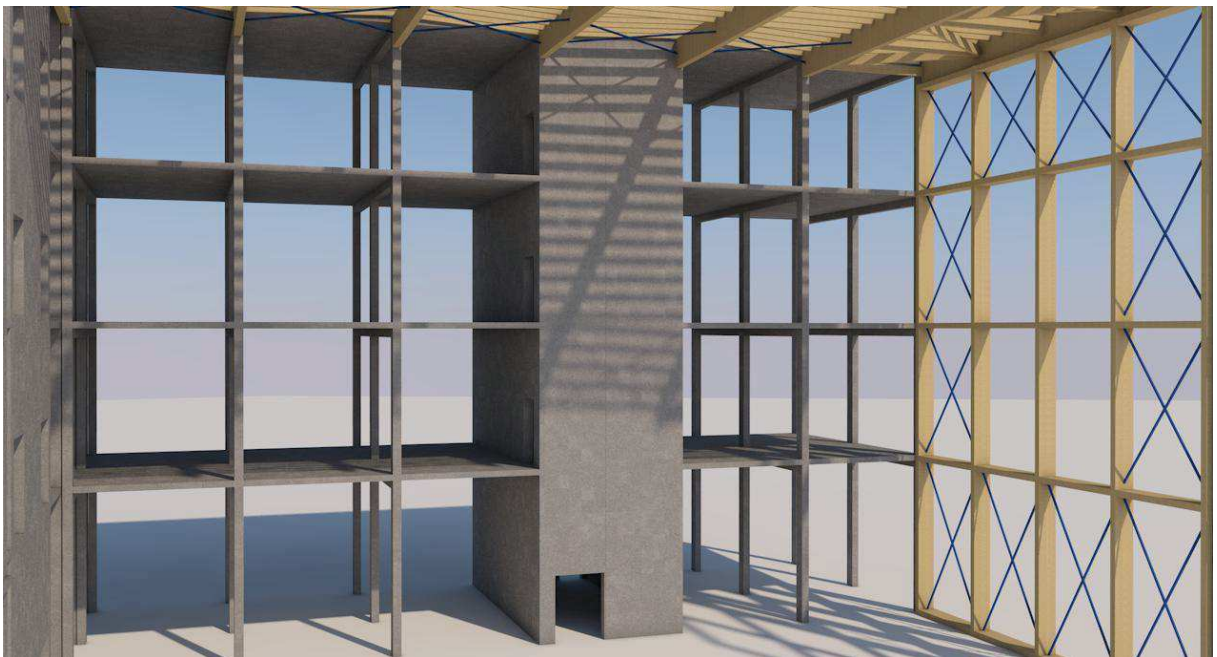
Obr. 4 Rozdělení objektu na dilatační celky



Obr. 5 Příčný řez konstrukcí s výškovými úrovněmi



Obr. 6 Půdorys objektu s osovými vzdálenostmi nosných konstrukcí



Obr. 7 Pohled na železobetonovou konstrukci dilatačního celku č. 1

**Dilatační celek č. 1**

Nosnou konstrukci tvoří železobetonová monolitická konstrukce s příčnými rámy. Osová vzdálenost rámu je v podélném směru 4,5 m. Osová vzdálenost sloupů v příčném směru je také 4,5 m. Stropní deska je spojitá jednosměrně pnutá s celkovou tloušťkou 180 mm. Stropní průvlak je spojitý o dvou stejně dlouhých polích s výškou 450 mm a šířkou 250 mm. Rozměry sloupů jsou 400 mm ve směru rámu a 250 mm ve směru kolmém na rám. Ztužení dilatačního celku v podélném směru zabezpečuje železobetonové monolitické ztužující jádro. Tloušťka ztužujících stěn v jádře je 250 mm. Třída betonu použitá na vrchní stavbu je C25/30 – XC1. Základová konstrukce je tvořena železobetonovými monolitickými patkami pod sloupy a základovou deskou pod ztužujícím jádrem. Návrh nosných prvků horní stavby je řešen ve statickém výpočtu v následujících kapitolách. Tato konstrukce byla vybrána pro porovnání výpočtů dle ČSN EN a BS. Základová konstrukce vzhledem k rozsahu práce zde není řešena.

**Dilatační celek č. 2**

Totožný s dilatačním celkem č. 1.

**Dilatační celek č. 3**

Nosnou konstrukci tvoří železobetonová monolitická konstrukce s příčnými rámy. Dilatační celek č. 3 je orientován kolmo na dilatační celek č. 1 a 2. Osová vzdálenost rámu je v podélném směru 4,5 m a 3 m. Osová vzdálenost sloupu v příčném směru je 8,0 m a 4,0 m. Stropní deska je spojitá jednosměrně pnutá s celkovou tloušťkou 180 mm. Stropní průvlak je spojitý o dvou různě dlouhých polích s výškou 650 mm a šířkou 300 mm. Rozměry sloupů jsou 450 mm ve směru rámu a 300 mm ve směru kolmém na rám. Ztužení dilatačního celku v podélném směru zabezpečuje železobetonové monolitické ztužující jádro. Tloušťka ztužujících stěn v jádře je 250 mm. Třída betonu použitá na vrchní stavbu je C25/30 – XC1. Základová konstrukce je tvořena železobetonovými monolitickými patkami pod sloupy a základovou deskou pod ztužujícím jádrem. Celek není staticky posouzen.

**Dilatační celek č. 4**

Tento celek vytváří nosnou konstrukci pro střešní a fasádní prosklený plášť atria. Střešní konstrukci tvoří plnostěnné přímé vazníky z lepeného lamelového dřeva třídy GL 32h s délkou 12,6 m. Osová vzdálenost jednotlivých vazníků je 4,5 m. Navržená výška vazníku je 900 mm, šířka 220 mm. Vazník je na svých koncích kotven k železobetonovým sloupům v posledních podlažích dilatačních celků č. 1 a 2. Střešní desku střechy tvoří vaznice z rostlého dřeva třídy C24 délky 4,28 m. Rozměry vaznice jsou 220 x 100 mm. Jednotlivé vaznice jsou v osově vzdálenosti 625 mm a jsou kotveny kolmo k vazníku tak, aby horní líc vaznice a vazníku tvořil rovinu. Na vaznicích je položena a přikotvena OSB deska tl. 22 mm, která tvoří nosnou konstrukci pro skladbu zelené střechy a také napomáhá celkové tuhosti střešní konstrukce. Pod prosklenou částí střechy jsou vaznice uloženy ve spádů 3° pro odvod dešťových vod. Nosnou konstrukci fasády atria tvoří přímé

sloupy obdélníkového průřezu z lepeného lamelového dřeva, které probíhají spojitě od základové konstrukce až po úroveň střechy atria, kde jsou kotveny do krajního střešního vazníku. Sloupy jsou v osové vzdálenosti 3,15 m. V úrovních jednotlivých podlaží (okolních dilatačních celků č. 1 a 2) jsou mezi sloupy vloženy vodorovné nosníky. Mezi první dva střešní vazníky je vložena dřevěná příhradovina, která je schopná přenášet velká vodorovná zatížení od kotvených sloupů, která vzniknou v důsledku působení větru na fasádu atria. Sloupy i mezi ně vložené vodorovné nosníky jsou orientovány, tak aby měly větší tuhost ve směru působícího zatížení větrem. Pro celkové ztužení konstrukce jsou v krajních polích střešní i fasádní konstrukce vložena ocelová táhla. Základovou konstrukci pod dřevěnými sloupy tvoří železobetonové monolitické pasy. Dimenze střešního vazníků a vaznic jsou podloženy statickým výpočtem v dalších částech práce, zbytek konstrukce není dále řešen.

#### ***Dilatační celek č. 5***

Nosná konstrukce dilatačního celku č. 4 je tvořena dvoukloubovými rámy z lepeného lamelového dřeva na rozpětí 10,5 m. Osová vzdálenost rámu je 4,5 m a 4,0 m. Světlá výška sloupů je 8 m. Rámovou příčel tvoří přímý nosník, sloupy jsou slouženy ze dvou nosných částí. Prostor mezi oběma částmi sloupu od paty po spodní hranu příčle je uzavřen lepeným profilem vloženým mezi částí sloupu. Střešní desku tvoří vaznice z rostlého dřeva s osovou vzdáleností 650 mm. Všechny trámy jsou osazovány mezi nosné rámy, tak aby horní líc trámu a příčle tvořil rovinu. Na trámy je položena OSB deska tl. 22 mm. Základovou konstrukci tvoří železobetonové monolitické základové patky. Nosná konstrukce dilatačního celku č. 4 není posouzena statickým výpočtem a vzhledem rozsahu práce není dále řešena.

#### ***Dilatační celek č. 6***

Tento dilatační celek je vložen mezi dilatační celky č. 1, 4 a 5 z důvodu jejich rozdílného zatížení v základové spáře a jejich nerovnoměrnému sedání. Nosná konstrukce je tvořena přímými vazníky z lepeného lamelového dřeva, které jsou kloubově připevněny k dřevěným sloupům nosných rámu dilatačního celku č. 5 na jednom konci a na druhém konci k železobetonovým sloupům dilatačního celku č. 1 nebo 3. Celek není staticky posouzen a dále není řešen.



### 3 EUROKÓDY (EN)

Eurokódy jsou soubor evropský norem pro navrhování stavebních konstrukcí, které vedou k jednotnému stupni bezpečnosti navrhování v Evropě. EN pokrývají oblasti zásad pro navrhování, zatížení konstrukcí, navrhování betonových, ocelových, dřevěných, ocelobetonových, zděných, hliníkových a geotechnických konstrukcí a konstrukcí odolných proti zemětřesení. Základní metodou pro ověřování spolehlivosti stavebních konstrukcí je v EN metoda mezních stavů s dílčími součiniteli bezpečnosti.

#### 3.1 Cíle a zavedení Evropských norem

- Poskytnutí společných kritérií navrhování a metod pro splnění požadavku na mechanickou odolnost a stabilitu a požární odolnost včetně všech nároků na trvanlivost a hospodárnost
- Poskytnutí společných poznatků o navrhování staveb investorům, uživatelům, projektantům, stavebníkům a výrobcům
- Ulehčení transferu a používání stavebních výrobků, materiálů a služeb mezi členskými státy EU a EFTA
- Vytváření společné platformy pro výzkum a vývoj v oblasti stavebnictví v Evropě
- Zjednodušení vývoje v oblasti navrhování konstrukcí (např. statické programy)
- Zvýšení konkurenceschopnosti stavebních, projekčních, výrobních a softwarových firem ve světovém měřítku
- Vytvoření celosvětově nejpokročilejších norem pro navrhování stavebních konstrukcí založených na nejnovějších poznatcích a na kolektivní spolupráci expertů z celé Evropy

#### 3.2 Vývoj Eurokódů

Komise evropského společenství v roce 1975 rozhodla o akčním programu v oblasti stavebnictví založeném na článku 95 Smlouvy o založení Evropského společenství. Cílem toho programu bylo odstranění technických překážek obchodu a harmonizace technických specifikací. V rámci tohoto akčního programu převzala Komise iniciativu k vytvoření souboru harmonizovaných technických pravidel pro navrhování stavebních konstrukcí, které měly zpočátku sloužit jako alternativa k národním pravidlům platných v členských státech a nakonec je nahradit. Po dobu patnácti let řídila Komise s pomocí řídicího výboru složeného ze zástupců členských států vývoj programu Eurokódů, což vedlo ke zveřejnění první generace evropských norem v 80. letech. V roce 1989 Komise a členské státy EU a EFTA rozhodly na základě dohody mezi Komisí a CEN (Evropský výbor pro normalizaci) o předání tvorby a vydávání Eurokódů prostřednictvím řady mandátů organizaci CEN, tak aby Eurokódy mohly mít v budoucnu status evropských norem (EN). Eurokódy odpovídají směrnicím EFTA usilující o vytvoření vnitřního trhu.<sup>6</sup>

---

<sup>6</sup> About the EN Eurocodes. *Eurocodes Building The Future*. [online]. [cit. 2015-06-30]. Dostupné z: <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=1>

### 3.3 Časová osa<sup>7</sup>

- 1957 Přijetí Římské smlouvy (The Treaty of Rome) – smlouva zakládající Evropské hospodářské společenství (European Economic Community)
- 1971 Vydání Směrnice o veřejných zakázkách (The Public Procurements Directive)
- 1975 Evropská komise rozhodla o přípravě harmonizovaných norem (Eurokódů) na základě akčního programu o konstruování Článku 95 Římské smlouvy. Předmětem tohoto programu bylo eliminování technických překážek v obchodování a zejména pak harmonizování technických specifikací a pravidel, které by zprvu sloužily jako alternativa k národním pravidlům pro navrhování v jednotlivých členských státech a později je zcela nahradily.
- 1980 Mezinárodní šetření o používaných stavebních kódech
- 1984 Vydání prvních Eurokódů
- 1989 Vydání Směrnice o stavebních výrobcích (The Construction Products Directive). Definuje základní požadavky, které musí stavební produkt splnit. Dohoda mezi Evropskou komisí a CEN o mandátech pro tvorbu Eurokódů.
- 1990 Příprava Eurokódů ENV. Příprava a vydání Eurokódů byly předány CEN (European Committee for Standardization).
- 1992 Podepsání Smlouvy o Evropské unii (the Maastricht Treaty/the Treaty on European Union).
- 1992 Vydání Eurokódů ENV Evropským výborem pro normalizaci. Vzhledem k obtížnostem v harmonizování všech aspektů ve výpočetních metodách, ENV obsahovali „skupiny hodnot“ („boxed values“), ze kterých si bylo členským státům umožněno vybrat na základě oblasti použití. Národní přílohy, které daly jednotlivé detaily aplikací ENV byly obecně vydávány společně s ENV pro daný členský stát.
- 1998 Zahájený přechod z ENV na EN.
- 2002 Zavedení Eura jako společné měny
- 2003 Vydání doporučení pro zavedení a používání Eurokódů. Eurokódy EN ustanoveny jako soubor doporučených standardů pro navrhování stavebních výrobků a konstrukcí, které splňují základní požadavky na mechanickou odolnost a stabilitu a požární bezpečnost.
- 2004 Vydání směrnice o zadávání veřejných zakázek na stavební práce, dodávky a služby
- 2004 Vstup ČR do Evropské unie
- 2006 Vydání směrnice o službách na vnitřním trhu
- 2007 Vydávání Eurokódů EN dokončeno. Program zavádění Eurokódů stanovuje časové období koexistence, během kterého mohou být EN používány společně s ostatními národními standardy jednotlivých členských zemích. Celkově vydáno 58 částí Eurokódů.

<sup>7</sup> Time line. *Eurocodes Building The Future*. [online]. [cit. 2015-06-30]. Dostupné z: <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=12>

- 2010 Eurokódy jsou povinné. Od 31. března 2010 jsou v ČR platnými českými technickými normami pro navrhování stavebních konstrukcí pouze EN. Ve stejnou dobu závazně přijímají Eurokódy i ostatní členské státy, v některých ovšem pokračuje období koexistence s ostatními státními normami a na plné implementování se stále čeká.
- 2012 Evropská komise pověřila CEN, aby upravil existující EN a rozšířil jejich rozsah

### 3.4 Status a rozsah použití Eurokódů

Členské státy EU a EFTA považují Eurokódy za základní dokumenty pro následující účely:

- Jako prostředek k prokázání shody pozemních a inženýrských staveb se základními požadavky směrnice Rady 89/106/EEC, zvláště pak se základním požadavkem na mechanickou odolnost a stabilitu a se základním požadavkem na požární bezpečnost
- Jako základ pro specifikaci smluv, jejichž předmětem jsou stavby a příslušné technické služby
- Jako základ pro tvorbu harmonizovaných technických specifikací pro stavební výrobky

Eurokódy poskytují obecná návrhová pravidla pro navrhování celých konstrukcí i jednotlivých prvků. Neobvyklé tvary konstrukce nebo návrhové podmínky nejsou specificky zahrnuty, v takových případech se vyžaduje doplňující odborné posouzení.

EN uznávají zodpovědnost řídicích orgánů v jednotlivých členských státech a ponechávají jejich právo stanovit hodnoty týkající se otázek bezpečnosti v předpisech na národní úrovni, takže se tyto úrovně v jednotlivých státech nadále odlišují. Pro členy CEN je přijetí Eurokódů závazné a členové jsou povinni splnit Vnitřní předpisy CEN/CENELEC, v nichž jsou stanoveny podmínky, za kterých se musí normy EN bez jakýchkoliv modifikací dát status národní. EN existují ve třech oficiálních verzích – anglické, francouzské a německé a verze v každém jiném jazyce je přeložena členem CEN a tato verze má stejný status jako oficiální verze.

### 3.5 Národní normy zavádějící Eurokódy

Národní normy zavádějící Eurokódy obsahují plný text Eurokódů (včetně všech příloh) vydaného CEN. Text může přecházet národní titulní strana a národní předmluva a za textem může následovat národní příloha.

Národní příloha může obsahovat informace pouze o těch parametrech, které jsou v Eurokódech ponechány otevřené pro národní výběr jako národně stanovené parametry a které jsou používány pro navrhování pozemních a inženýrských staveb v daném státu. Jde např. o hodnoty a třídy, které se mají použít, pokud jsou v EN uvedeny alternativy; hodnoty, které se mají použít, pokud jsou v EN uvedeny pouze značky veličin; specifické údaje pro zemi (geografické, klimatické atd.); postupy, které se mají použít, pokud EN uvádějí alternativy.



Při zavádění Eurokódů v členských státech je stanovená doba koexistence Eurokódů a místních Národních norem, během které mohou být oba standardy používány. Tato období koexistence by nemělo být delší než tři roky a po jeho skončení by měly být všechny původní národní normy zrušeny a plně nahrazeny EN.

### 3.6 Rozdělení Eurokódů

EN zahrnují deset norem pro navrhování celkově s 58 níže uvedenými částmi.

<b>EN 1990</b>	<b>Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí (Basis of structural design)</b>
EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
<b>EN 1991</b>	<b>Eurokód 1: Zatížení konstrukcí (Actions on structures)</b>
EN 1991-1-1	Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
EN 1991-1-2	Obecná zatížení – Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru
EN 1991-1-3	Obecná zatížení – Zatížení sněhem
EN 1991-1-4	Obecná zatížení – Zatížení větrem
EN 1991-1-5	Obecná zatížení – Zatížení teplotou
EN 1991-1-6	Obecná zatížení – Zatížení během provádění
EN 1991-1-7	Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
EN 1991-2	Zatížení mostů dopravou
EN 1991-3	Zatížení od jeřábů a strojního vybavení
EN 1991-4	Zatížení zásobníků a nádrží
<b>EN 1992</b>	<b>Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí (Design of concrete structures)</b>
EN 1992-1-1	Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
EN 1992-1-2	Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru
EN 1992-2	Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
EN 1992-3	Nádrže na kapaliny a zásobníky
<b>EN 1993</b>	<b>Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí (Design of steel structures)</b>
EN 1993-1-1	Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
EN 1993-1-2	Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru
EN 1993-1-3	Obecná pravidla – Doplňující pravidla pro tenkostěnné za studena tvarované prvky a plošné profily
EN 1993-1-4	Obecná pravidla – Doplňující pravidla pro korozivzdorné oceli
EN 1993-1-5	Boulení stěn
EN 1993-1-6	Pevnost a stabilita skořepinových konstrukcí
EN 1993-1-7	Deskostěnové konstrukce příčně zatížené
EN 1993-1-8	Navrhování styčnicků
EN 1993-1-9	Únava
EN 1993-1-10	Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou

EN 1993-1-11	Navrhování ocelových tažených prvků
EN 1993-1-12	Doplňující pravidla pro oceli vysoké pevnosti do třídy S 700
EN 1993-2	Ocelové mosty
EN 1993-3-1	Stožáry a komíny – Stožáry
EN 1993-3-2	Stožáry a komíny – Komíny
EN 1993-4-1	Zásobníky
EN 1993-4-2	Nádrže
EN 1993-4-3	Potrubí
EN 1993-5	Piloty a štětové stěny
EN 1993-6	Jeřábové dráhy
<b>EN 1994</b>	<b>Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí (Design of composite steel and concrete structures)</b>
EN 1994-1-1	Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
EN 1994-1-2	Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru
EN 1994-2	Obecná pravidla a pravidla pro mosty
<b>EN 1995</b>	<b>Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí (Design of timber structures)</b>
EN 1995-1-1	Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
EN 1995-1-2	Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru
EN 1995-2	Mosty
<b>EN 1996</b>	<b>Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí (Design of masonry structures)</b>
EN 1996-1-1	Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce
EN 1996-1-2	Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru
EN 1996-2	Volba materiálů, konstruování a provádění zdiva
EN 1996-3	Zjednodušené metody výpočtu nevyztužených zděných konstrukcí
<b>EN 1997</b>	<b>Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí (Geotechnical design)</b>
EN 1997-1	Obecná pravidla
EN 1997-2	Průzkum a zkoušení základové půdy
<b>EN 1998</b>	<b>Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení (Design of structures for earthquake resistance)</b>
EN 1998-1	Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby
EN 1998-2	Mosty
EN 1998-3	Hodnocení a zesilování pozemních staveb
EN 1998-4	Zásobníky, nádrže a potrubí
EN 1998-5	Základy, opěrné a zárubní zdi a geotechnická hlediska
EN 1998-6	Věže, stožáry a komíny

EN 1999	Eurokód 9: Navrhování hliníkových konstrukcí (Design of aluminium structures)
EN 1999-1-1	Obecná pravidla pro konstrukce
EN 1999-1-2	Navrhování konstrukcí na účinky požáru
EN 1999-1-3	Konstrukce náchylné na únavu
EN 1999-1-4	Za studena tvarované plošné profily
EN 1999-1-5	Skořepinové konstrukce

### 3.7 Eurokódy – popis a praktická aplikace při návrh nosné železobetonové monolitické konstrukce

Eurokódy použité během návrhu a posouzení dané části nosné konstrukce objektu řešené základní umělecké školy jsou ČSN EN 1990, ČSN EN 1991-1-1, ČSN EN 1991-1-3, ČSN EN 1991-1-4, ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1995-1-1. Aby bylo možné na závěr porovnat metodiku návrh a statického výpočtu podle Eurokódů s metodikou British Standards, budou vždy normy ve zkratce popsány a budou představeny jejich hlavní termíny a definice, které souvisí s jejich použitím v návrhu řešené konstrukce, a bude ukázáno i jejich praktické použití.

#### 3.7.1 ČSN EN 1990: Zásady navrhování<sup>8</sup>

##### 3.7.1.1 Rozsah platnosti

EN 1990 stanovuje zásady a požadavky na bezpečnost, použitelnost a trvanlivost konstrukcí, popisuje zásady pro jejich navrhování a ověřování a uvádí pokyny pro související hlediska spolehlivosti konstrukcí.

##### 3.7.1.2 Termíny pro navrhování

Návrh konstrukce objektu základní umělecké školy		
Druh stavby	Pozemní stavba	
Druh konstrukce	Dřevěná konstrukce a železobetonová monolitická konstrukce	
Účel objektů	Objekt občanské vybavenosti – základní umělecká škola	
Umístění objektu	Plzeň	
Návrhová životnost		
Kategorie návrhové životnosti	S4	
Informativní návrhová životnost	50 let	
Příklad stavby	Budovy a další běžné stavby (ZUŠ)	
Podmínky prostředí		
Betonové konstrukce	Vliv prostředí XC1	ČSN EN 1992-1-1 (EN 206-1)
Dřevěné konstrukce	Třída provozu 1	ČSN EN 1995-1-1
Třída následků (dle národní příloha A1)		
Třída	CC2	
Popis	Střední následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo značné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí	
Příklady stavby	Obytné a administrativní budovy a budovy určené pro veřejnost	

<sup>8</sup> ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2002.

### 3.7.1.3 Základní požadavky pro návrh

Konstrukce musí být navržena a provedena tak, aby během předpokládané doby životnosti s příslušným stupněm spolehlivosti a hospodárnosti odolala všem zatížením a vlivům, které se mohou vyskytnout při provádění a používání a sloužila požadovanému účelu. Konstrukce musí být navržena tak, aby měla odpovídající únosnost, použitelnost a trvanlivost.

### 3.7.1.4 Zásady navrhování podle mezních stavů – návrhové situace

*Mezní stavy únosnosti – bezpečnost osob a bezpečnost konstrukce*

- Ztráta stability konstrukce nebo její části
- Porucha nadměrným přetvořením, vznik mechanismu z konstrukce
- Porucha vyvolaná únavou nebo jinými časově závislými účinky

*Mezní stavy použitelnosti – funkce konstrukce nebo nosných prvků za běžného užívání, pohoda osob, vzhled stavby (vratné a nevratné mezní stavy použitelnosti)*

- Deformace
- Kmitání
- Poškození, které mohou nepříznivě ovlivnit vzhled, trvanlivost nebo provozuschopnost

Navrhování podle mezních stavů musí být založeno na modelech konstrukce a zatížení pro příslušné mezní stavy. Musí se ověřit, že žádný z mezních stavů není překročen, jestliže se v těchto modelech použijí příslušné návrhové hodnoty zatížení, vlastností materiálů, vlastností výrobků a geometrické údaje.

### 3.7.1.5 Klasifikace zatížení – klasifikování podle proměnlivosti v čase

*Stálá zatížení (G)* – vlastní tíha konstrukce, pevné vybavení atd.

*Proměnná zatížení (Q)* – užitná zatížení stropních konstrukcí, nosníků a střech, zatížení větrem a sněhem

*Mimořádná zatížení (A)* – výbuch nebo náraz vozidel

*Charakteristické hodnoty zatížení* – hlavní reprezentativní hodnota zatížení  $F_k$  stanovená jako průměr, horní a dolní hodnota, nebo nominální hodnota

### 3.7.1.6 Ověřování metodou dílčích součinitelů

Při použití metody dílčích součinitelů se musí ve všech návrhových situacích ověřit, že žádný z možných mezních stavů není překročen, jestliže se v návrhových modelech použijí návrhové hodnoty pro zatížení nebo účinky zatížení a pro odolnost.

#### 3.7.1.6.1 Návrhové hodnoty

Návrhové hodnoty se mají získat z charakteristických hodnot nebo z ostatních reprezentativních hodnot v kombinaci s dílčími a dalšími součiniteli.

**3.7.1.6.2 Návrhové hodnoty zatížení  $F_d$** 

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \text{ pro } F_{rep} = \psi F_k$$

$F_d$  Návrhová hodnota zatížení

$F_k$  Charakteristická hodnota zatížení

$F_{rep}$  Reprezentativní hodnota zatížení

$\gamma_f$  Dílčí součinitel zatížení, který zohledňuje možné nepříznivé odchylky hodnot zatížení od reprezentativních hodnot

$\psi$  Buď 1,0 nebo  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  nebo  $\psi_2$

**3.7.1.6.3 Návrhové hodnoty vlastností materiálů  $X_d$** 

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m}$$

$X_d$  Návrhová hodnota vlastností materiálu

$X_k$  Charakteristická hodnota vlastností materiálu

$\eta$  Průměrná hodnota převodního součinitele, kterým se zohledňuje vliv objemu a rozměrů, účinky vlhkosti a teploty atd.

$\gamma_m$  Dílčí součinitel vlastností materiálu, kterým se zohledňuje možné nepříznivé odchylky vlastností materiálu od jejich charakteristických hodnot, náhodná část převodního součinitele  $\eta$

**3.7.1.6.4 Dílčí součinitelé materiálů použitých v návrhu konstrukce ZŠU**

Rostlé dřevo	$\gamma_m = 1,3$	ČSN EN 1995-1-1
Lepené lamelové dřevo	$\gamma_m = 1,25$	ČSN EN 1995-1-1
Beton	$\gamma_m = 1,5$	ČSN EN 1992-1-1
Betonářská ocel	$\gamma_m = 1,15$	ČSN EN 1992-1-1

**3.7.1.7 Mezní stavy únosnosti**

- EQU** Ztráta statické rovnováhy konstrukce nebo její části, uvažovaného jako tuhé těleso tam, kde je významné i menší kolísání hodnoty nebo prostorové uspořádání zatížení stejného původu a pevnosti konstrukčních materiálů nebo základové půdy nejsou obvykle rozhodující
- STR** Vnitřní porucha nebo nadměrná deformace konstrukce nebo nosných prvků včetně základových patek, pilot, podzemních stěn atd., kde rozhoduje pevnost konstrukčních materiálů (viz statický výpočet části nosné konstrukce ZŠU)
- GEO** Porucha nebo nadměrná deformace základové půdy, kde pevnosti zeminy nebo skalního podloží jsou významné pro únosnost
- FAT** Únavová porucha konstrukce nebo nosných prvků

Jestliže se uvažuje mezní stav pevnosti nebo nadměrných deformací průřezu, prvku nebo spoje (STR nebo GEO), musí se ověřit podmínka  $E_d \leq R_d$

- $E_d$  Návrhová hodnota účinku zatížení, jako je vnitřní síla, moment nebo vektor několika vnitřních sil  
 $R_d$  Návrhová hodnota příslušné únosnosti

Návrhová hodnota účinku zatížení  $E_d$  se musí pro každý rozhodující zatěžující stav stanovit prostřednictvím kombinace zatížení, které se mohou vyskytnout současně. Kombinace zatížení má zahrnovat hlavní proměnné zatížení nebo mimořádné zatížení.

**Kombinace zatížení pro trvalé nebo dočasné návrhové situace (základní kombinace):**

Pro účel této práce byla vybrána kombinace zatížení dle rovnice 6.10, která je pro účel porovnání s British Standards dostačující.

Rovnice 6.10 
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

**3.7.1.8 Mezní stavy použitelnosti**

$$E_d \leq C_d$$

- $E_d$  Návrhová hodnota účinku zatížení stanovena v kritériu použitelnosti a určena na základě příslušné kombinace  
 $C_d$  Návrhová hodnota příslušného kritéria použitelnosti

Kombinace zatížení, které se mají uvažovat v příslušných návrhových situacích, mají odpovídat ověřovaným požadavkům použitelnosti a podmínkám provozu.

**Charakteristická kombinace (nevratné mezní stavy) – rovnice 6.14b**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

**Častá kombinace (vratné mezní stavy) – rovnice 6.15b**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

**Kvazistálá kombinace (dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce) – rovnice 6.16b**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

**3.7.1.9 Dílčí součinitelé – příloha A1 ČSN EN 1990**

Účinky zatížení, které se z fyzikálních nebo funkčních důvodů nemohou současně vyskytovat, se nemají uvažovat společně v kombinacích zatížení.

Hodnoty součinitelů $\psi$ pro proměnná zatížení pozemních staveb			
Zatížení	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Kategorie užitných zatížení pro pozemní stavby (EN 1991-1-1) Kategorie C: shromažďovací plochy	0,7	0,7	0,6
Zatížení sněhem (EN 1991-1-3): ČR: pro stavby umístěné ve výšce $H \leq 1000$ m n. m.	0,5	0,2	0
Zatížení větrem (EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0

Návrhové hodnoty zatížení pro mezní stavy únosnosti STR/GEO					
Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnné zatížení	
	Nepříznivá	Příznivá		Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Rovnice 6.10	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Hodnoty dílčích součinitelů $\gamma_f$ pro mezní stavy únosnosti STR/GEO	
Stálá zatížení – nepříznivá	$\gamma_{G,j,sup} = 1,35$
Stálá zatížení – příznivá	$\gamma_{G,j,inf} = 1,00$
Proměnná zatížení – nepříznivá	$\gamma_{Q,i} = 1,50$
Proměnná zatížení – příznivá	$\gamma_{Q,i} = 0$

Návrhové hodnoty zatížení pro mezní stavy použitelnosti				
Kombinace	Stálá zatížení $G_d$		Proměnná zatížení $Q_d$	
	Nepříznivá	Příznivá	Hlavní	Vedlejší
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

### 3.7.2 ČSN EN 1991-1-1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní hmotnosti a užitná zatížení pozemních staveb<sup>9</sup>

#### 3.7.2.1 Rozsah platnosti

EN 1991-1-1 uvádí pokyny pro navrhování a zatížení pro navrhování konstrukcí pozemních a inženýrských staveb, a to pro objemové tíhy stavebních materiálů a skladovaných materiálů, vlastní tíhy stavebních prvků a užitná zatížení pozemních staveb.

#### 3.7.2.2 Klasifikace zatížení

**Vlastní hmotnost** – vlastní tíha stavby se má klasifikovat jako stálé pevné zatížení

**Užitné zatížení** – užitná zatížení se musí klasifikovat jako proměnná volná zatížení

<sup>9</sup> ČSN EN 1991-1-1. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní hmotnosti a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Český normalizační institut, 2002.

### 3.7.2.3 Návrhové situace – stanovení charakteristických hodnot zatížení

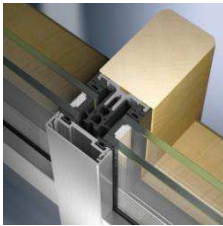
#### 3.7.2.3.1 Stálá zatížení – návrh nosné konstrukce řešeného objektu ZŠU

##### Zatížení 1 – Vlastní tíha nosné konstrukce

Vlastní tíhu stavebního prvku lze ve většině případů popsat jedinou charakteristickou hodnotou vypočítanou na základě jeho nominálních rozměrů a charakteristických hodnot objemových tíh.

Vlastní hmotnosti materiálů použitých pro návrh nosné konstrukce ZŠU		
Železobeton	$\rho_{k,\text{žB}} = 2500 \text{ kg/m}^3$	ČSN EN 1991-1-1
Rostlé dřevo C24	$\rho_{k,\text{C24}} = 350 \text{ kg/m}^3$	ČSN EN 338
Lepené lamelové dřevo GL 32h	$\rho_{k,\text{GL32h}} = 440 \text{ kg/m}^3$	ČSN EN 14080

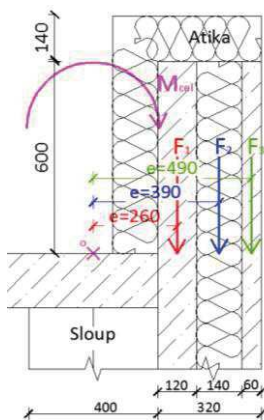
##### Zatížení 2 – Prosklená střecha atria



Prosklená střecha – Schüco FW 60+ AOT			
	$d$ [mm]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Lepené dvojsklo, tl. 12 mm	2x12	2500	0,60

Obr. 8 Detail prosklené střechy <sup>10</sup>

##### Zatížení 3 – Atika 1



Konstrukce atika je tvořena vytažením sendvičové fasády nad úroveň střešního pláště

Síla od vlastní tíhy atiky:

$$F = F_{cel} \cdot h + d \cdot tl \cdot \rho \cdot zš + d \cdot tl \cdot \rho \cdot zš$$

$$F = 20,426 \cdot 0,6 + 0,14 \cdot 0,74 \cdot 0,28 \cdot 4,5 + 0,14 \cdot 0,32 \cdot 0,28 \cdot 4,5$$

$$\underline{F = 12,443 \text{ kN}}$$

Moment k ose sloupu:

$$M = M_{cel} \cdot h + d \cdot tl \cdot \rho \cdot zš \cdot r + d \cdot tl \cdot \rho \cdot zš \cdot r$$

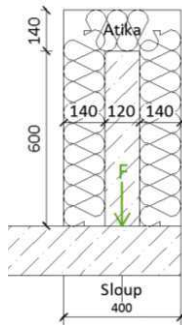
$$M = 6,886 \cdot 0,6 + 0,14 \cdot 0,74 \cdot 0,28 \cdot 4,5 \cdot \left(0,2 - \frac{0,14}{2}\right) + 0,14 \cdot 0,32 \cdot 0,28 \cdot 4,5 \cdot \left(0,2 + \frac{0,32}{2}\right)$$

$$\underline{M = 4,169 \text{ kNm}}$$

Obr. 9 Detail atiky 1

<sup>10</sup> Schüco FW 60+ AOT: Dřevěné předsazené konstrukce. Schüco. [online]. [cit. 2015-06-30]. Dostupné z: [http://www.schueco.com/web/cz/architekten/fassaden/products\\_old/fassaden/aluminium/aufsatzkonstruktionen/schueco\\_fw\\_60+\\_aot](http://www.schueco.com/web/cz/architekten/fassaden/products_old/fassaden/aluminium/aufsatzkonstruktionen/schueco_fw_60+_aot)



**Zatížení 4 – Atika 2**

Obr. 10 Detail atiky 2

Konstrukce atika je tvořena prefabrikovaným betonovým prvkem

Síla od vlastní tíhy atiky:

$$F = d \cdot h \cdot \rho \cdot z\check{s} + 2 \cdot d \cdot h \cdot \rho \cdot z\check{s} + d \cdot tl \cdot \rho \cdot z\check{s}$$

$$F = 0,12 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 4,5 + 2 \cdot 0,14 \cdot 0,74 \cdot 0,28 \cdot 4,5 + 0,14 \cdot 0,12 \cdot 0,28 \cdot 4,5$$

$$F = 8,382 \text{ kN}$$

Moment k ose sloupu:

$$M = 0 \text{ kNm}$$

**Zatížení 5 – Zelená střecha atria**

Zelená střecha – atrium						
Funkce vrstvy	Název	Specifikace	$d$ [mm]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho'$ [kg/m <sup>2</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Vegetace	Trvalky/směs osiva	Optigreen Typ E	Viz vegetační vrstva			
Vegetační vrstva	Extenzivní substrát	Optigreen Typ E – lehký	50 - 150	1800	270	2,70
Filtrační vrstva	Netkaná polypropylen. geotextilie	Filtek 300	0,5	-	0,3	0,003
Drenážní vrstva	Profilované folie	Dekdren L40 Garden	41	-	1,425	0,01425
Ochranná vrstva	Netkaná polypropylen. geotextilie	Filtek 300	0,5	-	0,3	0,003
Kořenovzdorná vrstva	SBS modifikovaný asfaltový pás	Elastek 50 Garden Celoplošně tavený	5,3	-	6,28	0,0628
Hydroizolace	SBS modifikovaný asfaltový pás	Elastek 40 Special Mineral Celoplošně tavený	4	-	4,54	0,0454
Hydroizolace	SBS modifikovaný asfaltový pás	Glastek 40 Special Mineral Mechanicky kotvený	4	-	4,54	0,0454
Ochranná vrstva	Oxidovaný asfaltový pás	Dek R13 Mechanicky kotvený	1,3	-	1,4	0,014
Spádová vrstva	Pěnový polystyren	Isover EPS 200S	50 - 150	32	4,8	0,048
Tepelně izolační vrstva	Pěnový polystyren	Isover EPS 200S	200	32	6,4	0,064
Ochranná vrstva	Netkaná polypropylen. geotextilie	Filtek 300	0,5	-	0,3	0,003
Parozábrana	SBS modifikovaný asfaltový pás	Glastek 30 Sticker Plus Samolepící	3	-	3,5	0,035
Penetrace	Asfaltový nátěr	Dekprimer	-	-	-	-
Roznášecí vrstva	Dřevotřísková deska	Eurostrand OSB/3	22	600	13,2	0,132
			481,1		$\Sigma g_k =$	3,169

**Zatížení 6 – Zelené střechy hlavní budovy**

Zelená střecha – hlavní budova						
Funkce vrstvy	Název	Specifikace	$d$ [mm]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho'$ [kg/m <sup>2</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Vegetace	Trvalky/směs osiva	Optigreen Typ E	Viz vegetační vrstva			
Vegetační vrstva	Extenzivní substrát	Optigreen Typ E – lehký	50 - 150	1800	270	2,70
Filtrační vrstva	Netkaná polypropylen. geotextilie	Filtek 300	0,5	-	0,3	0,003
Drenážní vrstva	Profilované folie	Dekdren L40 Garden	41	-	1,425	0,01425
Ochranná vrstva	Netkaná polypropylen. geotextilie	Filtek 300	0,5	-	0,3	0,003
Kořenovzdorná vrstva	SBS modifikovaný asfaltový pás	Elastek 50 Garden Celoplošně tavený	5,3	-	6,28	0,0628
Hydroizolace	SBS modifikovaný asfaltový pás	Elastek 40 Special Mineral Celoplošně tavený	4	-	4,54	0,0454
Hydroizolace	SBS modifikovaný asfaltový pás	Glastek 40 Special Mineral Mechanicky kotvený	4	-	4,54	0,0454

Ochranná vrstva	Oxidovaný asfaltový pás	Dek R13 Mechanicky kotvený	1,3	-	1,4	0,014
Spádová vrstva	Pěnový polystyren	Isover EPS 200S	50 - 150	32	4,8	0,048
Tepelně izolační vrstva	Pěnový polystyren	Isover EPS 200S	100	32	3,2	0,032
Ochranná vrstva	Netkaná polypropylen. geotextilie	Filtek 300	0,5	-	0,3	0,003
Parozábrana	SBS modifikovaný asfaltový pás	Glastek 30 Sticker Plus Samolepící	3	-	3,5	0,035
Penetrace	Asfaltový nátěr	Dekprimer	-	-	-	-
Nosná kce	ŽB stropní deska	-	-	-	-	-
Vzduchová mezera	Zavěšený rošt pohledu	-	600	-	-	-
Akustická izolace	Desky z kamenného vlákna	Isover Aku	40	40	1,6	0,016
Podhled	Sádrovláknité desky	Fermacell	15	1150	17,25	0,1725
			$d = 360,1 \text{ mm}$ nad ŽB deskou		$\Sigma g_k =$	<b>3,194</b>

**Zatížení 7 – Podlaha – velké učebny, chodby**

Podlaha – velké učebny a hygienické prostory, chodby						
Funkce vrstvy	Název	Specifikace	$d$ [mm]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho'$ [kg/m <sup>2</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Nášlapná vrstva	Cementová stěrka	SikaDecor	10	2200	22	0,22
Roznášecí vrstva	Litý cementový potěr	Cemflow	50	2200	110	1,10
Separáční vrstva	Separáční PE fólie	Separáční PE fólie	0,1	-	-	-
Kročejová izolace	Elastifikované desky EPS	Isover EPS RigiFloor 4000	40	15	0,6	0,006
Nosná vrstva	ŽB stropní deska	ŽB stropní deska	150	-	-	-
Vzduchová dutina	-	-	-	-	-	-
Akustická izolace	Desky z kamenného vlákna	Isover Aku	40	40	1,6	0,016
Podhled	Sádrovláknité desky	Fermacell	15	1150	17,25	0,1725
			$d = 110,1 \text{ mm}$ nad ŽB deskou		$\Sigma g_k =$	<b>1,515</b>

**Zatížení 8 – Podlaha – hudební učebny a kanceláře**

Podlaha – hudební učebny, kanceláře						
Funkce vrstvy	Název	Specifikace	$d$ [mm]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho'$ [kg/m <sup>2</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Nášlapná vrstva	Koberec	-	5	-	2,38	0,0238
Lepící vrstva	Disperzní lepidlo	-	5	-	-	-
Roznášecí vrstva	Litý cementový potěr	Cemflow	50	2200	110	1,10
Separáční vrstva	Separáční PE fólie	Separáční PE fólie	0,1	-	-	-
Kročejová izolace	Elastifikované desky EPS	Isover EPS RigiFloor 4000	40	15	0,6	0,006
Nosná vrstva	ŽB stropní deska	ŽB stropní deska	150	-	-	-
Vzduchová mezera	-	-	-	-	-	-
Akustická izolace	Desky z kamenného vlákna	Isover Aku	40	40	1,6	0,016
Podhled	Sádrovláknité desky	Fermacell	15	1150	17,25	0,1725
			$d = 110,1 \text{ mm}$ nad ŽB deskou		$\Sigma g_k =$	<b>1,318</b>

**Zatížení 9 – Pevné příčky**

⇒ zatížení od příčky bráno jako liniové na skutečném umístění a orientaci dle dispozice

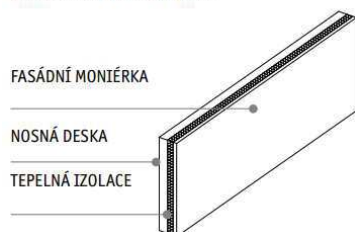
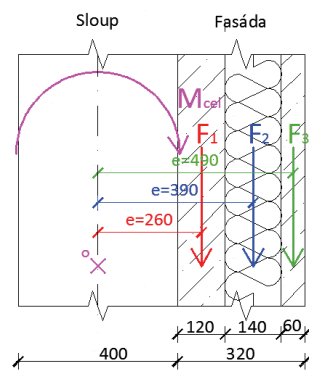
Příčka 1 – hygienické prostory				
Skladba	$d$ [mm]	$\rho'$ [kg/m <sup>2</sup> ]	Výška příčky $h$ [m]	$q_k$ [kN/m]
Zděná příčka – Porotherm 11,5 P+D	115	158 (včetně omítek)	4,35	<b>6,873</b>

Příčka 2 – chodby				
Skladba	$d$ [mm]	$\rho'$ [kg/m <sup>2</sup> ]	Výška příčky $h$ [m]	$q_k$ [kN/m]
Zděná příčka – Porotherm 11,5 Aku	115	175 (včetně omítek)	4,35	7,613

Příčka 3 – učebny					
Skladba	$d$ [mm]	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\rho'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Výška příčky $h$ [m]	$q_k$ [kN/m]
Zděná příčka – Porotherm 11,5 Aku	115	-	1,75 (včetně omítek)	4,35	7,613
Akustická izolace – Kamenná vlákna Isover Aku	60	0,4	0,024	4,35	0,101
Sádrovláknitá deska – Fermacell	15	11,50	0,1725	4,35	0,750
	205				$\Sigma q_k = 8,464$

### Zatížení 10 – Obvodová sendvičová fasáda

OBVODOVÉ SENDVIČOVÉ DÍLCE

Obr. 11 Popis vrstev fasády<sup>11</sup>

Obr. 12 Řez stěnou

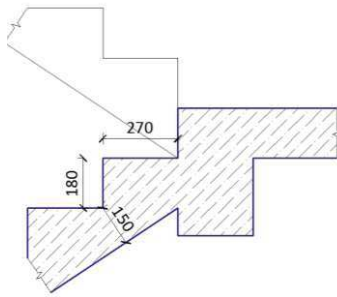
### Obvodová sendvičová fasáda

Prefabrikované stěnové dílce jsou zavěšené na svislých nosných konstrukcích – železobetonové sloupy s osovou vzdáleností 4,5 m  $\Rightarrow$  zatěžující šířka  $zš = 4,5$  m

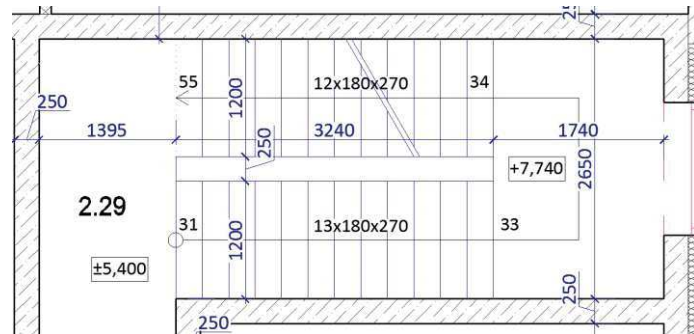
Vrstva	$d$ [mm]	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\rho'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$F_i = \rho' \cdot zš$ [kN/m]	$e$ [m]	$M_i = F_i \cdot e$ [kNm/m]
1 – Nosná deska – železobetonová	120	25	3	13,5	0,26	3,51
2 – Tepelná izolace – pěnový polystyren Isover EPS 150S	140	0,28	0,0392	0,1764	0,39	0,0688
3 – Fasádní moniérka – železobetonová	60	25	1,5	6,75	0,49	3,3075
			$\Sigma q_k = 4,54$	$F_{cel} = 20,426$		$M_{cel} = 6,886$

<sup>11</sup> Stěnové dílce jednovrstvé a sendvičové. Prefa. [online]. [cit. 2015-06-30]. Dostupné z: <http://www.prefa.cz/produkty/pozemni-stavby/dilce-pro-konstrukci-poz-staveb/stenove-dilce-jednovrstve-sendvicove>

### Zatížení 11 – Železobetonové schodiště – zatížení od schodišťových ramen



Obr. 13 Detail schodiště u mezipodesty



Obr. 14 Půdorys schodiště

Šířka schodišťového ramena	$b$	1200 mm
Půdorysná délka ramena	$l$	3360 mm
Počet stupňů v jednom rameni	$n$	12
Rozměry stupně	Výška stupně	180 mm
	Šířka stupně	270 mm
Sklon schodiště	$\alpha = \operatorname{tg}^{-1} \frac{180}{270}$	33,69°
Tloušťka schodišťové desky	$h$	150 mm
Šikmá délka desky schodišťových ramen	$l_{\text{šik}} = l / \cos \alpha$	4040 mm
Materiál schodiště	Železobeton – objemová tíha $\rho$	25 kN/m <sup>3</sup>
Váha jednoho stupně na $m$	$g' = \frac{n}{2} \cdot V' \cdot \rho = \frac{12}{2} \cdot \frac{0,18 \cdot 0,270}{2} \cdot 25$	3,645 kN/m
Váha schodišťové desky na $m$	$g' = \frac{l_{\text{šik}}}{2} h \rho = 4,02 / 2 \cdot 0,15 \cdot 25$	7,575 kN/m
Užitné zatížení $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$	$\Rightarrow q' = \frac{3,36}{2} \cdot 3$	5,04 kN/m

#### 3.7.2.3.2 Užitná zatížení

Užitná zatížení pozemních staveb jsou taková, která vznikají v důsledku užívání. Hodnoty uvedené v ČSN EN 1991-1-1 zahrnují obvyklé užívání osobami, nábytek, přemístitelné předměty, vozidla a předvídatelné výjimečné případy.

#### Kategorie užitného zatížení podle účelu užívání

Užitná zatížení – ČSN EN 1991-1-1			
Klasifikace užitných zatížení		Proměnné zatížení	
Část objektu	Kategorie	Popis	Charakteristická hodnota užitného zatížení
Učebny	C1	Plochy, kde může docházet ke shromažďování lidí – plochy se stoly (školy)	$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Schodiště	C1		
Střecha	Kategorie H	Střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav – vztaheno k půdorysné ploše střechy	$q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

### 3.7.3 ČSN EN 1991-1-3: Zatížení konstrukcí – Zatížení sněhem<sup>12</sup>

#### 3.7.3.1 Rozsah platnosti

EN 1991-1-3 uvádí pokyny pro stanovení hodnot zatížení sněhem pro místa s nadmořskou výškou menší než 1 500 m a pro navrhování konstrukcí pozemních a inženýrských staveb.

#### 3.7.3.2 Termíny pro navrhování

##### 3.7.3.2.1 Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi $s_k$

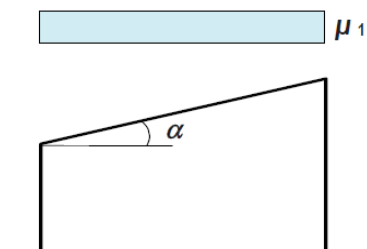
Zatížení sněhem na zemi vycházející ze statického zpracování souboru ročních maxim tíhy sněhu pro pravděpodobnostní překročení 0,02 přičemž se neuvažují výjimečná zatížení sněhem.

##### 3.7.3.2.2 Charakteristická hodnota zatížení sněhem na střeše $s$

Součin charakteristické hodnoty zatížení sněhem na zemi a příslušných součinitelů

#### 3.7.3.3 Výpočet zatížení sněhem

Zatížení sněhem na střeších – charakteristická hodnota zatížení $s$ – pro trvalé / dočasné návrhové situace			
Klasifikace zatížení sněhem	Proměnné zatížení		
Umístění stavby	Plzeň (ČR)		
Sněhová oblast	I		
Typ krajiny	Normální typ krajiny: plochy, kde nedochází na stavbách k výraznému přemístění sněhu větrem kvůli okolnímu terénu, jiným stavbám nebo stromům		
Typ střechy	Plochá střecha		
Sklon střechy	$\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 5^\circ$	
Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi	$s_k$ (sněhová mapa Národní přílohy ČSN EN 1991-1-3)	0,75	kN/m <sup>2</sup>
Tvarový součinitel střechy	$\mu_i = \mu_1$ pro $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	0,8	-
Součinitel expozice	$C_e$ pro normální typ krajiny	1,0	-
Tepelný součinitel	$C_t$	1,0	-
<b>Zatížení sněhem na střeších</b>	<b><math>s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,75</math></b>	<b>0,60</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Zatížení působí svisle a je vztaženo k půdorysné ploše střechy			



Obr. 15 Uspořádání zatížení sněhem na střeše (ČSN EN 1991-1-3, 2005, s. 18)<sup>13</sup>

<sup>12</sup> ČSN EN 1991-1-3. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Praha: Český normalizační institut, 2005.

<sup>13</sup> ČSN EN 1991-1-3. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Praha: Český normalizační institut, 2005.

### 3.7.4 ČSN EN 1991-1-4: Zatížení konstrukcí – Zatížení větrem<sup>14</sup>

#### 3.7.4.1 Rozsah platnosti

EN 1991-1-4 uvádí pokyny pro stanovení zatížení větrem pro navrhování pozemních a inženýrských staveb pro každou z uvažovaných zatížených ploch. Zahrnuje celé konstrukce, části konstrukcí nebo prvky na nich připevněné. Norma platí pro pozemní stavby s výškou do 200 m a mosty s rozpětím menším než 200 m.

#### 3.7.4.2 Termíny pro navrhování

##### 3.7.4.2.1 Výchozí základní rychlost větru

Desetiminutová střední rychlost s ročním pravděpodobnostním překročením 0,02 nezávisle na směru větru, ve výšce 10 m nad plochým terénem bez překážek (kategorie II), zahrnující vliv nadmořské výšky.

##### 3.7.4.2.2 Základní rychlost větru

Výchozí základní rychlost větru upravena s ohledem na uvažovaný směr a roční období.

##### 3.7.4.2.3 Střední rychlost větru

Základní rychlost větru upravena s ohledem na vliv drsnosti terénu a orografie.

##### 3.7.4.2.4 Součinitel tlaku

Součinitele vnějšího tlaku udávají účinek větru na vnější plochy pozemních staveb; součinitele vnitřního tlaku udávají účinek větru na vnitřní povrchy pozemních staveb. Součinitele výsledného tlaku udávají výsledný účinek větru na jednotku plochy konstrukce.

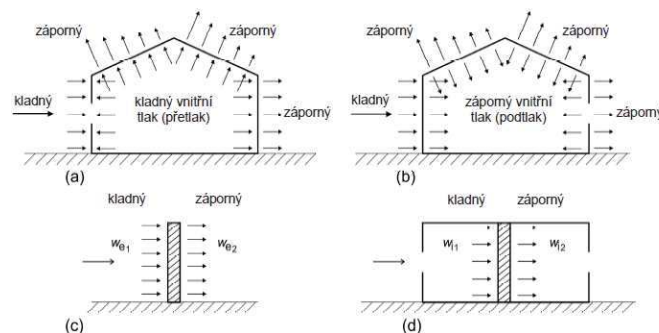
#### 3.7.4.3 Výpočet zatížení větrem

Zatížení větrem – maximální dynamický tlak $q_p(z)$			
Umístění stavby	Plzeň (ČR)		
Větrná oblast	II		
Výchozí základní rychlost větru	$v_{b,0}$ (větrná mapa Národní přílohy ČSN EN 1991-1-4)	25	m/s
Kategorie terénu	IV – oblasti, ve kterých je nejméně 15% povrchu pokryto stavbami, jejichž průměrná výška je větší než 15 m		
Délka nerovnosti	$z_0$	1,0	-
Minimální výška	$z_{min}$	10	m
Maximální výška	$z_{max}$	200	m
Pro kategorii terénu II	$z_{0,II}$	0,05	m
Typ střechy	Plochá střecha		
Sklon střechy	$\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 5^\circ$	
Součinitel směru větru	$c_{dir}$	1,0	-
Součinitel ročního období	$c_{season}$	1,0	-

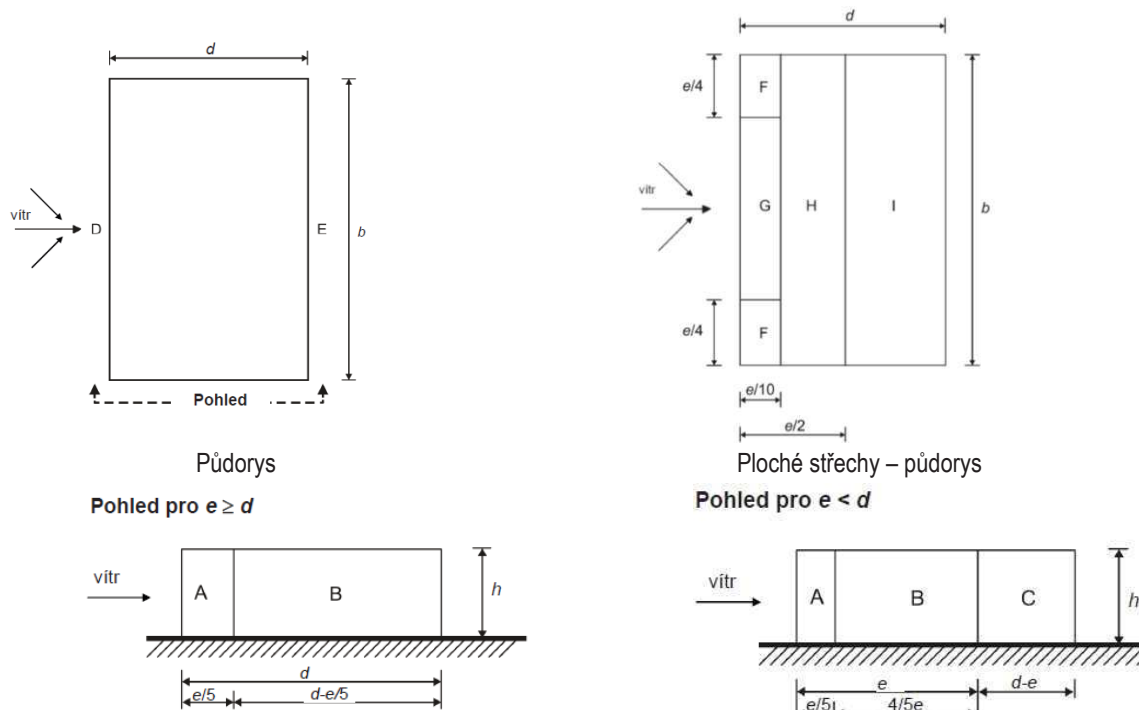
<sup>14</sup> ČSN EN 1991-1-4. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: Český normalizační institut, 2007.

Základní rychlost větru	$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$	25	m/s
Součinitel terénu	$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07}$	0,2343	-
Výška stavby nad terénem	$z = z_e = z_i$	19,5	m
Součinitel nerovnosti terénu pro $z_{min} \leq z \leq z_{max}$	$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,2343 \cdot \ln\left(\frac{1,95}{1,0}\right)$	0,696	-
Součinitel orografie	$c_0(z)$	1,0	-
Střední rychlost větru	$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,696 \cdot 1,0 \cdot 25$	17,401	m/s
Součinitel turbulence	$k_I$	1,0	-
Vliv turbulenci pro $z_{min} \leq z \leq z_{max}$	$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{1,95}{1}\right)}$	0,337	-
Součinitel expozice	$c_e(z)$	-	-
Měrná hmotnost vzduchu	$\rho$	1,25	kg/m <sup>3</sup>
<b>Maximální dynamický tlak</b>	$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$ $q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,337] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 17,401^2$	<b>635,246</b>	<b>N/m<sup>2</sup></b>

Tlaky větru na povrchy $w_e$ a $w_i$		
Tlak větru na vnější povrchy konstrukce	$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$	Viz dále
Součinitel vnějšího tlaku	$c_{pe}$	Viz dále
Referenční výška pro vnější / vnitřní tlak	$z_e = z_i = z$	19,5 m
Tlak větru na vnitřní povrchy konstrukce	$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$	Při posuzování účinků větru na nosný systém pozemních staveb zpravidla není nutné vnitřní tlaky uvažovat.
Součinitel vnějšího tlaku	$c_{pi}$	Odhad (neuvažují se žádné dominantní otvory). Méně výhodná hodnota +0,2 a -0,3
Síly od větru	$F_w = F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr}$	
Vnější síly	$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum w_e \cdot A_{ref}$	Viz dále
Součinitel konstrukce	$c_s c_d$	1,0
Referenční plocha dílčího povrchu	$A_{ref}$	Osová vzdálenost rámu je 4,5 m
Vnitřní síly	$F_{w,i} = \sum w_i \cdot A_{ref}$	Neuvažuje se
Třecí síly	$F_{fr}$	Lze zanedbat
Výsledný tlak větru na povrchy	$w_k = w_e - w_i = w_e$	Viz dále
Výsledný tlak větru na stěnu, střechu nebo prvek je rozdíl mezi tlaky na opačných površích uvažovaný s ohledem na jejich znaménka. Dynamický tlak působící směrem k povrchu se uvažuje jako kladný a sání působící směrem od povrchu jako záporný.		


 Obr. 16 Dynamický tlak na povrchy (ČSN EN 1991-1-4, rok, s. 26)<sup>15</sup>

<sup>15</sup> ČSN EN 1991-1-4. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: Český normalizační institut, 2007.


 Obr. 17 Legenda pro stěny a ploché střechy (ČSN EN 1991-4, ,s. 34 a 35)<sup>16</sup>

Výsledné tlaky větru na povrchy – ZŠU							
Hlavní budova – směr 1 – směr osy x – vítr kolmo na delší stranu budovy							
Délka objektu – $b = 40,17 \text{ m}$ Šířka objektu – $d = 31,80 \text{ m}$ $z = z_e = z_i = h = 19,5 \text{ m}$ $e = \min(b; 2h) = \min(40,17\text{m}; 39\text{m}) = 39\text{m}$ $e = 39 \text{ m} \geq d = 31,8 \text{ m}$							
Výsledný tlak větru na konstrukci: $w = w_e \text{ [kN/m}^2\text{]}$							
Max. dynamický tlak: $q_p = 0,635 \text{ kN/m}^2$							
Stěny: $h/d = 19,5 / 31,8 = 0,613$				Střecha: $h_p/h = 0,24 / 19,5 = 0,012$			
Oblast	$c_{pe,10}$	$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$	Směr	Oblast	$c_{pe,10}$	$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$	Směr
A	-1,2	-0,762	←	F	-1,8	-1,143	↑
B	-1,091	-0,693	←	G	-1,2	-0,762	↑
C	-0,5	-0,318	←	H	-0,7	-0,445	↑
D	+0,748	0,475	←	I	+0,2	0,127	-
E	-0,397	-0,252	←		-0,2	-0,127	↑

<sup>16</sup> ČSN EN 1991-1-4. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: Český normalizační institut, 2007.



Hlavní budovy – směr 2 – směr osy y – vítr kolmo na kratší stranu budovy							
Délka objektu – $b = 31,80 \text{ m}$ Šířka objektu – $d = 40,17 \text{ m}$ $z = z_e = z_i = h = 19,5 \text{ m}$ $e = \min(b; 2h) = \min(31,80 \text{ m}; 39 \text{ m}) = 31,8 \text{ m}$ $e = 31,8 \text{ m} < d = 40,17 \text{ m}$							
Výsledný tlak větru na konstrukci: $w = w_e - w_i = q_p \cdot (c_{pe} - c_{pi}) \text{ [kN/m}^2\text{]}$							
Max. dynamický tlak: $q_p = 0,635 \text{ kN/m}^2$							
Stěny: $h/d = 19,5 / 40,17 = 0,485$				Střeška: $h_p/h = 0,24 / 19,5 = 0,012$			
Oblast	$c_{pe,10}$	$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$	Směr	Oblast	$c_{pe,10}$	$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$	Směr
A	-1,2	-0,762	←	F	-1,8	-1,143	↑
B	-0,988	-0,628	←	G	-1,2	-0,762	↑
C	-0,5	-0,318	←	H	-0,7	-0,445	↑
D	+0,731	0,465	←	I	+0,2	0,127	↓
E	-0,363	-0,230	←		-0,2	-0,127	↓

### 3.7.5 ČSN EN 1995-1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby<sup>17</sup>

#### 3.7.5.1 Rozsah platnosti

EN 1995 se používá pro navrhování podzemních a inženýrských staveb ze dřeva nebo desek na bázi dřeva spojovaných pomocí lepidel nebo mechanických spojovacích prostředků. Zahrnuje zásady a požadavky na bezpečnost a použitelnost konstrukcí a zásady navrhování a posuzování.

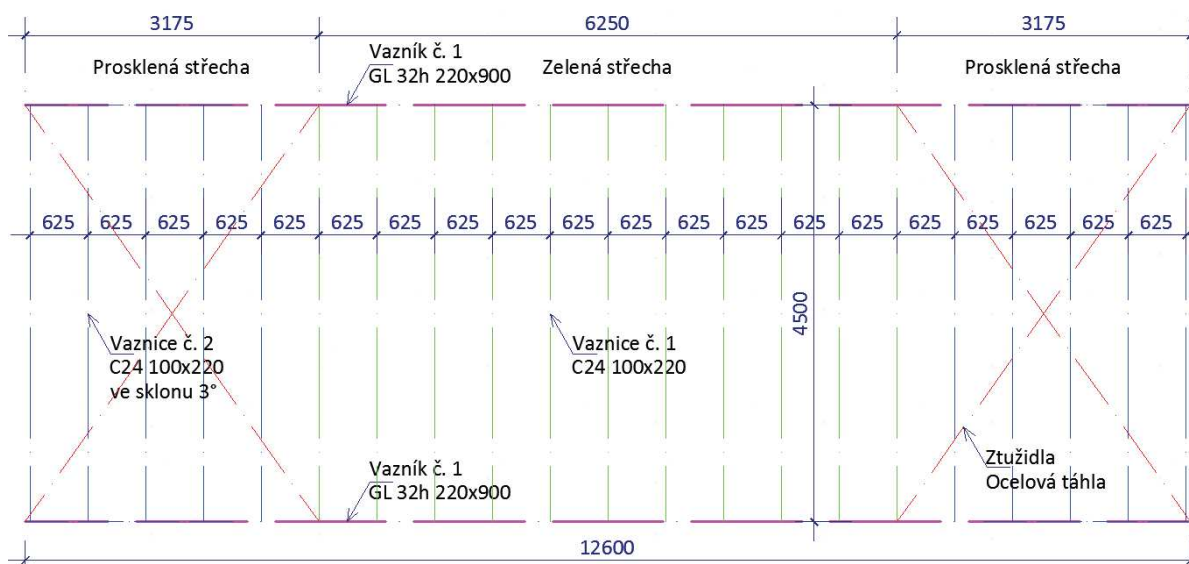
#### 3.7.5.2 Popis konstrukce řešené dle ČSN EN 1995-1

Jedná se o řešení části střešní nosné konstrukce atria. Hlavní nosnou konstrukci tvoří plnostěnné přímé vazníky o rozměrech 220 x 900 mm z lepeného lamelového dřeva délky 12,6 m a s osovou vzdáleností 4,5 m. Příčně mezi vazníky jsou umístěny střešní vaznice s rozměry 100 x 220 mm z rostlého dřeva délky 4,28 m a s osovou vzdáleností 625 mm. Ve střední části je střešní plášť tvořen skladbou zelené střechy, po stranách je střecha prosklená – střešní systém Schüco FW 60+ AOT. Pod prosklenou částí jsou vaznice uloženy ve sklonu 3°, aby byl umožněn odvod dešťových vod. Pro ztužení jsou zde umístěna ocelová ztužidla v podobě křížů, která jsou kotvena v polovině výšky nosníku. K celkovému vodorovnému ztužení střešní konstrukce také napomáhá umístění vaznic mezi jednotlivé vazníky a tuhá OSB deska položena a připevněna k vaznicím.

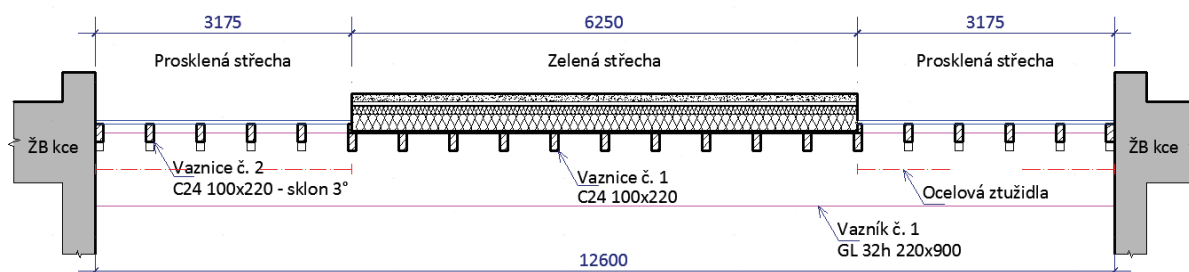
<sup>17</sup> ČSN EN 1995-1-1. Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006.

Ve statickém výpočtu střešní konstrukce atria jsou navrženy dva hlavní nosné prvky, vaznice a vazník, jejichž dimenze je nutné znát pro další návrh a posouzení nosné železobetonové konstrukce dilatačního celku č. 1. Je zde také schematicky ukázáno řešení spojů jednotlivých prvků konstrukce.

### 3.7.5.3 Geometrie střešní konstrukce galerie



Obr. 18 Schematický půdorys části střešní konstrukce atria



Obr. 19 Schematický řez střešní konstrukcí atria

### 3.7.5.4 Návrh střešní vaznice

Návrh vaznice – střešní konstrukce atria – ČSN EN 1995-1-1					
Materiálové charakteristiky				Vlastnosti vaznice	
Třída pevnosti – rostlé dřevo – C24 – ČSN EN 338					
Pevnost v ohybu	$f_{m,k}$	24	MPa	Typ nosníků	přímý nosník
Pevnost v tahu	$f_{t,0,k}$	14	MPa		KVH profil
	$f_{t,90,k}$	0,4	MPa	Statické schéma	prostý nosník
Pevnost v tlaku	$f_{c,0,k}$	21	MPa	Osová vzdálenost vaznic	625 mm
	$f_{c,90,k}$	2,5	MPa	Zatěžující šířka	zš 625 mm
Pevnot ve smyku	$f_{v,k}$	4,0	MPa	Délka nosníku	l 4280 mm
Modul pružnosti	$E_{0,mean}$	11 000	MPa	Průřezová charakteristiky	
	$E_{0,05}$	7 400	MPa	Šířka nosníku	b 100 mm
Modul pružnosti ve smyku	$G_{mean}$	690	MPa	Výška nosníku	h 220 mm

Hustota	$\rho_k$	350	$kg/m^3$	Moment setrvačnosti	$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12}$	$8,873 \cdot 10^{-5}$	$m^4$
<b>Zatížení a vliv prostředí ČSN EN 1995-1-1</b>					$I_z = \frac{h \cdot b^3}{12}$	$1,833 \cdot 10^{-5}$	$m^4$
Třída provozu		1	-	Průřezový modul	$W_y = \frac{I_y}{h/2}$	$8,067 \cdot 10^{-4}$	$m^3$
Modifikační součinitel	$k_{mod}$	0,9	-		$W_z = \frac{I_z}{h/2}$	$3,667 \cdot 10^{-4}$	$m^3$
Dílčí součinitel materiálu	$\gamma_M$	1,3	-	<b>Statické schéma a schéma zatížení</b>			
<b>Návrhové pevnosti – <math>f_d = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}</math></b>							
Pevnost v ohybu	$f_{m,d}$	16,61	$MPa$				
Pevnot ve smyku	$f_{v,d}$	2,77	$MPa$				
Pevnost v tlaku	$f_{c90,d}$	1,73	$MPa$				

### 3.7.5.4.1 Zatěžující stavy

#### ZS1 – stálé zatížení – vlastní hmotnost vaznice

$$\rho = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$\Rightarrow v_{k,1} = \rho \cdot b \cdot h = 3,5 \cdot 0,1 \cdot 0,22 = 0,077 \text{ kN/m}$$

#### ZS2 – stálé zatížení – vlastní hmotnost skladby zelené střechy

$$g_k = 3,194 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz část 3.7.2.3.1 Zatížení 5 – Zelená střecha atria)}$$

$$\Rightarrow v_{k,2} = g_k \cdot zš = 3,194 \cdot 0,625 = 1,996 \text{ kN/m}$$

#### ZS3 – užité zatížení střechy

$$q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz část 3.7.2.3.2 Užité zatížení – Kategorie H)}$$

$$\Rightarrow v_{k,3} = q_k \cdot zš = 0,75 \cdot 0,625 = 0,469 \text{ kN/m}$$

#### ZS 4 – sníh – plný

$$s_k = 0,60 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz 3.7.3.3)}$$

$$\Rightarrow v_{k,4} = s_k \cdot zš = 0,6 \cdot 0,625 = 0,375 \text{ kN/m}$$

#### ZS5 – vítr – tlak – oblast střechy I

$$w_k = +0,127 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz 3.7.4.3)}$$

$$\Rightarrow v_{k,5} = w_k \cdot zš = 0,127 \cdot 0,625 = +0,079 \text{ kN/m}$$

#### ZS6 – vítr – sání – oblast střechy H

$$w_k = -0,445 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz 3.7.4.3)}$$

$$\Rightarrow v_{k,6} = w_k \cdot zš = -0,445 \cdot 0,625 = -0,278 \text{ kN/m}$$

### 3.7.5.4.2 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení – ČSN EN 1990 – rovnice 6.10 $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$		
	Rovnice	Hodnota rovnoměrného spojitého zatížení
KZ1	$1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2$	$v = 2,799 \text{ kN/m}$
KZ2	$1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS3$	$v_{max} = 3,502 \text{ kN/m}$
KZ3	$1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS4$	$v = 3,361 \text{ kN/m}$
KZ4	$1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS5$	$v = 2,918 \text{ kN/m}$

KZ5	1,35*ZS1+1,35*ZS2++1,5*ZS6	$v = 2,382 \text{ kN/m}$
KZ6	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,5*0,5*ZS4+1,5*ZS5	$v = 3,199 \text{ kN/m}$
KZ7	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,5*0,5*ZS4+1,5*ZS6	$v = 2,663 \text{ kN/m}$
KZ8	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,5*ZS4+1,5*0,6*ZS5	$v = 3,433 \text{ kN/m}$
KZ9	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,5*ZS4+1,5*0,6*ZS6	$v = 3,111 \text{ kN/m}$

## 3.7.5.4.3 Mezní stav únosnosti

Mezní stav únosnosti – vaznice – ČSN EN 1995-1-1			
<b>Návrhové vnitřní síly</b>			
Návrhový ohybový moment	$M_d = M_{y,max} = \frac{v_{d,max} \cdot l^2}{8} = \frac{3,502 \cdot 4,28^2}{8}$	8,02	kNm
Návrhová posouvající síla	$V_d = V_{max} = \frac{v_{d,max} \cdot l}{2} = \frac{3,502 \cdot 4,28}{2}$	7,49	kN
<b>Posouzení nosníku v místě maximálního ohybového napětí</b>			
Napětí v ohybu	$\sigma_{m,d} = \sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 8,02}{0,1 \cdot 0,22^2}$	9,94	MPa
Podmínka	$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} < 1,0 \Rightarrow \frac{9,94}{1,0 \cdot 16,61} = 0,59 < 1,0$	$\Rightarrow$ vyhovuje	
<b>Posouzení nosníku na smyk v místě podpěr</b>			
Smykové napětí	$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{b \cdot h} = 1,5 \cdot \frac{7,49}{0,10 \cdot 0,22}$	0,51	MPa
Podmínka	$\frac{\tau_d}{f_{v,g,d}} < 1,0 \Rightarrow \frac{0,51}{2,77} = 0,18 < 1,0$	$\Rightarrow$ vyhovuje	
<b>Stabilita prvku – prvek vystavený ohybu</b>			
Poměrná štíhlost v ohybu	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{68,11}}$	0,59	-
Součinitel	$k_{crit} = 1$ pro $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$	1	-
Kritické napětí v ohybu (celistvý obdélníkový průřez)	$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 b^2}{h l_{ef}} E_{0,05} = \frac{0,78 \cdot 0,1^2}{0,22 \cdot 3,852} \cdot 7400 \cdot 10^6$	68,11	MPa
Účinná délka nosníku – nosník prostě podepřený se spojitým zatížením	$l_{ef}/l = 0,9 \Rightarrow l_{ef} = 0,9l = 0,9 \cdot 4,28$	3,852	m
Max napětí	$k_{crit} f_{md}$	16,61	MPa
Podmínka	$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{md} \Rightarrow 9,94 \text{ MPa} \leq 16,61 \text{ MPa}$	$\Rightarrow$ vyhovuje	

## 3.7.5.4.4 Mezní stav použitelnosti

Mezní stav použitelnosti – vaznice – ČSN EN 1995-1-1			
<b>Okamžitá deformace – charakteristická kombinace zs – ČSN EN 1990</b>			
rovnice 6.14b $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$			
<b>Limitní hodnota okamžité deformace</b>		$u_{inst,lim} = \frac{L}{300} \div \frac{L}{500} = \frac{4260}{300} \div \frac{4260}{500}$	14,2 mm ÷ 8,52 mm
<b>KZ</b>	<b>Rovnice</b>	<b>Zatížení [kN/m]</b> $v_k = \sum v_{k,i}$	<b><math>u_{inst,max} = u\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{5}{384} \cdot \frac{v_k l^4}{EI}</math> [mm]</b>
KZ1	ZS1+ZS2	2,07	9,11
KZ2	ZS1+ZS2+ZS3	2,54	$u_{inst,max} = 11,17$
KZ3	ZS1+ZS2+ZS4	2,45	10,76
KZ4	ZS1+ZS2+ZS5	2,15	9,46
KZ5	ZS1+ZS2+ZS4+0,6*ZS5	2,50	10,97
KZ6	ZS1+ZS2+0,5*ZS4+ZS5	2,34	10,28
<b>Podmínka</b>	$u_{inst} \leq u_{inst,lim}$ <b>11,17 mm ≤ 14,2 mm</b>		$\Rightarrow$ vyhovuje

Konečná deformace – kvazistálá kombinace zs – ČSN EN 1990			
rovnice 6.16b $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$			
Limitní hodnota konečné deformace		$u_{net,fin,lim} = \frac{L}{250} \div \frac{L}{350} = \frac{4260}{250} \div \frac{4260}{350}$	17,04 mm ÷ 12,17 mm
KZ	Rovnice	Zatížení [kN/m] $v_k = \sum v_{k,i}$	$u_{fin,max}$ [mm]
KZ1	ZS1+ZS2	2,07	9,11
KZ2	ZS1+ZS2+ZS3*0		
KZ3	ZS1+ZS2+ZS4*0		
KZ4	ZS1+ZS2+ZS5*0		
Podmínka		$u_{fin,max} \leq u_{net,fin,lim}$ 9,11 mm ≤ 12,17 mm	⇒ vyhovuje

## 3.7.5.5 Návrh střešního vazníku

Návrh vazníku – střešní konstrukce atria – ČSN EN 1995-1-1			
Materiálové charakteristiky		Vlastnosti vaznice	
Lepené lamelové dřevo – GL 32h – ČSN EN 14080			
Pevnost v ohybu	$f_{m,g,k}$ 32 MPa	Typ nosníků	přímý nosník
Pevnost v tahu	$f_{t,0,g,k}$ 25,6 MPa		KVH profil
	$f_{t,90,g,k}$ 0,5 MPa	Statické schéma	prostý nosník
Pevnost v tlaku	$f_{c,0,g,k}$ 32 MPa	Osová vzdálenost vaznic	4500 mm
	$f_{c,90,g,k}$ 2,5 MPa	Zatěžující šířka	zš 4500 mm
Pevnot ve smyku	$f_{v,g,k}$ 3,5 MPa	Délka nosníku	l 12600 mm
Modul pružnosti	$E_{0,mean}$ 14 200 MPa	<b>Průřezové charakteristiky</b>	
	$E_{0,05}$ 11 800 MPa	Šířka nosníku	b 220 mm
Modul pružnosti ve smyku	$G_{mean}$ 650 MPa	Výška nosníku	h 900 mm
Hustota	$\rho_k$ 440 kg/m <sup>3</sup>	Moment setrvačnosti	$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12}$ 133,6 · 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
<b>Zatížení a vliv prostředí ČSN EN 1995-1-1</b>			$I_z = \frac{h \cdot b^3}{12}$ 7,989 · 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
Třída provozu	1 -	Průřezový modul	$W_y = \frac{I_y}{h/2}$ 297 · 10 <sup>-4</sup> m <sup>3</sup>
Modifikační součinitel	$k_{mod}$ 0,90 -		$W_z = \frac{I_z}{h/2}$ 72,6 · 10 <sup>-4</sup> m <sup>3</sup>
Dílčí součinitel materiálu	$\gamma_M$ 1,25 -	<b>Statické schéma a schéma zatížení</b>	
<b>Návrhové pevnosti – <math>f_d = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}</math></b>			
Pevnost v ohybu	$f_{m,g,d}$ 23,04 MPa		
Pevnot ve smyku	$f_{v,g,d}$ 2,52 MPa		
Pevnost v tlaku	$f_{c90,g,d}$ 1,80 MPa		

## 3.7.5.5.1 Zatěžující stavy

## ZS1 – stálé zatížení – vlastní hmotnost

$$\rho = 440 \text{ kg/m}^3$$

$$\Rightarrow v_{k,1} = \rho \cdot b \cdot h = 4,4 \cdot 0,22 \cdot 0,9 = 0,871 \text{ kN/m}$$

## ZS2 – stálé zatížení – střešní vaznice

Vaznice – 21 kusů na celé délce nosníku – 100x220 délky 4,28 m:  $\rho = 350 \text{ kg/m}^3$

$$\Rightarrow v_{k,2} = \frac{n}{l} \cdot \rho \cdot b \cdot h \cdot zš = \frac{21}{12,6} \cdot 3,5 \cdot 0,1 \cdot 0,22 \cdot 4,28 = 0,549 \text{ kN/m}$$

**ZS3 – ostatní stálé zatížení**

Zasklení:  $g_k = 0,60 \text{ kN/m}^2$  (viz 3.7.2.3.1 Zatížení 2 – Prosklená střecha atria)

$$\Rightarrow v_{k,3a} = g_k \cdot zš = 0,6 \cdot 4,5 = 2,7 \text{ kN/m}$$

Zelená střecha:  $g_k = 3,194 \text{ kN/m}^2$  (viz 3.7.2.3.1 Zatížení 5 – Zelená střecha atria)

$$\Rightarrow v_{k,3b} = g_k \cdot zš = 3,194 \cdot 4,5 = 14,373 \text{ kN/m}$$

**ZS4 – užité zatížení střechy**

$q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$  (viz ČSN EN 1991-1-1  $\Rightarrow$  Užité zatížení – Kategorie H)

$$\Rightarrow v_{k,4} = q_k \cdot zš = 0,75 \cdot 4,5 = 3,375 \text{ kN/m}$$

**ZS5 – sníh – plný**

$s_k = 0,60 \text{ kN/m}^2$  (viz část 3.7.2.3.2 Užité zatížení – Kategorie H)

$$\Rightarrow v_{k,5} = s_k \cdot zš = 0,6 \cdot 4,5 = 2,7 \text{ kN/m}$$

**ZS6 – vítr – tlak – oblast I**

$w_k = +0,127 \text{ kN/m}^2$  (viz 3.7.3.3)

$$\Rightarrow v_{k,6} = w_k \cdot zš = 0,127 \cdot 4,5 = 0,572 \text{ kN/m}$$

**ZS7 – vítr – sání – oblast H**

$w_k = -0,445 \text{ kN/m}^2$  (viz 3.7.4.3)

$$\Rightarrow v_{k,7} = w_k \cdot zš = -2,003 \text{ kN/m}$$

**3.7.5.5.2 Kombinace zatížení**

Kombinace zatížení – ČSN EN 1990 – rovnice 6.10 $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	
KZ1	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,35*ZS3
KZ2	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,35*ZS3+1,5*ZS4
KZ3	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,35*ZS3+1,5*ZS5
KZ4	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,35*ZS3+1,5*ZS6
KZ5	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,35*ZS3+1,5*ZS7
KZ6	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,35*ZS3+1,5*0,5*ZS5+1,5*ZS6
KZ7	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,35*ZS3+1,5*0,5*ZS5+1,5*ZS7
KZ8	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,35*ZS3+1,5*ZS5+1,5*0,6*ZS6
KZ9	1,35*ZS1+1,35*ZS2+1,35*ZS3+1,5*ZS5+1,5*0,6*ZS7

## 3.7.5.5.3 Mezní stav únosnosti

Mezní stav únosnosti – vazník – ČSN EN 1995-1-1			
<b>Návrhové vnitřní síly</b>			
Návrhový ohybový moment	$M_d$ (RFEM)	446,75	kNm
Návrhová posouvající síla	$V_d$ (RFEM)	117,01	kN
<b>Posouzení nosníku v místě maximálního ohybového napětí</b>			
Napětí od ohybu	$\sigma_{m,d} = \sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 449,11}{0,22 \cdot 0,9^2}$	15,04	MPa
Podmínka	$\frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,d}} < 1,0 \Rightarrow \frac{15,04}{1,0 \cdot 23,04} = 0,65 < 1,0$	$\Rightarrow$ vyhovuje	
<b>Posouzení nosníku na smyk v místě podpěr</b>			
Smykové napětí	$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{b \cdot h} = 1,5 \cdot \frac{117,01}{0,20 \cdot 0,9}$	0,89	MPa
Podmínka	$\frac{\tau_d}{f_{v,g,d}} < 1,0 \Rightarrow \frac{0,89}{1,8} = 0,49 < 1,0$	$\Rightarrow$ vyhovuje	
<b>Stabilita prvku – prvek vystavený ohybu</b>			
Poměrná štíhlost v ohybu	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{32}{43,65}}$	0,856	-
Součinitel	$\lambda_{rel,m} \not\leq 0,75 \Rightarrow k_{crit} = 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m}$	0,917	-
Kritické napětí v ohybu (celistvý obdélníkový průřez)	$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{h_{lef}} E_{0,05} = \frac{0,78 \cdot 0,22^2}{0,9 \cdot 11,34} \cdot 11\,800 \cdot 10^6$	43,65	MPa
Účinná délka nosníku – nosník prostě podepřený se spojitým zatížením	$l_{ef}/l = 0,9 \Rightarrow l_{ef} = 0,9l = 0,9 \cdot 12,6$	11,34	m
Max napětí	$k_{crit} f_{md}$	22,37	MPa
Podmínka	$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{md} \Rightarrow 15,04 \text{ MPa} \leq 21,14 \text{ MPa}$	$\Rightarrow$ vyhovuje	

## 3.7.5.5.4 Mezní stav použitelnosti

Mezní stav použitelnosti – vaznice č. 3 – ČSN EN 1995-1-1				
Průhybu od zatěžujících stavů		Průhyb od kombinací zatěžujících stavů		
ZS	$u_{inst}$ [mm] – RFEM	KZ	Rovnice	$u_{inst}$ [mm]
ZS1 – stálé z.	1,86	KZ1	ZS1+ZS2+ZS3	23,98
ZS2 – stálé z.	1,05	KZ2	ZS1+ZS2+ZS3+ZS4	30,44
ZS3 – stálé z.	21,07	KZ3	ZS1+ZS2+ZS3+ZS5	29,15
ZS4 – užité z.	6,46	KZ4	ZS1+ZS2+ZS3+ZS6	25,07
ZS5 – sníh	5,17	KZ5	ZS1+ZS2+ZS3+ZS5+0,6*ZS6	29,80
ZS6 – vítr	1,10	KZ6	ZS1+ZS2+ZS3+0,5*ZS5+ZS6	27,66
ZS7 – vítr	-3,83			
Posouzení mezního stavů použitelnosti				
<b>Mezní hodnoty průhybů</b>				
Obr. 20 Průhyby nosníku (ČSN EN 1995-1-1, 2006, s. 56) <sup>18</sup>				

<sup>18</sup> ČSN EN 1995-1-1. Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006.

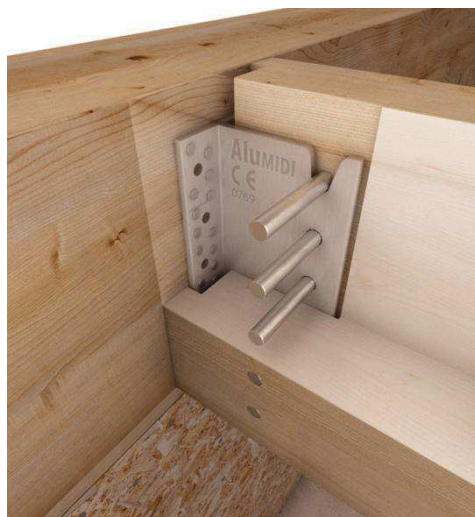


Nadvýšení	$u_c$		
Okamžitý průhyb	$u_{inst}$		
Průhyb od dotvarování	$u_{creep}$		
Konečný průhyb	$u_{fin}$		
Čistý konečný průhyb	$u_{net,fin} = u_{inst} + u_{creep} - u_c = u_{fin} - u_c$		
	$u_{inst}$	$u_{net,fin}$	$u_{fin}$
<b>Prostý nosník</b>	<b><math>l/300</math> až <math>l/500</math></b>	<b><math>l/250</math> až <math>l/350</math></b>	<b><math>l/150</math> až <math>l/300</math></b>
<b>Okamžitá deformace – kombinace ZS – ČSN EN 1990</b>			
rovnice 6.14b $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$			
<b>Limitní hodnota okamžité deformace</b>	$u_{inst,lim} = \frac{L}{300} \div \frac{L}{500} = \frac{12600}{300} \div \frac{12600}{500}$		42 mm ÷ 25,2 mm
<b>Podmínka</b>	$u_{inst} \leq u_{inst,lim}$ <b>30,44 mm ≤ 42 mm</b>		⇒ <b>vyhovuje</b>
<b>Konečná deformace – kombinace ZS – ČSN EN 1990</b>			
rovnice 6.16b (ČSN EN 1990) $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$			
<b>Limitní hodnota konečné deformace</b>	$u_{net,fin,lim} = \frac{L}{250} \div \frac{L}{350} = \frac{12600}{250} \div \frac{12600}{350}$		50,4 mm ÷ 36 mm
<b>Lepené lamelové dřevo, třída provozu 1 ⇒ <math>k_{def} = 0,6</math></b>			
<b>Stálé zatížení</b>	$u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def})$ $u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + 0,6) = u_{inst,G} \cdot 1,6$ $u_{fin,G} = (1,86 + 1,05 + 21,07) \cdot 1,6 = 38,36 \text{ mm}$		
<b>Hlavní proměnné zatížení – sníh</b>	$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def})$ $u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + 0 \cdot 0,6) = u_{inst,Q,1} \cdot 1,0$ $u_{fin,Q,1} = 5,17 \cdot 1,0 = 5,17 \text{ mm}$		
<b>Ostatní proměnná zatížení – vítr</b>	$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,1} \cdot k_{def})$ $u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} (0,6 + 0 \cdot 0,6) = u_{inst,Q,i} \cdot 0,6$ $u_{fin,Q,i} = 1,10 \cdot 0,6 = 0,66 \text{ mm}$		
<b>Ostatní proměnná zatížení – užité</b>	$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,1} \cdot k_{def})$ $u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} (0 + 0 \cdot 0,6) = u_{inst,Q,i} \cdot 0,0$ $u_{fin,Q,i} = 6,46 \cdot 0,0 = 0 \text{ mm}$		
<b>Konečná deformace <math>u_{fin}</math></b>	$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,1} + u_{fin,Q,i}$ $u_{fin} = 38,36 + 5,17 + 0,66 = 44,19 \text{ mm}$		
<b>Podmínka</b>	$u_{fin,max} \leq u_{net,fin,lim}$ <b>44,19 mm ≤ 50,4 mm</b>		⇒ <b>vyhovuje</b>

### 3.7.5.6 Řešení spojů ve střešní konstrukci

Všechny spoje dřevěných prvků ve střešní konstrukci jsou viditelné z interiéru a budou tedy řešeny jako neviditelný spoj pomocí Alu konzol z hliníkové slitiny. Na jednom konci vazníku / vaznice bude spoj fungovat jako pevný kloub ⇒ kruhové otvory pro spojovací kolíky. Na druhém konci vazníku / vaznice bude spoj fungovat jako posuvná podpora ⇒ oválné otvory pro spojovací kolíky umožňující posun ve vodorovném směru. Vzhledem k rozsahu práce nejsou jednotlivé spoje staticky posouzeny.





Obr. 21 Připojení dřevěné vaznice k dřevěnému vazníku pomocí konzoly AluMIDI<sup>19</sup>



Obr. 22 Připojení dřevěného vazníku k železobetonovému prvku pomocí konzoly AluMAXI<sup>20</sup>

### 3.7.6 ČSN EN 1992-1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby<sup>21</sup>

#### 3.7.6.1 Rozsah platnosti

Eurokód 2 se používá pro navrhování konstrukcí pozemních a inženýrských staveb z prostého, železového a předpjatého betonu. Splňuje zásady a požadavky týkající se bezpečnosti a použitelnosti konstrukcí a zásady pro jejich navrhování a ověření, které jsou dány v EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí.

Eurokód 2 se týká pouze požadavků na únosnost a užitelnost, trvanlivost a požární odolnost betonových konstrukcí.

<sup>19</sup> Staffe a scomparsa Rothoblaas. *Legnoonweb*. [online]. [cit. 2015-06-30]. Dostupné z: <http://www.legnoonweb.com/it/rothoblaas-srl-gmbh/prodotto/staffe-scomparsa-rothoblaas>

<sup>20</sup> Staffe a scomparsa Rothoblaas. *Legnoonweb*. [online]. [cit. 2015-06-30]. Dostupné z: <http://www.legnoonweb.com/it/rothoblaas-srl-gmbh/prodotto/staffe-scomparsa-rothoblaas>

<sup>21</sup> ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.

### 3.7.6.2 Materiály

#### 3.7.6.2.1 Beton

Pevnost betonu v tlaku je klasifikována pomocí pevnostních tříd betonu v tlaku, které odpovídají charakteristické (5%) válcové pevnosti  $f_{ck}$  nebo krychlené pevnosti  $f_{ck,cube}$  podle EN 206-1. Pevnostní třídy v této normě vycházejí z charakteristické válcové pevnosti betonu  $f_{ck}$  stanovené ve stáří 28 dní, s největší hodnotou  $C_{max}$  (Doporučená hodnota  $C_{max}$  C90/105).

Použitá třída betonu pro návrh nosné konstrukce objektu ZŠU je C25/30.

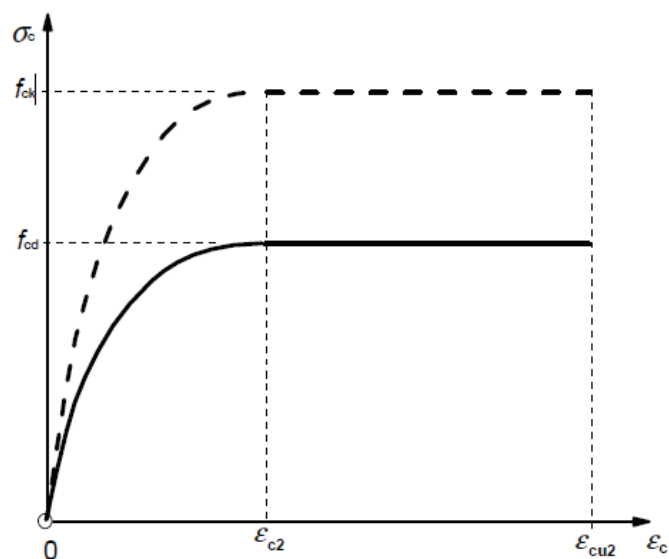
#### Návrhová pevnost betonu v tlaku

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$\gamma_c = 1,5$  Dílčí součinitel betonu

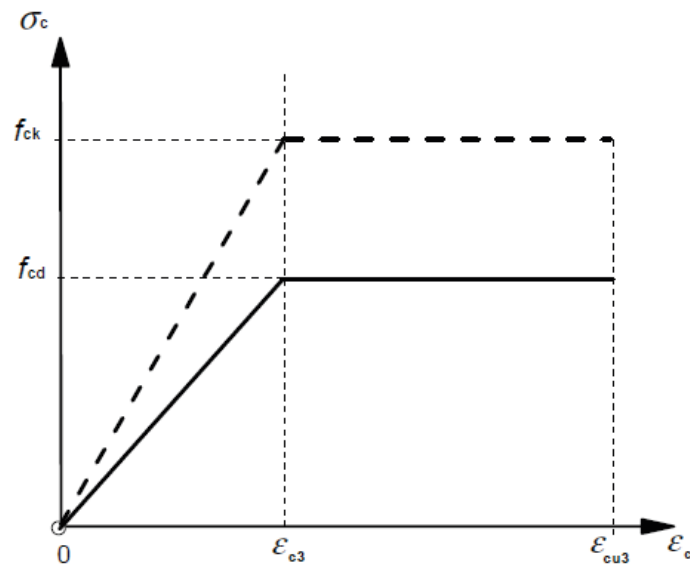
$\alpha_{cc} = 1,0$  Součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování

#### Pracovní diagramy pro betonu namáhaný tlakem

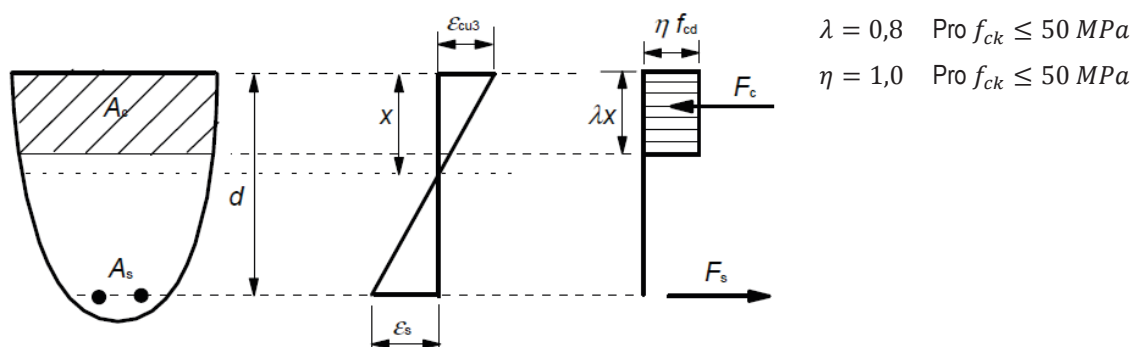


Obr. 23 Parabolicko-rektangulární pracovní diagram (ČSN EN 1992-1-1, 2006, s. 38)<sup>22</sup>

<sup>22</sup> ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006.

Obr. 24 Bilineární pracovní diagram (ČSN EN 1992-1-1, 2006, s. 38)<sup>23</sup>

### Obdélníkové rozdělení napětí

Obr. 25 Obdélníkové rozdělení napětí (ČSN EN 1992-1-1, 2006, s. 39)<sup>24</sup>

### 3.7.6.2.2 Betonářská ocel

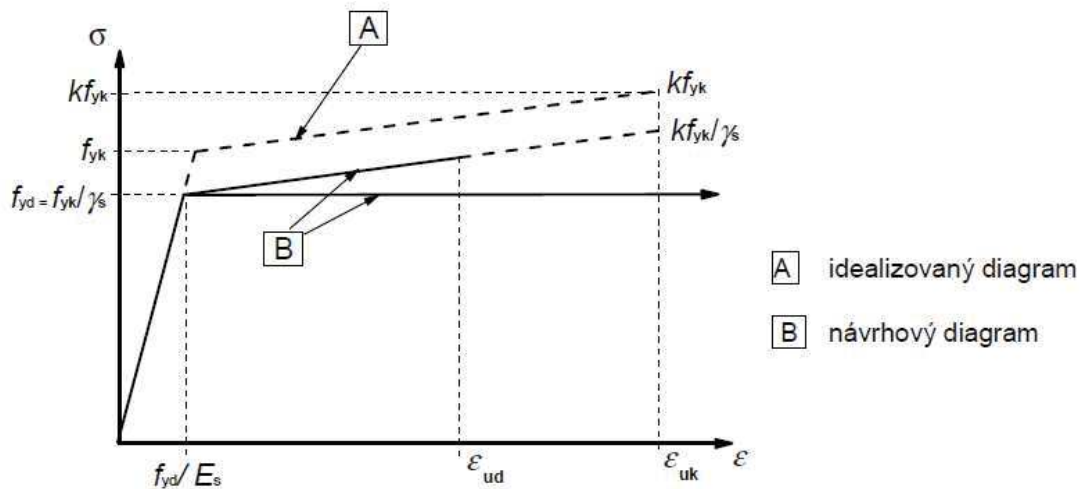
Betonářská výztuž – tyče, vyrovnané dráty ze svitků, svařované sítě a příhradoviny (žebříková a svařitelná výztuž). Chování betonářské výztuže je stanoveno mezi kluzu  $f_{yk}$  – rozsah meze kluzu v EC 2  $f_{yk} = 400$  MPa až  $f_{yk} = 600$  MPa (modul pružnosti  $E_s = 200$  GPa). Mez kluzu  $f_{yk}$  (nebo 0,2 % smluvní mez kluzu  $f_{0,2k}$ ) a pevnost v tahu  $f_{tk}$  jsou definovány jako charakteristická hodnota zatížení na mezi kluzu a charakteristické maximální zatížení v dostředném tahu, obojí dělené jmenovitou průřezovou plochou.

Použitá třída betonářské výztuže pro návrh nosné konstrukce objektu ZŠU je B500B.

<sup>23</sup> ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006.

<sup>24</sup> ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006.

### Pracovní diagram betonářské výztuže



Obr. 26 Schéma pracovních diagramů betonářské oceli (tah i tlak) (ČSN EN 1992-1-1, 2006, s. 43)<sup>25</sup>

#### 3.7.6.3 Podmínky prostředí

Podmínky prostředí jsou chemické a fyzikální podmínky, kterým je konstrukce vystavena kromě mechanických zatížení.

#### Stupeň vlivu prostředí – podmínky prostředí vycházející z EN 206-1

2 Koroze vyvolaná karbonatací

XC1

Suché nebo stále mokré

Beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu, beton trvale ponořený ve vodě

#### 3.7.6.4 Základní předpoklady a vzorce potřebné pro výpočet mezní únosnosti průřezu

##### 3.7.6.4.1 Ohybová únosnost průřezu

Při stanovení mezního momentu únosnosti železobetonového průřezu se vychází z předpokladů:

- Rovinné průřezy zůstávají rovinné
- Poměrné přetvoření soudržné betonářské výztuže v tahu i v tlaku zůstávají stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- Tahová pevnost betonu se zanedbává
- Tlaková napětí v betonu jsou odvozena z výše uvedených pracovních diagramů napětí nebo lze uvažovat rovnoměrné rozdělení napětí po výšce  $\lambda x$
- Napětí v betonářské oceli jsou odvozena z uvedeného návrhového diagramu
- Tlaková napětí v betonářské výztuži se uvažují
- Při porušení je dosaženo mezního přetvoření alespoň v jednom z materiálů

<sup>25</sup> ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006.

Návrhový moment únosnosti $M_{Rd}$	
Návrhový ohybový moment od vnějšího zatížení	$M_{Ed}$
Průmět hlavní výztuže	$\phi$
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5}$
Návrhová hodnota meze kluzu výztuže	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15}$
Účinná výška průřezu	$d = h - c - \frac{\phi}{2}$
Potřebná plocha výztuže	
Navržená plocha tahové výztuže	$A_s$
Tlaková síla v betonu	$F_c = \lambda x b \eta f_{cd}$
Tahová síla ve výztuži	$F_s = A_s f_{yd}$
Výška tlačené oblasti vyjádřená z podmínky rovnováhy	$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}}$
Omezení tlačené výšky betonu	$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{bal,1} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}$
	$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{max} = 0,45$
Rameno vnitřních sil	$z = d - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot x$
Součinitel definující efektivní výšku tlačené zóny	$\lambda = 0,8$ pro betony běžných pevností ( $f_{yk} \leq 50$ MPa)
Součinitel tlakové pevnosti pro betony běžných pevností	$\eta = 1,0$ pro betony běžných pevností ( $f_{yk} \leq 50$ MPa)
Ohybový moment únosnosti průřezu	
	$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$

#### Odvození vzorce pro požadovanou plochu výztuže

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left( d - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot x \right) = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left( d - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \right)$$

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot d \cdot A_s - 0,4 \cdot \frac{(f_{yd})^2}{b \cdot 0,8 \cdot f_{cd}} (A_s)^2 \Rightarrow 0,4 \cdot \frac{(f_{yd})^2}{b \cdot 0,8 \cdot f_{cd}} (A_s)^2 - f_{yd} \cdot d \cdot A_s + M_{Rd} = 0$$

$$\text{Pro } M_{Rd} = M_{Ed} \Rightarrow 0,4 \cdot \frac{(f_{yd} A_s)^2}{b \cdot 0,8 \cdot f_{cd}} - f_{yd} \cdot d \cdot A_s + M_{Ed} = 0$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{f_{yd} \cdot d \pm \sqrt{(f_{yd} \cdot d)^2 - 4 \cdot 0,4 \cdot \frac{(f_{yd})^2}{b \cdot 0,8 \cdot f_{cd}} (M_{Ed})}}{2 \cdot 0,4 \cdot \frac{(f_{yd})^2}{b \cdot 0,8 \cdot f_{cd}}} \Rightarrow A_{s,req} = \frac{bd\eta f_{cd}}{f_{yd}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{Ed}}{bd^2\eta f_{cd}}} \right)$$

#### 3.7.6.4.2 Smyková únosnost průřezu

Návrhová smyková únosnost průřezu	
[A] – tlačení pás, [B] – tlačení diagonály, [C] – tažení pás, [D] – smyková výztuž	
Obr. 27 Model náhradní příhradoviny (ČSN EN 1992-1-1, 2006, s. 83) <sup>26</sup>	

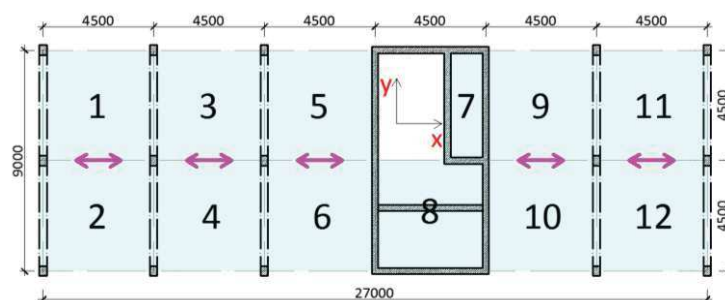
<sup>26</sup> ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006.

Návrhová hodnota posouvající síly od vnějšího zatížení	$V_{Ed}$
Návrhová únosnost ve smyku prvku bez smykové výztuže	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$
Návrhová hodnota posouvající síly, kterou může převzít smyková výztuž na mezi kluzu	$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{s}$
Návrhová hodnota maximální posouvající síly, kterou prvek může přenést, omezená rozdrčením tlakových diagonál	$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$
Oblasti, kde není potřeba počítat smykovou výztuž	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$
Oblasti, kde je potřeba navrhnout smykovou výztuž	$V_{Ed} > V_{Rd,c}$
Součinitel výšky průřezu	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$
Součinitel	$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
Dílčí součinitel betonu	$\gamma_c = 1,5$
Stupeň vyztužení	$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
Minimální ekvivalentní smyková pevnost	$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
Minimální smyková únosnost slabě vyztuženého prvku	$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d$
Volba sklonů diagonál	$\cot \theta = 2,5; 1 \leq \cot \theta \leq 2,5$
Úhel mezi beton. tlak. diagonálami a osou nosníku	$45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$
Redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem	$v_1 = v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$
Minimální stupeň vyztužení	$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yw,k}} \cdot 100$
Úhel mezi smykovou výztuží a podélnou osou prvku	$\alpha \in (45^\circ; 90^\circ)$

### 3.7.6.5 Návrh a posouzení stropní desky – ČSN EN 1992-1-1

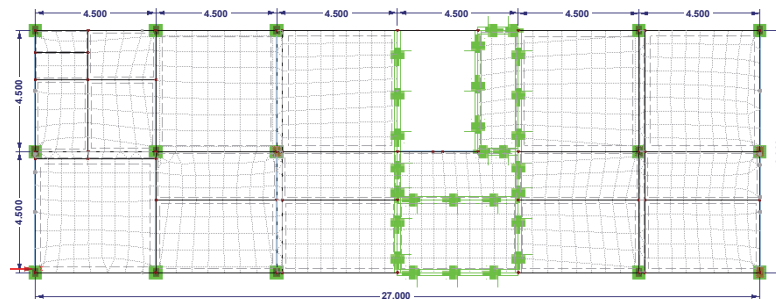
#### 3.7.6.5.1 Geometrie konstrukce

- Stropní deska 1.NP dilatačního celku č. 1
- Jedná se o spojitou železobetonovou stropní desku jednosměrně prnutou
- Deska je v příčném směru vetknuta do železobetonových průvlaků, osová vzdálenost průvlaků je 4,5 m a průvlakly jsou podporovány železobetonovými sloupy s osovou vzdáleností 4,5 m
- Stropní konstrukce je ve svislém směru zatížena stálými a proměnnými složkami zatížení
- Stálá zatížení tvoří zatížení od vlastní hmotnosti stropní desky a tíhy konstrukce podlahy a tíhy pevně zabudovaných příček
- Proměnná zatížení jsou pak určeny dle ČSN EN 1991-1 jako užitná zatížení pro kategorii C1



Obr. 28 Geometrie stropní desky

- Stropní deska je modelována pomocí programu DLUBAL RFEM, model je 2D
- Průvlaky jsou zadány jako žebra se spolupůsobící šířkou
- Sloupky jsou nahrazeny uzlovou podporou pružného podepření s upravenou sítí
- Železobetonové stěny jako liniové pevné podpory se stěnou ve směru osy z



Obr. 29 2D model stropní desky v programu RFEM

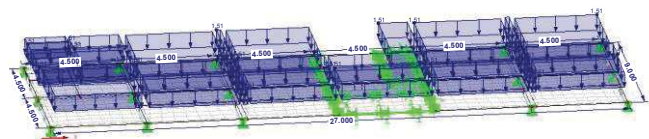
### 3.7.6.5.2 Zatěžující stavy – charakteristické hodnoty zatížení

#### ZS1 – stálé zatížení – vlastní tíha nosné konstrukce

Zadáno jako součinitel ve směru  $\rho_{zB} = 25 \text{ kN/m}^3$ ,  $h = 180 \text{ mm}$

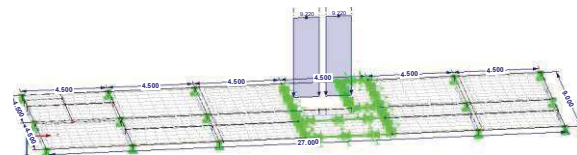
#### ZS2 – stálé zatížení – skladba podlahy

$g_k = 1,515 \text{ kN/m}^2$   
(viz 3.7.2.3.1 Zatížení 7)



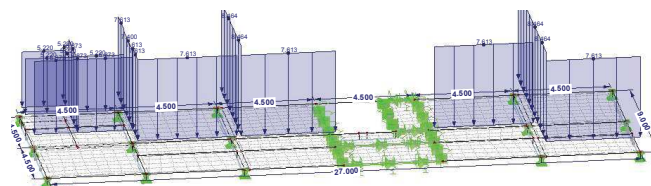
#### ZS3 – stálé zatížení – schodiště

$g'_k = 11,220 \text{ kN/m}$   
(viz 3.7.2.3.1 Zatížení 11)



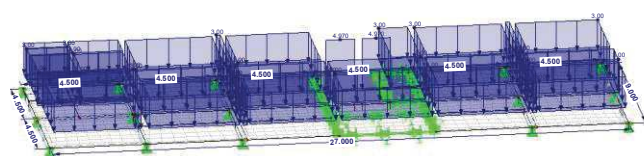
#### ZS4 – stálé zatížení – příčky

$g'_k = 8,464 \text{ kN/m}$ ;  $g'_k = 7,613 \text{ kN/m}$ ;  
 $g'_k = 6,873 \text{ kN/m}$ ;  $g'_k = 5,22 \text{ kN/m}$   
(viz 3.7.2.3.1 Zatížení 9)



#### ZS5 – užité zatížení – plné

$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$   
(schodiště  $q'_k = 5,04 \text{ kN/m}$ )  
(viz 3.7.2.3.2 Užité C1)

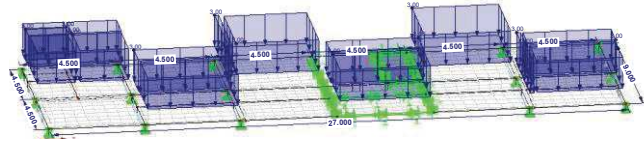




**ZS6 – užitné zatížení – šachovnicově 1**

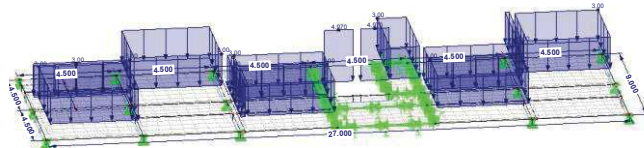
$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

(viz 3.7.2.3.2 Užité C1)

**ZS7 – užitné zatížení – šachovnicově 2**

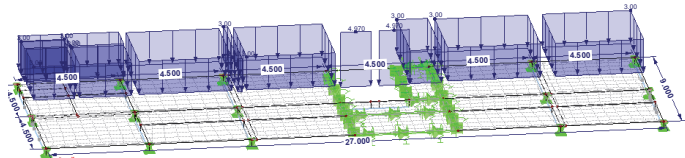
$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

(schodiště  $q'_k = 5,04 \text{ kN/m}$ )  
(viz 3.7.2.3.2 Užité C1)

**ZS8 – užitné zatížení – podélný pruh 1**

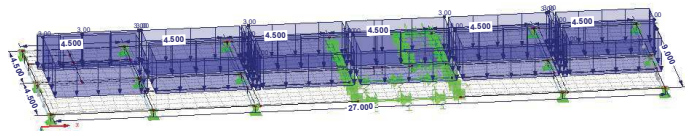
$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

(schodiště  $q'_k = 5,04 \text{ kN/m}$ )  
(viz 3.7.2.3.2 Užité C1)

**ZS9 – užitné zatížení – podélný pruh 2**

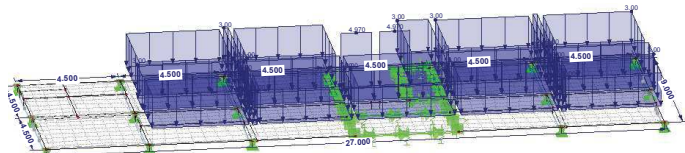
$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

(viz 3.7.2.3.2 Užité C1)

**ZS10 – užitné zatížení – příčný pruh 1**

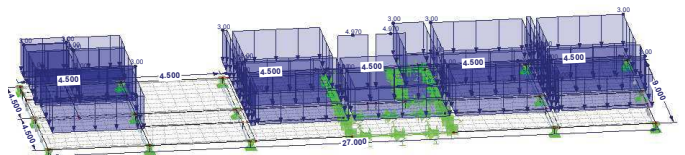
$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

(schodiště  $q'_k = 5,04 \text{ kN/m}$ )  
(viz 3.7.2.3.2 Užité C1)

**ZS11 – užitné zatížení – příčný pruh 2**

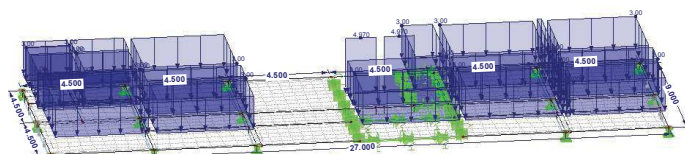
$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

(schodiště  $q'_k = 5,04 \text{ kN/m}$ )  
(viz 3.7.2.3.2 Užité C1)

**ZS12 – užitné zatížení – příčný pruh 3**

$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

(schodiště  $q'_k = 5,04 \text{ kN/m}$ )  
(viz 3.7.2.3.2 Užité C1)

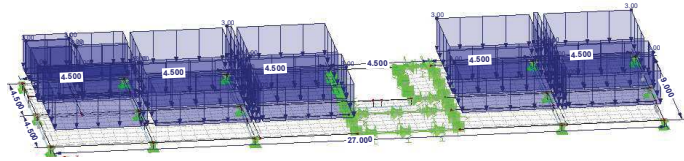




**ZS13 – užité zatížení – příčný pruh 4**

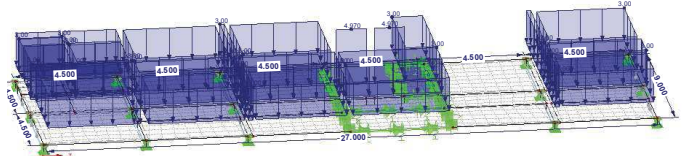
$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

(viz 3.7.2.3.2 Užité C1)


**ZS14 – užité zatížení – příčný pruh 5**

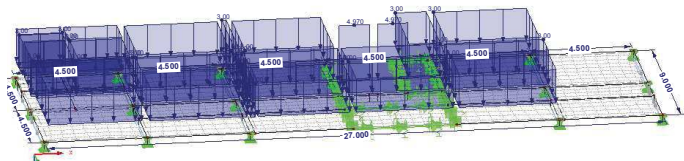
$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

(schodiště  $q'_k = 5,04 \text{ kN/m}$ )  
(viz 3.7.2.3.2 Užité C1)


**ZS15 – užité zatížení – příčný pruh 6**

$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

(schodiště  $q'_k = 5,04 \text{ kN/m}$ )  
(viz 3.7.2.3.2 Užité C1)

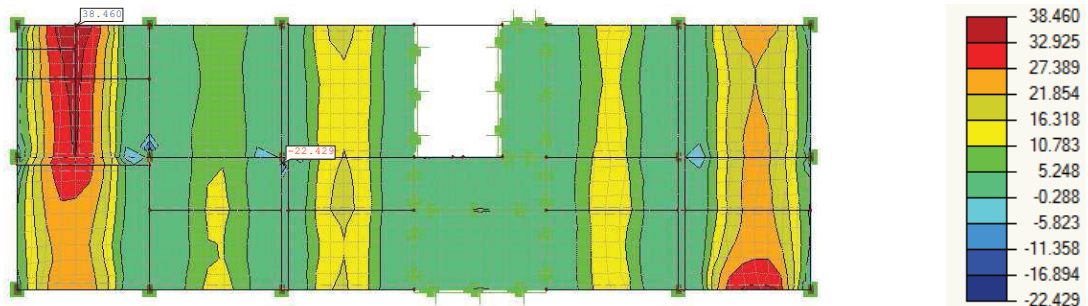

**3.7.6.5.3 Kombinace zatěžujících stavů**

Výpočetní model 1 – Kombinace zatěžujících stavů pro mezní stav únosnosti															
dle ČSN EN 1990, rovnice 6.10 $\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$															
	Stálé zatížení $\gamma_G = 1,35$				Užité zatížení $\gamma_Q = 1,5$										
	ZS1	ZS2	ZS3	ZS4	ZS5	ZS6	ZS7	ZS8	ZS9	ZS10	ZS11	ZS12	ZS13	ZS14	ZS15
KZS1	x	x	x	x											
KZS2	x	x	x	x	x										
KZS3	x	x	x	x		x									
KZS4	x	x	x	x			x								
KZS5	x	x	x	x				x							
KZS6	x	x	x	x					x						
KZS7	x	x	x	x						x					
KZS8	x	x	x	x							x				
KZS9	x	x	x	x								x			
KZS10	x	x	x	x									x		
KZS11	x	x	x	x										x	
KZS12	x	x	x	x											x

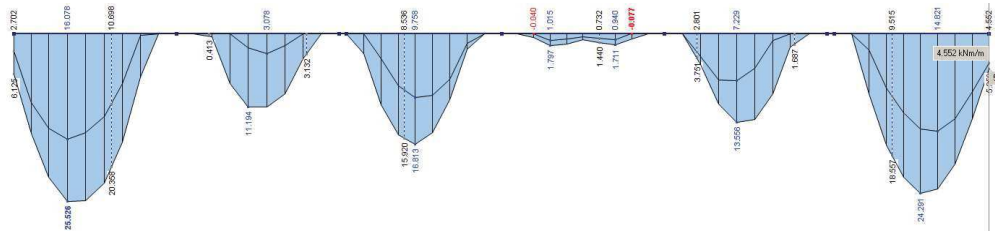
Pro mezní stavy použitelnosti byly použity rovnice dle ČSN EN 1990 pro charakteristickou, častou a kvazistálou kombinaci zatížení.

**3.7.6.5.4 Analýza konstrukce – obálky návrhových vnitřních sil**

$m_{x,D+}$  [kNm/m] – Moment pro posouzení ve směru lokální osy x, tj. na kladné (spodní) straně plochy

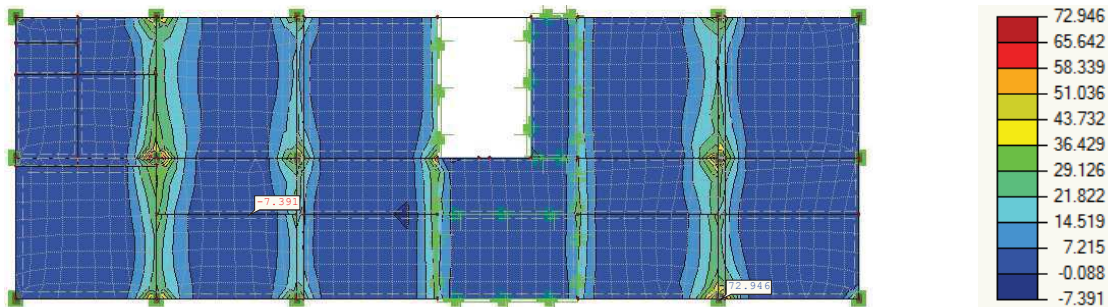


Obr. 30 Obálka ohybových momentů  $m_{x,D+}$

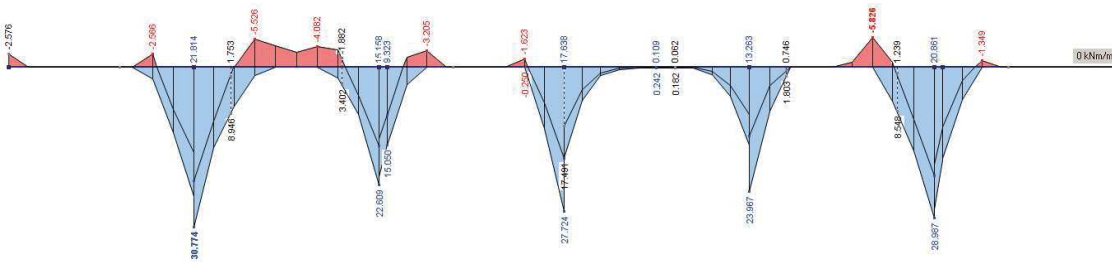


Obr. 31 Podélný řez v polovině vzdálenosti mezi sloupy v příčném směru  $\Rightarrow m_{x,D+,max} = 25,526 \text{ kNm/m}$

$m_{x,D-}$  [kNm/m] – Moment pro posouzení ve směru lokální osy x, tj. na záporné (horní) straně plochy

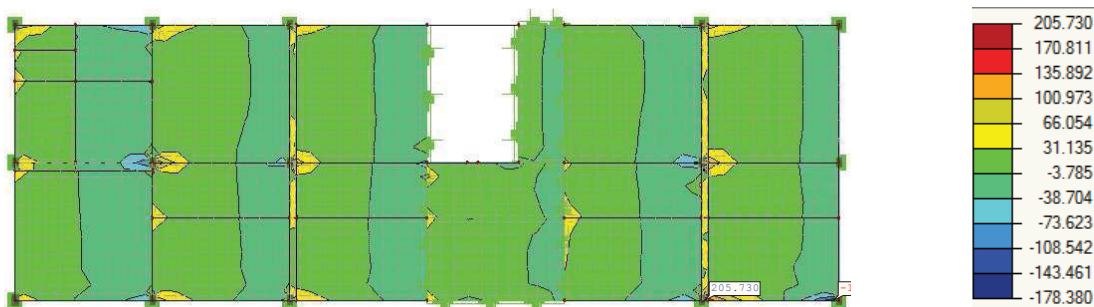


Obr. 32 Obálka ohybových momentů  $m_{x,D-}$

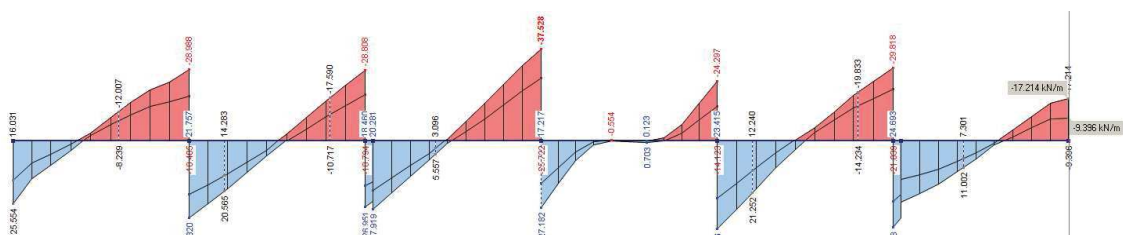


Obr. 33 Podélný řez v polovině vzdálenosti mezi sloupy v příčném směru  $\Rightarrow m_{x,D-,max} = 30,774 \text{ kNm/m}$

$v_x$  [kN/m] – Posouvající síla



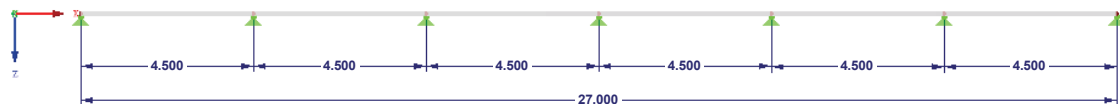
Obr. 34 Obálka posouvajících sil  $v_x$



Obr. 35 Podélný řez v polovině vzdálenosti mezi sloupy v příčném směru  $\Rightarrow v_{x,max} = 37,528 \text{ kN/m}$

### 3.7.6.5 Kontrolní model

Stropní deska je řešena jako 1D model spojitého nosníku o šesti polích s rozpětím 4,5m a šířkou 1m.

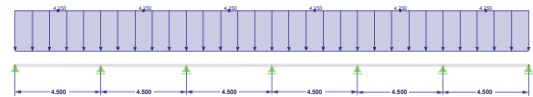


Obr. 36 Kontrolní model stropní desky – spojitý nosník 1D

#### Zatěžující stavy – charakteristické hodnoty zatížení

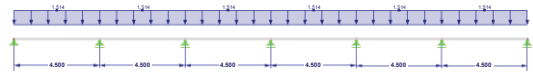
##### ZS1 – stálé zatížení – vlastní tíha nosné konstrukce

$$g_k = \rho \cdot h = 25 \cdot 0,18 = 4,5 \text{ kN/m}$$



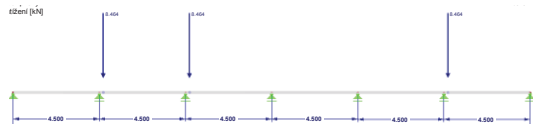
##### ZS2 – stálé zatížení – skladba podlahy

$$g_k = 1,515 \text{ kN/m}$$



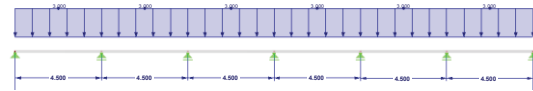
##### ZS3 – stálé zatížení – příčky

$$G_k = 8,464 \text{ kN} \quad G_k = 7,613 \text{ kN}$$



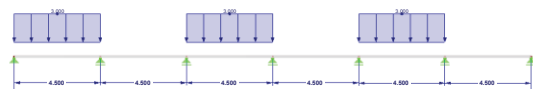
##### ZS4 – užité zatížení – plné

$$g_k = 3,0 \text{ kN/m}$$



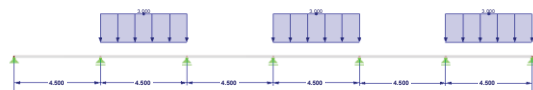
##### ZS5 – užité zatížení – šachovnicově 1

$$g_k = 3,0 \text{ kN/m}$$



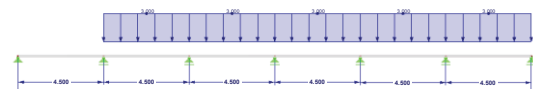
##### ZS6 – užité zatížení – šachovnicově 1

$$g_k = 3,0 \text{ kN/m}$$



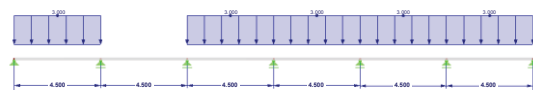
##### ZS7 – užité zatížení – pruh 1

$$g_k = 3,0 \text{ kN/m}$$



##### ZS8 – užité zatížení – pruh 2

$$g_k = 3,0 \text{ kN/m}$$



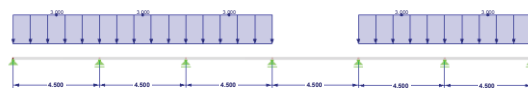
##### ZS9 – užité zatížení – pruh 3

$$g_k = 3,0 \text{ kN/m}$$

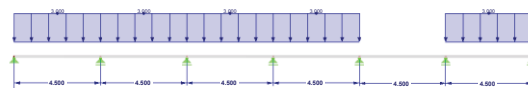


**ZS10 – užité zátěžení – pruh 4**

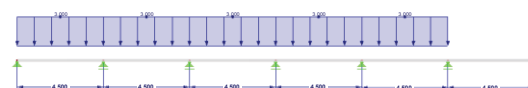
$$g_k = 3,0 \text{ kN/m}$$


**ZS11 – užité zátěžení – pruh 5**

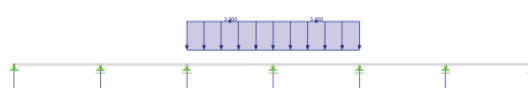
$$g_k = 3,0 \text{ kN/m}$$


**ZS12 – užité zátěžení – pruh 6**

$$g_k = 3,0 \text{ kN/m}$$


**ZS13 – užité zátěžení – pruhy 7**

$$g_k = 3,0 \text{ kN/m}$$


**ZS14 – užité zátěžení – pruhy 8**

$$g_k = 3,0 \text{ kN/m}$$


**ZS15 – užité zátěžení – pruhy 9**

$$g_k = 3,0 \text{ kN/m}$$

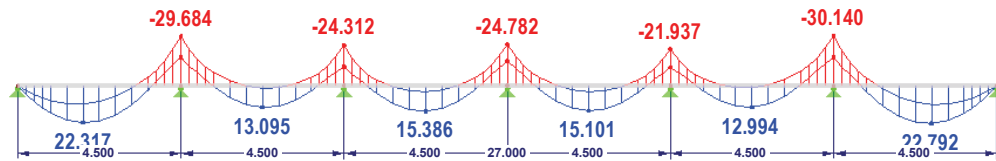

**Kombinace zatěžujících stavů – výpočtový model 2**

Výpočetní model 2 – Kombinace zatěžujících stavů pro mezní stav únosnosti dle ČSN EN 1990, rovnice 6.10 $\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki}$															
	Stálé zatížení $\gamma_G = 1,35$			Užité zátěžení $\gamma_Q = 1,5$											
	ZS1	ZS2	ZS3	ZS4	ZS5	ZS6	ZS7	ZS8	ZS9	ZS10	ZS11	ZS12	ZS13	ZS14	ZS15
KZS1	x	x	x												
KZS2	x	x	x	x											
KZS3	x	x	x		x										
KZS4	x	x	x			x									
KZS5	x	x	x				x								
KZS6	x	x	x					x							
KZS7	x	x	x						x						
KZS8	x	x	x							x					
KZS9	x	x	x								x				
KZS10	x	x	x									x			
KZS11	x	x	x										x		
KZS12	x	x	x											x	
KZS13	x	x	x												x

Pro mezní stavy použitelnosti byly použity rovnice dle ČSN EN 1990 pro charakteristickou, častou a kvazistálou kombinaci zatížení.

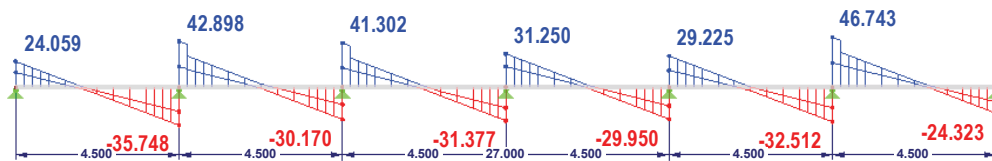
### Analýza konstrukce – návrhové vnitřní síly – obálka vnitřních sil

$M_y [kNm] \Rightarrow M_{y,max} = 22.79 kNm$  (v poli);  $M_{y,min} = -30.14 kNm$  (nad podporou)



Obr. 37 Obálka ohybových momentů

$V_z [kN] \Rightarrow V_{z,max} = 46,743 kN$ ; (nad podporou)



Obr. 38 Obálka posouvajících sil

Hodnoty z podélných řezů 2D modelu desky a hodnoty ze zjednodušeného 1D modelu desky jako spojitý nosník jsou srovnatelné. Pro návrh a posouzení stropní desky budou použity hodnoty vnitřních sil z 2D modelu.

#### 3.7.6.5.6 Vstupní údaje pro návrh stropní desky

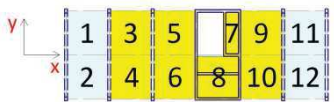
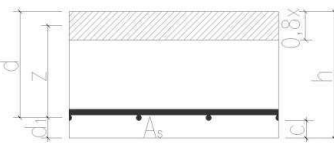
VSTUPNÍ ÚDAJE – stropní deska		
Třída konstrukce	S4	
Vliv prostředí	XC1 – suché prostředí – beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí	
Třída betonu	C25/30	
Třída betonářské ocele	B500B	
NÁVRH KRYTÍ VÝZTUŽE – ČSN EN 1990-1-1		
Betonová krycí vrstva je dána vzdáleností mezi povrchem výztuže nejbližším k povrchu betonu (včetně spon, třmínků a případné povrchové výztuže) a nejbližším povrchem betonu		
Minimální krycí vrstva musí zajistit spolehlivé přenesení sil v soudržnosti, ochranu výztuže proti korozi, odpovídající požární odolnost		
Podmínka	$c \geq c_{nom}$	
Nominální krycí vrstva	$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$	25 mm
Minimální krycí vrstva	$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 mm\}$ $c_{min} = \max \{10; 15; 10 mm\}$	15 mm
Přídavek na návrhovou odchylku	$\Delta c_{dev}$	10 mm
Předpokládaný průměr výztuže	$\phi$	10 mm
Hledisko soudržnosti	$c_{min,b} \geq \phi$	10 mm
Hledisko podmínek prostředí	$c_{min,dur}$ - vliv prostředí XC1 a třídu konstrukce S4	15 mm
Přídavná bezpečnostní složka	$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ (pokud se nepoužije nerezavějící ocel)	0 mm
Použití nerezové oceli	$\Delta c_{dur,st} = 0$ (pokud se nepoužije nerezavějící ocel)	0 mm
Použití přídavné ochrany	$\Delta c_{dur,add} = 0$ (pokud se neprovede dodatečná ochrana oceli proti korozi)	0 mm
<b>Podmínka</b>	$c \geq c_{nom}$	$\Rightarrow$ vyhovuje
	$25mm \geq 25mm$	$\Rightarrow$ navržená tloušťka krycí vrstva $c = 25 mm$

## 3.7.6.5.7 Mezní stav únosnosti – ohyb

NÁVRH A POSOUZENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU DLE ČSN EN 1992-1-1			
Jednosměrně pnutá stropní deska			
Posuzovaný směr namáhání <i>osa x</i>	Posuzovaný okraj desky <i>spodní strana</i>	Posuzovaná oblast V poli č. 1, 2, 11, 12	
<b>Materiálové charakteristiky</b>			
<b>BETON C25/30</b>			
<b>Charakteristické vlastnosti</b>			
Válcová pevnost v tlaku	$f_{ck}$	25	MPa
Krychelná pevnost v tlaku	$f_{ck,cube}$	30	MPa
Průměrná válcová pevnost v tlaku	$f_{cm}$	33	MPa
Průměrná pevnost v dostředném tahu	$f_{ctm}$	2,6	MPa
Charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctk,0,05}$	1,8	MPa
Sečnový modul pružnosti	$E_{cm}$	31	GPa
Mezní poměrné stlačení betonu	$\epsilon_{cu3}$	3,5	%
<b>Návrhová válcová pevnost v tlaku</b>	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	16,6	MPa
Dílčí součinitel betonu	$\gamma_c$	1,5	-
	$\alpha_{cc}$	1,0	-
<b>OCEL B500B</b>			
Charakteristická mez kluzu	$f_{yk}$	500	MPa
Modul pružnosti	$E_s$	200	GPa
Dílčí součinitel betonářské výztuže	$\gamma_s$	1,15	-
Návrhová pevnost v tahu a tlaku	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	434,8	MPa
	$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$	2,17	%
<b>Návrhový ohybový moment</b>	$M_{Ed} =$	<b>38,46</b>	<b>kNm</b>
		<b>Rovnice 6.10 ČSN EN 1990</b>	
<b>Předběžný návrh výztuže</b>			
Navrhaný průměr výztuže	$\phi$	10	mm
Výška průřezu	$h$	180	mm
Šířka průřezu	$b$	1000	mm
Statically účinná výška	$d = h - c - \frac{\phi_x}{2}$	150	mm
Součinitel	$\lambda$	0,8	-
Součinitel	$\eta$	1,0	-
Nutná plocha výztuže	$A_{s,req}$	623,53	mm <sup>2</sup> /m
$A_{s,req} = \frac{bd\eta f_{cd}}{f_{yd}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{Ed}}{bd^2\eta f_{cd}}} \right)$			
<b>Skutečná navržená plocha výztuže</b>			
Průměr výztuže	$\phi = d_s$	<b>10</b>	<b>mm</b>
Vzdálenost výztuže	$s$	<b>100</b>	<b>mm</b>
Světlá vzdálenost výztuže	$s_u$	90	mm
Plocha výztuže	$A_s$	785,4	mm <sup>2</sup>
$A_s = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} \cdot \frac{1000}{s}$			
<b>Posouzení</b>			
Výška tlačené oblasti	$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}}$	25,61	mm
Účinná výška	$d = h - c - \frac{\phi}{2}$	150	mm
Rameno vnitřních sil	$z = d - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot x$	139,76	mm
<b>Moment na mezi únosnosti</b>	$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$	<b>47,72</b>	<b>kNm</b>
$M_{Rd} = 47,72 \text{ kNm} > M_{Ed} = 38,46 \text{ kNm}$		$\Rightarrow$ VYHOVÍ	Rezerva 19 %
<b>Navrženo</b>		<b><math>h = 180 \text{ mm C25/30 a } \phi 10 \text{ po } 100 \text{ mm B500B}</math></b>	

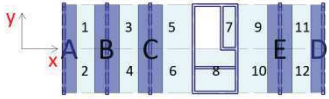
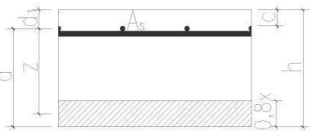


Kontrola předpokladu napětí ve výztuži		
<b>Omezení výšky tlačené oblasti</b>	$\xi \leq \xi_{bal,1} \wedge \xi \leq \xi_{max}$	
Poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = \frac{x}{d} = 0,171$	$\xi \leq \xi_{bal,1} \wedge \xi \leq \xi_{max}$
Max. poměrná výška tlačené oblasti	$\xi_{max} = 0,45$	$0,171 \leq 0,617$
Max. poměrná výška tlačené oblasti	$\xi_{bal,1} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}$	$0,171 \leq 0,45$
Pro $\epsilon_{cu} = -0,0035$ a $E_s = 200$ GPa	$\xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = 0,617$	vyhovuje
Posouzení konstrukčních zásad		
<b>Minimální plocha výztuže</b>	$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d > 0,0013 \cdot b_t \cdot d$	
$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 203 \text{ mm}^2$	$A_s \geq A_{s,min}$	
$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 195 \text{ mm}^2$	$785 \geq 203 > 195$	vyhovuje
<b>Omezení šířky trhlin</b>	$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$ pro $h \leq 200 \text{ mm}$	
$k_c = 0,4; k = 1,0$ $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}, \sigma_s = \max f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $A_{ct} \sim \frac{b \cdot h_d}{2} = \frac{1000 \cdot 180}{2} = 90 \text{ 000 mm}^2$ $A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 187,2 \text{ mm}^2$	$A_s \geq A_{s,min}$ $785 \geq 187,2$	vyhovuje
<b>Maximální plocha výztuže</b>	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$	
$A_{s,max} = 0,04 \cdot 1000 \cdot 180 = 7 \text{ 200 mm}^2$	$A_s \leq A_{s,max}$ $785 \leq 7 \text{ 200}$	vyhovuje
<b>Max. osová vzdálenost výztuže</b>	$s_{max,slabs} \leq 3h (2h) \wedge s_{max,slabs} \leq 400 (250)$	
$s_{max,slabs} = 3h (2h) = 570 \text{ mm (380 mm)}$ $s = 100 \text{ mm}$	$s \leq 2h \wedge s \leq 400 (250)$ $100 \leq 250$	vyhovuje
<b>Min. světlá vzdálenost výztuže</b>	$s_u = s - \phi_s, s_{u,min} > \max\{1,5 \cdot \phi_{s,max}; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\}$	
$s_{u,min} = 25 \text{ mm}$ $s_u = 100 - 10 = 90 \text{ mm}$	$s_u \geq s_{u,min}$ $90 \geq 25$	vyhovuje
Návrh rozdělovací výztuže		
<b>Podmínky pro rozdělovací výztuž</b>	$A_{st,min} \geq 0,2 \cdot A_s$ $s_{max,slabs} \leq 3,5h (3h) \wedge s_{max,slabs} \leq 450 (400)$	
$A_s = 785 \text{ mm}^2$ $A_{st,min} = 0,2 \cdot A_s = 157 \text{ mm}^2$ $s_{max,slabs} = 3,5h (3h) = 595 \text{ mm (510 mm)}$ $s_{max,slabs} = 450 \text{ mm (400 mm)}$ <b>Návrh:</b> $\phi = 10 \text{ mm}$ $s = 400 \text{ mm} \Rightarrow A_{st} = 196 \text{ mm}^2$	$A_{st} \geq 0,2 \cdot A_s$ $196 \geq 157$ $s_{max,slabs} \leq 400$ $400 \leq 400$	vyhovuje

NÁVRH A POSOUZENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU DLE ČSN EN 1992-1-1			
Jednosměrně pnutá stropní deska			
Posuzovaný směr namáhání osa $x$	Posuzovaný okraj desky $spodní strana$	Posuzovaná oblast V poli č. 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10	
<b>Materiálové charakteristiky</b>			
<b>BETON C25/30</b>			
<b>Charakteristické vlastnosti</b>			
Válcová pevnost v tlaku	$f_{ck}$	25	MPa
Krychelná pevnost v tlaku	$f_{ck,cube}$	30	MPa
Průměrná válcová pevnost v tlaku	$f_{cm}$	33	MPa
Průměrná pevnost v dostředném tahu	$f_{ctm}$	2,6	MPa
Charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctk,0,05}$	1,8	MPa
Sečnový modul pružnosti	$E_{cm}$	31	GPa
Mezní poměrné stlačení betonu	$\epsilon_{cu3}$	3,5	%
Návrhová válcová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	16,6	MPa
Dílčí součinitel betonu	$\gamma_c$	1,5	-
	$\alpha_{cc}$	1,0	-
<b>OCEL B500B</b>			
Charakteristická mez kluzu	$f_{yk}$	500	MPa
Modul pružnosti	$E_s$	200	GPa
	$\gamma_s$	1,15	-
Návrhová pevnost v tahu a tlaku	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	434,8	MPa
	$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$	0,00217	-
<b>Návrhový ohybový moment</b>	$M_{Ed} =$	<b>21,85</b>	<b>kNm</b>
<b>Rovnice 6.10 ČSN EN 1990</b>			
<b>Předběžný návrh výztuže</b>			
Navrhovaný průměr výztuže	$\phi$	10	mm
Výška průřezu	$h$	180	mm
Šířka průřezu	$b$	1000	mm
Statically účinná výška	$d = h - c - \frac{\phi_x}{2}$	150	mm
Součinitel	$\lambda$	0,8	-
Součinitel	$\eta$	1,0	-
Nutná plocha výztuže	$A_{s,req}$	345,41	mm <sup>2</sup> /m
$A_{s,req} = \frac{bd\eta f_{cd}}{f_{yd}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{Ed}}{bd^2\eta f_{cd}}} \right)$			
<b>Skutečná navržená plocha výztuže</b>			
Průměr výztuže	$\phi = d_s$	<b>10</b>	<b>mm</b>
Vzdálenost výztuže	$s$	<b>225</b>	<b>mm</b>
Světlá vzdálenost výztuže	$s_u$	215	mm
Plocha výztuže	$A_s$	349,0	mm <sup>2</sup> /m
$A_s = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} \cdot \frac{1000}{s}$			
<b>Posouzení</b>			
Výška tlačené oblasti	$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}}$	11,38	mm
Účinná výška	$d = h - c - \frac{\phi}{2}$	150	mm
Rameno vnitřních sil	$z = d - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot x$	145,45	mm
<b>Moment na mezi únosnosti</b>	$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$	<b>22,07</b>	<b>kNm</b>
$M_{Rd} = 22,07 \text{ kNm} > M_{Ed} = 21,85 \text{ kNm}$		$\Rightarrow$ VYHOVÍ	Rezerva 1 %
<b>Navrženo</b>		<b><math>h = 180 \text{ mm C25/30}</math> a <math>\phi 10</math> po <math>225 \text{ mm B500B}</math></b>	



<b>Kontrola předpokladu napětí ve výztuži</b>		
<b>Omezení výšky tlačené oblasti</b>	$\xi \leq \xi_{bal,1} \wedge \xi \leq \xi_{max}$	
Poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = \frac{x}{d} = 0,076$	$\xi \leq \xi_{bal,1} \wedge \xi \leq \xi_{max}$ $0,076 \leq 0,617$ $0,076 \leq 0,45$
Max. poměrná výška tlačené oblasti	$\xi_{max} = 0,45$	
Max. poměrná výška tlačené oblasti	$\xi_{bal,1} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}$	
Pro $\epsilon_{cu} = -0,0035$ a $E_s = 200$ GPa	$\xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = 0,617$	
<b>Posouzení konstrukčních zásad</b>		
<b>Minimální plocha výztuže</b>	$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d > 0,0013 \cdot b_t \cdot d$	
$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 203 \text{ mm}^2$	$A_s \geq A_{s,min}$	vyhovuje
$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 195 \text{ mm}^2$	$349 \geq 203 > 195$	
<b>Omezení šířky trhlin</b>	$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$ pro $h \leq 200 \text{ mm}$	
$k_c = 0,4; k = 1,0$ $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}, \sigma_s = \max f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $A_{ct} \sim \frac{b \cdot h_d}{2} = \frac{1000 \cdot 180}{2} = 90\,000 \text{ mm}^2$ $A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 187,2 \text{ mm}^2$	$A_s \geq A_{s,min}$ $349 \geq 187,2$	vyhovuje
<b>Maximální plocha výztuže</b>	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$	
$A_{s,max} = 0,04 \cdot 1000 \cdot 180 = 7\,200 \text{ mm}^2$	$A_s \leq A_{s,max}$ $349 \leq 7200$	vyhovuje
<b>Max. osová vzdálenost výztuže</b>	$s_{max,slabs} \leq 3h (2h) \wedge s_{max,slabs} \leq 400 (250)$	
$s_{max,slabs} = 3h (2h) = 570 \text{ mm} (380 \text{ mm})$ $s = 225 \text{ mm}$	$s \leq 2h \wedge s \leq 400 (250)$ $225 \leq 250$	vyhovuje
<b>Min. světlá vzdálenost výztuže</b>	$s_u = s - \phi_s, s_{u,min} > \max\{1,5 \cdot \phi_{s,max}; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\}$	
$s_{u,min} = 25 \text{ mm}$ $s_u = 225 - 10 = 215 \text{ mm}$	$s_u \geq s_{u,min}$ $215 \geq 25$	vyhovuje
<b>Návrh rozdělovací výztuže</b>		
<b>Podmínky pro rozdělovací výztuž</b>	$A_{st,min} \geq 0,2 \cdot A_s$ $s_{max,slabs} \leq 3,5h (3h) \wedge s_{max,slabs} \leq 450 (400)$	
$A_s = 349 \text{ mm}^2$ $A_{st,min} = 0,2 \cdot A_s = 70 \text{ mm}^2$ $s_{max,slabs} = 3,5h (3h) = 595 \text{ mm} (510 \text{ mm})$ $s_{max,slabs} = 450 \text{ mm} (400 \text{ mm})$ <b>Návrh:</b> $\phi = 10 \text{ mm}$ $s = 400 \text{ mm} \Rightarrow A_{st} = 196 \text{ mm}^2$	$A_{st} \geq 0,2 \cdot A_s$ $196 \geq 70$ $s_{max,slabs} \leq 400$ $400 \leq 400$	vyhovuje

NÁVRH A POSOUZENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU DLE ČSN EN 1992-1-1				
Jednosměrně pnutá stropní deska				
Posuzovaný směr namáhání osa x	Posuzovaný okraj desky Horní strana (moment v lici podpory)			Posuzovaná oblast Nad podporou A, B, C, E, D
<b>Materiálové charakteristiky</b>				
<b>BETON C25/30</b>				
<b>Charakteristické vlastnosti</b>				
Válcová pevnost v tlaku	$f_{ck}$	25	MPa	
Krychelná pevnost v tlaku	$f_{ck,cube}$	30	MPa	
Průměrná válcová pevnost v tlaku	$f_{cm}$	33	MPa	
Průměrná pevnost v dostředném tahu	$f_{ctm}$	2,6	MPa	
Charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctk,0,05}$	1,8	MPa	
Sečnový modul pružnosti	$E_{cm}$	31	GPa	
Mezní poměrné stlačení betonu	$\epsilon_{cu3}$	3,5	‰	
Návrhová válcová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	16,6	MPa	
Dílčí součinitel betonu	$\gamma_c$	1,5	-	<b>Krytí výztuže</b> Stupeň vlivu prostředí XC1 Konstrukční třída S4 $c_{min,b}$ 10 mm $c_{min,dur}$ 15 mm $\Delta c_{dur,\gamma}$ 0 mm $\Delta c_{dev}$ 10 mm $\Delta c_{dur,st}$ 0 mm $\Delta c_{dur,add}$ 0 mm $c = c_{nom}$ 25 mm
	$\alpha_{cc}$	1,0	-	
<b>OCEL B500B</b>				
Charakteristická mez kluzu	$f_{yk}$	500	MPa	
Modul pružnosti	$E_s$	200	GPa	
	$\gamma_s$	1,15	-	
Návrhová pevnost v tahu a tlaku	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	434,8	MPa	
	$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$	0,00217	-	
Návrhový ohybový moment v lici podpory	$M_{Ed} =$	36,58	kNm	
			Rovnice 6.10 ČSN EN 1990	
<b>Předběžný návrh výztuže</b>				
Navrhovaný průměr výztuže	$\phi$	10	mm	$A_{s,req} = \frac{bd\eta f_{cd}}{f_{yd}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{Ed}}{bd^2\eta f_{cd}}} \right)$
Výška průřezu	h	180	mm	
Šířka průřezu	b	1000	mm	
Statically účinná výška	$d = h - c - \frac{\phi_x}{2}$	150	mm	
Součinitel	$\lambda$	0,8	-	
Součinitel	$\eta$	1,0	-	
Nutná plocha výztuže	$A_{s,req}$	591,3	mm <sup>2</sup> /m	
<b>Skutečná navržená plocha výztuže</b>				
Průměr výztuže	$\phi = d_s$	10	mm	$A_s = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} \cdot \frac{1000}{s}$
Vzdálenost výztuže	s	125	mm	
Světlá vzdálenost výztuže	$s_u$	115	mm	
Plocha výztuže	$A_s$	628,3	mm <sup>2</sup> /m	
<b>Posouzení</b>				
Výška tlačené oblasti	$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}}$	20,49	mm	Podmínka únosnosti
Účinná výška	$d = h - c - \frac{\phi}{2}$	150	mm	
Rameno vnitřních sil	$z = d - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot x$	141,80	mm	$M_{Rd} > M_{Ed}$
Moment na mezi únosnosti	$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$	38,74	kNm	
$M_{Rd} = 38,74 \text{ kNm} > M_{Ed} = 36,58 \text{ kNm}$		⇒	VYHOVÍ	Rezerva 5 %
Navrženo		h = 180 mm C25/30 a $\phi$ 10 po 125 mm B500B		

Kontrola předpokladu napětí ve výztuži		
<b>Omezení výšky tlačené oblasti</b>	$\xi \leq \xi_{bal,1} \wedge \xi \leq \xi_{max}$	
Poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = \frac{x}{d} = 0,137$	$\xi \leq \xi_{bal,1} \wedge \xi \leq \xi_{max}$
Max. poměrná výška tlačené oblasti	$\xi_{max} = 0,45$	$0,137 \leq 0,617$
Max. poměrná výška tlačené oblasti	$\xi_{bal,1} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}$	$0,137 \leq 0,45$
Pro $\epsilon_{cu} = -0,0035$ a $E_s = 200$ GPa	$\xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = 0,617$	vyhovuje
Posouzení konstrukčních zásad		
<b>Minimální plocha výztuže</b>	$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d > 0,0013 \cdot b_t \cdot d$	
$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 203 \text{ mm}^2$	$A_s \geq A_{s,min}$	
$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 195 \text{ mm}^2$	$628 \geq 203 > 195$	vyhovuje
<b>Omezení šířky trhlin</b>	$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$ pro $h \leq 200 \text{ mm}$	
$k_c = 0,4; k = 1,0$ $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}, \sigma_s = \max f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $A_{ct} \sim \frac{b \cdot h_d}{2} = \frac{1000 \cdot 180}{2} = 90\,000 \text{ mm}^2$ $A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 187,2 \text{ mm}^2$	$A_s \geq A_{s,min}$ $628 \geq 187,2$	vyhovuje
<b>Maximální plocha výztuže</b>	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$	
$A_{s,max} = 0,04 \cdot 1000 \cdot 180 = 7\,200 \text{ mm}^2$	$A_s \leq A_{s,max}$ $628 \leq 7200$	vyhovuje
<b>Max. osová vzdálenost výztuže</b>	$s_{max,slabs} \leq 3h (2h) \wedge s_{max,slabs} \leq 400 (250)$	
$s_{max,slabs} = 3h (2h) = 570 \text{ mm} (380 \text{ mm})$ $s = 125 \text{ mm}$	$s \leq 2h \wedge s \leq 400 (250)$ $125 \leq 250$	vyhovuje
<b>Min. světlá vzdálenost výztuže</b>	$s_u = s - \phi_s, s_{u,min} > \max\{1,5 \cdot \phi_{s,max}; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\}$	
$s_{u,min} = 25 \text{ mm}$ $s_u = 125 - 10 = 115 \text{ mm}$	$s_u \geq s_{u,min}$ $115 \geq 25$	vyhovuje
Návrh rozdělovací výztuže		
<b>Podmínky pro rozdělovací výztuž</b>	$A_{st,min} \geq 0,2 \cdot A_s$ $s_{max,slabs} \leq 3,5h (3h) \wedge s_{max,slabs} \leq 450 (400)$	
$A_s = 628 \text{ mm}^2$ $A_{st,min} = 0,2 \cdot A_s = 126 \text{ mm}^2$ $s_{max,slabs} = 3,5h (3h) = 595 \text{ mm} (510 \text{ mm})$ $s_{max,slabs} = 450 \text{ mm} (400 \text{ mm})$ <b>Návrh</b> $\phi = 10 \text{ mm}$ $s = 400 \text{ mm} \Rightarrow A_{st} = 196 \text{ mm}^2$	$A_{st} \geq 0,2 \cdot A_s$ $196 \geq 126$ $s_{max,slabs} \leq 400$ $400 \leq 400$	vyhovuje

## 3.7.6.5.8 Mezní stav únosnosti – smyk

NÁVRH A POSOUZENÍ SMYKOVÉ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU DLE ČSN EN 1992-1-1 Jednosměrně prnutá stropní deska			
Podpory desky jsou přímé ⇒ hodnotu posouvající síly můžeme redukovat na hodnotu ve vzdálenosti $d = 150 \text{ mm}$ od líce podpory			
$V_{Ed,max} = 70,19 \text{ kN}$ $V_{Ed,max,red} = 43,90 \text{ kN}$		Rovnice 6.10 ČSN EN 1990	
Posouzení – prvek bez smykové výztuže			
Prostá hodnota návrhové posouvající síly od zatížení	$ V_{Ed,max}  = 43,90 \text{ kN}$		
Podmínka	$ V_{Ed}  \leq V_{Rd}$		
Součinitel	$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$	$C_{Rd,c} = 0,12$	-
Dílčí součinitel betonu	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_c = 1,5$	-
Součinitel výšky průřezu	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$	$k = 2,15 \not\leq 2,0 \Rightarrow k = 2,0$	-
Stupeň vyztužení	$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$	$\rho_1 = 0,0041 \leq 0,02$	-
Plocha tahové výztuže	$A_{s1}$	628	mm <sup>2</sup>
Účinná výška	$d$	150	mm
Nejmenší šířka v průřezu v tahové části	$b$	1000	mm
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_{ck}$	25	MPa
Minimální ekvivalentní smyková pevnost	$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	0,495	MPa
Podmínka	$V_{Rd,c} \geq V_{Rd,c,min}$	$78,7 \geq 74,2 \Rightarrow V_{Rd,c} = 78,7 \text{ kN}$	
Návrhová smyková únosnost prvku bez smykové výztuže	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$	78 761	N
Minimální smyková únosnost slabě vyztuženého prvku	$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d$	74 246	N
Podmínka	$ V_{Ed}  \leq V_{Rd}$ $43,90 \text{ kN} \leq 78,7 \text{ kN}$	⇒ Vyhovuje ⇒ Smyková výztuž není nutná	

## 3.7.6.5.9 Mezní stav použitelnost – omezení napětí

KONTROLA MEZNÍCH STAVŮ POUŽITELNOSTI DLE ČSN EN 1992-1-1 Jednosměrně prnutá stropní deska			
Hodnoty vnitřních sil z výpočtového programu RFEM dle rovnice <b>Charakteristická kombinace zatížení</b> – rovnice 6.14b ČSN EN 1990 $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \Rightarrow M_{k,max} = 27,792 \text{ kNm}$			
<b>Kvazistálá kombinace zatížení</b> – rovnice 6.16b ČSN EN 1990 $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \Rightarrow M_{kvz,max} = 25,285 \text{ kNm}$			
Materiálové a průřezové charakteristiky			
BETON C25/30			
Charakteristická válcová pevnost v tlaku	$f_{ck}$	25	MPa
Průměrná pevnost v dostředném tahu	$f_{ctm}$	2,6	MPa
Sečnový modul pružnosti	$E_{cm}$	31	GPa
OCEL B500B			
Charakteristická mez kluzu	$f_{yk}$	500	MPa
Modul pružnosti	$E_s$	200	GPa

<b>MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ – stropní deska</b>			
<p><b>Tlaková napětí v betonu</b> – omezením nadměrných hodnot tlakových napětí v betonu lze předejít vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin a vyšším hodnotám dotvarování, které by mohlo ovlivnit funkčnost konstrukce</p> <p><b>Tahová napětí ve výztuži</b> – omezením napjatosti výztuže se zamezuje vzniku nadměrného nepružného přetvoření výztuže a zamezit vzniku širokých, trvale otevřených trhlin v betonu</p> <p>Posouzení bude provedeno pro spodní stranu desky v místě s největším namáháním.</p>			
<b>Podmínka</b>	<b>Omezení tlakových napětí v betonu</b>		
	$ \sigma_c  \leq k_1 f_{ck}$	$k_1 = 0,60$	Charakteristická kombinace zatížení
	$ \sigma_c  \leq k_2 f_{ck}$	$k_2 = 0,45$	Kvazistálá kombinace zatížení
	<b>Omezení tahových napětí ve výztuži</b>		
	$\sigma_s \leq 0,8 f_{yk}$	$k_3 = 0,80$	Charakteristická kombinace zatížení
<b>Modely průřezu pro výpočet napjatosti</b>			
<b>I. Ideální průřez – průřez bez trhliny – plně působící v tahu i tlaku</b>			
<b>Podmínka pro vznik trhlin</b>	$\sigma_{c1} > f_{ct,eff}$ a $\sigma_{c2} < 0$ $\Rightarrow$ <b>Vznik trhlin kolmých ke střednici prvku vyvozené účinky <math>M_{k,max}</math></b>		
Pevnost betonu v tahu	$f_{ct,eff} = f_{ctm}$	2,6	MPa
Tloušťka desky	$h$	180	mm
Účinná výška	$d$	150	mm
Plocha dolní tahové výztuže	$A_{s1}$	785,4	mm <sup>2</sup>
Vzdálenost těžiště $A_{s1}$ od dolního okraje	$d_1 = h - d$	30	mm
Nejmenší šířka v průřezu v tahové části	$b$	1000	mm
Plocha betonové části průřezu	$A_c = h \cdot b$	180 000	mm <sup>2</sup>
Základní charakteristiky průřezu	$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$	6,452	-
Plocha ideálního průřezu	$A_i = A_c + \alpha_e \cdot A_s$	185 067	mm <sup>2</sup>
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje	$a_{gi} = \frac{A_c \cdot a_c + \alpha_e \cdot A_s \cdot d}{A_i}$	91,6	mm
Moment setrvačnosti betonové části průřezu k jeho těžištní ose	$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12}$	$486 \cdot 10^6$	mm <sup>4</sup>
Moment setrvačnosti ideál. průřezu k jeho těžištní ose	$I_i = I_c + A_c \cdot (a_{gi} - a_c)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - a_{gi})^2$	$503,7 \cdot 10^6$	mm <sup>4</sup>
Napětí v horních vláknech průřezu	$\sigma_{c2} = - \frac{M_{k,max} \cdot a_{gi}}{I_i}$	-5,24	MPa
Napětí v dolních vláknech průřezu	$\sigma_{c1} = + \frac{M_{k,max} \cdot (h - a_{gi})}{I_i}$	+5,05	MPa
<b>Podmínka</b>	$\sigma_{c1} > f_{ct,eff}$ a $\sigma_{c2} < 0$ $5,05 \text{ MPa} > 2,6 \text{ MPa}$ a $-5,24 \text{ MPa} < 0$		
	$\Rightarrow$ předpokládá se, že ke vzniku trhlin dojde		

II. Průřez s trhlinou a tlačnou částí (po vzniku trhlin)			
Podmínka rovnováhy ve směru osy prutu	$F_{cc} + F_{st} = 0 \Rightarrow x_{ir}$		
Plocha průřezu	$A_{ir} = b \cdot x_{ir} + \alpha_e \cdot A_s$		
Výška tlačené oblasti	$x_{ir} = \frac{\alpha_e}{b} \cdot \left( -A_s \pm \sqrt{A_s^2 + 2A_s \cdot d \cdot \frac{b}{\alpha_e}} \right)$	34,25	mm
Moment setrvačnosti oslabeného průřezu	$I_{ir} = \frac{1}{12} b x_{ir}^3 + b x_{ir} \left( \frac{x_{ir}}{2} \right)^2 + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$ $= \frac{1}{3} b x_{ir}^3 + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	81,28 · 10 <sup>6</sup>	mm <sup>4</sup>
Napětí v extrémně namáhaných vláknech betonu	$\sigma_{c,k} = -\frac{M_{k,max}}{I_{ir}} \cdot x$	-11,7	MPa
	$\sigma_{c,kvz} = -\frac{M_{kvz,max}}{I_{ir}} \cdot x$	-10,6	MPa
Napětí ve výztuži	$\sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{M_{k,max}}{I_{ir}} \cdot (d - x)$	255,3	MPa
<b>Podmínka</b>	<b>Beton</b>	$ \sigma_{c,k}  \leq 0,6 f_{ck}$ $11,7 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$	
		$ \sigma_{c,kvz}  \leq 0,45 f_{ck}$ $10,6 \text{ MPa} \leq 11,25 \text{ MPa}$	
	<b>Výztuž</b>	$\sigma_s \leq 0,8 f_{yk}$ $255,3 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa}$	$\Rightarrow$ vyhovuje $\Rightarrow$ MS omezení napětí je splněn

### 3.7.6.5.10 Mezní stav použitelnost – omezení trhlin

MEZNÍ STAV TRHLIN – stropní deska	
<b>Omezení šířky trhlin bez přímého výpočtu</b> – u železobetonových desek namáhaných ohybem bez významných osových sil není nutné provádět žádné posouzení pokud <ul style="list-style-type: none"> <li>- Výška desky nepřekročí 200 mm a byly dodrženy konstrukční zásady týkající se vzdálenosti výztužných prutů</li> <li>- Je dodrženo minimální množství výztuže</li> <li>- Je dodrženo maximální průměr výztuže</li> <li>- Je dodržena maximální vzdálenost výztuže</li> </ul>	
<b>Výška desky a konstrukční zásady</b> $h = 170 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$ Splněny konstrukční zásady pro $A_{s,min}$ , $A_{s,max}$ , $S_{u,min}$ , $S_{max,slabs}$ a konstrukční zásady pro rozdělovací výztuž (viz výpočet pro Návrh a posouzení ohybové únosnosti dle ČSN EN 1992-1-1) $\Rightarrow$ vyhovuje	
<b>Minimální množství výztuže</b> $A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 187,2 \text{ mm}^2$ $k_c = 0,4; k = 1,0; f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}, \sigma_s = \max f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $A_{ct} \sim \frac{b \cdot h_d}{2} = \frac{1000 \cdot 180}{2} = 90 \text{ 000 mm}^2$ (viz výpočet pro návrh a posouzení ohybové únosnosti dle ČSN EN 1992-1-1) $\Rightarrow$ vyhovuje $\Rightarrow$ MS trhlin je splněn	

## 3.7.6.5.11 Mezní stav použitelnost – přetvoření

<b>MEZNÍ STAV PŘETVOŘENÍ – stropní deska</b>			
<b>Kritérium obecné použitelnosti</b>			
- průhyb při kvazistálé kombinaci zatížení nemá překročit $l/250$ vzdálenosti podpor			
<b>Kritérium průhybu po zabudování prvků</b>			
- průhyb po zabudování prvku by neměl překročit hodnotu $l/500$ rozpětí při kvazistálé kombinaci zatížení			
<b>Ověření mezního stavu přetvoření bez výpočtu přetvoření</b>			
U betonových desek, které splňují podmínku ohybové štíhlosti lze od výpočtu přetvoření upustit			
<b>Podmínka ohybové štíhlosti</b>	$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = k_{c1} \cdot k_{c2} \cdot k_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$		
Rozpětí prvku	$l$	4500	mm
Účinná výška	$d$	150	mm
Šířka průvlaku	$b$	1000	mm
Ohybová štíhlost	$\lambda = \frac{l}{d}$	30	-
Součinitel závislý na tvaru průřezu	$k_{c1}$	1,0	-
Součinitel závislý na rozpětí	$k_{c2} = 1,0$ pro $l \leq 7,0m$ $k_{c2} = 7/l$ pro $l > 7,0m$	1,0	-
Součinitel napětí tahový výztuže	$k_{c3} = \frac{310}{\rho_s} \cong \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$	1,260	mm
Požadovaná plocha výztuže potřebná pro přenesení extrémního momentu	$A_{s,req}$	623,53	mm <sup>2</sup>
Skutečná plocha výztuže navržena pro přenesení extrémního momentu	$A_{s,prov}$	785,4	mm <sup>2</sup>
Stupeň vyztužení v extrémně namáhaném průřezu	$\rho = \frac{A_{s,prov}}{b \cdot d}$	0,526	%
Referenční stupeň vyztužení	$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$	0,5	%
Součinitel závislý na statickém schématu a poloze průřezu	$K = 1,3$ Krajní pole spojitého nosníku	1,3	-
Vymežující ohybová štíhlost $\lambda$ pro $\rho > \rho_0$	$\lambda = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right]$	24,15	mm
Stupeň vyztužení tlakovou výztuží	$\rho'$	0	-
Součinitel, který zohledňuje různé nosné systémy	$K$ (krajní pole spojitého nosníku)	1,3	-
Vymežující ohybová štíhlost	$\lambda_d = k_{c1} \cdot k_{c2} \cdot k_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$	30,42	-
<b>Podmínka</b>	$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d$	⇒ <b>Podmínka vymežující ohybové štíhlosti je splněna</b>	
	<b>30 ≤ 30,42</b>	⇒ <b>Není nutné výpočtem stanovovat přesnou hodnotu přetvoření.</b> Lze předpokládat, že hodnota průhybu nepřekročí hodnotu $l/500$ a nebude tedy docházet k příliš velkým deformacím a tím např. k poškození příček, podhledů atd.	
		⇒ <b>MSP přetvoření je splněn</b>	

## 3.7.6.5.12 Konstrukční uspořádání výztuže

<b>KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ VÝZTUŽE</b>			
<b>Kotvení výztuže</b>			
- kotvením podélné výztuže musí zajistit bezpečně přenesení sil z výztuže do betonu, musí zabránit vzniku podélných trhlin a také zabránit odštěpování betonu			
<b>Stykování výztuže</b>			
- stykování betonářské výztuže musí zajistit přenesení sil mezi stykovanými pruty, možné způsoby jsou stykování přesahy, svařování nebo mechanické spojování			
<b>Kotvení podélné výztuže</b>	$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$		
Mezní napětí v soudržnosti	$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$	1,89	MPa
Návrhová pevnost betonu v tahu	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$	1,20	MPa
Charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctk,0,05} \text{ C20/25}$	1,8	MPa
Součinitel závislý na kvalitě podmínek v soudržnosti a poloze prutu během betonáže	$\eta_1 = 1,0$ pro dobré podmínky $\eta_1 = 0,7$ pro ostatní případy	0,7	-
Součinitel závislý na průměru prutu	$\eta_2 = 1,0$ pro $\phi \leq 32 \text{ mm}$	1,0	-
Průměr kotvené výztuže	$\phi$	10	mm
Návrhové namáhání prutu v místě	$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{yd} = f_{yd}$	434,8	MPa
Vliv tvaru prutu	$\alpha_1 = 1,0$ (pro rovné tažené pruty)	1,0	-
Vliv minimální krycí vrstvy	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi)/\phi; 0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ (pro přímé pruty)	0,775	-
Krytí výztuže	$c_d = \min\left(\frac{a}{2}; c_1; c\right) = \min\left(\frac{100}{2}; 25; 25\right)$	25	mm
Vliv ovinutí příčnou výztuží	$\alpha_3 = 1 - K\lambda; 0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$ $K = 0$	1,0 0	- -
Podmínka pro součin	$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7$	0,775	-
Vliv jednoho nebo více přivařených prutů v $l_{bd}$	$\alpha_4$ (bez přivařené výztuže)	1,0	-
Vliv tlaku kolmého na rovinu odštěpování betonu v $l_{bd}$	$\alpha_5 = 1 - 0,04p; 0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	1,0	-
Příčný tlak podél $l_{bd}$ v MSÚ	$p$	-	MPa
Základní kotevní délka	$l_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$	575	mm
Minimální kotevní délka	$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{mm}\}$ $l_{b,min} > \max\{173; 100; 100\text{mm}\}$	173	mm
Návrhová kotevní délka	$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$	445	mm
<b>Podmínka</b>	$l_{bd} \geq l_{b,min}$	$\Rightarrow$ vyhovuje	
	$445 \text{ mm} \geq 173 \text{ mm}$	$\Rightarrow$ návrh kotevní délka $l_{bd} = 450 \text{ mm}$	
<b>Délka přesahu</b>	$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$		
Minimální délka přesahu	$l_{0,min} > \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{mm}\}$ $l_{0,min} > \max\{258; 100; 100\text{mm}\}$	258	mm
	$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}}; 1,0 \leq \alpha_6 \leq 1,5$	1,5	-
% přesahem stykované výztuže na $0,65l_0$	$\rho_1$	> 50	%
Návrhová délka přesahu	$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$	668	mm
<b>Podmínka</b>	$l_0 \geq l_{0,min}$	$\Rightarrow$ vyhovuje	
	$668 \text{ mm} \geq 258 \text{ mm}$	$\Rightarrow$ návrh délka přesahu $l_0 = 670 \text{ mm}$	



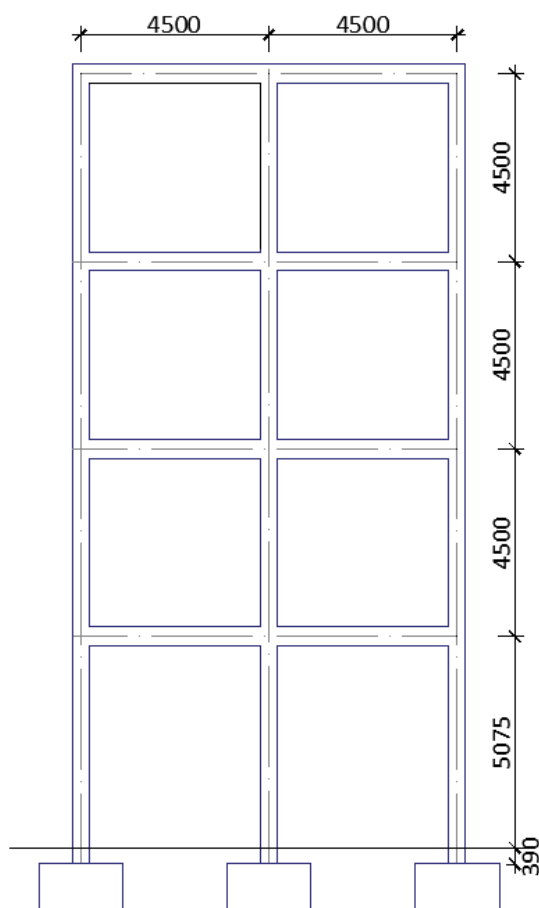
### 3.7.6.5.13 Shrnutí

Shrnutí – stropní deska – ČSN EN 1992-1-1	
Tloušťka desky – C25/30	$h=180$ mm
Krycí vrstva	$c=25$ mm
Hlavní výztuž – B500B	
V poli – dolní strana desky	$\phi 10$ po 100 mm, $\phi 10$ po 225 mm
Nad podporou – horní strana desky	$\phi 10$ po 125 mm
Rozdělovací výztuž	$\phi 10$ po 400 mm

### 3.7.6.6 Návrh železobetonové monolitického rámu v příčném směru – ČSN EN 1992-1-1

#### 3.7.6.6.1 Geometrie rámu

Příčný rám modelován jako 2D v programu Dlubal RFEM. Osová vzdálenost rámu v příčném směru je 4,5 m  $\Rightarrow$  zatěžující šířka  $z_s = 4,5$  m. Osová vzdálenosti jednotlivých prvků jsou ukázány na následujícím obrázku.



Obr. 39 Geometrie rámu v příčném směru

### 3.7.6.6.2 Zatěžující stavy

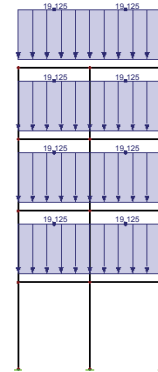
#### ZS1 – vlastní hmotnost konstrukce

Součinitel ve směru RFEM, sloupy 250x400 mm, průvlak 250x450 mm

#### ZS2 – tíha stropní konstrukce tl. 180 mm

$$g_k = h \cdot \rho \cdot (zš - b_{průvlak})$$

$$g_k = 0,18 \cdot 25 \cdot (4,5 - 0,25) = 19,125 \text{ kN/m}$$



#### ZS3 – tíha od skladby podlahy a střechy

$$\text{Podlaha: } g_{k, \text{podlaha}} = 1,515 \text{ kN/m}^2$$

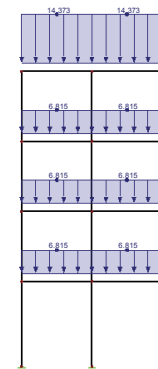
(viz 3.7.2.3.1 Zatížení 7)

$$\Rightarrow g'_{k, \text{podlaha}} = g_k \cdot zš = 1,515 \cdot 4,5 = 6,815 \text{ kN/m}$$

$$\text{Střecha: } g_{k, \text{střecha}} = 3,194 \text{ kN/m}^2$$

(viz 3.7.2.3.1 Zatížení 6)

$$\Rightarrow g'_{k, \text{střecha}} = g_k \cdot zš = 3,194 \cdot 4,5 = 14,373 \text{ kN/m}$$

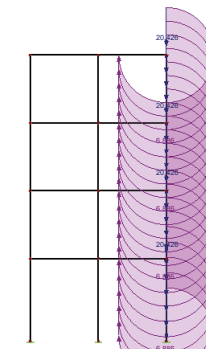


#### ZS4 – tíha od fasády zavěšené na sloupech

$$F_{cel} = 20,426 \text{ kN/m}$$

$$M_{cel} = 6,886 \text{ kNm/m}$$

(viz 3.7.2.3.1 Zatížení 10)



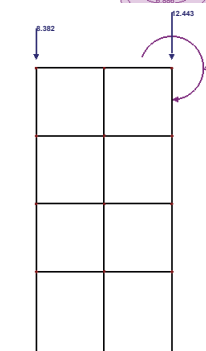
#### ZS5 – atika

**Atika 1:** (viz 3.7.2.3.1 Zatížení 3)

$$F = 12,443 \text{ kN}; M = 4,169 \text{ kNm}$$

**Atika 2:** (viz 3.7.2.3.1 Zatížení 4)

$$F = 8,382 \text{ kN}$$



**ZS6 – reakce od tíhy střešní konstrukce atria**

Zasklení: (viz 3.7.2.3.1 Zatížení 2)

na délce vazníku  $l = 2 \cdot 3,175 = 6,35 \text{ m}$ ;  $g_{k,sklo} = 0,600 \text{ kN/m}^2$ 

$$\Rightarrow G_{k,sklo} = g_{k,sklo} \cdot zš \cdot l = 0,6 \cdot 4,5 \cdot 6,35 = \mathbf{17,145 \text{ kN}}$$

Zelená střecha: (viz 3.7.2.3.1 Zatížení 5)

na délce vazníku  $l = 6,25 \text{ m}$ ;  $g_{k,zelená \text{ st.}} = 3,169 \text{ kN/m}^2$ 

$$\Rightarrow G_{k,zelená \text{ st.}} = g_{k,zelená \text{ st.}} \cdot zš \cdot l = 3,169 \cdot 4,5 \cdot 6,25 = \mathbf{89,128 \text{ kN}}$$

Vaznice: (viz 3.7.5.4)

délka vaznic  $l = 4,28 \text{ m}$ ;  $\rho = 350 \text{ kg/m}^3$ ;  $100 \times 220 \text{ mm}$ , počet vaznic  $n = 21$ 

$$\Rightarrow G_{k,vaznice} = \rho \cdot b \cdot h \cdot l \cdot n = 3,5 \cdot 0,1 \cdot 0,22 \cdot 4,28 \cdot 21 = \mathbf{6,921 \text{ kN}}$$

Vazník: (viz 3.7.5.5)

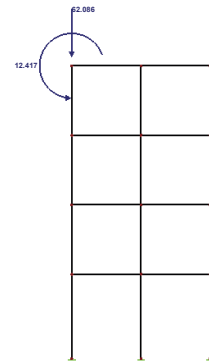
délka vaznic  $l = 12,6 \text{ m}$ ;  $\rho = 440 \text{ kg/m}^3$ ;  $220 \times 900 \text{ mm}$ 

$$\Rightarrow G_{k,vazník} = \rho \cdot b \cdot h \cdot l = 4,4 \cdot 0,22 \cdot 0,9 \cdot 12,6 = \mathbf{10,977 \text{ kN}}$$

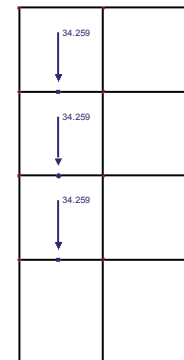
Celková reakce na sloup od střechy atria:

$$F = \frac{\sum G_{k,i}}{2} = \frac{124,171}{2} = 62,086 \text{ kN}$$

$$M = F \cdot \frac{h_{sloup}}{2} = 62,086 \cdot \frac{0,400}{2} = 12,417 \text{ kNm}$$

**ZS7 – pevné příčky** $q'_{k,chodba} = 7,613 \text{ kN/m}$  (viz 3.7.2.3.1 Zatížení 9)

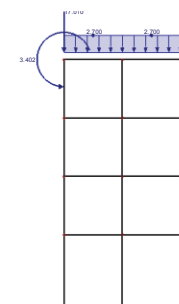
$$\Rightarrow G_{k,chodba} = q'_{k,chodba} \cdot zš = 7,613 \cdot 4,5 = 34,259 \text{ kN}$$

**ZS8 – sníh** $s_k = 0,6 \text{ kN/m}^2$  (viz 3.7.3.3)

$$\Rightarrow v_{k,6} = s_k \cdot zš = 0,6 \cdot 4,5 = 2,7 \text{ kN/m}$$

$$F_{k,atrium} = v_{k,6} \cdot \frac{l_{vazník}}{2} = 2,7 \cdot \frac{12,6}{2} = 17,01 \text{ kN}$$

$$M_{k,atrium} = F_{k,atrium} \cdot \frac{h_{sloup}}{2} = 17,01 \cdot \frac{0,4}{2} = 3,402 \text{ kNm}$$

**ZS9 – vítr zprava**

Oblast D: (viz 3.7.4.3)

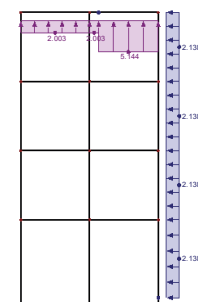
$$w_{k,D} = +0,475 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,D} \cdot zš = 0,475 \cdot 4,5 = +2,138 \text{ kN/m}$$

Oblast F: (viz 3.7.4.3)

$$w_{k,F} = -1,143 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,G} \cdot zš = -1,143 \cdot 4,5 = -1,715 \text{ kN/m}$$

Oblast H: (viz 3.7.4.3)

$$w_{k,H} = -0,445 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,H} \cdot zš = -0,445 \cdot 4,5 = -2,003 \text{ kN/m}$$

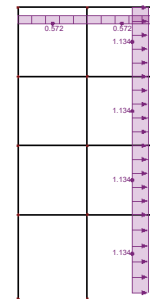


**ZS10 – vítr zleva 1**
**Oblast E:** (viz 3.7.4.3)

$$w_{k,E} = -0,252 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,D} \cdot z_{\text{š}} = -0,252 \cdot 4,5 = -1,134 \text{ kN/m}$$

**Oblast I:** (viz 3.7.4.3)

$$w_{k,I} = -0,127 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,I} \cdot z_{\text{š}} = -0,127 \cdot 4,5 = -0,572 \text{ kN/m}$$


**ZS11 – vítr zleva 2**
**Oblast E:** (viz 3.7.4.3)

$$w_{k,E} = -0,252 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,D} \cdot z_{\text{š}} = -0,252 \cdot 4,5 = -1,134 \text{ kN/m}$$

**Oblast I:** (viz 3.7.4.3)

$$w_{k,I} = +0,127 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,I} \cdot z_{\text{š}} = +0,127 \cdot 4,5 = +0,572 \text{ kN/m}$$

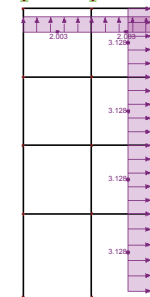

**ZS12 – vítr z boku na rám**
**Oblast A/B:** (viz 3.7.4.3)

$$w_{k,A} = -0,762 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,D} \cdot \frac{z_{\text{š}}}{2} = -0,762 \cdot \frac{4,5}{2} = -1,715 \text{ kN/m}$$

$$w_{k,B} = -0,628 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,D} \cdot \frac{z_{\text{š}}}{2} = -0,628 \cdot \frac{4,5}{2} = -1,413 \text{ kN/m}$$

**Výsledné sání na rám:**  $w_{k,A/B} = -1,715 + (-1,413) = -3,128 \text{ kN/m}$ 
**Oblast H:** (viz 3.7.4.3)

$$w_{k,H} = -0,445 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,H} \cdot z_{\text{š}} = -0,445 \cdot 4,5 = -2,003 \text{ kN/m}$$

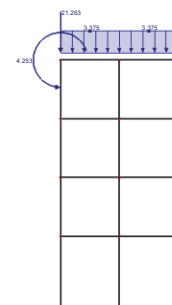

**ZS13 – užité zátížení střechy**

$$q_{k,\text{střecha}} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz 3.7.2.3.2 Kategorie H)}$$

$$\Rightarrow v_k = g_k \cdot z_{\text{š}} = 0,75 \cdot 4,5 = 3,375 \text{ kN/m}$$

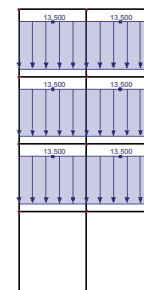
$$F_{k,\text{atrium}} = v_{k,6} \cdot \frac{l_{\text{vazník}}}{2} = 2,7 \cdot \frac{12,6}{2} = 21,263 \text{ kN}$$

$$M_{k,\text{atrium}} = F_{k,\text{atrium}} \cdot \frac{h_{\text{sloup}}}{2} = 21,263 \cdot \frac{0,4}{2} = 4,253 \text{ kNm}$$


**ZS14 – užité zátížení pater – plné**

$$q_{k,\text{podlaha}} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz 3.7.2.3.2 Kategorie C1)}$$

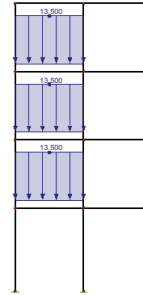
$$\Rightarrow v_k = g_k \cdot z_{\text{š}} = 3 \cdot 4,5 = 13,5 \text{ kN/m}$$



**ZS15 – užité zátížení pater – pruh 1**

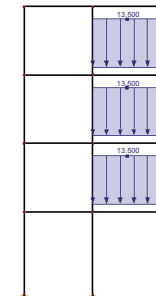
$$q_{k, \text{podlaha}} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz 3.7.2.3.2 Kategorie C1)}$$

$$\Rightarrow v_k = g_k \cdot zš = 3 \cdot 4,5 = 13,5 \text{ kN/m}$$

**ZS16 – užité zátížení pater – pruh 2**

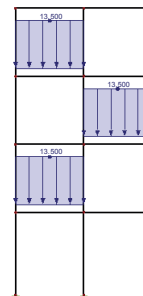
$$q_{k, \text{podlaha}} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz 3.7.2.3.2 Kategorie C1)}$$

$$\Rightarrow v_k = g_k \cdot zš = 3 \cdot 4,5 = 13,5 \text{ kN/m}$$

**ZS17 – užité zátížení pater – šachovnicově 1**

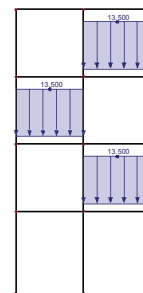
$$q_{k, \text{podlaha}} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz 3.7.2.3.2 Kategorie C1)}$$

$$\Rightarrow v_k = g_k \cdot zš = 3 \cdot 4,5 = 13,5 \text{ kN/m}$$

**ZS18 – užité zátížení pater – šachovnicově 2**

$$q_{k, \text{podlaha}} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz 3.7.2.3.2 Kategorie C1)}$$

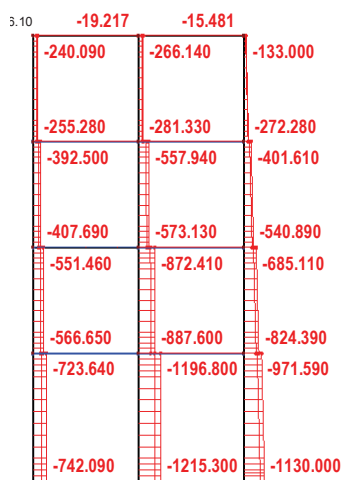
$$\Rightarrow v_k = g_k \cdot zš = 3 \cdot 4,5 = 13,5 \text{ kN/m}$$

**3.7.6.6.3 Kombinace zatěžujících stavů**

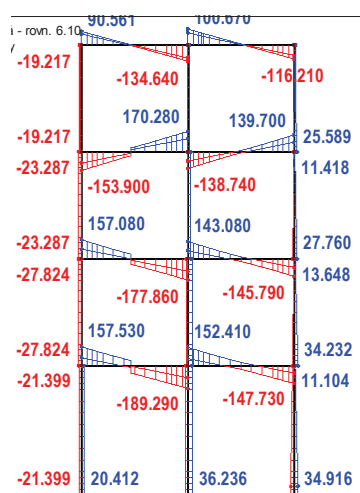
Dle rovnice 6.10  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$  z ČSN EN 1990

### 3.7.6.6.4 Analýza konstrukce – obálky vnitřních sil

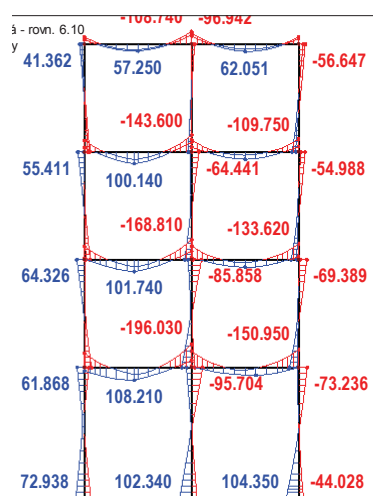
Obálka normálových sil pro MSÚ – rovnice 6.10



Obálky posouvajících sil pro MSÚ – rovnice 6.10



Obálka ohybových momentů pro MSÚ – rovnice 6.10

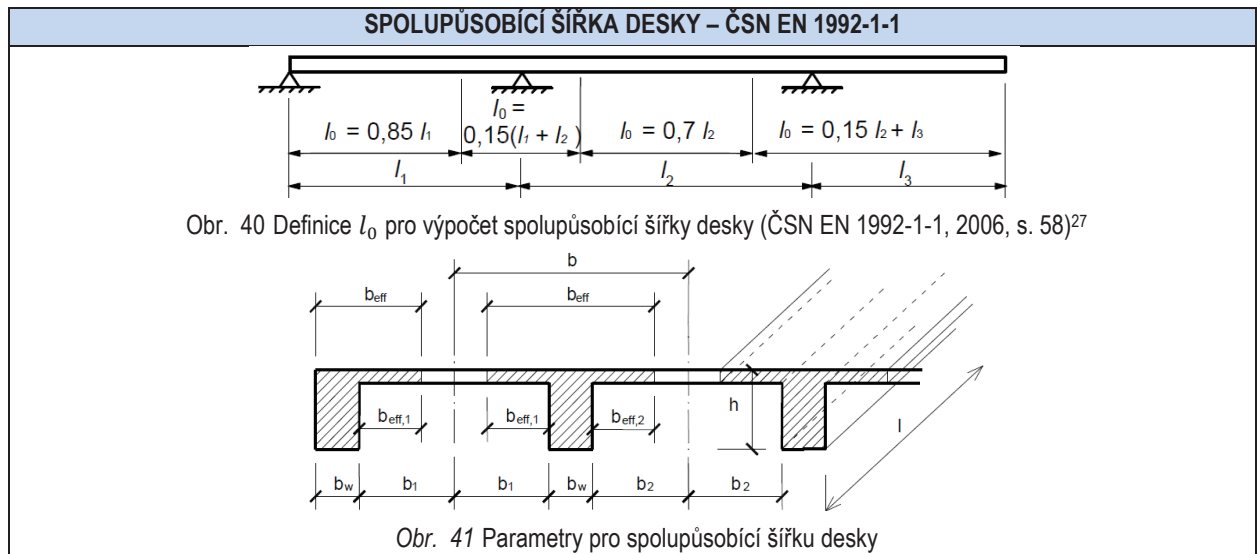


## 3.7.6.7 Návrh a posouzení stropního průvlaku – ČSN EN 1992-1-1

## 3.7.6.7.1 Vstupní údaje

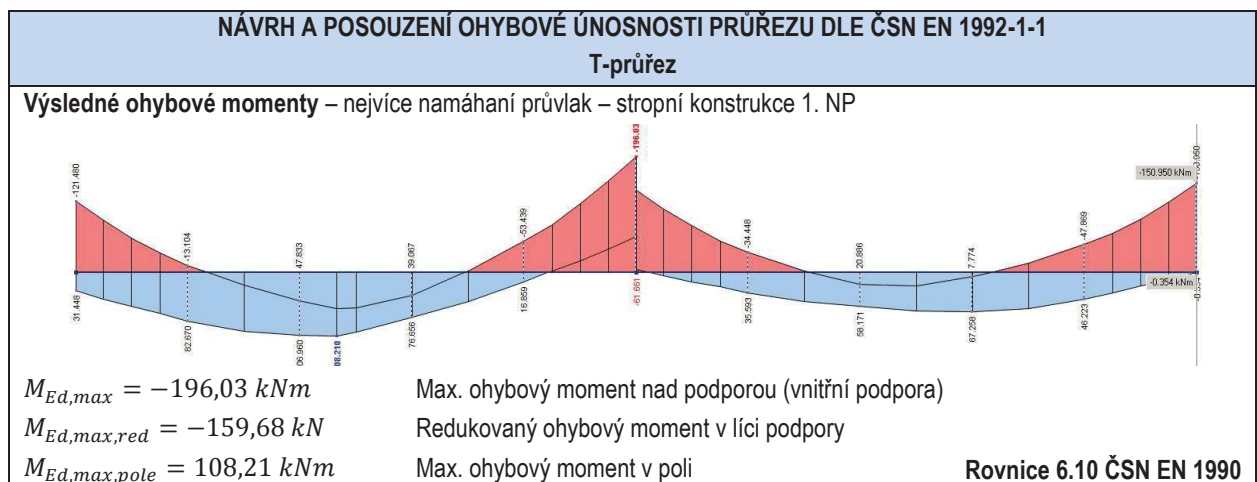
VSTUPNÍ ÚDAJE – průvlak		
Třída konstrukce	S4	
Vliv prostředí	XC1 – suché prostředí – beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí	
Třída betonu	C25/30	
Třída betonářské ocele	B500B	
NÁVRH KRYTÍ VÝZTUŽE – ČSN EN 1992-1-1		
Betonová krycí vrstva je dána vzdáleností mezi povrchem výztuže nejbližším k povrchu betonu (včetně spon, třmínků a případné povrchové výztuže) a nejbližším povrchem betonu		
Minimální krycí vrstva musí zajistit spolehlivé přenesení sil v soudržnosti, ochranu výztuže proti korozi, odpovídající požární odolnost		
<b>Podmínka</b>	$c \geq c_{nom}$	
<b>Navržená krycí vrstva</b>	$c$	<b>30 mm</b>
Nominální krycí vrstva	$c_{nom} = \max\{c_{nom,hl}; c_{nom,tř} + \phi_{tř}\}$	30 mm
Nominální krycí vrstva hl. výztuže	$c_{nom,hl} = c_{min} + \Delta c_{dev}$	30 mm
Min. krycí vrstva hl. výztuže	$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{ mm}\}$ $c_{min,hl} = \max\{20; 10; 10\text{ mm}\}$	20 mm
Předběžný průměr hl. výztuže	$\phi$	20 mm
Hledisko soudržnosti	$c_{min,b} \geq \phi$	20 mm
Nominální krycí vrstva třmínků	$c_{nom,tř} = c_{min} + \Delta c_{dev}$	18 mm
Min. krycí vrstva třmínků	$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{ mm}\}$ $c_{min,tř} = \max\{8; 10; 10\text{ mm}\}$	8 mm
Předběžný průměr třmínků	$\phi_{tř}$	8 mm
Hledisko soudržnosti	$c_{min,b} \geq \phi_{tř}$	8 mm
Součet	$c_{nom,tř} + \phi_{tř}$	26 mm
Přídavek na návrhovou odchylku	$\Delta c_{dev}$	10 mm
Horní výztuž stropní desky	$\phi_{deska}$	10 mm
Hledisko podmínek prostředí	$c_{min,dur}$ – vliv prostředí XC1 a třídu konstrukce S3 C25/30 $\geq$ C25/30 $\Rightarrow$ zmenšení třídy S4 na S3	10 mm
Přídavná bezpečnostní složka	$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ (pokud se nepoužije nerezavějící ocel)	0 mm
Použití nerezové oceli	$\Delta c_{dur,st} = 0$ (pokud se nepoužije nerezavějící ocel)	0 mm
Použití přídavné ochrany	$\Delta c_{dur,add} = 0$ (pokud se neprovede dodatečná ochrana oceli proti korozi)	0 mm
<b>Podmínka</b>	$c \geq c_{nom}$ <b>30 mm <math>\geq</math> 30 mm</b>	$\Rightarrow$ navržená tloušťka krycí vrstvy $c = 30\text{ mm}$ $\Rightarrow$ vyhovuje

## 3.7.6.7.2 Spolupůsobící šířka



Podmínka	$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$		
Celková délka průvlaků	$l$	9000	mm
Délky jednotlivých polí	$l_1 = l_2$	4500	mm
Vzdálenost mezi body 0 momentů	$l_0 = 0,7 \cdot l_1$ (v poli)	3150	mm
Šířka trámu	$b_w$	250	mm
Osová vzdál. středu polí	$b$	4500	mm
Vzdálenost $b_i$	$b_1 = b_2 = (b - b_w)/2$	2125	mm
Vzdálenost $b_{eff,i}$	$b_{eff,1} = b_{eff,1} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$		
	$b_{eff,1} = b_{eff,1} = 740 \not\leq 630$	630	mm
	$b_{eff,1} = b_{eff,1} \leq b_1 = b_2$		
Spolupůsobící šířka deska	$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w$	1510	mm
Podmínka	$b_{eff} \leq b$	$\Rightarrow$ vyhovuje	
	$1510 \text{ mm} \leq 4500 \text{ mm}$	$\Rightarrow$ spolupůsobící šířka desky v poli $b_{eff} = 1510 \text{ mm}$	

## 3.7.6.7.3 Mezní stav únosnosti – Ohyb

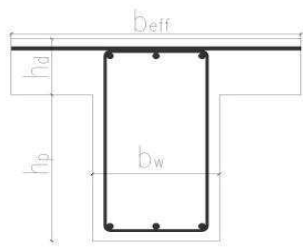


<sup>27</sup> ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006.





<b>Kontrola předpokladu napětí ve výztuži</b>		
<b>Omezení výšky tlačené oblasti</b>	$\xi \leq \xi_{bal,1} \wedge \xi \leq \xi_{max}$	
Poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = \frac{x}{d} = 0,041$	$\xi \leq \xi_{bal,1} \wedge \xi \leq \xi_{max}$
Max. poměrná výška tlačené oblasti	$\xi_{max} = 0,45$	$0,041 \leq 0,617$
Max. poměrná výška tlačené oblasti	$\xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}}$	$0,041 \leq 0,45$
Pro $\varepsilon_{cu} = -0,0035$ a $E_s = 200$ GPa	$\xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = 0,617$	vyhovuje
<b>Posouzení konstrukčních zásad</b>		
<b>Minimální plocha výztuže</b>	$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d > 0,0013 \cdot b_t \cdot d$	
$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d = 152 \text{ mm}^2$	$A_s \geq A_{s,min}$	
$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_w \cdot d = 131 \text{ mm}^2$	$763 \geq 152 > 131$	vyhovuje
<b>Maximální plocha výztuže</b>	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$	
$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_w \cdot h$	$A_s \leq A_{s,max}$	
$A_{s,max} = 0,04 \cdot 250 \cdot 450 = 4500 \text{ mm}^2$	$763 \leq 4500$	vyhovuje
<b>Min. světlá vzdálenost výztuže</b>	$s_u = s - \phi_s, s_{u,min} > \max\{1,5 \cdot \phi_{s,max} ; d_g + 5\text{mm}; 20\text{mm}\}$	
$s_{u,min} = 25 \text{ mm}$	$s_u \geq s_{u,min}$	
	$60 \geq 25$	
$s_u = \frac{b_w - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_{tr} - n \cdot \phi_{hl}}{n-1} = 60 \text{ mm}$	$60 \geq 1,5 \cdot 18 = 27$	vyhovuje

NÁVRH A POSOUZENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU DLE ČSN EN 1992-1-1				
T-průřez				
Posuzovaná oblast a směr namáhání <i>Nad podporou – šířka tlačené oblasti <math>b_w</math></i>	Posuzovaný okraj <i>Horní strana – tažená část</i>	Posuzovaná oblast <i>Vnitřní příčný rám</i>		
<b>Materiálové charakteristiky</b>				
<b>BETON C25/30</b>				
<b>Charakteristické vlastnosti</b>				
Válcová pevnost v tlaku	$f_{ck}$	25	MPa	
Krychelná pevnost v tlaku	$f_{ck,cube}$	30	MPa	
Průměrná válcová pevnost v tlaku	$f_{cm}$	33	MPa	
Průměrná pevnost v dostředném tahu	$f_{ctm}$	2,6	MPa	
Charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctk,0,05}$	1,8	MPa	
Sečnový modul pružnosti	$E_{cm}$	31	GPa	
Mezní poměrné stlačení betonu	$\epsilon_{cu3}$	3,5	‰	
				<b>Krytí výztuže</b>
Návrhová válcová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	16,6	MPa	Stupeň vlivu prostředí XC1
Dílčí součinitel betonu	$\gamma_c$	1,5	-	Konstrukční třída S4
	$\alpha_{cc}$	1,0	-	$c_{nom,tř}$ 20 mm
<b>OCEL B500B</b>				$c_{nom,hl}$ 28 mm
Charakteristická mez kluzu	$f_{yk}$	500	MPa	$c_{nom,tř} + \phi_{tř}$ 28 mm
Modul pružnosti	$E_s$	200	GPa	$\Delta c_{dev}$ 10 mm
	$\gamma_s$	1,15	-	$\phi_{tř}$ 8 mm
Návrhová pevnost v tahu a tlaku	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	434,8	MPa	$\phi_{hl}$ 18 mm
	$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$	0,00217	-	$c = c_{nom}$ 30 mm
<b>Návrhový ohybový moment</b>	<b><math>M_{Ed} =</math></b>	<b>159,68</b>	<b>kNm</b>	<b>Rovnice 6.10 ČSN EN 1990</b>
<b>Předběžný návrh výztuže</b>				
Navrhovaný průměr hl. výztuže	$\phi$	20	mm	
Navrhovaný průměr třminků	$\phi_{tř}$	8	mm	
Výška průřezu	$h$	450	mm	
Šířka průvlaku	$b_w$	250	mm	
Tloušťka desky	$h_{slab}$	180	mm	
Spolupůsobící šířka desky	$b_{eff}$	1510	mm	
Šířka tlačené části betonu	$b = b_w$	250	mm	
Statically účinná výška	$d = h - c - \phi_{tř} - \frac{\phi_x}{2}$	402	mm	
Součinitel	$\lambda$	0,8	-	
Součinitel	$\eta$	1,0	-	
Nutná plocha výztuže	$A_{s,req}$	1059,2	mm <sup>2</sup>	$A_{s,req} = \frac{bd\eta f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{Ed}}{bd^2\eta f_{cd}}}\right)$
<b>Skutečná navržená plocha výztuže</b>				
Průměr výztuže	$\phi = d_s$	20	mm	
Počet prutů	$n$	4	-	$A_s = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} \cdot n$
Plocha výztuže	$A_s$	1256,6	mm <sup>2</sup>	
<b>Posouzení</b>				
Výška tlačené oblasti	$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}}$	163,91	mm	
Účinná výška	$d = h - c - \phi_{tř} - \frac{\phi_x}{2}$	402	mm	<b>Podmínka únosnosti</b>
Rameno vnitřních sil	$z = d - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot x$	336,44	mm	$M_{Rd} > M_{Ed}$
<b>Moment na mezi únosnosti</b>	<b><math>M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z</math></b>	<b>183,82</b>	<b>kNm</b>	
<b><math>M_{Rd} = 183,82 \text{ kNm} &gt; M_{Ed} = 159,68 \text{ kNm}</math></b>		<b><math>\Rightarrow</math></b>	<b>VYHOVÍ</b>	<b>Rezerva 13 %</b>
<b>Navrženo</b>	<b><math>h=450 \text{ mm}; b=250 \text{ mm}; 4 \times \phi 20 \text{ B500B}</math></b>			

Kontrola předpokladu napětí ve výztuži		
<b>Omezení výšky tlačené oblasti</b>	$\xi \leq \xi_{bal,1} \wedge \xi \leq \xi_{max}$	
Poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = \frac{x}{d} = 0,408$	$\xi \leq \xi_{bal,1} \wedge \xi \leq \xi_{max}$
Max. poměrná výška tlačené oblasti	$\xi_{max} = 0,45$	$0,408 \leq 0,617$
Max. poměrná výška tlačené oblasti	$\xi_{bal,1} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}$	$0,408 \leq 0,45$
Pro $\epsilon_{cu} = -0,0035$ a $E_s = 200$ GPa	$\xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = 0,617$	vyhovuje
Posouzení konstrukčních zásad		
<b>Minimální plocha výztuže</b>	$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d > 0,0013 \cdot b_t \cdot d$	
$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d = 152 \text{ mm}^2$	$A_s \geq A_{s,min}$	
$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_w \cdot d = 131 \text{ mm}^2$	$1256 \geq 152 > 131$	vyhovuje
<b>Maximální plocha výztuže</b>	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$	
$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_w \cdot h$	$A_s \leq A_{s,max}$	
$A_{s,max} = 0,04 \cdot 250 \cdot 450 = 4500 \text{ mm}^2$	$1256 \leq 4500$	vyhovuje
<b>Min. světlá vzdálenost výztuže</b>	$s_u = s - \phi_s, s_{u,min} > \max\{1,5 \cdot \phi_{s,max}; d_g + 5\text{mm}; 20\text{mm}\}$	
$s_{u,min} = 25 \text{ mm}$	$s_u \geq s_{u,min}$	
$s_u = \frac{b_w - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_{tr} - n \cdot \phi_{hl}}{n-1} = 31,3 \text{ mm}$	$31,3 \geq 25$	
	$31,3 \geq 1,5 \cdot 20 = 30$	vyhovuje

### 3.7.6.7.4 Mezní stav únosnosti – smyk

NÁVRH A POSOUZENÍ SMYKOVÉ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU DLE ČSN EN 1992-1-1		
T-průřez		
U prvků namáhaných převážně rovnoměrným zatížením není třeba posuzovat návrhovou posouvající sílu do vzdálenosti $d$ od líce uložení. Požadovaná smyková výztuž má pokračovat až do podpory. Navíc se má ověřit, že posouvající síla v podpoře nepřestoupí hodnotu $V_{Rd,max}$ (únosnost tlačené diagonály). V oblastech kde $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ je třeba navrhnout dostatečné smykové vyztužení, aby platilo $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ .		
<b>Výsledné posouvající síly – nejvíce namáhání průvlak – stropní konstrukce 1. NP</b>		
$V_{Ed,max} = 189,29 \text{ kN}$ $V_{Ed,max,red} = 155,78 \text{ kN}$	Posouvající síla v podpoře Posouvající síla ve vzdál. $d = 402 \text{ mm}$ od líce podpory	<b>Rovnice 6.10 ČSN EN 1990</b>

Posouzení – návrhová únosnost ve smyku prvku bez smykové výztuže			
$V_{Rd,c}$ – Návrhová únosnost prvku bez smykové výztuže ⇒ Model náhradní příhradoviny			
Prostá hodnota návrhové posouvající síly od zatížení		$V_{Ed} =  V_{Ed,max,red}  = 155,78 \text{ kN}$	
<b>Podmínka</b>	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$		
Součinitel	$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$	$C_{Rd,c} = 0,12$	-
Dílčí součinitel betonu	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_c = 1,5$	-
Součinitel výšky průřezu	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$	$k = 1,705 \leq 2,0$ ⇒ $k = 1,705$	-
Stupeň vyztužení	$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$	$\rho_1 = 0,0125 \leq 0,02$	-
Plocha tahové výztuže	$A_{s1}$	1256,6	mm <sup>2</sup>
Účinná výška	$d$	402	mm
Nejmenší šířka v průřezu v tahové části	$b$	250	mm
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_{ck}$	25	MPa
Minimální ekvivalentní smyková pevnost	$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	0,390	MPa
<b>Podmínka</b>	$V_{Rd,c} \geq V_{Rd,c,min}$	$64,7 \text{ kN} \geq 39,1 \text{ kN}$ ⇒ $V_{Rd,c} = 64,7 \text{ kN}$	
Návrhová smyková únosnost prvku bez smykové výztuže	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$	64 786	N
Minimální smyková únosnost slabě vyztuženého prvku	$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d$	39 167	N
<b>Podmínka</b>	$V_{Ed} \not\leq V_{Rd,c}$ $155,7 \text{ kN} \not\leq 64,7 \text{ kN}$	⇒ NEVYHOVÍ ⇒ Smyková výztuž je nutná	

Prvek se smykovou výztuží – únosnost tlačných betonových diagonál			
⇒ Model náhradní příhradoviny			
$V_{Rd,max}$ – Návrhová hodnota max. posouvající síly, kterou prvek může přenést, je omezena rozdrčením tlakových diagonál			
<b>Podmínka</b>	$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$ (v líci podpory) $V_{Rd,max} \geq V_{Ed,max}$ (nad podporou)		
Volba sklonů diagonál	$\cot\theta = 2,5; 1 \leq \cot\theta \leq 2,5$	2,5	-
Úhel mezi beton. tlak. diagonálami a osou nosníku	$\theta; 45^\circ \geq \theta \geq 22^\circ$	21,8°	
Redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem	$v_1 = v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$	0,54	-
Návrhové napětí na mezi únosnosti pro betonové tlačné pruty	$\sigma_{Rd,max} = 0,6v'f_{cd}$ $v' = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$	9 0,9	MPa
Rameno vnitřních sil	$z \sim 0,9 \cdot d$	361,8	mm
Únosnost tlačné diagonály	$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot\theta}{1+\cot^2\theta}$	280 706	N
Součinitel zohledňující stave napětí v tlačném pásu	$\alpha_{cw}$ (nepředpjaté konstrukce)	1,0	-

<b>Podmínka</b>	$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$ $280,7 \text{ kN} \geq 155,7 \text{ kN}$	
	$V_{Rd,max} \geq V_{Ed,max}$ $280,7 \text{ kN} \geq 189,29 \text{ kN}$	$\Rightarrow$ Vyhoví $\Rightarrow$ Únosnost tlačných diagonál vyhovuje

<b>Návrh a posouzení smykové výztuže</b>			
$V_{Rd,s}$ – Návrhová hodnota posouvající síly, kterou může převzít smyková výztuž na mezi kluzu			
<b>Podmínka</b>	$V_{Rd} \geq V_{Ed}$		
Třída ocele třmínků	B500B	-	-
Charakteristická mez kluzu	$f_{yk}$	500	MPa
Návrhová pevnost v tahu	$f_{yd}$	434,8	MPa
Potřebný stupeň vyztužení	$\rho_w = \frac{ V_{Ed} }{f_{ywd} \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta} \cdot 100$	0,158	%
Minimální stupeň vyztužení	$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot 100$	0,080	%
<b>Návrh třmínků</b>			
Podélná osová vzdálenost	$s$	250	mm
Střížnost třmínku	$n$ (počet větví třmínku)	2	-
Průměr třmínků	$\phi_{tř}$	8	mm
Průřezová plocha smykové výztuže	$A_{sw} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{sw}^2}{4}$	100,53	mm <sup>2</sup>
Stupeň smykového vyztužení	$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \cdot 100$	0,160	%
Úhel mezi smyk. výztuží a podélnou osou prvku	$\alpha \in \langle 45^\circ; 90^\circ \rangle$	90°	
<b>Konstrukční zásady – smyková výztuže</b>			
Max. podélná vzdálenost třmínků	$s_{1,max} = 0,75d(1 + \cot \theta)$ $\wedge s_{1,max} \leq 400 \text{ mm}$	301,5	mm
Příčná osová vzdálenost větví	$s_{příčná} = b_w - 2c - \phi_{tř}$	182	mm
Max. příčná vzdálenost třmínků (vzdálenost větví)	$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm}$	301,5	mm
Součin – max. smykové napětí	$0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}$	4,5	MPa
Redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem	$v_1 = v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$	0,540	-
Součin	$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s_i}$	0,699	MPa
Maximální účinná průřezová plocha pro $\cot \theta = 1$	$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s_i} \leq 0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}$	$0,699 \leq 5,40$	OK
Podmínka	$\rho_w \geq \rho_{w,min}$	$0,160 \% \geq 0,080 \%$	OK
<b>Posouzení</b>			
Únosnost smykové výztuže	$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta$	158,14	N
Únosnost prvku ve svislou smykovou výztuží	$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\}$	158,14	kN
<b>Podmínka</b>	$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ $158,14 \text{ kN} \geq 155,78 \text{ kN}$	$\Rightarrow$ VYHOVÍ $\Rightarrow$ Rezerva 1,5 % $\Rightarrow$ Navržená smyková výztuž	
	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1 \Rightarrow 0,98 \leq 1$	$\phi_{tř} = 8 \text{ mm}; s = 250 \text{ mm}$	

## 3.7.6.7.5 Mezní stav použitelnosti – přetvoření

MEZNÍ STAV PŘETVOŘENÍ			
<b>Kritérium obecné použitelnosti</b>			
- průhyb při kvazistálé kombinaci zatížení nemá překročit $l/250$ vzdálenosti podpor			
<b>Kritérium průhybu po zabudování prvků</b>			
- průhyb po zabudování prvku by neměl překročit hodnotu $l/500$ rozpětí při kvazistálé kombinaci zatížení			
<b>Ověření mezního stavu přetvoření bez výpočtu přetvoření</b>			
U betonových desek, které splňují podmínku ohybové štíhlosti lze od výpočtu přetvoření upustit			
<b>Podmínka ohybové štíhlosti</b>	$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = k_{c1} \cdot k_{c2} \cdot k_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$		
Rozpětí prvku	$l$	4500	mm
Účinná výška	$d$	403	mm
Šířka průvlaku	$b$	250	mm
Ohybová štíhlost	$\lambda = \frac{l}{d}$	11,16	-
Součinitel závislý na tvaru průřezu	$k_{c1}$ ( $T$ průřez $> 3:1$ )	0,8	-
Součinitel závislý na rozpětí	$k_{c2} = 1,0$ pro $l \leq 7,0m$ $k_{c2} = 7/l$ pro $l > 7,0m$	1,0	-
Součinitel napětí tahový výztuže	$k_{c3} = \frac{310}{\rho_s} \cong \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$	1,220	mm
Požadovaná plocha výztuže potřebná pro přenesení extrémního momentu	$A_{s,req}$	626	mm <sup>2</sup>
Skutečná plocha výztuže navržena pro přenesení extrémního momentu	$A_{s,prov}$	763,4	mm <sup>2</sup>
Stupeň vyztužení v extrémně namáhaném průřezu	$\rho = \frac{A_{s,prov}}{b \cdot d}$	0,758	%
Referenční stupeň vyztužení	$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$	0,5	%
Součinitel závislý na statickém schématu a poloze průřezu	$K = 1,3$ Krajní pole spojitého nosníku	1,3	-
Vymežující ohybová štíhlost $\lambda$ pro $\rho > \rho_0$	$\lambda = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho_0} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right]$	20,73	mm
Součinitel, který zohledňuje různé nosné systémy	$K$ (krajní pole spojitého nosníku)	1,3	-
Stupeň vyztužení tlakovou výztuží	$\rho'$	0	%
Vymežující ohybová štíhlost	$\lambda_d = k_{c1} \cdot k_{c2} \cdot k_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$	20,23	-
<b>Podmínka</b>	$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d$	<b>⇒ Podmínka vymežující ohybové štíhlosti je splněna</b> <b>⇒ Není nutné výpočtem stanovovat přesnou hodnotu přetvoření.</b> Lze předpokládat, že hodnota průhybu nepřekročí hodnotu $l/500$ a nebude tedy docházet k příliš velkým deformacím a tím např. k poškození příček, podhledů atd. <b>⇒ MSP přetvoření je splněn</b>	
	<b>11,16 ≤ 20,23</b>		

## 3.7.6.7.6 Konstrukční zásady

KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ VÝZTUŽE
<b>Kotvení výztuže</b> – kotvením podélné výztuže musí zajistit bezpečně přenesení sil z výztuže do betonu, musí zabránit vzniku podélných trhlin a také zabránit odštěpování betonu
<b>Stykování výztuže</b> – stykování betonářské výztuže musí zajistit přenesení sil mezi stykovanými pruty, možné způsoby jsou stykování přesahy, svařování nebo mechanické spojování

<b>Kotvení podélné výztuže</b>		$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$	
Mezní napětí v soudržnosti	$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$	1,89	MPa
Návrhová pevnost betonu v tahu	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$	1,20	MPa
Charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctk,0,05} \text{ C25/30}$	1,8	MPa
Součinitel závislý na kvalitě podmínek v soudržnosti a poloze prutu během betonáže	$\eta_1 = 1,0$ pro dobré podmínky $\eta_1 = 0,7$ pro ostatní případy	0,7	-
Součinitel závislý na průměru prutu	$\eta_2 = 1,0$ pro $\phi \leq 32 \text{ mm}$	1,0	-
Průměr kotvené výztuže	$\phi$	18	mm
Návrhové namáhání prutu v místě, odkud se měří kotvení	$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{yd} = f_{yd}$	434,8	MPa
Vliv tvaru prutu	$\alpha_1 = 1,0$ (pro rovné tažené pruty)	1,0	-
Vliv minimální krycí vrstvy	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi)/\phi; 0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ (pro přímé pruty)	0,9	-
Krytí výztuže	$c_d = \min\left(\frac{a}{2}; c_1; c\right) = \min\left(\frac{60}{2}; 30; 30\right)$	30	mm
Vliv ovinutí příčnou výztuží	$\alpha_3 = 1 - K\lambda; 0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$ $K = 0$	1,0 0	- -
Podmínka pro součin	$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7$	0,9	-
Vliv jednoho nebo více přivařených prutů v $l_{bd}$	$\alpha_4$ (bez přivařených výztuže)	1,0	-
Vliv tlaku kolmého na rovinu odštěpování betonu v $l_{bd}$	$\alpha_5 = 1 - 0,04p; 0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	1,0	-
Příčný tlak podél $l_{bd}$ v MSÚ	$p$	-	MPa
Základní kotevní délka	$l_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{18 \cdot 434,8}{4 \cdot 1,89}$	1035	mm
Minimální kotevní délka	$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{mm}\}$ $l_{b,min} > \max\{280; 180; 100\text{mm}\}$	310	mm
Návrhová kotevní délka	$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$	932	mm
<b>Podmínka:</b>	$l_{bd} \geq l_{b,min}$	$\Rightarrow$ vyhovuje	
	$932 \text{ mm} \geq 310 \text{ mm}$	$\Rightarrow$ návrh kotevní délka $l_{bd} = 940 \text{ mm}$ pro $\phi 18$	
<b>Délka přesahu</b>		$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	
Minimální délka přesahu	$l_{0,min} > \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{mm}\}$ $l_{0,min} > \max\{420; 180; 100\text{mm}\}$	465	mm
	$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}}; 1,0 \leq \alpha_6 \leq 1,5$	1,5	-
% přesahem stykované výztuže na $0,65l_0$	$\rho_1$	> 50	%
Návrhová délka přesahu	$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$	1397	mm
<b>Podmínka</b>	$l_0 \geq l_{0,min}$	$\Rightarrow$ vyhovuje	
	$1397 \text{ mm} \geq 465 \text{ mm}$	$\Rightarrow$ návrh délka přesahu $l_0 = 1400 \text{ mm}$ $\phi 18$	

## 3.7.6.7.7 Shrnutí

<b>Shrnutí – průvlak – ČSN EN 1992-1-1</b>	
Výška průvlaku – C25/30	$h = 450 \text{ mm}$
Šířka průvlaku	$B = 250 \text{ mm}$
Krycí vrstva	$c = 30 \text{ mm}$
Hlavní výztuž – B500B	
V poli	$3 \times \phi 18$
Nad podporou	$4 \times \phi 20$
Smyková výztuž – tříminky	$\phi 8$ po 250 mm



## 3.7.6.8 Návrh a posouzení sloupu – ČSN EN 1992-1-1

## 3.7.6.8.1 Vstupní údaje

VSTUPNÍ ÚDAJE – průvlak			
Třída konstrukce	S4		
Vliv prostředí	XC1 – suché prostředí – beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí		
Třída betonu	C25/30		
Třída betonářské ocele	B500B		
NÁVRH KRYTÍ VÝZTUŽE – ČSN EN 1992-1-1			
Betonová krycí vrstva je dána vzdáleností mezi povrchem výztuže nejbližším k povrchu betonu (včetně spon, třmínků a případné povrchové výztuže) a nejbližším povrchem betonu			
Minimální krycí vrstva musí zajistit spolehlivé přenesení sil v soudržnosti, ochranu výztuže proti korozi, odpovídající požární odolnost			
<b>Podmínka</b>	$c \geq c_{nom}$		
<b>Navržená krycí vrstva</b>	$c$		<b>30 mm</b>
Nominální krycí vrstva	$c_{nom} = \max\{c_{nom,hl}; c_{nom,tř} + \phi_{tř}\}$		26 mm
Nominální krycí vrstva hl. výztuže	$c_{nom,hl} = c_{min} + \Delta c_{dev}$		26 mm
Min. krycí vrstva hl. výztuže	$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{ mm}\}$ $c_{min,hl} = \max\{16; 10; 10\text{ mm}\}$		16 mm
Předběžný průměr hl. výztuže	$\phi$		16 mm
Hledisko soudržnosti	$c_{min,b} \geq \phi$		16 mm
Nominální krycí vrstva třmínků	$c_{nom,tř} = c_{min} + \Delta c_{dev}$		18 mm
Min. krycí vrstva třmínků	$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{ mm}\}$ $c_{min,tř} = \max\{8; 10; 10\text{ mm}\}$		8 mm
Předběžný průměr třmínků	$\phi_{tř}$		8 mm
Hledisko soudržnosti	$c_{min,b} \geq \phi_{tř}$		8 mm
Součet	$c_{nom,tř} + \phi_{tř}$		26 mm
Přídavek na návrhovou odchylku	$\Delta c_{dev}$		10 mm
Horní výztuž stropní desky	$\phi_{deska}$		10 mm
Hledisko podmínek prostředí	$c_{min,dur}$ – vliv prostředí XC1 a třídu konstrukce S3 C25/30 $\geq$ C25/30 $\Rightarrow$ zmenšení třídy S4 na S3		10 mm
Přídavná bezpečnostní složka	$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ (pokud se nepoužije nerezavějící ocel)		0 mm
Použití nerezové oceli	$\Delta c_{dur,st} = 0$ (pokud se nepoužije nerezavějící ocel)		0 mm
Použití přídavné ochrany	$\Delta c_{dur,add} = 0$ (pokud se neprovede dodatečná ochrana oceli proti korozi)		0 mm
<b>Podmínka</b>	$c \geq c_{nom}$ <b>30 mm <math>\geq</math> 30 mm</b>	$\Rightarrow$ navržená tloušťka krycí vrstvy $c = 30\text{ mm}$ $\Rightarrow$ vyhovuje	

## 3.7.6.8.2 Návrhové vnitřní síly – RFEM

Návrhové vnitřní síly – RFEM				
Rovnice 6.10 ČSN EN 1990		$N$ [kN]	$V$ [kN]	$M$ [kNm]
Hlava sloupu	$N_{max}$	-881,030	-14,365	35,798
	$N_{min}$	-1196,80	11,539	-30,469
	$V_{max}$	-999,97	36,236	-95,704
	$V_{min}$	-988,80	-16,569	43,478
	$M_{max}$	-978,84	-16,569	43,499
	$M_{min}$	-999,97	36,236	-95,704

Pata sloup	$N_{max}$	-889,47	-14,365	-42,708
	$N_{min}$	-1215,30	11,539	32,592
	$V_{max}$	-1018,40	36,236	102,320
	$V_{min}$	-1007,20	-16,569	-47,069
	$M_{max}$	-1008,50	36,235	102,340
	$M_{min}$	-1007,20	-16,569	-47,069

## 3.7.6.8.3 Materiálové charakteristiky sloupu

NÁVRH A POSOUZENÍ SLOUPU DLE ČSN EN 1992-1-1					
Prvek namáhaný ohybovým momentem a normálovou silou					
Posuzovaný směr namáhání <i>Ve směru rámu</i>		Posuzovaný sloup <i>Vnitřní sloup – 1.NP</i>		Posuzovaná oblast <i>Vnitřní příčný rám</i>	
Materiálové charakteristiky					
<b>BETON C25/30</b>				<b>Krytí výztuže</b>	
<b>Charakteristické vlastnosti</b>				Stupeň vlivu prostředí	XC1
Válcová pevnost v tlaku	$f_{ck}$	25	MPa	Konstrukční třída	S4
Krychelná pevnost v tlaku	$f_{ck,cube}$	30	MPa	$c_{nom,tř}$	18 mm
Průměrná válcová pevnost v tlaku	$f_{cm}$	22	MPa	$c_{nom,hl}$	26 mm
Průměrná pevnost v dostředném tahu	$f_{ctm}$	105	MPa	$c_{nom,tř} + \phi_{tř}$	26 mm
Charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctk,0,05}$	1,8	MPa	$\Delta c_{dev}$	10 mm
Sečnový modul pružnosti	$E_{cm}$	31	GPa	$\phi_{tř}$	8 mm
Mezní poměrné stlačení betonu	$\epsilon_{cu3}$	3,5	‰	$\phi_{hl}$	16 mm
				$c = c_{nom}$	<b>30 mm</b>
<b>Návrhová válcová pevnost v tlaku</b>	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	16,6	MPa	<b>Průřez sloupu</b>	
Dílčí součinitel betonu	$\gamma_c$	1,5	-	Výška	h 400 mm
	$\alpha_{cc}$	1,0	-	Šířka	b 250 mm
	$\lambda$	0,8	-	Hlavní výztuže	$\phi$ 16 mm
	$\eta$	1,0	-	Třmínky	$\phi_{tř}$ 8 mm
<b>OCEL B500B</b>				<b>Plocha hlavní výztuže</b>	
Charakteristická mez kluzu	$f_{yk}$	500	MPa	$A_{s1} = A_{s2} = \frac{n}{2} \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$ 603,1 mm <sup>2</sup>	
Modul pružnosti	$E_s$	200	GPa		
	$\gamma_s$	1,15	-		
Návrhová pevnost v tahu a tlaku	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	434,8	MPa		
	$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$	0,00217	-		
Délka sloupu	$l$	5220	mm	Od základové patky ke spodní hraně průvlaku stropní kce 1. NP	

## 3.7.6.8.4 Excentricity

Excentricity pro návrh sloupu		
Návrhová normálová síla	$N_{Ed}$	
Návrhový ohybový moment	$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot (e_1 + e_i + e_2)$	
<b><math>e_1</math> – Excentricita od zatížení</b>		
Excentricita od zatížení	$e_1 = \frac{M_f}{N_f}$	viz dále
Normálová síla od teorie 1. řádu z výpočetního programu RFEM	$N_f$	viz dále
Ohybový moment od teorie 1. řádu z výpočetního programu RFEM	$M_f$	viz dále

<b><math>e_i</math> – Excentricita náhodná – geometrické imperfekce (dáno nepřesností provádění)</b>			
Zjednodušený vztah pro $e_i$ pro osamělé sloupy ve ztužených systémech	$e_i = \frac{l_0}{400}$	9,17	mm
<b><math>e_2</math> – Excentricita vyvolaná průhybem prutu – vliv štíhlosti (teorie druhého řádu)</b>			
Vliv štíhlosti	$e_2$	viz dále	
<b><math>e_{min}</math> – Excentricita minimální</b>			
	$e_0 = \max \left\{ \frac{h}{30}; 20 \right\}$	viz dále	

## 3.7.6.8.5 Posouzení účinků druhého řádu

Posouzení účinků druhého řádu dle ČSN EN 1992-1-1	
Štíhlostní kritérium pro osamělý prvek	
Účinky druhého řádu lze zanedbat, jestliže je splněna podmínka limitní štíhlosti.	
<b>Podmínka</b>	<b><math>\lambda \leq \lambda_{lim} \leq 75</math></b>
$\lambda < \lambda_{lim}$	<b>Sloup je masivní</b> $\Rightarrow$ účinky zatížení zůstávají konstantní $\Rightarrow$ přidává se pouze excentricita náhodná $e_i \Rightarrow$ zvětší se ohybový moment prvního řádu a účinky druhého řádu mohou být zanedbány.
$\lambda \geq \lambda_{lim}$	<b>Sloup je štíhlý</b> $\Rightarrow$ nutno počítat se sníženou únosností sloupu nebo účinky zatížení zvětšit o vliv imperfekt $e_i$ i o vliv průhybu prutu $e_2 \Rightarrow$ zvětší se ohybový moment prvního řádu
$\lambda \gg \lambda_{lim} = 75$	<b>Sloup je velmi štíhlý</b> $\Rightarrow$ vliv deformací je obrovský. Použití speciálních výpočetních metod

Limitní štíhlost $\lambda_{lim}$ – hlavní osa – ve směru rámu			
<b>Limitní štíhlost</b>	<b><math>\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}</math></b>		
Maximální normálová síla v absol. hod.	$ N_{min} $	1215,3	kN
Moment v patě sloupu příslušící $N_{min}$	$M_{bot}$	+32,592	kNm
Moment v hlavě sloupu příslušící $N_{min}$	$M_{top}$	-30,469	kNm
Výška průřezu sloupu	$h$	400	mm
Šířka sloupu	$b$	250	mm
Vliv dotvarování betonu	$A = \frac{1}{1+0,2 \cdot \varphi_{ef}}$ (neznámé $\varphi_{ef} \Rightarrow A=0,7$ )	0,7	-
Účinný součinitel dotvarování	$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$	-	-
Konečný součinitel dotvarování	$\varphi_{(\infty, t_0)}$	-	-
Ohybový moment 1. řádu od kvazistálé kombinace zatížení	$M_{0Eqp}$	-	-
Vliv mechanického stupně vyztužení	$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (neznámé $\omega \Rightarrow B=1,1$ )	1,1	-
Stupeň vyztužení	$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$	-	-
Předpokládaný průměr podélné výztuže	$\phi$	-	mm
Celkový počet prutů podélné výztuže	$n$	-	-
Celková plocha podélné výztuže	$A_s = n \cdot \frac{\phi^2 \pi}{4}$	-	mm <sup>2</sup>
Celková plocha průřezu	$A_c = b \cdot h$	100 000	mm <sup>2</sup>
Vliv zatížení	$C = 1,7 - r_m$ (neznámé $r_m \Rightarrow C=0,7$ )	2,635	-
Poměr koncových momentů	$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$	Jestliže momenty $M_{01}$ a $M_{02}$ vyvozuji tah na stejné straně, má se poměr $r_m$ uvažovat kladný ( $C \leq 1,7$ ), jinak záporný ( $C > 1,7$ ).	-0,935

Koncové ohybové momenty 1. řádu. $M_{01}, M_{02}$ $ M_{02}  \geq  M_{01} $	$M_{01} = \min\{ M_{top} ;  M_{bot} \}$ $M_{02} = \max\{ M_{top} ;  M_{bot} \}$	30,469 32,592	kNm kNm
Poměrná normálová síla	$n = \frac{ N_{Ed} }{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1215,3}{100\,000 \cdot 16,6}$	0,729	-
<b>Limitní štíhlosti</b>	$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 2,635}{\sqrt{0,729}}$	<b>47,51</b>	-
<b>Štíhlostní poměr sloupu <math>\lambda</math> (ve směru rámu)</b>			
<b>Štíhlostní poměr</b>	$\lambda = \frac{l_0}{i}$		
Délka sloupu	$l$	5240	mm
Účinná (vzpěrná) délka sloupu	$l_0 = 0,7l$	3668	mm
Poloměr setrvačnosti betonového průřezu	$i = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}{b \cdot h}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$	115,47	mm
<b>Štíhlostní poměr</b>	$\lambda = \frac{l_0}{i}$	31,77	-
<b>Podmínka</b>	$\lambda \leq \lambda_{lim} \leq 75$ $31,77 \leq 47,51 \leq 75$	$\Rightarrow$ Vyhoví $\Rightarrow$ Sloup je ve směru rámu klasifikován jako masivní $\Rightarrow$ Není nutné uvažovat účinky druhého řádu ( $e_2 = 0$ )	

Limitní štíhlost $\lambda_{lim}$ – vedlejší osa – ve směru kolmém na rám			
Limitní štíhlost	$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$		
Maximální normálová síla v absol. hod.	$ N_{min} $	1215,3	kN
Moment v patě sloupu příslušící $N_{min}$	$M_{bot}$	0	kNm
Moment v hlavě sloupu příslušící $N_{min}$	$M_{top}$	0	kNm
Výška průřezu sloupu	$h$	400	mm
Šířka sloupu	$b$	250	mm
Vliv dotvarování betonu	$A = \frac{1}{1+0,2 \cdot \varphi_{ef}}$ (neznámé $\varphi_{ef} \Rightarrow A=0,7$ )	0,7	-
Účinný součinitel dotvarování	$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t0)} \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$	-	-
Konečný součinitel dotvarování	$\varphi_{(\infty, t0)}$	-	-
Ohybový moment 1. řádu od kvazistálé kombinace zatížení	$M_{0Eqp}$	-	-
Vliv mechanického stupně vyztužení	$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (neznámé $\omega \Rightarrow B=1,1$ )	1,1	-
Stupeň vyztužení	$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$	-	-
Předpokládaný průměr podélné výztuže	$\phi$	-	mm
Celkový počet prutů podélné výztuže	$n$	-	-
Celková plocha podélné výztuže	$A_s = n \cdot \frac{\phi^2 \pi}{4}$	-	mm <sup>2</sup>
Celková plocha průřezu	$A_c = b \cdot h$	100 000	mm <sup>2</sup>
Vliv zatížení	$C = 1,7 - r_m$ (neznámé $r_m \Rightarrow C=0,7$ )	1,7	-
Poměr koncových momentů	$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$	Jestliže momenty $M_{01}$ a $M_{02}$ vyvozují tah na stejné straně, má se poměr $r_m$ uvažovat kladný ( $C \leq 1,7$ ), jinak záporný ( $C > 1,7$ ).	0

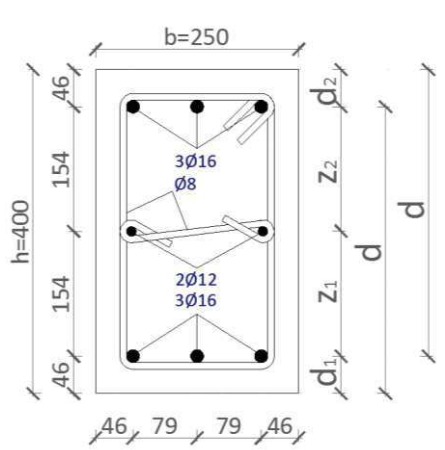
Koncové ohybové momenty 1. Řádu			
$M_{01}, M_{02}$ $ M_{02}  \geq  M_{01} $	$M_{01} = \min\{ M_{top} ;  M_{bot} \}$	0	kNm
	$M_{02} = \max\{ M_{top} ;  M_{bot} \}$	0	kNm
Poměrná normálová síla	$n = \frac{ N_{Ed} }{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1215,3}{100\,000 \cdot 16,6}$	0,729	-
<b>Limitní štíhlosti</b>	$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 1,7}{\sqrt{0,729}}$	<b>30,66</b>	-
<b>Štíhlostní poměr sloupu <math>\lambda</math> (ve směru rámu)</b>			
<b>Štíhlostní poměr</b>	$\lambda = \frac{l_0}{i}$		
Délka sloupu	$l$	5510	mm
Účinná (vzpěrná) délka sloupu	$l_0 = 0,7l$	3857	mm
Poloměr setrvačnosti betonového průřezu	$i = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3}{b \cdot h}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$	72,17	mm
<b>Štíhlostní poměr</b>	$\lambda = \frac{l_0}{i}$	53,44	-
<b>Podmínka</b>	$\lambda \leq \lambda_{lim} \leq 75$ $53,44 \leq 30,66 \leq 75$	<b>⇒ Sloup je ve směru kolmém na rámu klasifikován jako štíhlý</b> ⇒ Při posouzení by bylo nutné uvažovat účinky druhého řádu $e_2$	
Sloup je prvkem příčného rámu, který je namáhán převážně ve své rovině a hlavní návrhové momenty na sloup jsou ve směru hlavní osy sloupu. Ve směru kolmém je vodorovné namáhání přenášeno stropní deskou do ztužujícího jádra a na vedlejší osu sloupu budou tedy působit pouze zbytkové momenty od namáhání a momenty od účinku druhého řádu $M = Ne_2$ . ⇒ Účinky druhého řádu nejsou vzhledem k rozsahu práce vyčísleny a předpokládá se, že sloup ve směru kolmém na rám vyhoví.			

### 3.7.6.8.6 Výsledné návrhové vnitřní síly

Návrhové vnitřní síly							
Rovnice 6.10 ČSN EN 1990		Vnitřní síly teorie 1. řádu		Excentricity			Návrhový ohyb. moment
		$N_{Ed} = N_f$	$M_f$	$e_1 = \frac{ M_f }{ N_f }$	$e_i = \frac{l_0}{400}$	$e_2$	$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot (e_1 + e_i + e_2)$
		[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]
Hlava sloupu	$N_{max}$	1196,80	30,47	25,46	9,17	0,00	41,44
	$N_{min}$	881,03	35,80	40,63	9,17	0,00	43,88
	$M_{max}$	999,97	95,70	95,71	9,17	0,00	104,87
	$M_{min}$	978,84	43,50	44,44	9,17	0,00	52,47
Pata sloup	$N_{max}$	1215,30	32,59	26,82	9,17	0,00	43,74
	$N_{min}$	889,47	45,71	51,39	9,17	0,00	53,86
	$M_{max}$	1008,50	102,34	101,48	9,17	0,00	111,59
	$M_{min}$	1007,20	47,07	46,73	9,17	0,00	56,31

## 3.7.6.8.7 Průřezové charakteristiky

NÁVRH A POSOUZENÍ SLOUPU DLE ČSN EN 1992-1-1			
Prvek namáhaný ohybovým momentem a posouvající silou			
Posuzovaná oblast – vnitřní sloup v 1.NP			
Průřezové charakteristiky			
Šířka	$b$	250	mm
Výška	$h$	400	mm
Plocha průřezu	$A_c = h \cdot b$	100 000	mm <sup>2</sup>
Průměr hl. výztuže	$\phi$	16	mm
Počet prutů	$n$	6	-
Plocha výztuže	$A_{s1} = A_{s2} = \frac{n}{2} \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$	603,18	mm <sup>2</sup>
Průměr třmínků	$\phi_{tř}$	8	mm
Vzdálenost třmínků	$s$	240	mm
Krycí vrstva	$c$	30	mm
Vzdálenosti	$d = h - c - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2}$	354	mm
	$d_1 = d_2 = c + \phi_{tř} + \frac{\phi}{2}$	46	mm
	$z_{s1} = z_{s2} = \frac{h - d_1 - d_2}{2}$	154	mm



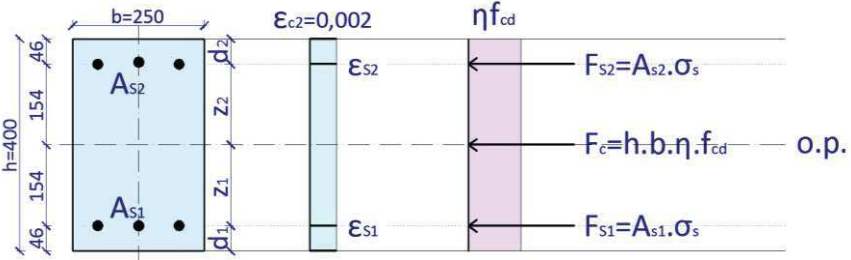
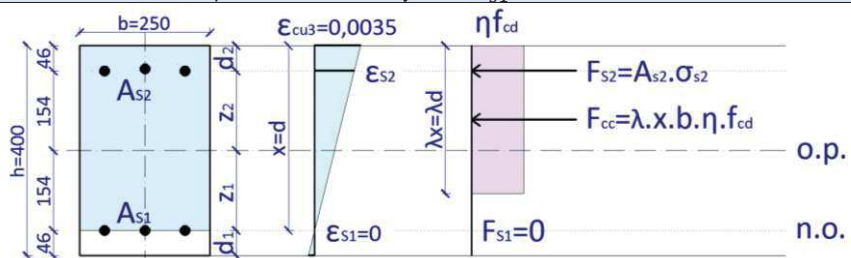
## 3.7.6.8.8 Konstrukční zásady

Konstrukční zásady			
Minimální plocha výztuže	$A_{s,min} = \frac{0,1 \cdot N_{Ed,max}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 1246,5}{434,8}$	286,7	mm <sup>2</sup>
	$A_{s,min} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 250 \cdot 400$	200	mm <sup>2</sup>
Maximální plocha výztuže	$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 250 \cdot 400$	4000	mm <sup>2</sup>
Min. profil výztuže	$\phi$ minimální	12	mm
Min. počet prutu	$n$	4	-
Min. vzdálenost prutů	$s_{min} = \max\{1,5\phi; d_g + 5mm; 20mm\}$	24	mm
Max. vzdálenost prutů	$s_{max}$	400	mm
Vzdálenost příčné výztuže	$s \leq 15\phi = 15 \cdot 16$	240	mm
	$s \leq \min(b; h)$	250	mm
	$s \leq 300 mm$	300	mm
	v místě stykování zhuštění na 0,6s	144	mm
Průměr příčné výztuže	$\phi_{tř}$ minimální	6	mm
	$\frac{\phi}{4} = \frac{16}{4}$	4	mm

## 3.7.6.8.9 Omezení pro návrh

Omezení			
Při pohybu neutrální osy sledujeme napětí ve výztuži.			
	$E_s = 200 GPa$	$f_{yd} = 434,8 MPa$	$\varepsilon_{cu3} = 3,5 ‰$ $\varepsilon_{yd} = 2,17 ‰$
<b>Podmínka:</b>	$x \leq x_{bal,1}$ ⇒ v tažené výztuži $A_{s1}$ je dosaženo meze kluzu $\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E_s$ $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd} \Rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd}$	$\xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,617$ $x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d$ $x_{bal,1} = 0,617 \cdot 354 = 218,4 mm$	
<b>Podmínka:</b>	$x \geq x_{bal,2}$ ⇒ v tlačené výztuži $A_{s2}$ je dosaženo meze kluzu $\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} \cdot E_s$ $\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{yd} \Rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$	$\xi_{bal,2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} = \frac{3,5}{3,5 - 2,17} = 2,632$ $x_{bal,2} = \xi_{bal,2} \cdot d_2$ $x_{bal,2} = 2,632 \cdot 46 = 121,1 mm$	
<b>Jinak:</b>	$x > x_{bal,1}$ nebo $x < x_{bal,2}$ $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s < f_{yd}$		

## 3.7.6.8.10 Interakční diagram

Interakční diagram sloupu – ve směru rámu			
Při posouzení stačí prokázat, že bod určený silovými účinky normálové síly a ohybového momentu leží uvnitř plochy vymezené interakčním diagramem.			
Pro symetricky vyztužené průřezy je i diagram symetrický a stačí tedy vykreslit jen jednu stranu.			
<b>BOD 0 – dostředný tlak</b> – rovnoměrné rozložení přetvoření v tlačěném betonu o celé výšce průřezu – $N_{Rd,max}$			
			
Tlačená výška	$x = h$	400	mm
Porovnání tlačené výšky	$x > x_{bal,1} \Rightarrow 400 \text{ mm} > 217,18 \text{ mm}$ $\Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s < f_{yd}$ (ve výztuži není dosaženo meze kluzu)		
Přetvoření výztuže	$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu}$	0,002	-
Napětí ve výztuži	$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} = 200 \cdot 10^3 \cdot 0,002$	400	MPa
$A_{s1} = A_{s2}$			
<b>Normálová síla na mezi únosnosti</b>	$N_{Rd,0} = F_c + F_{s1} + F_{s2}$ $N_{Rd,0} = b \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2}$ $N_{Rd,0} = 250 \cdot 400 \cdot 16,6 + 2 \cdot 603 \cdot 400$	2149	kN
<b>Ohybový moment na mezi únosnosti</b>	$M_{Rd,0} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_{s2} - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot z_{s1}$ $M_{Rd,0} = 603 \cdot 400 \cdot 154 - 603 \cdot 400 \cdot 154$	0	kNm
<b>BOD 1 – neutrální osa prochází těžištěm výztuže <math>A_{s1}</math></b> : $x = d = 354 \text{ mm}$			
			
Tlačená výška	$x = d$	354	mm
Porovnání tlačené výšky	$x > x_{bal,1} \Rightarrow 354 \text{ mm} > 218,41 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{s1} < f_{yd}$ $x \geq x_{bal,2} \Rightarrow 354 \text{ mm} > 121,07 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$		
Přetvoření betonu	$\varepsilon_{cu3}$ (tlak za ohybu)	0,0035	
Přetvoření výztuže $A_{s1}$	$\varepsilon_{s1}$	0	-
Napětí ve výztuži $A_{s1}$	$\sigma_{s1}$	0	MPa
Poměr přetvoření	$\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - d_2}$		
Napětí ve výztuži $A_{s2}$	$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} \cdot (x - d_2) = \frac{0,0035}{354} \cdot (354 - 46)$	0,00305	
Napětí v $A_s$ na mezi kluzu	$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,8 \cdot 10^3}{200 \cdot 10^6}$	0,00217	
Porovnání	$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd} \Rightarrow 0,00305 > 0,00217$		
Napětí ve výztuži $A_{s2}$	$\Rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$	434,8	MPa
<b>Normálová síla na mezi únosnosti</b>	$N_{Rd,1} = F_c + F_{s2}$ $N_{Rd,1} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2}$ $N_{Rd,1} = 0,8 \cdot 354 \cdot 250 \cdot 16,6 + 603 \cdot 434,8$	1442	kN
<b>Ohybový moment na mezi únosnosti</b>	$M_{Rd,1} = F_c \cdot z_c + F_{s2} \cdot z_s$ $M_{Rd,1} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{\lambda \cdot x}{2}\right) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_s$ $M_{Rd,1} = 0,8 \cdot 354 \cdot 250 \cdot 16,6 \cdot \left(\frac{400}{2} - 0,4 \cdot 354\right) + 603 \cdot 434,8 \cdot 154$	109	kNm



BOD 2 – $M_{Rd,max}$ – tažená výztuž na mezi kluzu – rozhraní mezi tlakovým a tahovým porušením			
Tlačená výška	$x = x_{bal,1}$	218,4	mm
Porovnání tlačené výšky	$x \leq x_{bal,1} \Rightarrow 218,4 \text{ mm} \leq 218,4 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd}$ $x \geq x_{bal,2} \Rightarrow 218,4 \text{ mm} > 121,0 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$		
Přetvoření betonu	$\varepsilon_{cu3}$ (tlak za ohybu)	0,0035	-
Přetvoření ve výztuži $A_{s1}$	$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd}$	0,00217	-
Napětí ve výztuži $A_{s1}$	$\Rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd}$	434,8	MPa
Poměr přetvoření	$\frac{\varepsilon_{cu3}}{x_{bal,1}} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - x_{bal,1}} = \frac{\varepsilon_{yd}}{d - x_{bal,1}}$		
Výška tlačené oblasti	$x_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot d}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{0,0035 \cdot 354}{0,0035 + 0,00217}$	218,4	mm
Přetvoření ve výztuži $A_{s2}$	$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x_{bal,1}} \cdot (x_{bal,1} - d_2) = \frac{0,0035}{218,4} \cdot (218,4 - 46)$	0,00276	-
Napětí v $A_s$ na mezi kluzu	$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,8 \cdot 10^3}{200 \cdot 10^6}$	0,00217	-
Porovnání	$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd} \Rightarrow 0,00276 > 0,00217$		
Napětí ve výztuži $A_{s2}$	$\Rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$	434,8	MPa
<b>Normálová síla na mezi únosnosti</b>	$N_{Rd,2} = F_c - F_{s1} + F_{s2}$ $N_{Rd,2} = \lambda \cdot x_{bal,1} \cdot b \cdot f_{cd} - A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2}$ $N_{Rd,2} = 0,8 \cdot 218,4 \cdot 250 \cdot 16,6 - 603 \cdot 434,8 + 603 \cdot 434,8$	728	kN
<b>Ohybový moment na mezi únosnosti</b>	$M_{Rd,2} = F_c \cdot z_c + F_{s1} \cdot z_s + F_{s2} \cdot z_s$ $M_{Rd,2} = \lambda \cdot x_{bal,1} \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{\lambda}{2} \cdot x_{bal,1}\right) + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_s + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_s$ $M_{Rd,2} = 0,8 \cdot 218,4 \cdot 250 \cdot 16,6 \cdot \left(\frac{400}{2} - 0,4 \cdot 218,4\right) + 603 \cdot 434,8 \cdot 154 + 603 \cdot 434,8 \cdot 154$	162	kNm
BOD 3 – prostý ohyb – $N_{Rd,3} = 0$ (tlakovou sílu $F_{s2}$ v tlačené výztuži $A_{s2}$ zanedbáme)			
Přetvoření betonu	$\varepsilon_{cu3}$ (tlak za ohybu)	0,0035	
Porovnání tlačené výšky	$x \leq x_{bal,1} \Rightarrow x \leq 218,4 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd}$		
Přetvoření ve výztuži $A_{s1}$	$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} = 0,00217$	-	-
Napětí ve výztuži $A_{s1}$	$\Rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd}$	434,8	MPa
Přetvoření ve výztuži $A_{s2}$	$\varepsilon_{s2}$ (zanedbáme)	-	-
Napětí ve výztuži $A_{s2}$	$\sigma_{s2}$ (zanedbáme)	-	MPa
Podmínka rovnováhy	$F_c - F_{s1} = 0 \Rightarrow 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} - A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 0$		
Tlačená výška	$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{603 \cdot 434,8}{0,8 \cdot 250 \cdot 20}$	78,67	mm
<b>Normálová síla na mezi únosnosti</b>	$N_{Rd,3} = F_c - F_{s1} + F_{s2}$ $N_{Rd,3} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} - A_{s1} \cdot f_{yd}$ $N_{Rd,3} = 0,8 \cdot 78,67 \cdot 250 \cdot 16,6 - 603 \cdot 434,8$	0	kN
<b>Ohybový moment na mezi únosnosti</b>	$M_{Rd,3} = F_c \cdot z_c + F_{s1} \cdot z_s + F_{s2} \cdot z_s$ $M_{Rd,3} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x\right) + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_{s1} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_{s2}$ $M_{Rd,3} = 0,8 \cdot 65,5 \cdot 250 \cdot 16,6 \cdot \left(\frac{400}{2} - 0,4 \cdot 65,5\right) + 603 \cdot 434,8 \cdot 154$	84	kNm



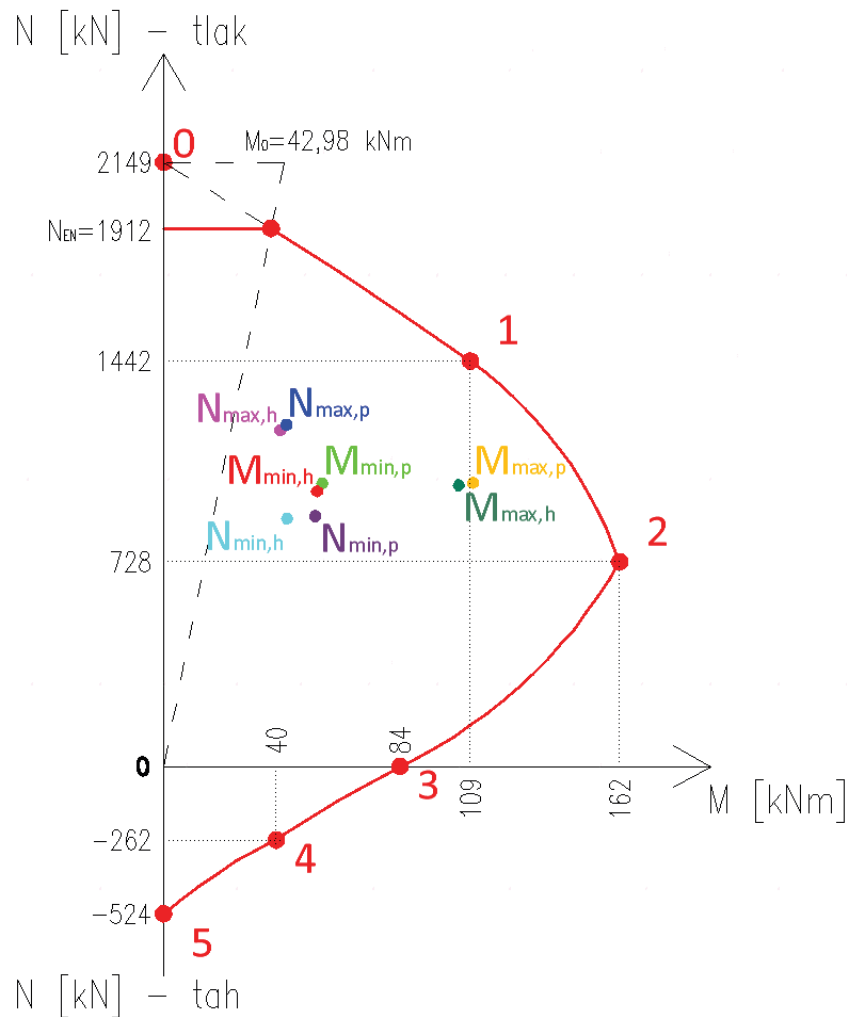
<b>BOD 4 – neutrální osa v těžišti výztuže <math>A_{s2}</math> (působení krajní vrstvy betonu v tlaku zanedbáme)</b>			
Tlačená výška	$x = d_2$	48	mm
Porovnání tlačené výšky	$x \leq x_{bal,1} \Rightarrow 46 \text{ mm} \leq 218,4 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd}$ $x < x_{bal,2} \Rightarrow 46 \text{ mm} < 121,0 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{s2} < f_{yd}$		
Přetvoření ve výztuži $A_{s1}$	$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{su} = 0,01$	0,01	
Porovnání	$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} \Rightarrow 0,01 > 0,00217$	-	-
Napětí ve výztuži $A_{s1}$	$\Rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd}$	434,8	MPa
Přetvoření ve výztuži $A_{s2}$	$\varepsilon_{s2}$	0	-
Napětí ve výztuži $A_{s2}$	$\sigma_{s2}$	0	MPa
Síla ve výztuži $A_{s2}$	$F_{s2}$	0	kN
Síla v tlačeném betonu	$F_{s2}$ (zanedbáme)	0	kN
<b>Normálová síla na mezi únosnosti</b>	$N_{Rd,4} = F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd}$ $N_{Rd,4} = 603 \cdot 434,8$	<b>262</b>	<b>kN</b>
<b>Ohybový moment na mezi únosnosti</b>	$M_{Rd,4} = F_{s1} \cdot z_s$ $M_{Rd,4} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_{s1}$ $M_{Rd,4} = 603 \cdot 434,8 \cdot 154$	<b>40</b>	<b>kNm</b>
<b>BOD 5 – dostředný tah (působení betonu v tahu zanedbáme)</b>			
Tlačená výška	$x$	0	mm
Přetvoření ve výztuži $A_{s1}$	$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{su}$	0,01	-
Porovnání	$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} \Rightarrow 0,01 > 0,00217$	-	-
Napětí ve výztuži $A_{s1}$	$\Rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd}$	434,8	MPa
Přetvoření ve výztuži $A_{s2}$	$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{su}$	0,01	-
Porovnání	$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd} \Rightarrow 0,01 > 0,00217$	-	-
Napětí ve výztuži $A_{s2}$	$\Rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$	434,8	MPa
<b>Normálová síla na mezi únosnosti</b>	$N_{Rd,5} = F_{s1} + F_{s2}$ $N_{Rd,5} = A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd}$ $N_{Rd,5} = 603 \cdot 434,8 + 603 \cdot 434,8$	<b>524</b>	<b>kN</b>
<b>Ohybový moment na mezi únosnosti</b>	$M_{Rd,5} = F_{s1} \cdot z_{s1} - F_{s2} \cdot z_{s2}$ $M_{Rd,5} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot z_{s1} - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_{s2}$ $M_{Rd,5} = 603 \cdot 434,8 \cdot 154 - 603 \cdot 434,8 \cdot 154$	<b>0</b>	<b>kNm</b>

#### Omezení interakčního diagramu dle EN:

Omezení při dostředném tlaku: při plném využití betonového průřezu v tlaku se může projevit vliv nehomogenity. Zavádí se proto minimální výstřednost.

$$\text{Výstřednost: } e_0 = \max \left\{ \frac{h}{30}; 20 \right\} = \max \left\{ \frac{400}{30}; 20 \right\} = \max \{13; 20\} = 20 \text{ mm}$$

Výstředný moment:  $M_0 = N_{Rd,0} \cdot e_0 = 2149 \cdot 0,02 = 42,98 \text{ kNm} \Rightarrow$  odečteno z diagramu  $\Rightarrow$   
 $N_{EN} = 1912 \text{ kN}$



Obr. 42 Interakční diagram sloupu ve směru rámu

Označení bodů v diagramu		Rozhodující návrhové vnitřní síly	
		$ N_{Ed} $ [kN]	$ M_{Ed} $ [kNm]
Hlava sloupu	$N_{max,h}$	1196,80	41,44
	$N_{min,h}$	881,03	43,88
	$M_{max,h}$	999,97	104,87
	$M_{min,h}$	978,84	52,47
Pata sloupu	$N_{max,p}$	1215,30	43,74
	$N_{min,p}$	889,47	53,86
	$M_{max,p}$	1008,50	111,59
	$M_{min,p}$	1007,20	56,31

Posuzované body rozhodujících návrhových vnitřních sil leží uvnitř plochy interakčního diagramu a sloup tedy ve směru rámu vyhoví. 250 x 400 – 6 x  $\phi$  16.

## 3.7.6.8.11 Konstrukční zásady

<b>KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ VÝZTUŽE</b>			
<b>Kotvení výztuže</b>			
- kotvením podélné výztuže musí zajistit bezpečně přenesení sil z výztuže do betonu, musí zabránit vzniku podélných trhlin a také zabránit odštěpování betonu			
<b>Stykování výztuže</b>			
- stykování betonářské výztuže musí zajistit přenesení sil mezi stykovanými pruty, možné způsoby jsou stykování přesahy, svařování nebo mechanické spojování			
<b>Kotvení podélné výztuže</b>	$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$		
Mezní napětí v soudržnosti	$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$	1,89	MPa
Návrhová pevnost betonu v tahu	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$	1,20	MPa
Charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctk,0,05}$ C25/30	1,8	MPa
Součinitel závislý na kvalitě podmínek v soudržnosti a poloze prutu během betonáže	$\eta_1 = 1,0$ pro dobré podmínky $\eta_1 = 0,7$ pro ostatní případy	0,7	-
Součinitel závislý na průměru prutu	$\eta_2 = 1,0$ pro $\phi \leq 32$ mm	1,0	-
Průměr kotvené výztuže	$\phi$	16	mm
Návrhové namáhání prutu v místě, odkud se měří kotvení	$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{yd} = f_{yd}$	434,8	MPa
vliv tvaru prutu	$\alpha_1 = 1,0$ (pro rovné tažené pruty)	1,0	-
vliv minimální krycí vrstvy	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi)/\phi; 0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ (pro přímé pruty)	0,869	-
Krytí výztuže	$c_d = \min\left(\frac{a}{2}; c_1; c\right) = \min\left(\frac{79}{2}; 30; 30\right)$	30	mm
Vliv ovinutí příčnou výztuží	$\alpha_3 = 1 - K\lambda; 0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$ $K = 0$	1,0 0	- -
Podmínka pro součin	$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7$	0,869	-
Vliv jednoho nebo více přivařených prutů v $l_{bd}$	$\alpha_4$ (bez přivařené výztuže)	1,0	-
Vliv tlaku kolmého na rovinu odštěpování betonu v $l_{bd}$	$\alpha_5 = 1 - 0,04p; 0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	1,0	-
Příčný tlak podél $l_{bd}$ v MSÚ	$p$	-	MPa
Základní kotevní délka	$l_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{16 \cdot 434,8}{4 \cdot 1,89}$	920	mm
Minimální kotevní délka	$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm\}$ $l_{b,min} > \max\{276; 160; 100mm\}$	276	mm
Návrhová kotevní délka	$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$	799	mm
<b>Podmínka</b>	$l_{bd} \geq l_{b,min}$ $799 \text{ mm} \geq 276 \text{ mm}$	$\Rightarrow$ vyhovuje $\Rightarrow$ návrh kotevní délka $l_{bd} = 800 \text{ mm}$	
<b>Délka přesahu</b>	$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$		
Minimální délka přesahu	$l_{0,min} > \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm\}$ $l_{0,min} > \max\{441; 160; 100mm\}$ $\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}}; 1,0 \leq \alpha_6 \leq 1,5$	441	mm
% přesahem stykované výztuže na $0,65l_0$	$\rho_1$	> 50	%
Návrhová délka přesahu	$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$	1199	mm
<b>Podmínka</b>	$l_0 \geq l_{0,min}$ $1199 \text{ mm} \geq 441 \text{ mm}$	$\Rightarrow$ vyhovuje $\Rightarrow$ návrh délka přesahu $l_0 = 1200 \text{ mm}$	

**3.7.6.8.12 Shrnutí**

<b>Shrnutí – sloup – ČSN EN 1992-1-1</b>	
Výška průřezu sloupu – C25/30	h= 400 mm
Šířka průřezu sloupu	b=250 mm
Krycí vrstva	c=30 mm
Hlavní výztuž – B500B	2 x 3 x $\phi$ 16
Smyková výztuž – třmínky	$\phi$ 8 po 240 mm

## 4 BRITISH STANDARDS (BS)

### 4.1 Introduction

British Standards are a wide range of codes used in the UK. In structural design they give rules for structures and drafting and many of structural design codes used in a world are base on them.

British Standards are published by the British Standards Institution, (BSI) a highly respected institution with over 100 years of history.

BSI is the UK's national standards body which brings together representatives from a range of organizations to develop formal standards for the benefit of UK business and consumers. BSI was the world's first national standards body, founded in 1901 in London. It was founded by Sir John Wolfe Barry - the man who designed London's Tower Bridge. He instigated the Council of the Institution of Civil Engineers to form a committee to consider standardizing iron and steel sections on 22 January 1901.

BSI has since developed a wide range of standards across many industries including aerospace, construction, energy, engineering, healthcare, finance, IT and retail. In 1903 BSI created their own symbol to signal compliance known as the Kitemark®. In 1946 BSI oversaw the first ever Commonwealth Standards Conference, held in London and organized by BSI, which led to the establishment of the International Organization for Standardization (ISO). Nowadays BSI operates in 150 countries and has more than 2,500 staff members.<sup>28</sup>

### 4.2 List of British Standards – superseded BS withdrawn on 31 March 2010 by EN

Superseded BS withdrawn by EN <sup>29</sup>		Replaced by
<b>Loading for buildings</b>		
BS 6399-1:1996	Loading for buildings. Code of practice for dead and imposed loads	BS EN 1991-1-1:2002, BS EN 1991-1-7:2006+A1:2014
BS 6399-2:1997	Loading for buildings. Code of practice for wind loads	BS EN 1991-1-4:2005+A1:2010
BS 6399-3:1988	Loading for buildings. Code of practice for imposed roof loads	BS EN 1991-1-3:2003
<b>Structural use of concrete</b>		
BS 8110-1:1997	Structural use of concrete. Code of practice for design and construction	BS EN 1992-1-1:2004+A1:2014
BS 8110-2:1985	Structural use of concrete. Code of practice for special circumstances	BS EN 1992-1-1:2004+A1:2014
BS 8110-3:1985	Structural use of concrete. Design charts for singly reinforced beams, doubly reinforced beams and rectangular columns	BS EN 1992-1-1:2004+A1:2014
BS 8007:1987	Code of practice for design of concrete structures for retaining aqueous liquids	BS EN 1992-3:2006

<sup>28</sup> Our history. BSI Group. [online]. [cit. 2015-6-30]. Dostupné z: <http://www.bsigroup.com/en-GB/about-bsi/our-history/>

<sup>29</sup> List of Superseded british Standards. Shop BSI Group. [online]. [cit. 2015-6-30]. Dostupné z:

<http://shop.bsigroup.com/upload/Standards%20&%20Publications/Eurocodes/Eurocodes%20superseded%20list%20for%20website%20Jan%202010.pdf>

<b>Structural use of steel</b>		
BS 5950-1:2000	Structural use of steelwork in building. Code of practice for design. Rolled and welded sections	BS EN 1993-1-5:2006, BS EN 1993-1-10:2005, BS EN 1993-5:2007, BS EN 1993-6:2007, BS EN 1993-1-8:2005, BS EN 1993-1-1:2005+A1:2014
BS 5950-2:2001	Structural use of steelwork in building. Specification for materials, fabrication and erection. Rolled and welded sections	BS EN 1090-2:2008+A1:2011
BS 5950-3.1:1990+A1:2010	Structural use of steelwork in building. Design in composite construction. Code of practice for design of simple and continuous composite beams	BS EN 1994-1-1:2004
BS 5950-4:1994	Structural use of steelwork in building. Code of practice for design of composite slabs with profiled steel sheeting	BS EN 1994-1-1:2004
BS 5950-5:1998	Structural use of steelwork in building. Code of practice for design of cold formed thin gauge sections	BS EN 1993-1-3:2006
BS 5950-6:1995	Structural use of steelwork in building. Code of practice for design of light gauge profiled steel sheeting	BS EN 1993-1-3:2006
BS 5950-7:1992	Structural use of steelwork in building. Specification for materials and workmanship: cold formed sections	Withdrawn and obsolescent
BS 5950-8:2003	Structural use of steelwork in building. Code of practice for fire resistant design	BS EN 1993-1-2:2005
BS 5950-9:1994	Structural use of steelwork in building. Code of practice for stressed skin design	BS EN 1993-1-3:2006
BS 449-2:1969	Specification for the use of structural steel in building. Metric units	BS EN 1993-1-5:2006, BS EN 1993-1-10:2005, BS EN 1993-5:2007, BS EN 1993-6:2007, BS EN 1993-1-8:2005, BS EN 1993-1-1:2005+A1:2014
BS 4604-1:1970	Specification for the use of high strength friction grip bolts in structural steelwork. Metric series. General grade	BS EN 1993-1-8:2005
BS 4604-2:1970	Specification for the use of high strength friction grip bolts in structural steelwork. Metric series. Higher grade (parallel shank)	BS EN 1993-1-8:2005
<b>Structural use of timber</b>		
BS 5268-2:2002	Structural use of timber. Code of practice for permissible stress design, materials and workmanship	BS EN 1995-1-1:2004+A2:2014
BS 5268-3:2006	Structural use of timber. Code of practice for trussed rafter roofs	BS EN 1995-1-1:2004+A2:2014
BS 5268-4.1:1978	Structural use of timber. Fire resistance of timber structures. Recommendations for calculating fire resistance of timber members	BS EN 1995-1-2:2004
BS 5268-4.2:1990	Structural use of timber. Fire resistance of timber structures. Recommendations for calculating fire resistance of timber stud walls and joisted floor constructions	BS EN 1995-1-2:2004
BS 5268-5:1989	Structural use of timber. Code of practice for the preservative treatment of structural timber	Withdrawn and obsolescent
BS 5268-6.1:1996	Structural use of timber. Code of practice for timber frame walls. Dwellings not exceeding seven storeys	BS EN 1995-1-1:2004+A2:2014
BS 5268-6.2:2001	Structural use of timber. Code of practice for timber frame walls. Buildings other than dwellings not exceeding four storeys	BS EN 1995-1-1:2004+A2:2014
BS 5268-7.1:1989	Structural use of timber. Recommendations for the calculation basis for span tables. Domestic floor joists	: BS EN 1995-1-1:2004+A2:2014

BS 5268-7.2:1989	Structural use of timber. Recommendations for the calculation basis for span tables. Joists for flat roofs	BS EN 1995-1-1:2004+A2:2014
BS 5268-7.3:1989	Structural use of timber. Recommendations for the calculation basis for span tables. Ceiling joists	BS EN 1995-1-1:2004+A2:2014
BS 5268-7.4:1989	Structural use of timber. Ceiling binders	BS EN 1995-1-1:2004+A2:2014
BS 5268-7.5:1990	Structural use of timber. Recommendations for the calculation basis for span tables. Domestic rafters	BS EN 1995-1-1:2004+A2:2014
BS 5268-7.6:1990	Structural use of timber. Recommendations for the calculation basis for span tables. Purlins supporting rafters	BS EN 1995-1-1:2004+A2:2014
BS 5268-7.7:1990	Structural use of timber. Recommendations for the calculation basis for span tables. Purlins supporting sheeting or decking	BS EN 1995-1-1:2004+A2:2014
<b>Structural use of masonry</b>		
BS 5628-1:2005	Code of practice for the use of masonry. Structural use of unreinforced masonry	PD 6697:2010, BS EN 1996-3:2006, BS EN 1996-2:2006, BS EN 1996-1-1:2005+A1:2012
BS 5628-2:2005	Code of practice for the use of masonry. Structural use of reinforced and prestressed masonry	PD 6697:2010, BS EN 1996-3:2006, BS EN 1996-2:2006, BS EN 1996-1-1:2005+A1:2012
BS 5628-3:2005	Code of practice for the use of masonry. Materials and components, design and workmanship	PD 6697:2010, BS EN 1996-3:2006, BS EN 1996-2:2006, BS EN 1996-1-2:2005
<b>Geotechnics</b>		
BS 8002:1994	Code of practice for earth retaining structures	BS EN 1997-1:2004+A1:2013, BS 8002:2015
BS 8004:1986	Code of practice for foundations	BS EN 1997-1:2004+A1:2013, BS 8004:2015
<b>Structural use of Aluminium</b>		
BS 8118-1:1991	Structural use of aluminium. Code of practice for design	BS EN 1999-1-4:2007+A1:2011, BS EN 1999-1-3:2007+A1:2011, BS EN 1999-1-1:2007+A2:2013
BS 8118-2:1991	Structural use of aluminium. Specification for materials, workmanship and protection	BS EN 1999-1-1:2007+A2:2013
<b>Bridges</b>		
BS 5400-1:1988	Steel, concrete and composite bridges. General statement	BS EN 1990:2002+A1:2005, BS EN 1991-1-7:2006+A1:2014
BS 5400-2:2006	Steel, concrete and composite bridges. Specification for loads	BS EN 1990:2002+A1:2005, BS EN 1991-1-7:2006+A1:2014
BS 5400-3:2000	Steel, concrete and composite bridges. Code of practice for design of steel bridges	BS EN 1993-1-5:2006, BS EN 1993-1-10:2005, BS EN 1993-2:2006, BS EN 1993-1-8:2005, BS EN 1993-1-1:2005+A1:2014
BS 5400-4:1990	Steel, concrete and composite bridges. Code of practice for design of concrete bridges	BS EN 1992-2:2005
BS 5400-5:2005	Steel, concrete and composite bridges. Code of practice for design of composite bridges	BS EN 1994-2:2005
BS 5400-6:1999	Steel, concrete and composite bridges. Specification for materials and workmanship, steel	BS EN 1090-2:2008+A1:2011

BS 5400-7:1978	Steel, concrete and composite bridges. Specification for materials and workmanship, concrete, reinforcement and prestressing tendons	BS EN 1992-2:2005
BS 5400-8:1978	Steel, concrete and composite bridges. Recommendations for materials and workmanship, concrete, reinforcement and prestressing tendons	BS EN 1992-2:2005
BS 5400-9.1:1983	Steel, concrete and composite bridges. Bridge bearings. Code of practice for design of bridge bearings	BS EN 1337-2:2004, BS EN 1337-7:2004, BS EN 1337-6:2004, BS EN 1337-3:2005, BS EN 1337-5:2005, BS EN 1337-8:2007, BS EN 1337-4:2004
BS 5400-9.2:1983	Steel, concrete and composite bridges. Bridge bearings. Specification for materials, manufacture and installation of bridge bearings	BS EN 1337-2:2004, BS EN 1337-7:2004, BS EN 1337-3:2005, BS EN 1337-5:2005, BS EN 1337-8:2007
BS 5400-10:1980	Steel, concrete and composite bridges. Code of practice for fatigue	BS EN 1993-1-9:2005
BS 5400-10C:1999	Steel, concrete and composite bridges. Charts for classification of details for fatigue	Withdrawn and obsolescent
<b>Tower, Masts and Chimneys</b>		
BS 8100-1:1986	Lattice towers and masts. Code of practice for loading Code of practice for loading	BS EN 1993-3-1:2006
BS 8100-2:1986	Lattice towers and masts. Guide to the background and use of Part 1 'Code of practice for loading'	BS EN 1993-3-1:2006
BS 8100-3:1999	Lattice towers and masts. Code of practice for strength assessment of members of lattice towers and masts	BS EN 1993-3-1:2006
BS 8100-4:1995	Lattice towers and masts. Code of practice for loading of guyed masts	BS EN 1993-3-1:2006
BS 4076:1989	Specification for steel chimneys	BS EN 1993-3-2:2006

The method recommended in these codes is that of limit state design.

This method has been used in UK in practice of reinforced concrete design since 1972 when the code based on partial safety factors *CP 110-1:1972 (Code of practice for the structural use of concrete. Design, materials and workmanship)* was published. This code was used beside *CP 114:1969 (The structural use of reinforced concrete in buildings)* which was based on permissible stress method and was still preferred by many engineers. Both codes coexisted for 14 years with little trouble until superseded by BS 8110 in 1985 (1987). From that time onwards, engineers can no longer opt for methods by their own choice as partial factor design became virtually compulsory for structural work in concrete as well in steel and masonry.<sup>30</sup>

#### 4.2.1 Implementing Eurocodes

On 1 April 2010 the British Standards listed above were declared withdrawn and BSI implemented a new set based on the pan-European harmonised approach to structural design incorporated in Eurocodes.

<sup>30</sup> The Structural Engineer Archive – Volume 65 (1987) – Issue 2 – The Case for Voting 'Yes'. *The Structural Engineer*. [online]. 1987 [cit. 2015-06-30]. Dostupné z: [https://www.istructe.org/journal/volumes/volume-65-\(published-in-1987\)/issues/issue-2/articles/the-case-for-voting-yes](https://www.istructe.org/journal/volumes/volume-65-(published-in-1987)/issues/issue-2/articles/the-case-for-voting-yes)



The withdrawn standards are no technically maintained by BSI and in April 2015 they were declared obsolete meaning they became increasingly out-of-date and the most up-to-date British Standards for structural design from that time onwards will be those based on the Eurocodes.

BSI maintains an archive which contains a comprehensive collection of all withdrawn British Standards.

The archive includes withdrawn standards, dating from 1903, from both the general and special (e.g. marine and aerospace) series, codes of practice, catalogues of BSI publications and superseded editions of other BSI publications. There is also a collection of material of historical interest relating to the organisation, such as the Royal Charter, Annual Reports and minutes of the main committee meetings of the British Engineering Standards Association, forerunner of the British Standards Institution.

### 4.3 British Standards – introduction and application to design of in-situ reinforced concrete structure

#### 4.3.1 Introduction

The scope of this part of the paper has been confined to simple elements of in-situ reinforced concrete construction as practised in the UK. The BS codes used for obtaining the building loads are BS 6399 and BS 8110 for structural design.

#### 4.3.2 BS 6399-1: 1996 Loading for buildings. Code of practice for dead and imposed loads<sup>31</sup>

##### 4.3.2.1 Scope

This part of BS 6399 gives dead and minimum recommended imposed load for use in designing buildings. IT applies to new building and new structures, alterations and additions to existing buildings, structures and construction on change of use.

##### 4.3.2.2 Definitions

###### 4.3.2.2.1 Dead loads

Dead loads are calculated from the unit weights given in BS 648 or from the actual known weights of the used materials.

Self weight of materials used in structural analysis of building of the elementary school of arts		
Reinforced concrete	2403 kg/m <sup>3</sup> - 24 kN/m <sup>3</sup> is used in calculation	BS 648

The self weight of the other used materials remains the same as in structural analysis according to ČSN EN as well as the dead load due to the weight.

<sup>31</sup> BS 6399-1: 1996. *Loading for buildings Part 1. Code of practice for dead and imposed loads*. London: BSI, 1996.

The dead load due to the weight of the parts of structure	
Part of structure	Dead loads
Atrium glass roof	See 3.7.2.3.1 Zatížení 2
Roof parapet 1	See 3.7.2.3.1 Zatížení 3
Roof parapet 2	See 3.7.2.3.1 Zatížení 4
Atrium green roof	See 3.7.2.3.1 Zatížení 5
Green roof of main building	See 3.7.2.3.1 Zatížení 6
Floor – big classroom, corridors	See 3.7.2.3.1 Zatížení 7
Floor – music classroom, offices	See 3.7.2.3.1 Zatížení 8
Permanent partitions – when permanent partitions are indicated, their weight should be included in the dead load, acting at the given partition location	See 3.7.2.3.1 Zatížení 9
Facade panels	See 3.7.2.3.1 Zatížení 10
Stairs	See 3.7.2.3.1 Zatížení 11
Roof construction – glulam beam and purlins	See 3.7.5

#### 4.3.2.2.2 Imposed loads

The loads assumed to be produced by the intended occupancy or use, including the weight of movable partitions, distributed, concentrated, impact, and inertia, loads, but excluding wind loads.

##### **Minimum imposed floor loads – type of activity**

- A Domestic and residential activities
- B Office and work areas not cover elsewhere
- C Areas where people may congregate
- D Shopping areas
- E Areas susceptible to the accumulation of goods
- F/G Vehicle and traffic areas

Minimum imposed floor loads used in structural analysis of building of the elementary school of arts			
Type of activity / occupancy for part of the building or structure	Example of specific use	Uniformity distributed load KN/m <sup>2</sup>	Concentrated load kN
C Areas where people may congregate ⇒ C1 Areas with tables	Classrooms	3.0	2.7

### **4.3.3 BS 6399-2: 1997 Loading for buildings. Code of practice for wind loads<sup>32</sup>**

#### **4.3.3.1 Scope**

This part of BS 6399 provides methods for determining the gust peak wind load on buildings and components thereof that should be taken into account in design using equivalent static procedures.

Two alternative methods are given:

- a) A standard method which uses a simplified procedure to obtain a standard effective wind speed which is used with standard pressure coefficients to determine the wind loads for orthogonal design cases.
- b) A directional method in which effective wind speeds and pressure coefficients are determined to derive the wind load for each wind direction

Other methods may be used in place of the two methods given in this standard, provided that they can be shown to be equivalent. Such methods include wind tunnel test which should be taken as equivalent only if they meet the set of particular conditions.

#### **4.3.3.2 Definitions**

##### **4.3.3.2.1 Basic wind speed**

The hourly mean wind speed with an annual risk  $Q$  of being exceeded of 0.02, irrespective of wind direction, at a height of 10 m over completely flat terrain at sea level that would occur if the roughness of the terrain was uniform everywhere (including urban areas, inland lakes and the sea) and equivalent to typical open country in the United Kingdom.

##### **4.3.3.2.2 Site wind speed**

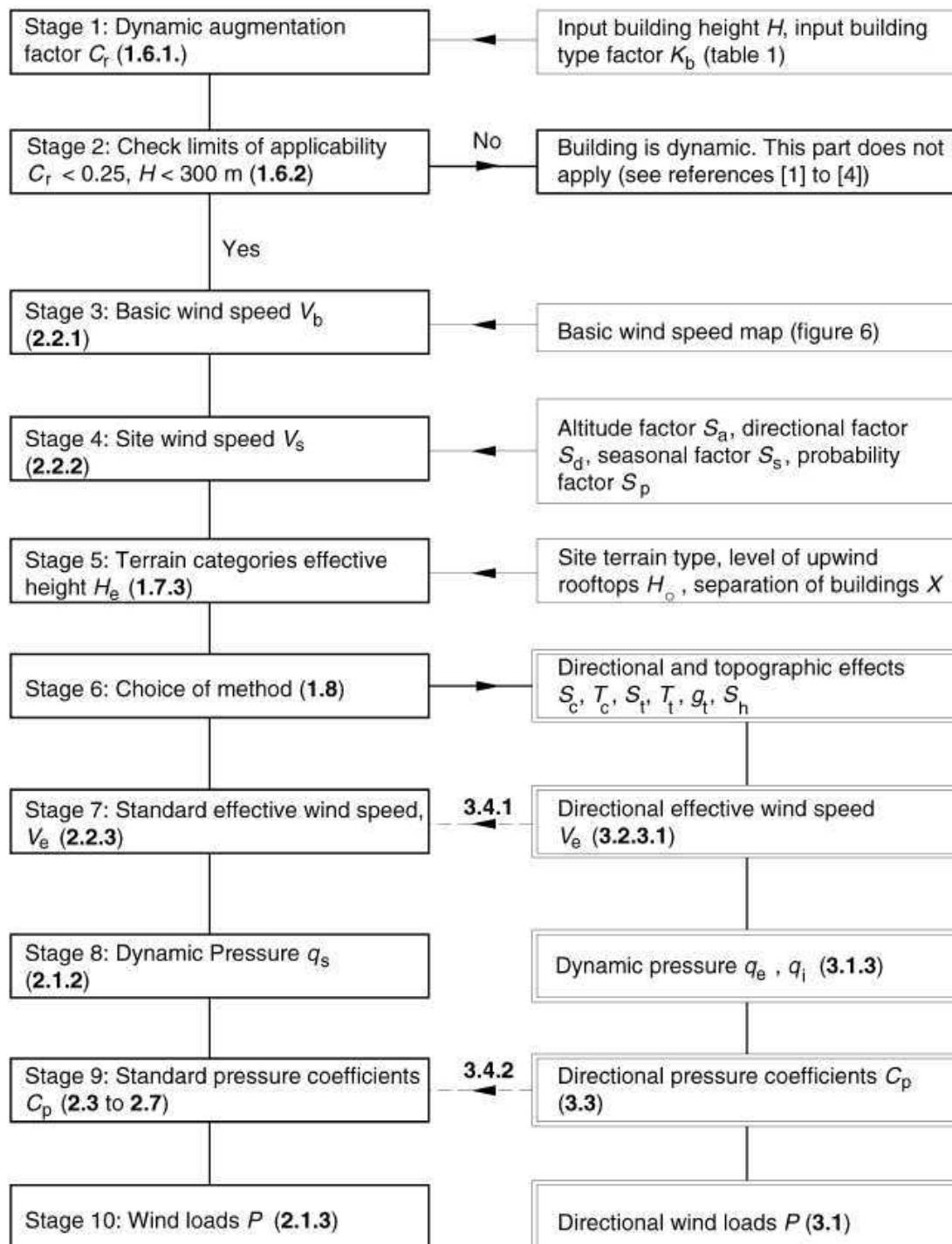
The basic wind speed modified to account for the altitude of the site and the direction of the wind being considered.

##### **4.3.3.2.3 Effective wind speed**

The site wind speed modified to a gust speed by taking account of the effective height, size of the building or structural element being considered and of permanent obstructions upwind.

---

<sup>32</sup> BS 6399-2: 1997. *Loading for buildings – Part 2: Code of practice for wind loads*. London: BSI, 2002.

Obr. 43 Flowchart illustrating outline procedure for calculating wind loads (BS 6399-2, 2002, s. 6)<sup>33</sup><sup>33</sup> BS 6399-2: 1997. *Loading for buildings – Part 2: Code of practice for wind loads*. London: BSI, 2002.

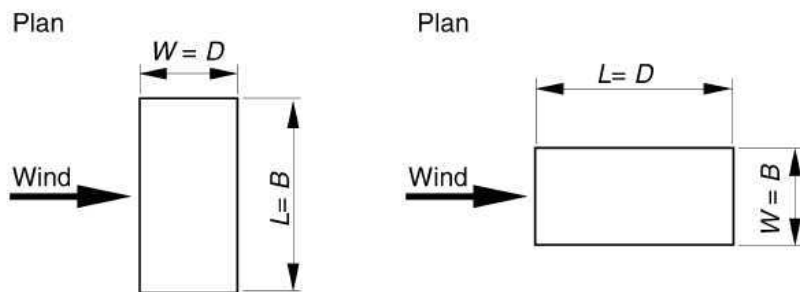
Calculation of wind load – BS 6399-2			
This part shows just the theoretical procedure of wind load calculation because there are too large differences in climatic, topographic and terrain conditions between the Czech Republic and the United Kingdom. The final wind load used for the following structural calculations is the one obtained from ČSN EN 1991-4.			
Building height	H	19.5	m
Length of building	L	40.17	m
Width of building	W	31.8	m
Building-type factor	$K_b$ Framed buildings with structural walls around lifts and stairs only	1.0	m
Dynamic augmentative factor	$C_r$ (obtained from following figure for building height H = 19,5 m)	0.03	-
<p style="text-align: right;">(BS 6399-2, 2002, s. 10)<sup>34</sup></p>			
Location	-	-	-
Site wind speed	$V_s = V_b \times S_a \times S_d \times S_s \times S_p$	-	m/s
Basic wind speed	$V_b$ obtained from the UK wind map (Fig 6 BS 6399-2)	Range of values $20 \leq V_b \leq 31$	m/s
Altitude factor	$S_a = 1 + 0.001\Delta s$ used when topography is considered insignificant	-	m
Site altitude	$\Delta s$ in meters above mean sea level	-	-
Direction factor	$S_d$ if orientation of the building is unknown or ignored, the value of the direction factor should be taken as 1,0 for all directions	1.0	-
Seasonal factor	$S_s$ for permanent buildings and building exposed to the wind for a continuous period of more than 6 months a value of 1.0 should be used	1.0	-
Probability factor	$S_p$ for all normal design applications where adjustments for risk are made through the partial factors	1.0	-
Effective height	$H_e = H_r = H$ $H_r$ is the reference height, it can be taken as the maximum height of the building above grand level	19.5	m
Effective wind speed	$V_e = V_s \times S_b$	-	m/s
Terrain and building factor	$S_b$ for the effective height 19.5 m = 20 m, site in town and closest distance to sea upwind $\geq 100$ km (table 4 in BS 6399-2)	1.77	-
Choice of method	Two different methods to obtain wind loads 1) Standard method – more similar to EN 1991-4 2) Directional methods	-	-
Standard method			
Dynamical pressure	$q_s = 0,613V_e^2$	-	Pa
Diagonal dimension	$a$ for the external surfaces – it is the largest diagonal of the area over which load sharing takes place	-	m
Site effect factor for external pressures	$C_a$ (figure 4 in BS 6399-2)	-	-
External pressures	$q_e = q_s C_a$ $a$ for the internal surfaces and enclosed buildings $a = 10 \times \sqrt[3]{\text{internal volume of storey}}$	-	N/m <sup>2</sup>
Site effect factor for internal pressures	$C_a$ (figure 4 in BS 6399-2)	-	-
Internal pressures	$q_i = q_s C_a$	-	N/m <sup>2</sup>

<sup>34</sup> BS 6399-2: 1997. Loading for buildings – Part 2: Code of practice for wind loads. London: BSI, 2002.

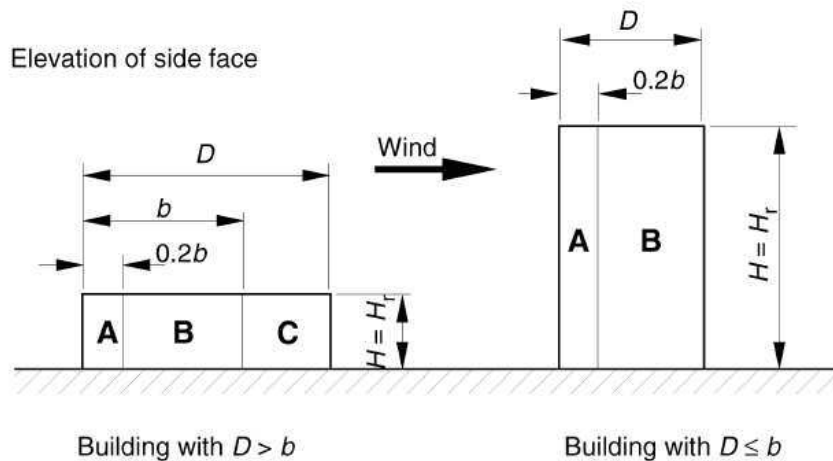
Directional surface pressures			
Pressure acting on external surface	$p_e = q_s C_{pe} C_a$	-	Pa
External pressure coefficient	$C_{pe}$	-	-
Pressure acting on internal surface	$p_i = q_i C_{pi} C_a$	-	Pa
Internal pressure coefficient	$C_{pi}$	-	-
Net pressure acting across a surface	$p = p_e - p_i$ for enclosed buildings	-	Pa

External pressure coefficients $C_{pe}$ for vertical walls						
Vertical wall face	Span ratio of building		Vertical wall face		Exposure case	
	$D/H \leq 1$	$D/H \geq 4$			Isolated	Funnelling
Windward (front)	+0.85	+0.6	Side	Zone A	-1.3	-1.6
Leeward (rear)	-0.5	-0.5		Zone B	-0.8	-0.9
				Zone C	-0.5	-0.9

NOTE Interpolation may be used in the range  $1 < D/H < 4$ . See 2.4.1.4 for interpolation between isolated and funnelling.



a) Load cases: wind on long face and wind on short face

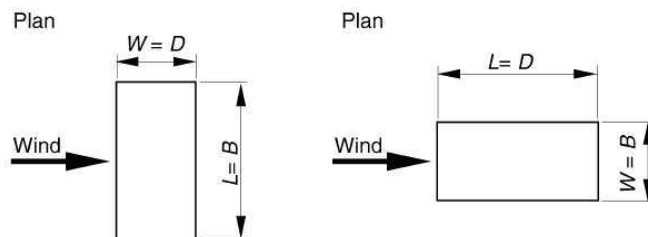


b) Key to pressure coefficient zones on side face

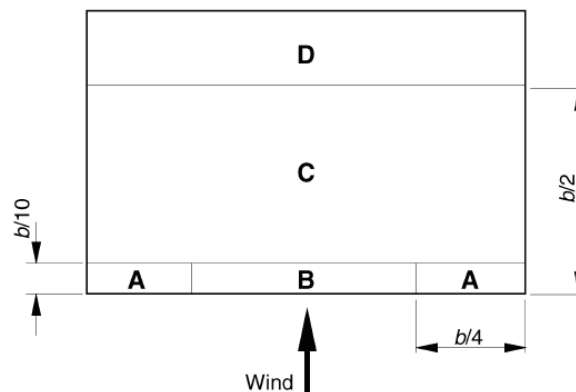
Obr. 44 Key to wall pressure data (BS 6399-2, 2002, s. 31)<sup>35</sup>

<sup>35</sup> BS 6399-2: 1997. *Loading for building – Part 2: Code of practice for wind loads*. London: BSI, 2002.

External pressure coefficients $C_{pe}$ for flat roof ob buildings					
Flat roof type		Zone			
		A	B	C	D
Sharp eaves		-2.0	-1.4	-0.7	$\pm 0.2$
With parapets	$h/b = 0.05$	-1.9	-1.3	-0.7	$\pm 0.2$
	$h/b = 0.1$	-1.85	-1.3	-0.7	$\pm 0.2$
	$h/b \geq 0.2$	-1.4	-1.0	-0.7	$\pm 0.2$
Curved eaves	$r/b = 0.05$	-1.05	-1.2	-0.4	$\pm 0.2$
	$r/b = 0.1$	-0.75	-0.8	-0.3	$\pm 0.2$
	$r/b = 0.2$	-0.55	-0.55	-0.3	$\pm 0.2$
Mansard eaves	$\alpha = 30^\circ$	-0.95	-1.0	-0.3	$\pm 0.2$
	$\alpha = 45^\circ$	-1.2	-1.3	-0.4	$\pm 0.2$
	$\alpha = 60^\circ$	-1.35	-1.25	-0.6	$\pm 0.2$



a) Load cases: wind on long face and wind on short face



b) Key to pressure coefficient zones on flat roof

Obr. 45 Figure X – Key for flat roofs (BS 6399-2, 2002, s. 37)<sup>36</sup>

#### 4.3.3.2.4 Internal pressure coefficients $C_{pi}$

$C_{pi}$  for enclosed buildings and for external walls, provided there are no dominant openings, the internal pressure coefficient should be taken as either +0.3 or +0.2, whichever gives the large net pressure coefficient across the wall.

#### 4.3.3.2.5 Final wind load

Values of wind load obtained from BS 6399-1 would be markedly higher than values obtained from ČSN EN 1992-4 and therefore would be unrealistic for the Czech region. This is especially because of difference in the closest distance to sea of the United Kingdom and of the Czech Republic. The distance to sea for every site in

<sup>36</sup> BS 6399-2: 1997. *Loading for building – Part 2: Code of practice for wind loads*. London: BSI, 2002.

the UK is no more than 150 km. In contrast, in the Czech Republic the closest distance to sea for every site is always more than 300 km from the coast in a straight line. Hence the final wind load and the loaded zones used in following structural calculations are the ones obtained from ČSN EN 1991-4 (see 3.7.4.3 Výpočet zatížení větrem).

#### **4.3.4 BS 6399-3: 1988 Loading for buildings. Imposed roof loads<sup>37</sup>**

##### **4.3.4.1 Scope**

This part of BS 6399 gives minimum imposed roof loads for use in designing buildings and building component which are to be constructed and used in the UK and the Channel Islands. It applies to new buildings and new structures, alterations and additions to existing buildings and structures.

Caution is necessary in applying the snow load calculations for sites at altitude above 500 m and specialist advice should be obtained in such situations.

##### **4.3.4.2 Definitions**

###### **4.3.4.2.1 Imposed roof loads**

The load assumed to be produced by environmental effects on the roof (snow, rain, ice, temperature), excluding the wind loads, and by use of the roof either as a floor or for access for cleaning and maintenance.

###### **4.3.4.2.2 Basic snow load $s_b$ on the ground**

The load intensity of undrifted snow in sheltered area at an assumed ground level datum of 100 m above mean sea level, estimated to have an annual probability of exceedance of 0.02.

###### **4.3.4.2.3 Site snow load $s_0$ on the ground**

The load intensity on undrifted snow at ground level at the altitude of the site.

###### **4.3.4.3 Minimum imposed roof loads on roof with no access**

Where no access is provided to a roof (other than that necessary for cleaning and maintenance), allowance should be made for an imposed load equal to or greater than that which produces the worst load effect from one of the following cases

Case 1: the uniformly distributed snow load

Case 2: the redistributed snow load

Case 3: a uniformly distributed load of  $0.6 \text{ kN/m}^2$  measured on plan for roof slope of  $30^\circ$  or less

Case 4: a concentrated load of 0.9 kN

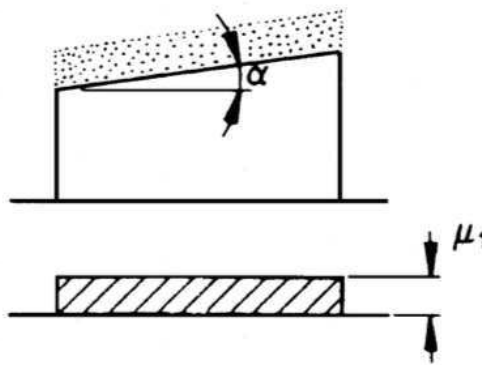
---

<sup>37</sup> BS 6399-3: 1988. *Loading for building – Part 3: Code of practice for imposed roof loads*. London: BSI, 1988.



## 4.3.4.3.1 Snow load on the roof

Snow load on the roof – BS 6399-3				
Characteristic of values $s_0$ from BS 6399-3 is comparable with the value of $s_k$ obtained from the snow map in ČSN EN 1991-1-3 $\Rightarrow$ therefore the value of site snow load $s_0$ will be taken equal to $s_k = 0.75$ according to ČSN EN 1991-1-3 for zone I and for Pilsen.				
Snow load on the roof		$s_d = u_i \times s_0$		
Type of roof	Flat	<i>Flat or monopitch roofs:</i> For these roofs it is necessary to consider a single load case resulting from a uniform layer of snow over the complete roof. The value of $u_i$ is assumed to be constant over the complete roof area.		
Site snow load (on the ground)	$s_0 = s_b$	Site attitude not greater than 100 m	0.75	KN/m <sup>2</sup>
	$s_0 = s_b + s_{alt} \left( \frac{A-100}{100} \right)$	Site altitude A above 100 m but not greater than 500m for A above 500 m specialist advise	$0.3 \leq s_0 \leq 1.76$	
Basic snow load (on the ground)	$s_{alt} = 0.1s_b + 0.09$	Range of values	$0.12 \leq s_{alt} \leq 0.19$	KN/m <sup>2</sup>
	$s_b$	Snow map (Fig 1 BS 6399-3)	Range of values	$0.3 \leq s_b \leq 1.0$
Angle of pitch of roof	$\alpha$		$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	-
Snow load shape coefficient	$\mu_i = \mu_1$		0.8	-
Snow load on the roof		$s_d = u_i \times s_0 = 0.8 \times 0.75$		0.6
The values of the snow load on the roof $s_d = 0.6 \text{ kN/m}^2$ obtained from BS 6399-3 is the same as $s = 0.6 \text{ kN/m}^2$ obtained from ČSN EN 1991-3, therefore it can be used for the next calculation.				

Obr. 46 Snow load case for a flat roof (BS 6399-3, 1988, s. 7)<sup>38</sup>

## 4.3.4.3.2 Final value of the minimum imposed roof loads

Minimum imposed roof loads
Minimum imposed roof loads is equal to maximum values from case 1, case 2, case 3 and case 4
<b>Minimum imposed roof loads <math>\Rightarrow 0.6 \text{ KN/m}^2</math></b>

<sup>38</sup> BS 6399-3: 1988. *Loading for building – Part 3: Code of practice for imposed roof loads*. London: BSI, 1988.

**4.3.5 BS 8110-1: 1997 Structural use of concrete. Code of practice for design and construction<sup>39</sup>****4.3.5.1 Scope**

This part of BS 8110 provides recommendations for the structural use of concrete in buildings and structures, excluding bridges and structural concrete made with high alumina cement.

The recommendations for robustness have been prepared on the assumption that all load-bearing element, e.g. slabs, columns and walls are of concrete. In a structure where concrete elements such as floor slabs are used in conjunction with load-bearing elements of other materials, similar principles are appropriate but when adequate robustness is provided by other means the ties recommended by this code may not be required.

**4.3.5.2 Definitions****4.3.5.2.1 Design ultimate load**

The design load for the ultimate limit state

**4.3.5.2.2 Design service load**

The design load for the serviceability limit state

**4.3.5.3 Basic of design****4.3.5.3.1 Aim of design**

The aim of design is the achievement of an acceptable probability that structures being designed will perform satisfactorily during their intended life. With an appropriate degree of safety, they should sustain all the loads and deformations of normal construction and use and have adequate durability and resistance to the affects of misuse and fire.

**4.3.5.3.2 Design method**

The method recommended in this code is that of limit state design. Account should be taken of accepted theory, experiment and experience and the need to design for durability. Calculations alone do not produce safe, serviceable and durable structures. Suitable materials, quality control and good supervision are equally important.

**4.3.5.4 Structural design****4.3.5.4.1 General**

Well-detailed and properly-erected structures designed by the limit state method will have acceptable probabilities that they will not reach a limit state, i.e. will not become unfit for their purpose by collapse,

---

<sup>39</sup> BS 8110-1: 1997. *Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction*. London: BSI, 2007.

overturning, buckling (ultimate limit states), deformation, cracking, vibration, etc. (serviceability limit states) and that the structure will not deteriorate unduly under the action of the environment over the design life, i.e. will be durable. The usual approach is to design on the most critical limit state and then check that the remaining limit states will not be reached.

#### **4.3.5.4.2 Ultimate limit states (ULS)**

##### ***Structural stability***

The structure should be designed in such a way that adequate means exist to transmit the design ultimate dead, wind and imposed loads safely from the highest supported level to the foundations. The layout of the structure and the interaction between the structural members should be such as to ensure a robust and stable design.

The design strength of materials and the design loads should be given by this code as appropriate for the ULS. The design should satisfy the requirement that no ULS is reached by rupture of any section, by overturning or by buckling under the worst combination of ultimate loads.

##### ***Robustness***

Structures should be planned and designed so that they are not unreasonably susceptible to the effects of accidents.

#### **4.3.5.4.3 Serviceability limit states (SLS)**

##### ***General***

The design properties of materials and the design load should be those given in BS 8110-2: 1985 as appropriate for SLS.

##### ***Deflection due to vertical loading***

The deformation of the structure or any part of it should not adversely affect its efficiency or appearance. Where specific attention is required to limit deflections to particular values, reference should be made to BS 8110-2:1985; otherwise it will generally be satisfactory to use the span/effective depth ratios given in this code.

##### ***Response to wind loads***

The effect of lateral deflection should be considered, particularly for a tall slender structure.

##### ***Cracking***

Cracking should be kept within reasonable bounds by attention to detail. It will normally be controlled by adherence to the detailing rules given in this code. Where specific attention is required to limit the design crack width to particular values, reference should be made to BS 8110-2: 1985.

#### 4.3.5.4.4 Inspection of construction

To ensure that the construction is in accordance with the design, an inspection procedure should be set up covering material, records, workmanship and construction.

#### 4.3.5.4.5 Loads

##### **Characteristic value of loads**

The following loads should be used in design:

Characteristic dead load  $G_k$  i.e. the weight of the structure complete with finishes, fixtures and partitions

Characteristic imposed load  $Q_k$

Characteristic wind load  $W_k$

The characteristic load in each case should be the appropriate load as defined in and calculated in accordance with BS 6399-1, BS 6399-2 and BS 6399-3.

##### **Partial safety factors for load $\gamma_f$**

The design load for a given type of loading and limit state is obtained from:

$G_k\gamma_f$  or  $Q_k\gamma_f$  or  $W_k\gamma_f$

$\gamma_f$  is the appropriate partial safety factor. It is introduced to take account of unconsidered possible increases in load, inaccurate assessment of load effects, unforeseen stress redistributions, variation in dimensional accuracy and the importance of the limit state being considered. The value of  $\gamma_f$  chosen also ensures that the serviceability requirements can generally be met by simple rules.

##### **Values of design loads for ultimate limit state (ULS)**

In ULS design of the whole or any part of structure each of the combinations of loading should be considered and the design of cross-sections based on the most severe stresses produced.

Load combinations and values of $\gamma_f$ for the ultimate limit state [Table 2.1 in BS 8110-1]					
Load combination	Load type				
	Dead		Imposed		Wind
	Adverse	Beneficial	Adverse	Beneficial	
1. Dead and imposed	1.4	1.0	1.6	0	-
2. Dead and wind	1.4	1.0	-	-	1.4
3. Dead and imposed and wind	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

##### **Design loads for serviceability limit state (SLS)**

For SLS calculations the design loads should be those appropriate to the SLS under consideration as mentioned in BS 8110-2:1985.

#### 4.3.5.4.6 Material properties

##### **Characteristic strengths of materials**

Unless otherwise stated in this code the term characteristic strength means that value of the cube strengths of concrete  $f_{cu}$ , the yield or proof strength of reinforcement  $f_y$  or the ultimate strength of a prestressing tendon  $f_{pu}$  below which 5 % of all possible test results would be expected to fall.

When specifying concrete in accordance with BS 8500 characteristic strength is expressed as a dual classification comprising the characteristic strength of cylinder test specimens followed by the characteristic strength of cube test specimens, e.g. C25/35.

##### **Partial safety factors for strength of materials $\gamma_m$**

For the analysis of sections, the design strength for a given material and limit state is derived from the characteristic strength divided by  $\gamma_m$ , where  $\gamma_m$  is the appropriate partial safety factor and it takes account of differences between actual and laboratory values, local weaknesses and inaccuracies in assessment of the resistance of sections. It also takes account of the importance of the limit state being considered.

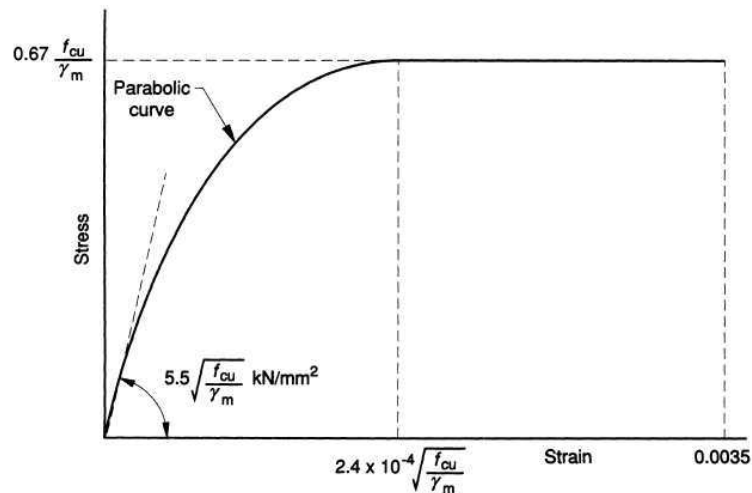
##### **Strengths of materials for ultimate limit state (ULS)**

In the assessment of the strength of a structure or any of its parts or cross-sections, appropriate  $\gamma_m$  values should be taken.

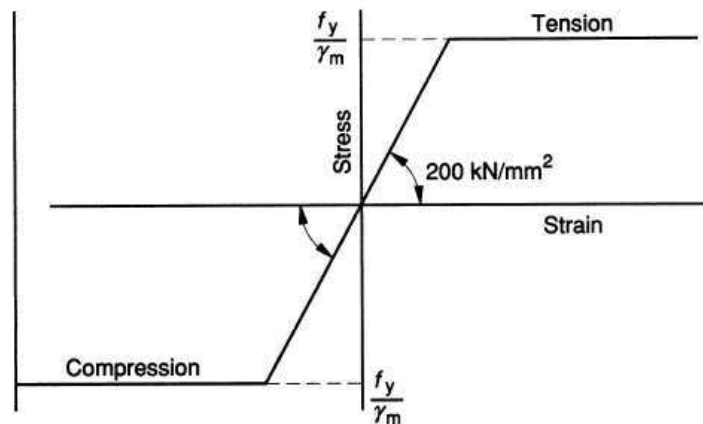
Values of $\gamma_m$ for the ultimate limit state [Table 2.2 in BS 8110-1]	
Reinforcement	1.15
Concrete in flexure or axial load	1.50
Shear strength without shear reinforcement	1.25
Bond strength	1.4
Others (e.g. bearing stress)	$\geq 1.5$

##### **Material properties for serviceability limit state (SLS)**

For SLS calculation, the material properties assumed should be taken as those appropriate to the SLS under consideration as mentioned in BS 8110-2:1985.

**Stress-strain relationships**

Obr. 47 Short term design stress-strain curve for normal-weight concrete ( $f_{cu}$  is in  $N/mm^2$ ) (BS 8110-1, 2007, s. 13)<sup>40</sup>



Obr. 48 Short term design stress-strain curve for reinforcement ( $f_y$  is in  $N/mm^2$ ) (BS 8110-1, 2007, s. 13)<sup>41</sup>

**Concrete – Characteristic strengths of materials**

The compressive strength class of concrete appropriate for use should be selected from the preferred compressive strength classes from BS EN 206-1 and from BS 8500-1.

BS 8500 Concrete, Complementary British Standard to BS EN 206 replaced BS 5328 Concrete on 1 December 2003 as a response to implementing Eurocodes into British Standards. While BS 8500 is intended for use alongside Eurocode 2 it is also used alongside BS 8110 in the interim period.

Grade of concrete used in structural calculation of building of the elementary school of arts		
Compressive strength class BS 8500: 2002 classification	Cylinder strength ( $N/mm^2$ )	Cube strength ( $N/mm^2$ )
C25/30	25	30

<sup>40</sup> BS 8110-1: 1997. *Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction*. London: BSI, 2007.

<sup>41</sup> BS 8110-1: 1997. *Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction*. London: BSI, 2007.

Comparison of compressive strength class for normal and heavyweight concrete used in present and previous codes		
Example compressive strength class BS 8500:2002 and BS EN 206	Designated concrete (Previous versions BS 8500)	Previous grade of concrete (BS 55328 and BS 8110)
C20/25	RC25	C25
C25/30	RC30	C30
C28/35	RC35	C35
C30/37	-	-
C32/40	RC40	C40
C35/45	RC45	C45
C40/50	RC50	C50
C45/55	-	-
C50/60	-	C60

### Reinforcement – Characteristic strengths of materials

Characteristic strengths of reinforcement are given in BS 4449, BS 4482 and BS 4483. Design may be based on the appropriate characteristic strength.

Strength of reinforcement	
Designation	Specified characteristic strength, $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )
Hot rolled mild steel	250
High yield steel (hot rolled or cold worked)	500

The grade of reinforcement used in structural calculations of the elementary school of arts design is B500B.

#### 4.3.5.4.7 Concrete cover

Nominal cover is the design depth of concrete cover to all steel reinforcement, including links.

#### 4.3.5.4.8 Exposure conditions

The exposure conditions in service are defined in BS 8500-1:2015.

BS 8500 exposure classification is related to deterioration, processes of carbonation, ingress of chloride, chemical attack from aggressive ground and freeze/thaw.

Exposure class used in structural calculation of building of the elementary school of arts		
Class	Class description	Informative example
XC1 (corrosion induced by carbonation)	Dry or permanently wet	Reinforced and prestressed concrete surfaces inside of structures expect areas of structures with high humidity. Reinforced and prestressed concrete surfaces permanently submerged in non-aggressive water.

As opposed to withdrawn codes BS 8110-1:1997 and BS 5328 the exposure was based upon relative severity (mild, moderate, severe etc.).

#### 4.3.5.4.9 Analysis of sections for the ultimate limit state

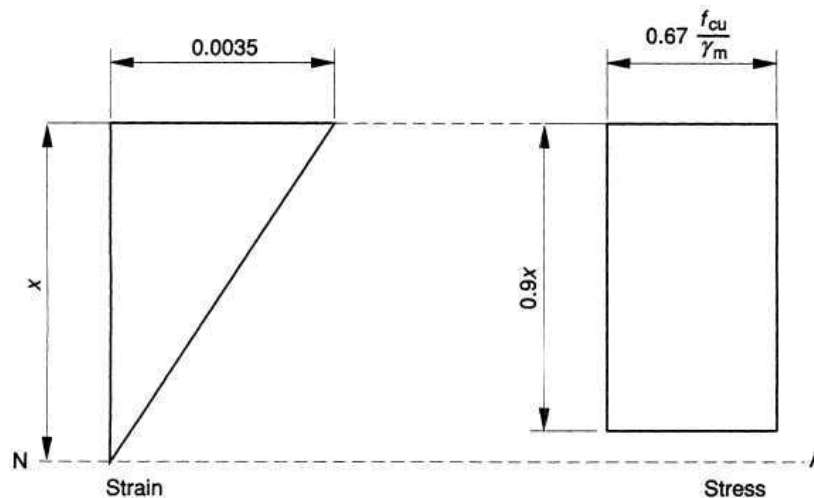
##### **Basis of design for reinforced concrete**

Here the ULS is assumed to be the critical limit state; the SLS of deflection and cracking will not then normally be reached if the recommendations given for span/effective depth ratios and reinforcement spacing are followed.

##### **Design resistance moment of beams**

In the analysis of a cross-section to determine its ultimate moment of resistance the following assumptions should be made:

- The strain distribution in the concrete in compression and the strains in the reinforcement, whether in tension or compression, are derived from the assumption that plane sections remain plane.
- The stress in the concrete in compression may be derived from the stress-strain curve shown above with  $\gamma_m=1.5$ . Alternatively, the simplified stress block illustrated (see below) may be used.
- The tensile strength of concrete is ignored.
- The stresses in the reinforcement are derived from the stress-strain curve shown above with  $\gamma_m=1.15$ .
- Where a section is designed to resist only flexure, the lever arm should not be assumed to be greater than 0.95 time the effective depth.



Obr. 49 Simplified stress block for concrete at ultimate limit state (BS 8110-1, 2007, s. 26)<sup>42</sup>

#### **Design formulae for rectangular singly reinforced cross-sections of beams or slabs – bending**

##### **Symbols from BS 8110-1**

Area of longitudinal tension reinforcement	$A_s$
Width or effective width of the section or flange in the compression zone	$b$
Average web width of a flanged beam	$b_w$
Effective depth of the tension reinforcement	$d$

<sup>42</sup> BS 8110-1: 1997. *Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction*. London: BSI, 2007.



Thickness of the flange	$h_f$
Design ultimate moment	$M$
Depth to the neutral axis	$x$
Lever arm	$z$

**Formulae from BS 8110-1**

The following equations are based on the simplified stress block shown above (also applicable to flanged beams where the neutral axis lies within the flange).

$K' = 0.156$  (this implies a limitation of the neutral axis depth to  $d/2$ )

$$K = M/bd^2f_{cu}$$

If  $K \leq K'$  compression reinforcement is not required

$$z = d \left\{ 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K}{0.9}} \right\} \text{ but not greater than } 0.95d$$

$$x = (d - z)/0.45$$

$$A_s = M/0.87f_y z$$

$A_s$  is required area of tension reinforcement

It is sufficient to provide an area of reinforcement with value higher than the required  $A_s$ .

$$A_{s,prov} \geq A_{s,req} \Rightarrow M_u \geq M$$

**Theory behind the formulae from BS 8110-1 for bending**

Ultimate moment of resistance $M_u$	
Ultimate moment of resistance	$M_u = F_{cc}z = F_{st}z$
Ultimate design moment	$M$
Partial factor for concrete	$\gamma_m = 1.5$
Partial factor for reinforcement	$\gamma_m = 1.15$
Concrete design stress	$\frac{0.67f_{cu}}{\gamma_m} = \frac{0.67f_{cu}}{1.5} = 0.45f_{cu}$
Reinforcement design stress	$\frac{f_y}{\gamma_m} = \frac{f_y}{1.15} = 0.87f_y$
For structural stability	$M_u \geq M$
Compression force in the concrete from the stress block	$F_{cc} = stress \times area = \frac{0.67f_{cu}}{\gamma_m} 0.9xb$
Distance between forces in tension reinforcement and concrete	$z = d - 0.9x/2$
Effective depth	$d = h - c - \frac{\phi}{2}$
Depth of neutral axis	$\Rightarrow x = 2(d - z)/0.9$
In order to ensure that the section is under-reinforced limits the depth of the neutral axis $x$	$x \leq 0.5d$
Combining previous equations	$M_u = F_{cc}z = \left( \frac{0.67f_{cu}}{\gamma_m} 0.9xb \right) \times (d - 0.9x/2) =$ $M_u = \left( \frac{0.67f_{cu}}{1.5} 0.9 \times 0.5d \times b \right) \times (d - 0.9 \times 0.5d/2)$
<b>Ultimate moment of resistance</b>	<b><math>\Rightarrow M_u = 0.156f_{cu}bd^2</math></b>

Area of tension reinforcement $A_s$	
Tension force in reinforcement	$F_{st} = \text{stress} \times \text{area} = \frac{f_y}{\gamma_m} A_s$
At the limiting condition	$M_u = M = F_{st}z = \frac{f_y}{\gamma_m} A_s z \Rightarrow A_s = \frac{M}{\frac{f_y}{\gamma_m} z} = \frac{M}{1.15z}$
Area of reinforcement	
	$\Rightarrow A_s = \frac{M}{0.87f_y z}$
Lever arm $z$	
At the limiting condition	$M_u = M$
Combining previous equations	$\Rightarrow M = F_{cc}z = \frac{0.67f_{cu}}{\gamma_m} 0.9xbz = 0.4f_{cu}xbz$ (putting $\gamma_m = 1.15$ ) $or \Rightarrow M = F_{cc}z = \frac{0.67f_{cu}}{1.5} 0.9xbz = 0.4f_{cu} \frac{2(d-z)}{0.9} bz$ (putting $x = \frac{2(d-z)}{0.9}$ ) $M = \frac{8}{9}f_{cu}bz(d-z)$ Dividing both side by $f_{cu}bd^2$ $\frac{M}{f_{cu}bd^2} = \frac{8}{9} \left( \frac{z}{d} \right) (d - z/d)$ $\frac{M}{f_{cu}bd^2} = \frac{8}{9} (z/d)(1 - z/d)$ Substituting $K = \frac{M}{f_{cu}bd^2}$ and putting $z_o = z/d$ gives $0 = z_o^2 - z_o + 9K/8$ This is a quadratic equations and can be solved to give $z_o = z/d = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K}{0.9}}$
Lever arm $z$	
	$\Rightarrow z = d \left\{ 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K}{0.9}} \right\}$
Final design	
Once $z$ has been determined, the area of tension reinforcement $A_s$ can be calculated using $A_s = \frac{M}{0.87f_y z}$ (see above)	
Value of $z$ should not exceed $0.95d$ in order to give a reasonable concrete area in compression	
Moreover, it should be remembered that these equations can only be used to determine $A_s$ (only tension reinforcement) provided that $M \leq M_u$ or $K \leq K'$ where	
$K = \frac{M}{f_{cu}bd^2}$	$K' = \frac{M_u}{f_{cu}bd^2} = 0.156$
If $M > M_u$ or $K > K'$ the designer has to option to either increase the section sizes or design as a doubly reinforced section.	

### **Design formulae for rectangular singly reinforced cross-sections of beams or slabs – shear**

#### **Symbols from BS 8110-1**

Area of longitudinal tension reinforcement	$A_s$
Area of concrete section	$A_c$
Total cross-section of links at the neutral axis, at a section	$A_{sv}$
Breadth of section	$b_v$
Characteristic strength of links	$f_{yv}$
Effective depth of the tension reinforcement	$d$
Spacing of links along the member	$s_v$
Design ultimate moment	$M$
Design shear force due to ultimate loads.	$V$
Design shear stress at a cross-section	$v$
Design concrete shear stress	$v_c$

**Formulae from BS 8110-1**

$v = \frac{V}{b_v d}$  is the design shear stress at any cross-section.

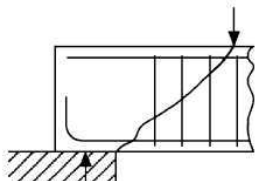
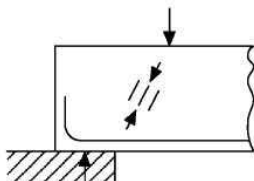
In no case  $v$  should exceed  $0.8\sqrt{f_{cu}}$  or  $5 \text{ N/mm}^2$  whichever is the lesser, whatever shear reinforcement is provided. (This limit includes an allowance for  $\gamma_m=1.25$ ).

$v_c = 0.79 \left\{ \frac{100A_s}{b_v d} \right\}^{1/3} \frac{(400/d)^{1/4}}{\gamma_m}$  is the design concrete shear stress for concrete strength  $25 \text{ N/mm}^2$ .

$v_c = \left( \frac{f_{cu}}{25} \right)^{1/3} 0.79 \left\{ \frac{100A_s}{b_v d} \right\}^{1/3} \frac{(400/d)^{1/4}}{\gamma_m}$  is the design concrete shear stress for concrete strength greater than  $25 \text{ N/mm}^2$  (up to  $40 \text{ N/mm}^2$ )

Design of shear reinforcement (BS 8110-1, 2007, s. 29) <sup>43</sup>		
Condition for form and area of shear reinforcement in beams		
Value of $v$ ( $\text{N/mm}^2$ )	Form of shear reinforcement to be provided	Area of shear reinforcement to be provided
Less than $0.5v_c$ throughout the beam	While minimum links should be provided in all beams of structure importance, it will be satisfactory to omit them in members of minor structural importance such as lintels or where the maximum design shear stress is less than half $v_c$ .	None is required ( just the minimum)
$0.5v_c < v < (v_c + 0.4)$	Minimum links for whole length of beam	$A_{sv} \geq 0.4b_v s_v / 0.87f_{yv}$ Minimum links provide a design shear resistance of $0.4 \text{ N/mm}^2$
$(v_c + 0.4) < v < 0.8\sqrt{f_{cu}}$ or $5 \text{ N/mm}^2$	Links or links combined with bent-up bars. Not more than 50% of the shear resistance provided by the steel may be in the form of bent-up bars. ⇒ spacing of links and bent-up bars	Where links only provided: $A_{sv} \geq b_v s_v (v - v_c) / 0.87f_{yv}$ Where links and bent-up bar provided: The resistance of system of bent-up bars $V_b = A_{sb} (0.87f_{yv}) (\cos\alpha + \sin\alpha \cos\beta) \frac{d-d'}{s_b}$
The spacing of links in the direction of span should not exceed $0.75d$ . This will ensure that at least one link crosses the potential crack.		

**Theory behind the formulae from BS 8110-1 for shear**

Ultimate shear resistance – type of shear failure	
<p>Diagonal tension failure</p> 	<p>Diagonal compression failure</p> 
<p>As the loading increases, an inclined crack rapidly develops between the edge of the support and the load point, resulting in splitting of the beam into two pieces. This can be prevented by providing shear reinforcement.</p>	<p>The second failure mode occurs under the action of large shear forces acting near the support, resulting in crushing of the concrete. This type of failure is avoid by limiting the maximum shear stress to <math>5 \text{ N/mm}^2</math> or <math>0.8\sqrt{f_{cu}}</math>, whichever is the lesser.</p>

<sup>43</sup> BS 8110-1: 1997. *Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction*. London: BSI, 2007.

Shear resistance of links	
<p>Consider a reinforced concrete beam with links uniformly spaced at a distance <math>s_v</math>. The resulting failure plane is assumed to be inclined approximately <math>45^\circ</math> to the horizontal as shown.</p>	
<p>The number of links intersecting the potential crack</p>	$d/s_v$
<p>Shear resistance of these links</p>	$V_{link} = \text{number of links} \times \text{total cross-sectional area of links} \times \text{design stress}$ $V_{link} = (d/s_v) \times A_{sv} \times 0.87f_{yv}$
<p>Shear resistance of concrete</p>	$V_{conc} = v_c b d$
<p>Condition for the design shear force due to ultimate loads</p>	$V \leq V_{conc} + V_{link}$ $V \leq v_c b d + (d/s_v) \times A_{sv} \times 0.87f_{yv}$ $V/bd \leq v_c + (1/b s_v) \times A_{sv} \times 0.87f_{yv}$ $v \leq v_c + (1/b s_v) \times A_{sv} \times 0.87f_{yv}$
<p>Rearranging gives</p>	$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{b(v-v_c)}{0.87f_{yv}}$ <p>For the form, area and spacing see the table above</p>

#### 4.3.5.5 Design of RC solid slabs BS 8110-1

##### 4.3.5.5.1 Slab geometry

It is one-way spanning slab and the slab geometry remains the same as in the structural calculation in accordance with 3.7.6.5.1 Návrh a posouzení stropní desky in chapter Eurokódy EN. Slab is supported by beams and walls.

##### 4.3.5.5.2 Slab model

Slab is modelled as a 2D element in software RFEM. The model is the same as in the structural calculation in accordance with 3.7.6.5.1 in chapter Eurokódy EN.

##### 4.3.5.5.3 Load cases

Load pattern for each load case remains the same as for the load cases for the slab design in accordance with ČSN EN 1992-1-1. The character of each load cases as well as the name of load case in BS remains also the same as in ČSN EN.  $\Rightarrow$  For the figures with load patterns, please see part ČSN EN slab design.

Characteristic values of loads for the dead and imposed loads are taken from the part BS 6399-1 (see above).

$\Rightarrow$  The values for load in load cases number 1 in BS is different from the one in ČSN EN. Values of load for load cases number 2, 3, 4 are taken from ČSN EN. The values of load for load cases number 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17 are taken from BS but are also equal to the ones in ČSN EN.

#### LC 1 – permanent loads – self weight of slab (BS)

$$\rho_{RC} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$g_k = \rho_{RC} \times h = 24 \times 0.190 = 4.56 \text{ kN/m}^2$$

**LC 2 – permanent loads – self weight of floor (taken from ČSN EN)**

$$g_k = 1.514 \text{ kN/m}^2$$

**LC 3 – permanent loads – self weight of stairs (taken from ČSN EN)**

$$g'_k = 7.575 \text{ kN/m} \text{ a } g'_k = 3.645 \text{ kN/m}$$

**LC 4 – permanent loads – permanent partitions (taken from ČSN EN)**

$$q'_k = 8.464 \text{ kN/m}; q'_k = 7.613 \text{ kN/m}; q'_k = 6.873 \text{ kN/m}; q'_k = 5.22 \text{ kN/m}$$

**LC 5 – imposed floor loads – a uniform load on each span (BS = ČSN EN)**

$$q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (stairs } q'_k = 5.04 \text{ kN/m)}$$

**LC 6 – imposed floor loads – staggered pattern 1 (BS = ČSN EN)**

$$q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$$

**LC 7 – imposed floor loads – staggered pattern 2 (BS = ČSN EN)**

$$q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (stairs } q'_k = 5.04 \text{ kN/m)}$$

**LC 8 – imposed floor loads – longitudinal stripe 1 (BS = ČSN EN)**

$$q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (stairs } q'_k = 5.04 \text{ kN/m)}$$

**LC 9 – imposed floor loads – longitudinal stripe 2 (BS = ČSN EN)**

$$q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$$

**LC 10 – imposed floor loads – transverse stripe 1 (BS = ČSN EN)**

$$q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (stairs } q'_k = 5.04 \text{ kN/m)}$$

**LC 11 – imposed floor loads – transverse stripe 2 (BS = ČSN EN)**

$$q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (stairs } q'_k = 5.04 \text{ kN/m)}$$

**LC 12 – imposed floor loads – transverse stripe 3 (BS = ČSN EN)**

$$q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (stairs } q'_k = 5.04 \text{ kN/m)}$$

**LC 13 – imposed floor loads – transverse stripe 4 (BS = ČSN EN)**

$$q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$$

**LC 14 – imposed floor loads – transverse stripe 5 (BS = ČSN EN)**

$$q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (stairs } q'_k = 5.04 \text{ kN/m)}$$

**LC 15 – imposed floor loads – transverse stripe 6 (BS = ČSN EN)**

$$q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (stairs } q'_k = 5.04 \text{ kN/m)}$$

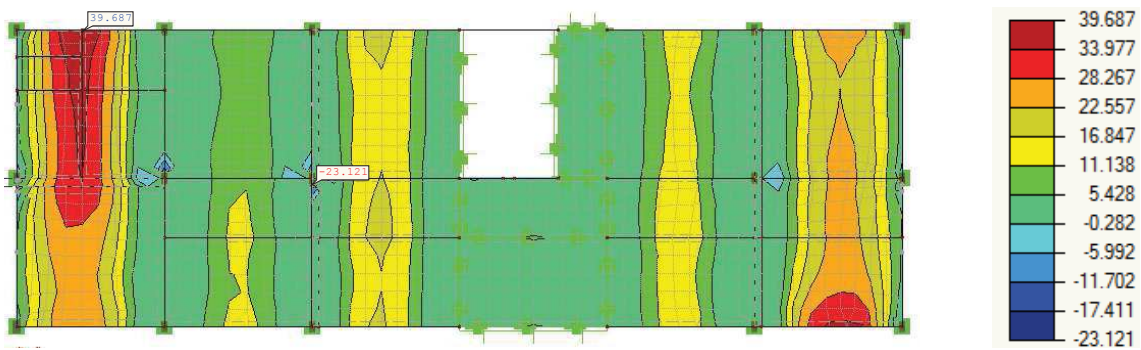
4.3.5.5.4 Load combinations

Slab model – load combinations and values of $\gamma_f$ for the ultimate limit state															
BS 8110-1 – load combination 1 – Dead and imposed load															
	Load cases														
	Dead load $\gamma_f = 1.4$				Imposed floor load $\gamma_f = 1.6$										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
LCO 1	x	x	x	x											
LCO 2	x	x	x	x	x										
LCO 3	x	x	x	x		x									
LCO 4	x	x	x	x			x								
LCO 5	x	x	x	x				x							
LCO 6	x	x	x	x					x						
LCO 7	x	x	x	x						x					
LCO 8	x	x	x	x							x				
LCO 9	x	x	x	x								x			
LCO 10	x	x	x	x									x		
LCO 11	x	x	x	x										x	
LCO 12	x	x	x	x											x

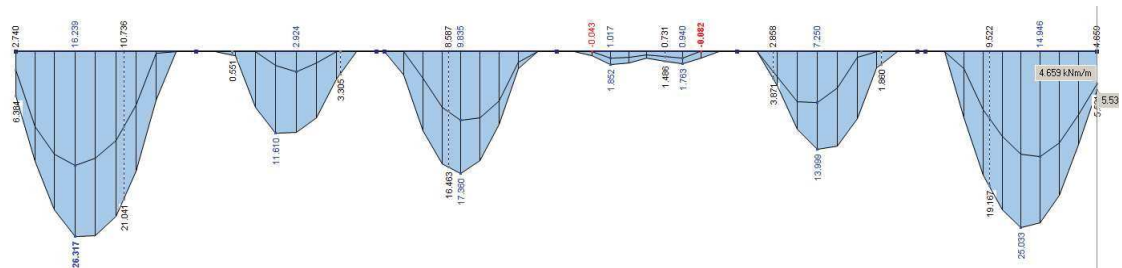
Characteristic values for dead and live loads should be used for serviceability limits states

4.3.5.5.5 Results – envelopes of internal forces

$m_{x,D+}$  (kNm/m) – design bending moments – sagging moments



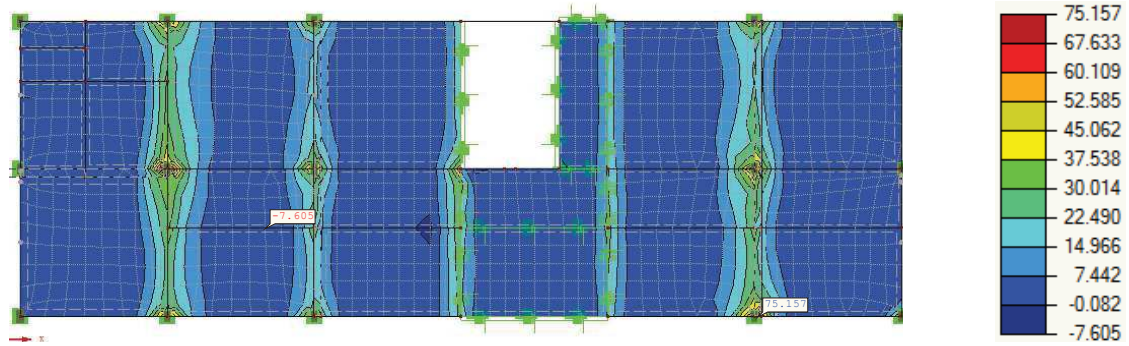
Obr. 50 Envelope of sagging moments



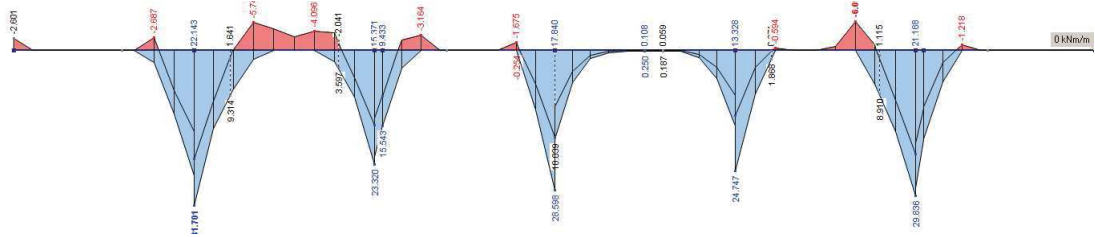
Obr. 51 Longitudinal section in the middle of slab span  $\Rightarrow m_{x,D+,max} = 26.317 \text{ kNm/m}$



$m_{x,D-}$  (kNm/m) – design bending moments – hogging moments

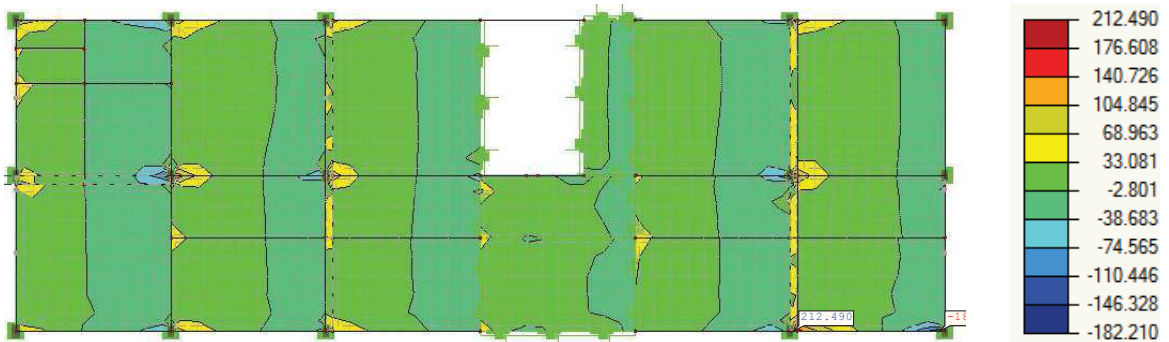


Obr. 52 Envelope of hogging moments

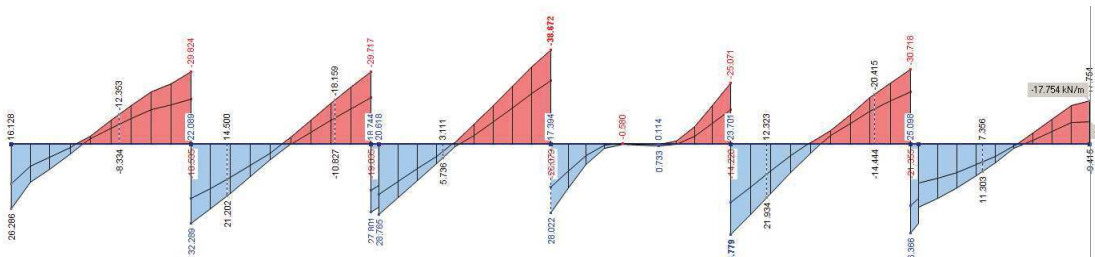


Obr. 53 Longitudinal section in the middle of slab span  $\Rightarrow m_{x,D-,max} = 31.701 \text{ kNm/m}$

$v_x$  (kN/m) – design shear force



Obr. 54 Envelope of shear forces



Obr. 55 Longitudinal section in the middle of slab span  $\Rightarrow v_{v,max} = 38.672 \text{ kNm/m}$

## 4.3.5.5.6 Design inputs

RC SLAB DESIGN – CONTINUOUS ONE-WAY SPANNING SLAB – BS 8110			
Design parameters			
Working life	50 years		
Exposure class	XC1 – dry or permanently wet (BS 8500)		
Strength class of concrete	C25/30 (BS 8500)		
Grade of reinforcement	B500B (BS 4449)		
Concrete cover – BS 8500 and BS 8110			
Continuous one-way spanning slab design			
Nominal cover is the design depth of concrete cover to all steel reinforcement, including links.			
Exposure class	XC1 – dry or permanently wet (BS 8500)		
Concrete quality	$C25/30 \geq C20/25$		
Working life	At least 50 years		
Nominal cover to reinforcement	$c_{nom} = 15 + \Delta c_{dev}$	25	mm
	$c_{nom}$ to all steel should be such that the resulting cover to a main bar should not be less than the size of the main bar		
	$c_{nom}$ should be not less than the nominal maximum size of aggregate (for most work, 20mm aggregate is suitable)		
Size of main bars	$\phi$	10	mm
Design fixing tolerance	$\Delta c_{dev}$ (on bars over 12mm up to and including 25 mm size)	10	mm
<b>Concrete cover to reinforcement</b>	<b><math>c</math></b>	<b>25</b>	<b>mm</b>
	The actual cover to all reinforcement should never be less than the nominal cover minus 5 mm.		<b>OK</b>

RC slab design – BS 8110			
Continuous one-way spanning slab design			
Concrete cover	$c$	25	mm
Effective span	$A$ (the distance between centres of support)	4.5	m
Overall depth of slab	$h$	180	mm
<b>Compressive strength class of concrete</b>	<b>C30/37</b>		
Characteristic cylinder strength	$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic cube strength	$f_{cu}$	30	MPa
Partial safety factor for strength of concrete	$\gamma_m$ (concrete in flexure or axial load)	1.5	-
<b>Grade of reinforcement</b>	<b>B500B</b>		
Characteristic strength of reinforcement	$f_y$	500	N/mm <sup>2</sup>
Partial safety factor for strength of reinforcement	$\gamma_m$	1.15	-

Design will be processing just for the tension reinforcement resisting the maximum values of sagging and hogging bending moments and the maximum value of shear force and deflection check.



## 4.3.5.5.7 Ultimate limit state – bending

RC slab design – Ultimate Limit State – BS 8110-1			
Sagging moments – middle of the span – outer layer of steel			
<b>Max sagging moment</b>	$M_{max}$ (middle of span)	<b>39.687</b>	<b>kNm/m</b>
Effective span	$A$ (the distance between centres of support)	4.5	m
Concrete cover	$c$	25	mm
Overall depth of slab	$h$	180	mm
Assume diameter of main steel	$\phi$	10	mm
Effective depth	$d = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 180 - \left(\frac{10}{2} + 25\right)$	150	mm
Width of the section	$b$	1000	mm
Factor $K$	$K = \frac{M}{f_{cu}bd^2} = \frac{39.687}{30 \times 1000 \times 150^2}$	0.0588	-
Condition	$K' = 0.156$ $K \leq K' \Rightarrow 0.0588 \leq 0.156 \Rightarrow$ Compression reinforcement is not required		OK
Lever arm	$z = d \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K}{0.9}}\right) \leq 0.95d$ $z = 150 \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.0588}{0.9}}\right) \leq 0.95 \times 150$ $139.5 \leq 142.5 \Rightarrow z = 139.5$	139.5	mm
Condition	$z \leq 0.95d \Rightarrow$ In order to give a reasonable concrete area in compression		
Depth of the neutral axis	$x = (d - z)/0.45$	23.42	mm
Max depth of neutral axis	$x_{max} = 0.5d = 0.5 \times 150$	75	mm
Condition	$x \leq x_{max}$ $23.24 \text{ mm} \leq 75 \text{ mm} \Rightarrow$ Ensure that the section is under-reinforced rather than over-reinforced		OK
<b>Area of tension steel required</b>	$A_s = \frac{M}{0.87 \times f_y \times z}$ $A_{s,req} = \frac{39.687}{0.87 \times 500 \times 139.5} \times 10^6$	<b>654.2</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
<b>Tension steel provided</b>	<b>10 dia bars @ 100 centres (s=90mm)</b>		
	$A_{s,prov} = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} \cdot \frac{1000}{s}$	<b>785.3</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
<b>Condition</b>	$A_{s,prov} > A_{s,req}$ <b><math>785.3 \text{ mm}^2 &gt; 654.2 \text{ mm}^2</math></b>	<b>Reserve 16 %</b>	<b>OK</b>
Detailing – slab			
<b>Main bars in tension</b>			
Minimum % reinforcement	$A_{s,min} = 0.13\%bh$	234	mm <sup>2</sup>
Maximum % reinforcement	$A_{s,max} = 4\%bh$	7200	mm <sup>2</sup>
<b>Spacing of reinforcement</b>			
	$s_{u,min} > \max\{h_{agg} + 5 \text{ mm}; \phi \text{ mm}\}$	25	mm
	$s_{max,slabs} \leq 3d = \wedge s_{max,slabs} \leq 750 \text{ mm}$	450	mm
	$s_{max,slabs} \leq 200 \text{ mm}$ (crack widths check for 500B)	200	mm
<b>Secondary transverse bars</b>			
	$A_{s,min} = 0.13\%bh$	234	mm <sup>2</sup>
	$A_{s,min} = 0.002bh$	360	mm <sup>2</sup>
	$A_{s,max} = 0.04bh$	7200	mm <sup>2</sup>
	<b>10 dia bars @ 200 centres</b>	392	mm <sup>2</sup>
		<b>ULS</b>	<b>PASS</b>

RC slab design – Ultimate Limit State – BS 8110-1			
Sagging moments – middle of the span – outer layer of steel			
<b>Max sagging moment</b>	$M_{max}$ (middle of span)	<b>22.557</b>	<b>kNm/m</b>
Effective span	$A$ (the distance between centres of support)	4.5	m
Concrete cover	$c$	25	mm
Overall depth of slab	$h$	180	mm
Assume diameter of main steel	$\phi$	10	mm
Effective depth	$d = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 180 - \left(\frac{10}{2} + 25\right)$	150	mm
Width of the section	$b$	1000	mm
Factor $K$	$K = \frac{M}{f_{cu}bd^2} = \frac{22.557}{30 \times 1000 \times 150^2}$	0.0334	-
Condition	$K' = 0.156$ $K \leq K' \Rightarrow 0.0334 \leq 0.156 \Rightarrow$ Compression reinforcement is not requires		OK
Lever arm	$z = d \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K}{0.9}}\right) \leq 0.95d$ $z = 150 \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.0334}{0.9}}\right) \leq 0.95 \times 150$ $144.2 \not\leq 142.5 \Rightarrow z = 142.5$	142.5	mm
Condition	$z \leq 0.95d \Rightarrow$ In order to give a reasonable concrete area in compression		
Depth of the neutral axis	$x = (d - z)/0.45$	16.67	mm
Max depth of neutral axis	$x_{max} = 0.5d = 0.5 \times 160$	75	mm
Condition	$x \leq x_{max}$ $16.67 \text{ mm} \leq 75 \text{ mm} \Rightarrow$ Ensure that the section is under-reinforced rather than over-reinforced		OK
<b>Area of tension steel required</b>	$A_s = \frac{M}{0.87 \times f_y \times z}$ $A_{s,req} = \frac{22557}{0.87 \times 500 \times 142.5} \times 10^6$	<b>363.9</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
<b>Tension steel provided</b>	<b>10 dia bars @ 200 centres (s=190mm)</b>		
	$A_{s,prov} = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} \cdot \frac{1000}{s}$	<b>392.6</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
Condition	$A_{s,prov} > A_{s,req}$ <b>392.6 mm<sup>2</sup> &gt; 363.9 mm<sup>2</sup></b>	<b>7 %</b>	<b>OK</b>
Detailing – slab			
<b>Main bars in tension</b>			
Minimum % reinforcement	$A_{s,min} = 0.13\%bh$	234	mm <sup>2</sup>
Maximum % reinforcement	$A_{s,max} = 4\%bh$	7200	mm <sup>2</sup>
<b>Spacing of reinforcement</b>			
	$s_{u,min} > \max\{h_{agg} + 5 \text{ mm}; \phi \text{ mm}\}$	25	mm
	$s_{max,slabs} \leq 3d = \wedge s_{max,slabs} \leq 750 \text{ mm}$	450	mm
	$s_{max,slabs} \leq 200 \text{ mm}$ (crack widths check for 500B)	200	mm
<b>Secondary transverse bars</b>			
	$A_{s,min} = 0.002bh$	234	mm <sup>2</sup>
	$A_{s,max} = 0.04bh$	360	mm <sup>2</sup>
	<b>10 dia bars @ 200 centres</b>	7200	mm <sup>2</sup>
		<b>ULS</b>	<b>PASS</b>

RC slab design – Ultimate Limit State – BS 8110-1			
Hogging moments – over support – outer layer of steel			
<b>Max hogging moment</b>	$M_{max}$	<b>37.738</b>	<b>kNm/m</b>
Effective span	$A$ (the distance between centres of support)	4.5	m
Concrete cover	$c$	25	mm
Overall depth of slab	$h$	180	mm
Assume diameter of main steel	$\phi$	10	mm
Effective depth	$d = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 180 - \left(\frac{10}{2} + 25\right)$	150	mm
Width of the section	$b$	1000	mm
Factor $K$	$K = \frac{M}{f_{cu}bd^2} = \frac{37.738}{30 \times 1000 \times 150^2}$	0.0559	-
Condition	$K' = 0.156$ $K \leq K' \Rightarrow 0.0559 \leq 0.156 \Rightarrow$ Compression reinforcement is not requires		OK
Lever arm	$z = d \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K}{0.9}}\right) \leq 0.95d$ $z = 150 \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.0559}{0.9}}\right) \leq 0.95 \times 150$ $140.02 \leq 142.5$	140.02	mm
Condition	$z \leq 0.95d \Rightarrow$ In order to give a reasonable concrete area in compression		
Depth of the neutral axis	$x = (d - z)/0.45$	22.18	mm
Max depth of the neutral axis	$x_{max} = 0.5d = 0.5 \times 150$	75	mm
Condition	$x \leq x_{max}$ $22.18 \text{ mm} \leq 75 \text{ mm} \Rightarrow$ Ensure that the section is under-reinforced rather than over-reinforced		OK
<b>Area of tension steel required</b>	$A_s = \frac{M}{0.87 \times f_y \times z}$ $A_{s,req} = \frac{37.738}{0.87 \times 500 \times 140.02} \times 10^6$	<b>619.6</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
<b>Tension steel provided</b>	<b>10 dia bars @ 125 centres (s=115mm)</b>		
	$A_{s,prov} = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} \cdot \frac{1000}{s}$	<b>628.3</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
<b>Condition</b>	$A_{s,prov} > A_{s,req}$ <b>628.3 mm<sup>2</sup> &gt; 619.6 mm<sup>2</sup></b>	<b>2 %</b>	<b>OK</b>
Detailing – slab			
<b>Main Bars in Tension</b>			
Minimum % reinforcement	$A_{s,min} = 0.13\%bh$	234	mm <sup>2</sup>
Maximum % reinforcement	$A_{s,max} = 4\%bh$	7200	mm <sup>2</sup>
<b>Spacing of reinforcement</b>			
	$s_{u,min} > \max\{h_{agg} + 5 \text{ mm}; \phi \text{ mm}\}$	25	mm
	$s_{max,slabs} \leq 3d = \wedge s_{max,slabs} \leq 750 \text{ mm}$	450	mm
	$s_{max,slabs} \leq 200 \text{ mm}$ (crack widths check for 500B)	200	mm
<b>Secondary transverse bars</b>			
	$A_{s,min} = 0.002bh$	234	mm <sup>2</sup>
	$A_{s,max} = 0.04bh$	360	mm <sup>2</sup>
	<b>10 dia bars @ 200 centres</b>	7200	mm <sup>2</sup>
		<b>ULS</b>	<b>PASS</b>

## 4.3.5.5.8 Ultimate limit state – Shear

RC slab design – Ultimate Limit State – BS 8110-1			
Shear resistance of concrete			
The shear stress may be calculated at a section a distance $d$ from the face of the support.			
Shear resistance is generally not a problem in solid slabs subjected to uniformly distributed loads, and, in any case, shear reinforcement should not be provided in slabs less than 200 mm deep			
<b>Design shear force</b>	$V_{max}$	<b>45.31</b>	<b>kN/m</b>
Effective depth	$d$	150	mm
Shear stress	$v = \frac{V}{bd} = \frac{45310}{1000 \times 150}$	0.302	N/mm <sup>2</sup>
Limited maximum shear stress	$0.8\sqrt{f_{cu}} = 0.8\sqrt{30}$	4.381	N/mm <sup>2</sup>
<b>Condition for avoiding of diagonal compression failure</b>	$v \leq \min\{0.8\sqrt{f_{cu}}; 5 \text{ N/mm}^2\}$ <b>0.295 ≤ 4.381</b>		<b>OK</b>
<b>Condition</b>	$v < v_c$		
Partial safety factor	$\gamma_m$	1.25	-
Longitudinal tension reinforcement	$A_s$	628.3	mm <sup>2</sup>
	$\frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 628.3}{1000 \times 150}$	0.419	-
Design concrete shear stress for the characteristic concrete strength $25 \text{ N/mm}^2$	Table value = $0.79 \left\{ \frac{100A_s}{bd} \right\}^{1/3} \frac{(400/d)^{1/4}}{\gamma_m}$ Table value = $0.79 \times \{0.393\}^{1/3} \times \frac{(400/160)^{1/4}}{1.25}$	0.604	N/mm <sup>2</sup>
<b>Design concrete shear stress for the characteristic concrete strength <math>37 \text{ N/mm}^2</math></b>	$v_c = \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} \times \text{table value} = \left(\frac{30}{25}\right)^{1/3} \times 0.582$	<b>0.688</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Condition</b>	$v < v_c$ <b>0.302 N/mm<sup>2</sup> &lt; 0.688 N/mm<sup>2</sup></b>		<b>OK</b>
<b>No shear reinforcement is required</b>			
		<b>ULS</b>	<b>PASS</b>

## 4.3.5.5.9 Serviceability limit state – Deflection

RC slab design – Serviceability Limit State – BS 8110-1			
Deflection check			
Effective span	$A$ (the distance between centres of support)	4.5	m
Basic (span/effective depth) ratio	For continuous support conditions and rectangular section	26	-
Modification factor	Modification factor = $0.55 + \frac{477 - f_s}{120(0.9 + \frac{M}{bd^2})} \leq 2$ $0.55 + \frac{477 - 277.6}{120(0.9 + \frac{39687}{150^2})} = 1.174 \leq 2$	1.174	-
Steel service stress in the tension reinforcement	$f_s = \frac{2f_y A_{s,req}}{3 A_{s,prov}}$	277.6	N/mm <sup>2</sup>
Required area of reinforcement	$A_{s,req}$	654.2	mm <sup>2</sup>
Provided area of reinforcement	$A_{s,prov}$	785.3	mm <sup>2</sup>
Sagging moment	$M_{max}$ (middle of span)	39.687	kNm/m
Overall depth of slab	$h$	180	mm
Effective depth	$d = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right)$	150	-
<b>Limitation ratio</b>	<b>Basic ratio × Modification factor = 26 × 1.174</b>	<b>30.51</b>	<b>-</b>
<b>Span/effective depth ratio</b>	<b><math>A/d = 4500/150</math></b>	<b>30</b>	<b>-</b>

<b>Condition:</b>	<b>Span / effective depth ratio <math>\leq</math> basic ratio <math>\times</math> modification factor</b>	<b>OK</b>
	<b><math>30 \leq 30.51</math></b>	
	This should normally ensure that the part of the deflection occurring after construction of finishes and partitions will be limited to span /500 or 20 mm, whichever is the lesser.	
	$\Rightarrow$	<b>Deflection SLS PASS</b>

#### 4.3.5.5.10 Serviceability limit state – Cracking

RC slab design – Serviceability Limit State – BS 8110-1 and BS 8110-2	
Crack width check	
Unless crack widths are checked by direct calculation according to BS 8110-2, the following rules will ensure adequate control of cracking for slab subjected to normal internal and external environments.	
No further check is required on spacing if either:	
<ol style="list-style-type: none"> <li>1) Grade 250 steel is used and the slab depth does not exceed 250 mm; or</li> <li>2) Grade 500 steel is used and the slab depth does not exceed 200 mm; or</li> <li>3) The reinforcement percentage <math>\frac{100A_s}{bd}</math> is less than 0.3%</li> </ol>	
The second condition for steel grade 500 and slab depth 180 mm $\leq$ 200 mm is satisfied.	
	$\Rightarrow$ <b>Crack width SLS PASS</b>

#### 4.3.5.5.11 Anchorage and lap lengths

RC slab design – Design details – BS 8110-1			
Anchorage			
Avoidance of bond failure due to ultimate loads			
At both side of any cross-section the force in each bar should be developed by an appropriate embedment length or other end anchorage. Provided this is done, local bond may be ignored.			
Laps			
Connections transferring stress may be lapped, welded or joined with mechanical devices. They should be placed, if possible, away from points of high stress and should be preferably be staggered.			
Minimum lap length for bar reinforcement should be not less than 15 times the bar size or 300 mm, whichever is the greater.			
The length should be at least equal to the design tension anchorage length necessary to develop the required stress in the reinforcement. The following provisions also apply:			
<ol style="list-style-type: none"> <li>a) Where a lap occurs at the top of section as cast and the minimum cover to either face is less than twice the size of the lapped reinforcement, the lap length should be increased by factor of 1.4</li> <li>b) Where a lap occurs at the corner of section and the minimum cover to either face is less than twice the size of the lapped reinforcement or where the clear distance between adjacent laps is less than 75 mm or six times the size of the lapped reinforcement, whichever is the graters, the lap length should be increased by factor of 1.4</li> <li>c) In cases where both previous conditions apply, the lap length should be increased by factor of 2.0.</li> </ol>			
Ultimate anchorage bond lengths and lap lengths as multiples of bar size [Table 3.27 of BS 8110-1]			
Reinforcement types	Grade		
	Plain		
	Concrete strength class 25/30	Diameter of main bars	As multiples of bar size
Tension anchorage and lap length	72	10	720 mm
1.4 $\times$ tension lap	100	10	1000 mm
2.0 $\times$ tension lap	143	10	1430 mm
Compression anchorage length	58	10	580 mm
Compression lap length	72	10	720 mm

#### 4.3.5.5.12 Summarization

Summarization – one-way spanning slab – BS 8110	
Slab thickness – C25/30	$h=180$ mm
Concrete cover	$c=25$ mm
Reinforcement – main bars – B500B	
Middle of the span – sagging moments	10 diameter @ 100 mm centres, 10 diameter @ 200 mm centres
Over the support – hogging moments	10 diameter @ 125 mm centres
Secondary transverse bars	10 diameter @ 200 mm centres

#### 4.3.5.6 Design of RC transverse frame design – BS 8110-1

##### 4.3.5.6.1 Frame geometry

Geometry of the transverse frame remains the same as in the structural calculation in accordance with 3.7.6.6  
 Návrh a posouzení příčného rámu in chapter Eurokódy (EN) where the distance between transverse frames is 4.5m  $\Rightarrow$  tributary width  $tw = 4.5m$

##### 4.3.5.6.2 Frame model

Model of the transverse frame remains the same as in the structural calculation in accordance with 3.7.6.6  
 Návrh a posouzení příčného rámu in chapter Eurokódy (EN).

##### 4.3.5.6.3 Load cases – 2D transverse frame model

Load pattern for each load case remains the same as for the load cases for the frame design in accordance with ČSN EN 1992-1. The character of each load cases as well as the name of load case in BS remains also the same as in ČSN EN.  $\Rightarrow$  For the figures with load patterns, please see the part ČSN EN frame design.

Characteristic values of loads for the dead and imposed loads are taken from the part BS 6399-1.

$\Rightarrow$  The values for load in load cases number 1, 2 in BS are different from the ones in ČSN EN. The values of load for load cases number 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 11, 12 are taken from ČSN EN. The values of load for load cases number 8, 13, 15, 16, 17 are taken from BS but are also equal to the ones in ČSN EN.

##### LC 1 – permanent loads – self weight of the frame (BS)

$$\rho_{RC} = 24 \text{ kN/m}^3; b_{beam} = 250 \text{ mm}; h_{beam} = 450 \text{ mm}; b_{column} = 250 \text{ mm}; h_{column} = 400 \text{ mm}$$

##### LC 2 – permanent loads – self weight of floor slab with thickness $h=180\text{mm}$ (BS)

$$g_k = h \times \rho_{RC} \times (tw - b_{beam}) = 0.18 \times 24 \times (4.5 - 0.25) = 18.360 \text{ kN/m}$$

##### LC 3 – permanent loads – self weight of floor and roof (taken from ČSN EN)

$$\text{Floor: } g_{k,floor} = 1.515 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow g'_{k,floor} = g_k \cdot zš = 1.515 \times 4.5 = 6.815 \text{ kN/m}$$

$$\text{Roof: } g_{k,roof} = 3.194 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow g'_{k,roof} = g_k \cdot zš = 3.194 \times 4.5 = 14.373 \text{ kN/m}$$

**LC 4 – permanent loads – self weight of suspended concrete facade (taken from ČSN EN)**

$$F_{facade} = 20.426 \text{ kN/m}$$

$$M_{facade} = 6.886 \text{ kNm/m}$$

**LC 5 – permanent loads – roof parapets (taken from ČSN EN)**

$$\text{Parapet 1: } F = 12.443 \text{ kN}; M = 4.169 \text{ kNm}$$

$$\text{Parapet 2: } F = 8.382 \text{ kN}$$

**LC 6 – permanent loads – roof construction of gallery (taken from ČSN EN)**

$$\text{Glass roof: } \Rightarrow G_{k, \text{glass}} = 17.145 \text{ kN}$$

$$\text{Green roof: } \Rightarrow G_{k, \text{green}} = 89.128 \text{ kN}$$

$$\text{Wood purlins: } \Rightarrow G_{k, \text{purlins}} = 6.921 \text{ kN}$$

$$\text{Glulam roof beam: } \Rightarrow G_{k, \text{beam}} = 10.977 \text{ kN}$$

Total reaction of roof construction of the atrium to frame column:

$$F = \frac{\sum G_{k,i}}{2} = \frac{124.171}{2} = 62.086 \text{ kN}$$

$$M = F \times \frac{h_{\text{column}}}{2} = 62.086 \times \frac{0.400}{2} = 12.417 \text{ kNm}$$

**LC 7 – permanent partitions (taken from ČSN EN)**

$$q'_{k, \text{corridor}} = 7.613 \text{ kN/m} \Rightarrow G_{k, \text{corridor}} = q'_{k, \text{corridor}} \cdot tw = 7.613 \times 4.5 = 34.259 \text{ kN}$$

**LC 8 – imposed roof loads – BS 6399-3 (BS = ČSN EN)**

Minimum imposed load = maximum from snow loads or minimum imposed load on roof with no access

$$s_k = 0.6 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_{k,6} = s_k \cdot tw = 0.6 \cdot 4.5 = 2.7 \text{ kN/m}$$

$$F_{k, \text{atrium}} = v_{k,6} \times \frac{l_{\text{beam}}}{2} = 2.7 \times \frac{12.6}{2} = 17.01 \text{ kN}$$

$$M_{k, \text{atrium}} = F_{k, \text{atrium}} \times \frac{h_{\text{sloup}}}{2} = 17.01 \times \frac{0.4}{2} = 3.402 \text{ kNm}$$

**LC 9 – wind – right – ČSN EN 1991-1-4 (BS taken from ČSN EN)**

$$\text{Zone D: } w_{k,D} = +0.475 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,D} \times tw = 0.475 \times 4.5 = +2.138 \text{ kN/m}$$

$$\text{Zone F: } w_{k,F} = -1.143 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,G} \times tw = -1.143 \times 4.5 = -1.715 \text{ kN/m}$$

$$\text{Zone H: } w_{k,H} = -0.445 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,H} \times tw = -0.445 \times 4.5 = -2.003 \text{ kN/m}$$

**LC 10 – wind – left 1 – ČSN EN 1991-1-4 (BS taken from ČSN EN)**

$$\text{Zone E: } w_{k,E} = -0.252 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,D} \times tw = -0.252 \times 4.5 = -1.134 \text{ kN/m}$$

$$\text{Zone I: } w_{k,I} = -0.127 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,I} \times tw = -0.127 \times 4.5 = -0.572 \text{ kN/m}$$

**LC 11 – wind – left 2 – ČSN EN 1991-1-4 (BS taken from ČSN EN)**

$$\text{Zone E: } w_{k,E} = -0.252 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,D} \times tw = -0.252 \times 4.5 = -1.134 \text{ kN/m}$$

$$\text{Zone I: } w_{k,I} = +0.127 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,I} \times tw = +0.127 \times 4.5 = +0.572 \text{ kN/m}$$

**LC 12 – wind – abeam – ČSN EN 1991-1-4 (BS taken from ČSN EN)**

Zone A/B:

$$w_{k,A} = -0.762 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,D} \times \frac{tw}{2} = -0.762 \times \frac{4.5}{2} = -1.715 \text{ kN/m}$$

$$w_{k,B} = -0.628 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,D} \times \frac{tw}{2} = -0.628 \times \frac{4.5}{2} = -1.413 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total wind load: } w_{k,A/B} = -1.715 + (-1.413) = -3.128 \text{ kN/m}$$

$$\text{Zone: } w_{k,H} = -0.445 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = w_{k,H} \times tw = -0.445 \times 4.5 = -2.003 \text{ kN/m}$$

**LC 13 – imposed floor load – uniformly distributed – BS 6399-1 (BS = ČSN EN)**

$$q_{k,floor} = 3.0 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = g_k \times tw = 3 \times 4.5 = 13.5 \text{ kN/m}$$

**LC 14 – imposed floor load – stripe 1 – BS 6399-1 (BS = ČSN EN)**

$$q_{k,floor} = 3.0 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = g_k \times tw = 3 \times 4.5 = 13.5 \text{ kN/m}$$

**LC 15 – imposed floor load – stripe 2 – BS 6399-1 (BS = ČSN EN)**

$$q_{k,floor} = 3.0 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = g_k \times tw = 3 \times 4.5 = 13.5 \text{ kN/m}$$

**LC 16 – imposed floor load – staggered pattern 1 – BS 6399-1 (BS = ČSN EN)**

$$q_{k,floor} = 3.0 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = g_k \times tw = 3 \times 4.5 = 13.5 \text{ kN/m}$$

**LC 17 – imposed floor load – staggered pattern 2 – BS 6399-1 (BS = ČSN EN)**

$$q_{k,floor} = 3.0 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow v_k = g_k \times tw = 3 \times 4.5 = 13.5 \text{ kN/m}$$

**Notional horizontal load**

All buildings should be capable of resisting a notional design ultimate horizontal load applied at each floor or roof level simultaneously equal to 1.5 % of the characteristic dead weight of the structure between mid-height of the storey below and either mid-height of the storey above or the roof surfaces (i.e. the design ultimate wind load should not be taken as less than this value when considering load combination 2 or 3).

*Value of notional horizontal loads - characteristic dead load for one storey*

Slab	$0.18 \times 24 \times (4.5 - 0.25) \times 9.4 =$	172.584 kN
Beam	$0.25 \times 0.45 \times 24 \times 9.4 =$	25.38 kN
Column	$3 \times 0.25 \times 0.4 \times 24 \times 4.5 =$	32.4 kN
Floor	$1.515 \times 4.5 \times 9.4 =$	64.085 kN
Facade	$20.426 \times 4.5 =$	91.917 kN
Total		386.366 kN

$$1.5 \% \text{ of the total characteristic dead load} = 0.015 \times 386.366 = 5.796 \text{ kN}$$

$$\text{Load distributed to the height of the storey } 4.5 \text{ m} = \frac{5.796 \text{ kN}}{4.5 \text{ m}} = 1.288 \text{ kN/m}$$



The value of the ultimate wind load for the wall region D in the load case number 9 is higher than the value of the notional horizontal force:  $1.2 \times 2.138 \text{ kN/m} > 1.288 \text{ kN/m}$  ( $2.565 \text{ kN/m} > 1.288 \text{ kN/m}$ ).

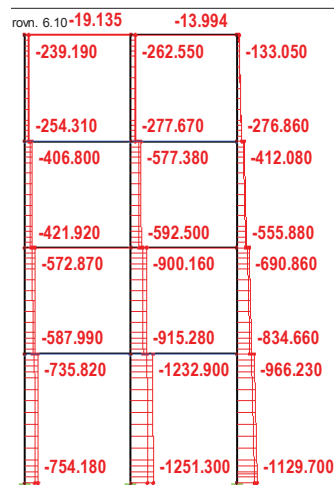
⇒ According to BS 8110-1 it is sufficient to use the greater value of these two ⇒ the wind load is sufficient.

#### 4.3.5.6.4 Load combinations and results of internal forces

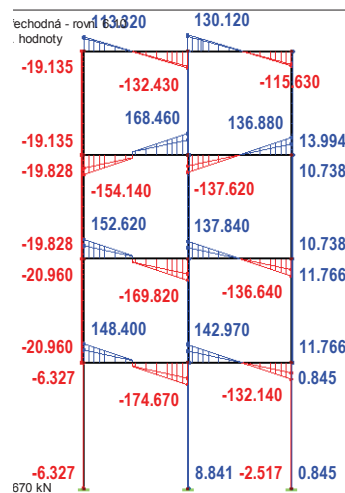
##### Load combination 1 – BS 8810-1

LC 1 – dead and imposed			
Partial factor	Dead	Imposed Floor and roof	Wind
$\gamma_f$	1.4	1.6	-

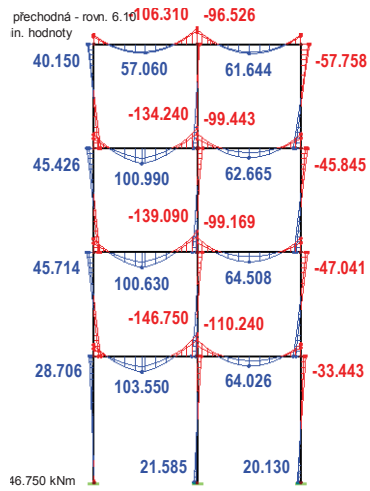
The normal forces envelope – load combination 1



The shear forces envelope – load combination 1



The bending moment envelope – load combination 1

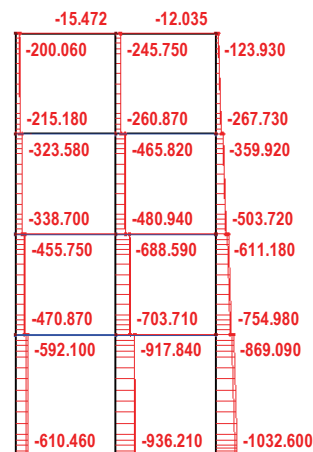


Design forces for the interior column of a ground floor – load combination 1					
Part of column	Design force	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	Load case
Column head	Max N	-913.590	5.482	-14.989	KZ 1
	Min N	-1232.900	5.483	-15.035	KZ 8
	Max $V_z$	-1083.900	8.841	-26.770	KZ 11
	Min $V_z$	-1062.600	2.123	-3.254	KZ 6
	Max $M_y$	-1062.600	2.123	-3.254	KZ 6
	Min $M_y$	-1083.900	8.841	-26.770	KZ 11
Column base	Max N	-931.950	5.482	14.967	KZ 1
	Min N	-1251.300	5.483	14.927	KZ 8
	Max $V_z$	-1102.200	8.841	21.545	KZ 11
	Min $V_z$	-1081.000	2.123	8.350	KZ 6
	Max $M_y$	-1081.000	8.840	21.585	KZ 5
	Min $M_y$	-1102.200	2.124	8.310	KZ 12

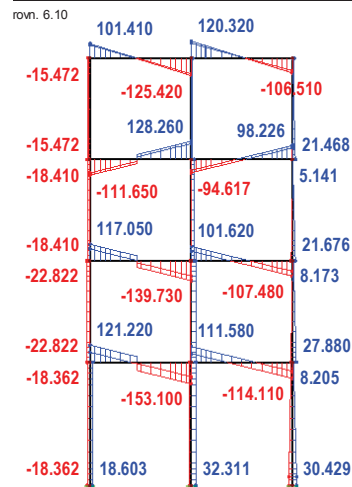
Load combination 2 – BS 8810-1

LC 2 – dead and wind			
Partial factor	Dead	Imposed Floor and roof	Wind
$\gamma_f$	1.4	-	1.4

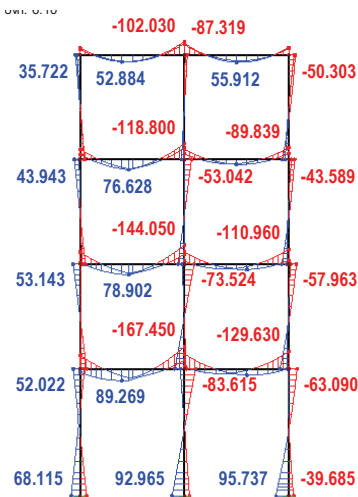
The normal forces envelope – load combination 2



The shear forces envelope – load combination 2



The bending moment envelope – load combination 2

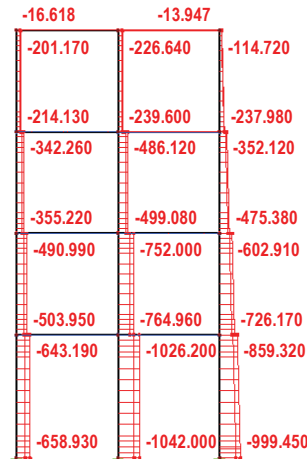


Design forces for the interior column of a ground floor – load combination 1					
Part of column	Design force	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	Load case
Column head	Max N	-891.540	-12.859	31.913	KZ 2
	Min N	-917.840	15.208	-39.868	KZ 4
	Max V <sub>z</sub>	-901.970	32.311	-83.615	KZ 5
	Min V <sub>z</sub>	-891.540	-12.859	31.913	KZ 2
	Max M <sub>y</sub>	-891.540	-12.859	31.913	KZ 2
	Min M <sub>y</sub>	-901.970	32.311	-83.615	KZ 5
Column base	Max N	-909.900	-12.859	-38.364	KZ 2
	Min N	-936.210	15.208	43.244	KZ 4
	Max V <sub>z</sub>	-920.330	32.311	92.965	KZ 5
	Min V <sub>z</sub>	-909.900	-12.859	-38.364	KZ 2
	Max M <sub>y</sub>	-920.330	32.311	92.965	KZ 5
	Min M <sub>y</sub>	-909.900	-12.859	-38.364	KZ 2

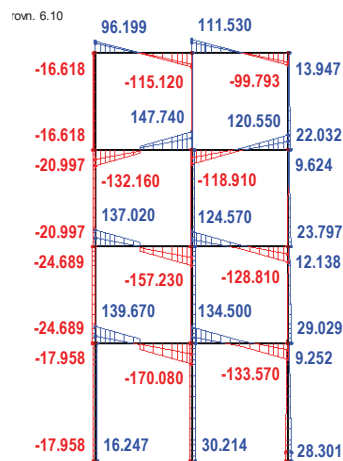
**Load combination 3 – BS 8810-1**

LC 3 – dead and imposed and wind			
Partial factor	Dead	Imposed Floor and roof	Wind
$\gamma_f$	1.2	1.2	1.2

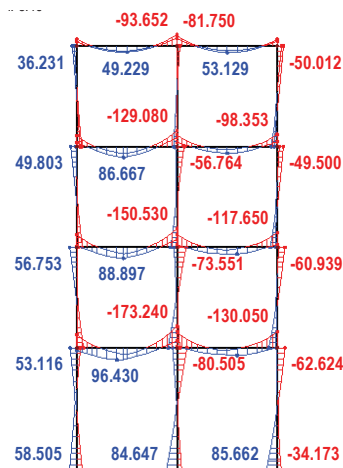
The normal forces envelope – load combination 3



The shear forces envelope – load combination 3



The bending moment envelope – load combination 3



Design forces for the interior column of a ground floor – Load combination 1					
Part of column	Design force	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	Load case
Column head	Max N	-764.180	-11.022	27.354	KZ 3
	Min N	-1026.200	13.036	-34.207	KZ 31
	Max $V_z$	-900.840	30.214	-80.505	KZ 39
	Min $V_z$	-875.960	-13.541	36.155	KZ 45
	Max $M_y$	-875.960	-13.541	36.155	KZ 45
	Min $M_y$	-900.840	30.214	-80.505	KZ 39
Column base	Max N	-779.920	-11.022	-32.883	KZ 3
	Min N	-1042.000	13.036	37.036	KZ 31
	Max $V_z$	-916.570	30.214	84.617	KZ 39
	Min $V_z$	-891.700	-13.541	-37.846	KZ 45
	Max $M_y$	-900.640	30.214	84.647	KZ 59
	Min $M_y$	-907.630	-13.540	-37.876	KZ 25

#### 4.3.5.7 Design of RC beam design – BS 8110

##### 4.3.5.7.1 Design inputs

RC BEAM DESIGN – TWO-SPAN CONTINUOUS BEAM – BS 8110			
Design parameters			
Working life	50 years		
Exposure class	XC1 – dry or permanently wet (BS 8500)		
Strength class of concrete	C25/30 (BS 8500)		
Grade of reinforcement	B500B (BS 4449)		
Concrete cover – BS 8500 and BS 8110			
Continuous one-way spanning slab design			
Nominal cover is the design depth of concrete cover to all steel reinforcement, including links.			
Exposure class	XC1 – dry or permanently wet (BS 8500)		
Concrete quality	$C25/30 \geq C20/25$		
Working life	At least 50 years		
Nominal cover to reinforcement	$c_{nom} = 15 + \Delta c_{dev}$	25	mm
	$c_{nom,min} = \phi + \phi_{ln}$	26	mm
$c_{nom}$ to all steel should be such that the resulting cover to a main bar should not be less than the size of the main bar, including links			
$c_{nom}$ should be not less than the nominal maximum size of aggregate (for most work, 20mm aggregate is suitable)			
Size of main bars	$\phi$	18	mm
Size of links	$\phi_{ln}$	8	mm
Design fixing tolerance	$\Delta c_{dev}$ (on bars over 12mm up to and including 25 mm size)	10	mm
<b>Concrete cover to reinforcement</b>	<b><math>c</math></b>	<b>30</b>	<b>mm</b>
The actual cover to all reinforcement should never be less than the nominal cover minus 5 mm.			<b>OK</b>

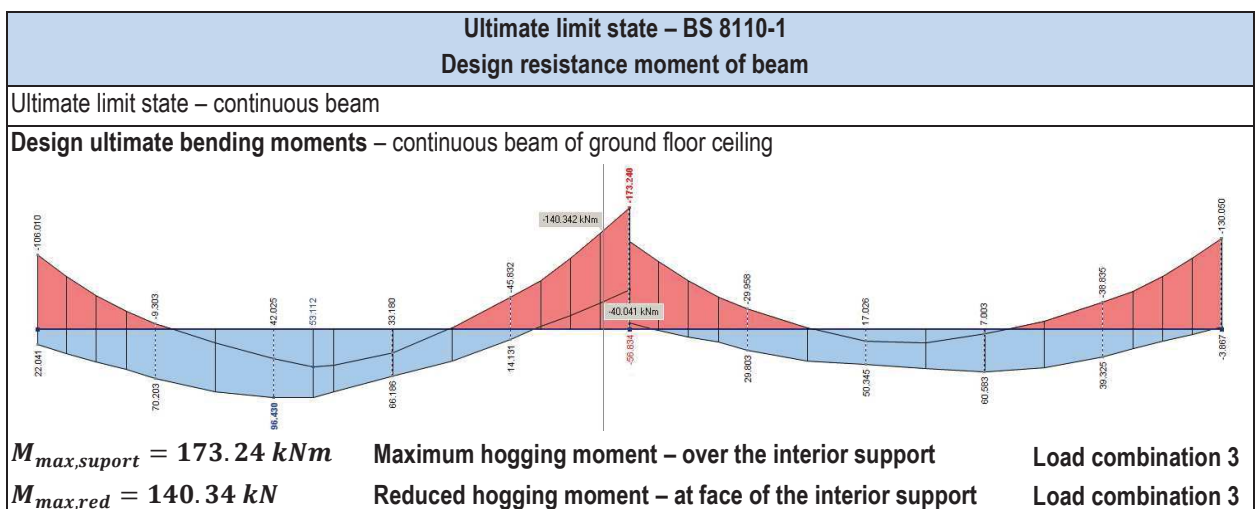
## 4.3.5.7.2 Effective width

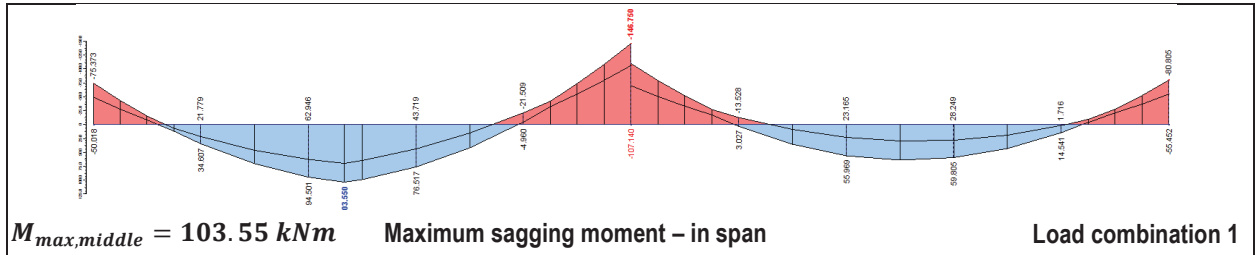
EFFECTIVE WIDTH OF FLANGED BEAM – BS 8110-1			
In absence of any more accurate determination this should be taken as:			
Condition for T-beams	Minimum from (web width + $l_z/5$ ) or actual flange width		
Effective span	$A$ (the distance between centres of beam supports)	4500	mm
Actual flange width	$w$ (the distance between centres of beams)	4500	mm
Distance between points of zero moments	$l_z = 0.7A$ (for a continuous beams)	3150	mm
Web width	$b_w$	250	mm
Effective width of beam	$b = b_w + l_z/5 = 250 + 3150/5$	880	mm
<b>Condition</b>	<b><math>b \leq w</math></b>		
	<b><math>880 \text{ mm} \leq 4500 \text{ mm}</math></b>	<b><math>\Rightarrow</math> PASS</b>	
		<b><math>\Rightarrow</math> effective width of beam <math>b = 880 \text{ mm}</math></b>	

## 4.3.5.7.3 Material properties

RC beam design – BS 8110			
Two-span continuous beam			
Concrete cover	$c$	30	mm
Effective span	$A$ (the distance between centres of support)	4.5	m
Overall depth of slab = depth of flange	$h_f$	190	mm
Width of the beam	$b$	250	mm
Height of the beam	$h$	450	mm
<b>Compressive strength class of concrete</b>	<b>C25/30</b>		
Characteristic cylinder strength	$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic cube strength	$f_{cu}$	30	
Partial safety factor for strength of concrete	$\gamma_m$ (concrete in flexure or axial load)	1.5	
<b>Grade of reinforcement</b>	<b>B500B</b>		
Characteristic strength of reinforcement	$f_y$ (high yield steel)	500	N/mm <sup>2</sup>
Partial safety factor for strength of reinforcement	$\gamma_m$	1.15	

## 4.3.5.7.4 Ultimate limit state – bending





RC continuous beam design – ultimate limit state – BS 8110-1			
Sagging moments – middle of the span – outer layer of steel			
Max sagging moment	$M_{max}$ (middle of span)	103.55	kNm/m
Effective span	$A$ (the distance between centres of support)	4.5	m
Concrete cover	$c$	30	mm
Height of the beam	$h$	450	mm
Assume diameter of main steel	$\phi$	18	mm
Diameter of links	$\phi_{ln}$	8	mm
Effective depth	$d = h - \left( c + \phi_{ln} + \frac{\phi}{2} \right)$	403	mm
Web width	$b_w$	250	mm
Effective width of flange	$b$ (width of concrete in compression)	880	mm
Factor $K$	$K = \frac{M}{f_{cu} b d^2} = \frac{103.55}{30 \times 880 \times 403^2}$	0.0242	-
Condition	$K' = 0.156$		OK
	$K \leq K' \Rightarrow 0.0242 \leq 0.156 \Rightarrow$ Compression reinforcement is not required		
Lever arm	$z = d \left( 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K}{0.9}} \right) \leq 0.95d$	382.9	mm
	$z = 403 \left( 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.0242}{0.9}} \right) \leq 0.95 \times 403$		
	$391.9 \leq 382.9 \Rightarrow z = 382.9$		
Condition	$z \leq 0.95d \Rightarrow$ In order to give a reasonable concrete area in compression		
Depth of the neutral axis	$x = (d - z)/0.45$	44.78	mm
Max depth of the neutral axis	$x_{max} = 0.5d = 0.5 \times 403$	201.5	mm
Condition	$x \leq x_{max}$		
	$44.78 \text{ mm} \leq 201.5 \text{ mm} \Rightarrow$ Ensure that the section is under-reinforced rather than over-reinforced $\Rightarrow$ OK		
Area of tension steel required	$A_s = \frac{M}{0.87 \times f_y \times z}$	621.8	mm <sup>2</sup>
	$A_{s,req} = \frac{103.55}{0.87 \times 500 \times 382.9} \times 10^6$		
Tension steel provided	18 dia bars $\Rightarrow$ number of bars 3 $\Rightarrow$ clear distance $s=60 \text{ mm}$	763.4	mm <sup>2</sup>
	$A_{s,prov} = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} \cdot n$		
Condition	$A_{s,prov} > A_{s,req}$		OK
	$763.4 \text{ mm}^2 > 628.7 \text{ mm}^2$	18 %	

Detailing – beam			
<b>Percentages of reinforcement</b>			
Minimum % reinforcement	$b_w/b < 0.4 \Rightarrow 250/880 = 0.284 < 0.4$		
Flanged beam – web in tension	$\Rightarrow A_{s,min} = 0.18\%b_w h = 0.0018 \times 250 \times 450$	202.5	mm <sup>2</sup>
Maximum % reinforcement	$A_{s,max} = 4\%b_w h$	4500	mm <sup>2</sup>
<b>Spacing of reinforcement</b>			
Minimum distance between bars	$s_{u,min} > \max\{h_{agg} + 5 \text{ mm}; \phi \text{ mm}\}$	25	mm
Clear distance between bars in tension	$s_{max,beam,clear} \leq \frac{47\,000}{f_s} \leq 300 \text{ mm}$	173	mm
	$s_{max,beam,clear} \leq 173 \leq 300 \text{ mm}$		
Service stress in the reinforcement	$f_s = \frac{2f_y}{3} \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = \frac{2 \times 500}{3} \times \frac{621.8}{763.4}$	271.5	MPa
		<b>ULS</b>	<b>PASS</b>

RC continuous beam design – ultimate limit state – BS 8110-1			
Hogging moments – at face over support – outer layer of steel			
<b>Max hogging moment</b>	<b><math>M_{max}</math> (middle of span)</b>	<b>140.34</b>	<b>kNm/m</b>
Effective span	$A$ (the distance between centres of support)	4.5	m
Concrete cover	$c$	30	mm
Overall depth of slab	$h$	450	mm
Assume diameter of main steel	$\phi$	18	mm
Diameter of links	$\phi_{ln}$	8	mm
Effective depth	$d = h - \left(c + \phi_{ln} + \frac{\phi}{2}\right)$	403	mm
Web width	$b_w$	250	mm
Effective width	$b = b_w$ (width of concrete in compression)	250	mm
Factor $K$	$K = \frac{M}{f_{cu} b d^2} = \frac{140.34}{30 \times 250 \times 403^2}$	0.115	-
Condition	$K' = 0.156$		
	$K \leq K' \Rightarrow 0.115 \leq 0.156 \Rightarrow$ Compression reinforcement is not required		OK
Lever arm	$z = d \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K}{0.9}}\right) \leq 0.95d$	342.2	mm
	$z = 403 \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.115}{0.9}}\right) \leq 0.95 \times 403$		
	$342.2 \leq 382.9 \Rightarrow z = 342.2$		
Condition	$z \leq 0.95d \Rightarrow$ In order to give a reasonable concrete area in compression		
Depth of the neutral axis	$x = (d - z)/0.45$	135.0	mm
Max depth of the neutral axis	$x_{max} = 0.5d = 0.5 \times 403$	201.5	mm
Condition	$x \leq x_{max}$		
	$135 \text{ mm} \leq 201.5 \text{ mm} \Rightarrow$ Ensure that the section is under-reinforced rather than over-reinforced $\Rightarrow$ OK		
<b>Area of tension steel required</b>	$A_s = \frac{M}{0.87 \times f_y \times z}$	<b>942.6</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
	$A_{s,req} = \frac{140.34}{0.87 \times 500 \times 342.2} \times 10^6$		
<b>Tension steel provided</b>	<b>18 dia bars <math>\Rightarrow</math> number of bars 4 <math>\Rightarrow</math> clear distance <math>s=34</math> mm</b>		
	$A_{s,prov} = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} \cdot n$	<b>1017.8</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
Condition	$A_{s,prov} > A_{s,req}$		OK
	<b><math>1017.8 \text{ mm}^2 &gt; 942.6 \text{ mm}^2</math></b>	<b>7 %</b>	



Detailing – beam			
<b>Percentages of reinforcement</b>			
Minimum % reinforcement ⇒ flanged beam – flange in tension	$A_{s,min} = 0.26\%b_w h = 0.26 \times 250 \times 450$	292.5	mm <sup>2</sup>
Maximum % reinforcement	$A_{s,max} = 4\%b_w h$	4500	mm <sup>2</sup>
<b>Spacing of reinforcement</b>			
Minimum distance between bars	$s_{u,min} > \max\{h_{agg} + 5 \text{ mm}; \phi \text{ mm}\}$	25	mm
Clear distance between bars in tension	$s_{max,beam,clear} \leq \frac{47\,000}{f_s} \leq 300 \text{ mm}$ $s_{max,beam,clear} \leq 152 \leq 300 \text{ mm}$	152	mm
Service stress in the reinforcement	$f_s = \frac{2f_y}{3} \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = \frac{2 \times 500}{3} \times \frac{942}{1017.8}$	308	MPa
		<b>ULS</b>	<b>PASS</b>

#### 4.3.5.7.5 Ultimate limit state – shear

RC beam design – Ultimate Limit State – BS 8110-1			
<b>Shear resistance of concrete</b>			
The shear stress may be calculated at a section a distance $d$ from the face of the support.			
<b>The shear force envelope</b>			
$V_{max,support} = 174.67 \text{ kN}$	<b>Maximum shear force – at the interior support</b>	<b>Load Combination 1</b>	
$V_{max,red} = 138.12 \text{ kN}$	<b>Reduced shear force – at a distance <math>d=403 \text{ mm}</math> from face of the interior support</b>	<b>Load Combination 1</b>	
<b>Design shear force</b>	$V_{max}$	<b>138.1</b>	<b>kN/m</b>
Effective depth	$d$	403	mm
Shear stress	$v = \frac{V}{bd} = \frac{138.1}{250 \times 403}$	1.371	N/mm <sup>2</sup>
Limited maximum shear stress	$0.8\sqrt{f_{cu}} = 0.8\sqrt{30}$	4.381	N/mm <sup>2</sup>
<b>Condition for avoiding of diagonal compression failure</b>	$v \leq \min\{0.8\sqrt{f_{cu}}; 5 \text{ N/mm}^2\}$ <b><math>1.371 \leq 4.381</math></b>	<b>OK</b>	
<b>Condition</b>	$v < v_c$		
Longitudinal tension reinforcement	$A_s$	1017.8	mm <sup>2</sup>
Concrete cover	$\frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 1017.8}{250 \times 403}$	1.010	N/mm <sup>2</sup>
Design concrete shear stress for the characteristic concrete strength $25 \text{ N/mm}^2$	Table value = $0.79 \left\{ \frac{100A_s}{bd} \right\}^{1/3} \frac{(400/d)^{1/4}}{\gamma_m}$ Table value = $0.79 \times \{1.01\}^{1/3} \times \frac{(400/403)^{1/4}}{1.25}$	0.633	N/mm <sup>2</sup>
Design concrete shear stress for the characteristic concrete strength greater than $25 \text{ N/mm}^2$ ( $37 \text{ N/mm}^2$ )	$v_c = \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} \times \text{table value}$ $v_c = \left(\frac{30}{25}\right)^{1/3} \times 0.633$	0.672	N/mm <sup>2</sup>
<b>Condition</b>	$v < v_c$ <b><math>1.371 \text{ N/mm}^2 \not\leq 0.672 \text{ N/mm}^2</math></b>	<b>FAIL</b>	
<b>⇒ Shear reinforcement is required</b>			

Design of shear reinforcement			
Condition for form and area of shear reinforcement in beams			
Value of $v$ ( $N/mm^2$ )	Form of shear reinforcement to be provided	Area of shear reinforcement to be provided	
Less than $0.5v_c$ throughout the beam	While minimum links should be provided in all beams of structure importance, it will be satisfactory to omit them in members of minor structural importance such as lintels or where the maximum design shear stress is less than half $v_c$ .	None is required ( just the minimum)	
$0.5v_c < v < (v_c + 0.4)$	Minimum links for whole length of beam	$A_{sv} \geq 0.4b_v s_v / 0.87f_{yv}$ Minimum links provide a design shear resistance of $0.4 N/mm^2$	
$(v_c + 0.4) < v < 0.8\sqrt{f_{cu}}$ or $5 N/mm^2$	Links or links combined with bent-up bars. Not more than 50% of the shear resistance provided by the steel may be in the form of bent-up bars. $\Rightarrow$ spacing of links and bent-up bars	Where links only provided: $A_{sv} \geq b_v s_v (v - v_c) / 0.87f_{yv}$ Where links and bent-up bar provided: The resistance of system of bent-up bars $V_b = A_{sb} (0.87f_{yv}) (\cos\alpha + \sin\alpha\cos\beta) \frac{d-d'}{s_b}$	
The spacing of links in the direction of span should not exceed $0.75d$ . This will ensure that at least on link crosses the potential crack			
Checking of required area and spacing of shear reinforcement			
Shear stress	$v$	1.371	$N/mm^2$
Design concrete shear stress	$v_c$	0.672	$N/mm^2$
	$0.5v_c$	0.336	$N/mm^2$
	$v_c + 0.4$	1.072	$N/mm^2$
	$0.8\sqrt{f_{cu}}$	4.381	$N/mm^2$
<b>Comparison</b>	$(v_c + 0.4) < v < 0.8\sqrt{f_{cu}}$ $1.072 < 1.371 < 4.831$	$\Rightarrow$	<b>It is necessary to provide links with appropriate spacing</b>
Design of area and spacing of links			
The spacing of links in the direction of the span should not exceed $0.75d$ At right-angles to the span, the horizontal spacing should be such that no longitudinal tension bar is more than $150 \text{ mm}$ from a vertical leg; this spacing should in any case not exceed $d$ .			
Characteristic strength or shear reinforcement	$f_{yv}$	500	$N/mm^2$
Condition for spacing	$0.75d = 0.75 \times 403$	302	mm
Condition for the area of links	$A_{gv} \geq b_v s_v (v - v_c) / 0.87f_{yv} \Rightarrow \frac{A_{gv}}{s_v} \geq b_v (v - v_c) / 0.87f_{yv}$		
Product	$b_v (v - v_c) / 0.87f_{yv} = 250 \times (1.371 - 0.639) / 0.87 / 500$	0.401	
Diameter of links	$\phi_v$	8	mm
Number of vertical legs	$n$	2	-
Area of links	$A_{gv} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_v^2}{4}$	100.53	$N/mm^2$
Spacing of links	$s_v$	225	mm
Ratio	$\frac{A_{gv}}{s_v} = \frac{100.53}{225}$	0.446	-
<b>Condition</b>	$\frac{A_{gv}}{s_v} \geq b_v (v - v_c) / 0.87f_{yv}$ $0.446 \geq 0.401$	<b>Provided shear reinforcement:</b> <b>Links with dia 8mm and spacing 225 mm</b>	
		<b>ULS</b>	<b>PASS</b>

## 4.3.5.7.6 Serviceability limit state – Deflection

RC beam design – Serviceability Limit State – BS 8110-1			
Deflection check			
Effective span	$A$ (the distance between centres of support)	4.5	m
Basic (span/effective depth) ratio	For continuous support conditions and rectangular section	26	-
Modification factor	Modification factor = $0.55 + \frac{477 - f_s}{120(0.9 + \frac{M}{bd^2})} \leq 2$	1.664	-
	$0.55 + \frac{477 - 271.5}{120(0.9 + \frac{103.55}{0.403^2})} = 1.642 \leq 2$		
Basic ratio $\times$ modification factor	$26 \times 1.664$	43.26	-
Steel service stress	$f_s = \frac{2f_y}{3} \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = \frac{2 \times 500}{3} \times \frac{621.8}{763.4}$	271.5	N/mm <sup>2</sup>
Required area of reinforcement	$A_{s,req}$	628.7	mm <sup>2</sup>
Provided area of reinforcement	$A_{s,prov}$	763.4	mm <sup>2</sup>
Sagging moment	$M_{max}$ (middle of span)	103.55	kNm/m
Overall depth of slab	$h$	450	mm
Diameter of main steel	$\phi$	18	mm
Effective depth	$d = h - (c + \phi_{in} + \frac{\phi}{2})$	403	-
Span/effective depth ratio	$\frac{A}{d} = \frac{4500}{403}$	11.17	-
<b>Condition:</b>	<b>Span/effective depth ratio <math>\leq</math> Basic ratio <math>\times</math> Modification factor</b>		<b>OK</b>
	<b>11.17 <math>\leq</math> 43.26</b>		
This should normally ensure that the part of the deflection occurring after construction of finishes and partitions will be limited to span /500 or 20 mm, whichever is the lesser.			<b>SLS PASS</b>

RC beam design – Design details – BS 8110-1			
Anchorage and laps			
Ultimate anchorage bond lengths and lap lengths as multiples of bar size (Table 3.27 of BS 8110-1)			
Reinforcement types	Grade 500		
	Plain		
	Concrete strength class 25/30	Diameter of main bars	As multiples of bar size
Tension anchorage and lap length	72	18	1296 mm $\cong$ 1300 mm
1.4 $\times$ tension lap	100	18	1800 mm
2.0 $\times$ tension lap	143	18	2574 mm $\cong$ 2580 mm
Compression anchorage length	58	18	1044 mm $\cong$ 1050 mm
Compression lap length	72	18	1296 mm $\cong$ 1300 mm

## 4.3.5.7.7 Summarization

Summarization – continuous beam design – BS 8110	
Height of T beam – C25/30	$h=450$ mm
Width of web of T-beam	$b=250$ mm
Concrete cover	$c=30$ mm
Reinforcement – main bars – B500B	
Middle of the span – sagging moments	18 diameter, number of bars 3
Over the support – hogging moments	18 diameter, number of bars 4
Shear reinforcement - links	8 diameter @ 225 mm centres

## 4.3.5.8 Design of RC column design – BS 8110

RC COLUMN DESIGN – BS 8110			
Design parameters			
Working life	50 years		
Exposure class	XC1 – dry or permanently wet (BS 8500: 2010)		
Strength class of concrete	C25/30 (BS 8500: 2010)		
Grade of reinforcement	B500B (BS 4449: 2005)		
Concrete cover – BS 8500 and BS 8110			
Continuous one-way spanning slab design			
Nominal cover is the design depth of concrete cover to all steel reinforcement, including links.			
Exposure class	XC1 – dry or permanently wet (BS 8500)		
Concrete quality	$C25/30 \geq C20/25$		
Working life	At least 50 years		
Nominal cover to reinforcement	$c_{nom} = 15 + \Delta c_{dev}$	25	mm
	$c_{nom,min} = \phi + \phi_{ln}$	24	mm
	$c_{nom}$ to all steel should be such that the resulting cover to a main bar should not be less than the size of the main bar, including links		
	$c_{nom}$ should be not less than the nominal maximum size of aggregate (for most work, 20mm aggregate is suitable)		
Size of main bars	$\phi$	16	mm
Size of links	$\phi_{ln}$	8	mm
Design fixing tolerance	$\Delta c_{dev}$ (on bars over 12mm up to and including 25 mm size)	10	mm
<b>Concrete cover to reinforcement</b>	<b><math>c</math></b>	<b>30</b>	<b>mm</b>
The actual cover to all reinforcement should never be less than the nominal cover minus 5 mm.			<b>OK</b>

## 4.3.5.8.1 Material properties

RC COLUMN DESIGN – BS 8110			
Braced column of transverse frame – Inner column of ground floor			
Concrete cover	$c$	30	mm
Column height (length)	$l$	5.24	m
Compressive strength class of concrete			
	<b>C25/30</b>		
Characteristic cylinder strength	$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic cube strength	$f_{cu}$	30	
Partial safety factor for strength of concrete	$\gamma_m$ (concrete in flexure or axial load)	1.5	
Grade of reinforcement			
	<b>B500B</b>		
Characteristic strength or reinforcement	$f_y$	500	N/mm <sup>2</sup>
Partial safety factor for strength of reinforcement	$\gamma_m$	1.15	

## 4.3.5.8.2 Design internal forces – RFEM

Design forces for the interior column of a ground floor – RFEM				
Load Combination 1, 2 or 3		$N$ (kN)	$V$ (kN)	$M$ (kNm)
Column head	$N_{max}$ (LC3)	-764.18	-11.02	27.35
	$N_{min}$ (LC1)	-1232.90	5.48	-15.04
	$M_{max}$ (LC3)	-875.96	-13.54	36.16
	$M_{min}$ (LC2)	-901.97	32.31	-83.62
Column base	$N_{max}$ (LC3)	-779.92	-11.02	-32.88
	$N_{min}$ (LC1)	-1251.30	5.48	14.93
	$M_{max}$ (LC2)	-920.33	32.31	92.97
	$M_{min}$ (LC2)	-909.9	-12.86	-38.37

## 4.3.5.8.3 Eccentricities

Eccentricities for column design			
Design normal force		$N_{Ed}$	
Design bending moment		$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot (e_1 + a_u)$	
<b><math>e_1</math> – Initial eccentricity</b>			
Initial eccentricity		$e_1 = \frac{M_1}{N}$	See below
Normal force - RFEM		$N$	See below
Initial end moment due to design ultimate loads		$M_1$	See below
<b><math>a_u</math> – Additional eccentricity (deflection)</b>			
Additional eccentricity		$e_2$	See below
<b><math>e_{min}</math> – Minimum eccentricity</b>			
$e_{min}$ equal to 0.05 times the overall dimension of the column in the plane of bending considered but not more than 20 mm			
Minimum eccentricity		$e_{min} = \frac{h}{20} \leq 20 \text{ mm}$	20 mm

## 4.3.5.8.4 Additional eccentricity due to deflection

Cross-section and the initial design of reinforcement			
Depth of the column cross-section	$h$	400	mm
Width of the column cross-section	$b$	250	mm
Diameter of main bars	$\phi$	16	mm
Diameter of links	$\phi_{lr}$	8	mm
Number of main bars	$n$	6	-
Area of reinforcement	$A_{s1} = A_{s2} = \frac{n}{2} \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$	603.1	mm <sup>2</sup>

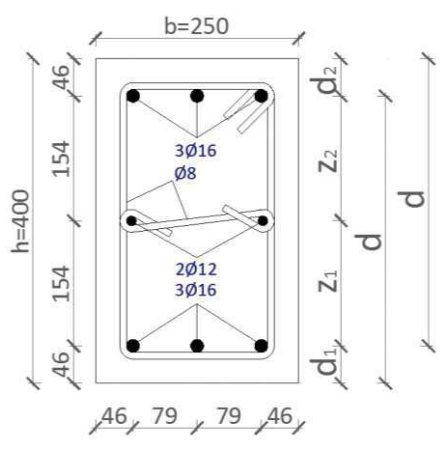
Determination of additional eccentricity due to deflection – BS 8110-1			
Determine if the column is short or slender			
A column may be considered as short when both the ratios $l_{ex}/h$ and $l_{ey}/b$ are less than 15 for braced column and 10 for unbraced column. It should be otherwise be considered as slender.			
Major axis of the column			
Clear height of column between end restraints	$l$	5240	mm
Effective height of column in the plane of bending considered	$l_e = \beta l$	3930	mm
Values of $\beta$ for braced columns and its end conditions	$\beta$ (end conditions 1 and 1)	0.75	-
End conditions	<i>End condition at top:</i> the end of the column is connected monolithically to beams on either side which are at least as deep as the overall dimension of the column in the plane considered.	1	-
	<i>End condition at bottom:</i> where the column is connected to a foundation structure	1	-
Depth of the column cross-section	$h$	400	
Effective height in respect of the major axis	$l_{ex} = l_e$	3930	
Ratio	$l_{ex}/h$	9.83	
<b>Condition</b>	$l_{ex}/h < 15$ $9.83 < 15 \Rightarrow$ <b>Short braced column</b>	$\Rightarrow$ <b>No additional moment induced by deflection at ULS</b>	
Minor axis of the column			
Clear height of column between end restraints	$l$	5510	mm
Effective height of column in the plane of bending considered	$l_e = \beta l$	4408	mm
Values of $\beta$ for braced columns and its end conditions	$\beta$ (end conditions 1 and 1)	0.80	-
End conditions	<i>End condition at top:</i> the end of the column is connected monolithically to beams or slabs on either side which are shallower than the overall dimension of the column in the plane considered.	2	-
	<i>End condition at bottom:</i> where the column is connected to a foundation structure	1	-
Width of the column cross-section	$b$	250	
Effective height in respect of the major axis	$l_{ey} = l_e$	4408	
Ratio	$l_{ey}/b$	17.6	
<b>Condition</b>	$l_{ey}/b < 15$ $17.6 \not< 15 \Rightarrow$ <b>Slender braced column</b>	$\Rightarrow$ <b>Additional moment induced by deflection at ULS</b>	
The additional moments $M_2 = Ne_2$ due to deflection are not determined.			

## 4.3.5.8.5 Internal forces for final design

Design forces for the interior column of a ground floor - RFEM						
Load Combination 1, 2 or 3		Internal forces		Eccentricity		Design bending moment
		$N$	$M_1$	$e_1 = \frac{ M_1 }{ N }$	$a_u$	$M = N \cdot (e_1 + a_u)$
		[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]
Column head	$N_{max}$	-764.18	27.35	-35,79	0	27.35
	$N_{min}$	-1232.90	-15.04	12,20	0	-15.04
	$M_{max}$	-875.96	36.16	-41,28	0	36.16
	$M_{min}$	-901.97	-83.62	92,71	0	-83.62
Column base	$N_{max}$	-779.92	-32.88	42,16	0	-32.88
	$N_{min}$	-1251.30	14.93	-11,93	0	14.93
	$M_{max}$	-920.33	92.97	-101,02	0	92.97
	$M_{min}$	-909.9	-38.37	42,17	0	-38.37

## 4.3.5.8.6 Cross-section properties

Column design – BS 8110-1			
Interior column of a ground floor			
Column cross-section			
Width	$b$	250	mm
Height	$h$	400	mm
Area of cross-section	$A_c = h \cdot b$	100 000	mm <sup>2</sup>
Bar diameter	$\phi$	16	mm
Number of bars	$n$	6	-
Area of reinforcement	$A_{st} = A_{sc} = \frac{n}{2} \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$	603.18	mm <sup>2</sup>
Diameter of links	$\phi_{sw}$	8	mm
Spacing of links	$s$	190	mm
Cover	$c$	30	mm
Distance	$d = h - c - \phi_{tir} - \frac{\phi}{2}$	354	mm
	$d' = c + \phi_{sw} + \frac{\phi}{2}$	46	mm
	$z_{s1} = z_{s2} = \frac{h-d_1-d_2}{2}$	154	mm



## 4.3.5.8.7 Reinforcement details

Reinforcement details			
Area of reinforcement			
Min area of reinforcement	$A_{s,min} = 0.004bh = 0.004 \times 250 \times 400$	400	mm <sup>2</sup>
Max area of reinforcement	$A_{s,max} = 0.06bh = 0.06 \times 250 \times 400$	6000	mm <sup>2</sup>
Minimum diameter	$\phi$	12	mm
Min number of bars	$n$	4	-
Spacing of reinforcement			
Min distance between bars	$s_{min} = \max\{\phi; d_g + 5mm\}$	25	mm
Max distance between bars	It is not specified but it should not normally exceed	250	mm

Spacing of links	$s \leq 12\phi = 12 \cdot 16$	192	mm
	$s \leq \min(b; h)$	250	mm
	$s \leq 300 \text{ mm}$	300	mm
Size of links	$\phi_{sv}$ minimum	6	mm
	$\frac{\phi}{4} = \frac{16}{4}$	4	mm

#### 4.3.5.8.8 Limitation for design

Limitation			
Strain stress in reinforcement			
$E_s = 200 \text{ GPa}$	$f_y = 500 \text{ MPa}$	$\varepsilon_{cu3} = 3.5 \text{ ‰}$	$\varepsilon_s = 2.17 \text{ ‰}$
Condition:	$x \leq x_{bal}$	$\frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{3.5}{3.5 + 2.17} = 0.617$	
Tension reinforcement	$\Rightarrow$ The tension reinforcement $A_{st}$ yields	$x_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d$	
	$f_{st} = \varepsilon_s \cdot E_s$	$x_{bal} = 0.617 \times 354 = 218.4 \text{ mm}$	
	$\varepsilon_{st} = \varepsilon_s \Rightarrow f_{st} = f_y / \gamma_m$		
Condition:	$x \geq x_{bal}$	$\frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{3.5}{3.5 - 2.17} = 2.632$	
Compression reinforcement	$\Rightarrow$ The compression reinforcement $A_{sc}$ yields	$x_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} d'$	
	$f_{sc} = \varepsilon_s \cdot E_s$	$x_{bal} = 2.632 \times 46 = 121.1 \text{ mm}$	
	$\varepsilon_{st} = \varepsilon_s \Rightarrow f_{sc} = f_y / \gamma_m$		
	Stress in reinforcement: $\frac{f_y}{\gamma_m} = \frac{f_y}{1.15} = 0.87f_y$	$x_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d$	
	Stress in concrete: $\frac{0.67f_{cu}}{\gamma_m} = \frac{0.67f_{cu}}{1.5} = 0.45f_{cu}$	$x_{bal} = 0.617 \times 354 = 218.4 \text{ mm}$	

The area of longitudinal steel for columns resisting axial loads and uniaxial or biaxial bending is normally calculated using the design charts in Part 3 of BS 8110. These charts are available for columns having a rectangular cross-section and symmetrical arrangement of reinforcement. BSI issued these charts when the preferred grade of reinforcement was 460 not 500. Nevertheless, these charts could still be used to estimate the area of steel reinforcement required in columns but steel areas obtained will be approximately 10 per cent greater than required. It should be noted that each chart is particular for a selected characteristic strength of concrete  $f_{cu}$ , characteristic strength of reinforcement  $f_y$ , and  $d/h$  ratio.

#### 4.3.5.8.9 Interaction diagram

Analysis of a column section – The strength interaction diagram	
Curve of interaction diagram is a set of points for a range of values of $x/h$ , each representing a combination of axial force and moment. Any combination of applied moment and axial force that falls inside this curve is therefore safe against failure.	

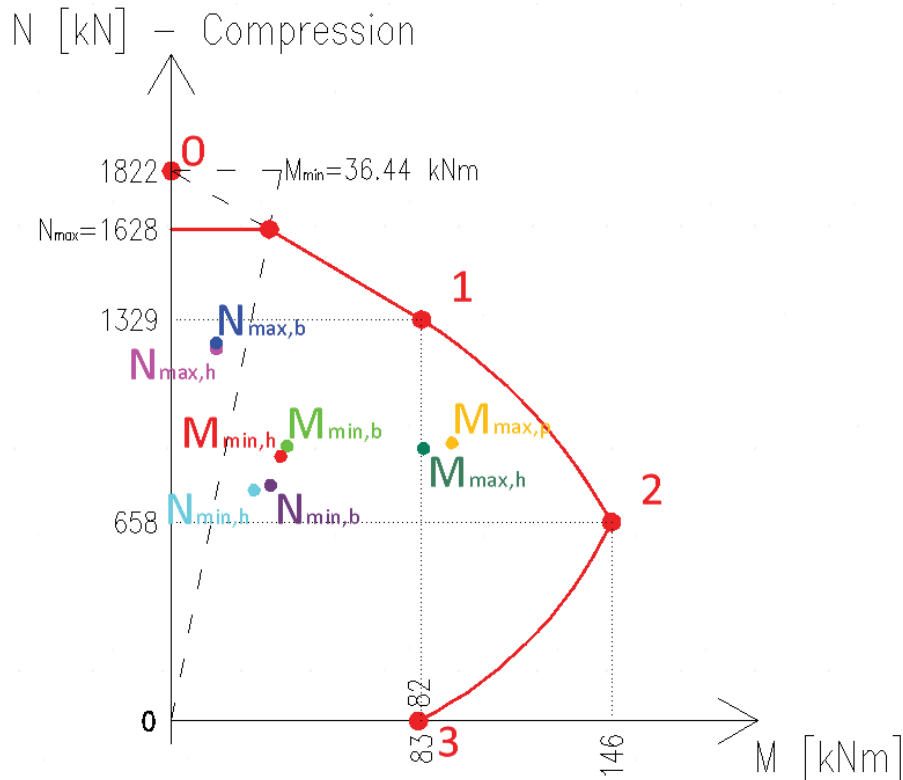
Point 0 – Pure axial compression			
Depth of the neutral axis	$x = \infty$ ( $x = h$ )	400	mm
Strain	$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{sc} = \varepsilon_{cu}$	0.002	-
Stress in $A_{st} = A_{sc}$	$f_{st} = f_{sc} = E_s \times \varepsilon_s = 200 \times 10^3 \times 0.002$	400	MPa



<b>Load capacity</b>	$N_0 = F_c + F_{st} + F_{sc}$ $N_0 = b \times h \times 0.45f_{cu} + A_{st} \cdot f_{st} + A_{sc} \cdot f_{sc}$ $N_0 = 250 \times 400 \times 0.45 \times 30 + 2 \times 603 \times 400$	<b>1822</b>	<b>kN</b>
<b>Moment capacity</b>	$M_0 = A_{st} \cdot f_{st} \cdot z_{s2} - A_{sc} \cdot f_{sc} \cdot z_{s1}$ $M_{Rd,0} = 603 \cdot 400 \cdot 154 - 603 \cdot 400 \cdot 154$	<b>0</b>	<b>kNm</b>
<b>Point 1 – Zero strain in the tension reinforcement</b>			
Depth of the neutral axis	$x = d$	354	mm
Strain of concrete	$\varepsilon_{cu3}$	0.0035	-
Strain of $A_{st}$	$\varepsilon_{st}$	0	-
Stress in $A_{st}$	$f_{st}$	0	MPa
Strain of $A_{sc}$	$\varepsilon_{sc} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (x - d') = \frac{0.0035}{354} \times (354 - 46)$	0.00305	-
Limited stress in $A_s$	$\varepsilon_s = \frac{f_y/\gamma_m}{E_s} = \frac{500/1.15}{200}$	0.00217	-
Comparison	$\varepsilon_{sc} > \varepsilon_s \Rightarrow 0.00305 > 0.00217$		
Stress in $A_{sc}$	$\Rightarrow f_{sc} = 0.87f_y$	434.8	MPa
<b>Load capacity</b>	$N_1 = F_c + F_{sc}$ $N_1 = 0.9x \times b \times 0.45f_{cu} + A_{sc} \times f_{sc}$ $N_1 = 0.9 \times 354 \times 250 \times 0.45 \times 30 + 603 \times 434.8$	<b>1329</b>	<b>kN</b>
<b>Moment capacity</b>	$M_1 = F_c \cdot z_c + F_{sc} \cdot z_s$ $M_1 = 0.9x \times b \times 0.45f_{cu} \times \left(\frac{h}{2} - \frac{0.9x}{2}\right) + A_{sc} \times f_{sc} \times z_s$ $M_1 = 0.9 \times 354 \times 250 \times 0.45 \times 30 \times \left(\frac{400}{2} - \frac{0.9 \times 354}{2}\right) + 603 \times 434.8 \times 154$	<b>83</b>	<b>kNm</b>
<b>Point 2 – Balance point</b>			
Depth of the neutral axis	$x = x_{bal}$	218.4	mm
Strain of concrete	$\varepsilon_{cu3}$	0.0035	-
Strain of $A_{st}$	$\varepsilon_{st} = \varepsilon_s$	0.00217	-
Stress in $A_{st}$	$\Rightarrow f_{st} = f_{yd}$	434.8	MPa
Strain in $A_{sc}$	$\varepsilon_{sc} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x_{bal}} (x_{bal} - d') = \frac{0.0035}{218.4} \times (218.4 - 46)$	0.00276	-
Comparison	$\varepsilon_{sc} > \varepsilon_s \Rightarrow 0.00276 > 0.00217$		
Stress in $A_{sc}$	$\Rightarrow f_{sc} = 0.87f_y$	434.8	MPa
<b>Load capacity</b>	$N_2 = F_c - F_{st} + F_{sc}$ $N_2 = 0.9x_{bal} \times b \times 0.45f_{cu} - A_{st} \times f_{st} + A_{sc} \times f_{sc}$ $N_2 = 0.9 \times 218.4 \times 250 \times 0.45 \times 30 - 603 \times 434.8 + 603 \times 434.8$	<b>658</b>	<b>kN</b>
<b>Moment capacity</b>	$M_2 = F_c \times z_c + F_{st} \times z_s + F_{sc} \times z_s$ $M_2 = 0.9x_{bal} \times b \times 0.45f_{cu} \times \left(\frac{h}{2} - \frac{0.9}{2} \times x_{bal}\right) + A_{st} \times f_{st} \times z_s + A_{sc} \times f_{sc} \times z_s$ $M_2 = 0.9 \times 218.4 \times 250 \times 0.45 \times 30 \times \left(\frac{400}{2} - \frac{0.9}{2} \times 218.4\right) + 603 \times 434.8 \times 154 + 603 \times 434.8 \times 154$	<b>146</b>	<b>kNm</b>
<b>Point 3 – Pure bending</b>			
Strain of concrete	$\varepsilon_{cu3}$	0.0035	-
Strain of $A_{st}$	$\varepsilon_{st} > \varepsilon_s = 0.00217$	-	-
Stress in $A_{st}$	$\Rightarrow f_{st} = 0.87f_y$	434.8	MPa
Equilibrium	$F_c - F_{st} = 0 \Rightarrow 0.9x \times b \times 0.45f_{cu} - A_{st} \cdot f_{st} = 0$		
Depth of the neutral axis	$x = \frac{A_{st} \times f_{st}}{0.9 \times b \times 0.45f_{cu}} = \frac{603 \times 434.8}{0.9 \times 250 \times 0.45 \times 30}$	86.98	mm
<b>Load capacity</b>	$N_3 = F_c - F_{st}$ $N_3 = 0.9x \times b \times 0.45f_{cu} - A_{st} \cdot f_{st}$ $N_3 = 0.8 \cdot 65,5 \cdot 250 \cdot 16,6 - 603 \cdot 434,8$	<b>0</b>	<b>kN</b>
<b>Moment capacity</b>	$M_3 = F_c \cdot z_c + F_{s1} \cdot z_s + F_{s2} \cdot z_s$ $M_3 = 0.9x \times b \times 0.45f_{cu} \times \left(\frac{h}{2} - 0.45 \times x\right) + A_{st} \times f_{st} \times z_{s1}$ $M_3 = 0.9 \times 86.98 \times 250 \times 0.45 \times 30 \times \left(\frac{400}{2} - 0.45 \times 86.98\right) + 603 \times 434.8 \times 154$	<b>82</b>	<b>kNm</b>

To simplify, critical points of column resistance in the interaction diagram have been determined for the column in compression zone only.

$$\text{Limitation } e_{min} = \frac{h}{20} \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow M_{min} = N_0 e_{min} = 1822 \times 0.02 = 36.44 \text{ kNm} \Rightarrow N_{max} = 1628 \text{ kN}$$



Obr. 56 Interaction diagram in the direction of major axis

Critical internal forces			
Points		N  (kN)	M  (kNm)
Column head	$N_{max,h}$	1232.90	15.04
	$N_{min,h}$	764.18	27.35
	$M_{max,h}$	901.97	83.62
	$M_{min,h}$	875.96	36.16
Column base	$N_{max,b}$	1251.30	14.93
	$N_{min,b}$	779.92	32.88
	$M_{max,b}$	920.33	92.97
	$M_{min,b}$	909.9	38.37

#### 4.3.5.8.10 Summarization

Summarization – continuous beam design – BS 8110	
Height of column cross-section – C25/30	h=400 mm
Width of column cross-section	b=250 mm
Concrete cover	c=30 mm
Reinforcement – main bars – B500B	2 x 3 x $\phi$ 16
Shear reinforcement - links	8 diameter @ 190 mm centres

## 5 POROVNÁNÍ EUROKÓDŮ A BRITISH STANDARDS

V této části jsou ukázány hlavní rozdíly mezi navrhováním železobetonových konstrukcí podle British Standards a Eurokódů. Vzhledem k rozsahu práce je popis rozdílů omezen hlavně na ty, které nastaly během praktického výpočtu železobetonové konstrukce řešeného objektu uvedeného v předešlých částech práce. Mezi sebou budou porovnány části norem BS 6399, BS 8110 a ČSN EN 1990, ČSN EN 1991 a ČSN EN 1992.

### 5.1 Eurokódy související s navrhováním betonových konstrukcí a odpovídající British Standards

EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí	BS 8110: Part 1
EN 1991-1-1	Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb	BS 6399: Part 1 and BS 648
EN 1991-1-2	Obecná zatížení – Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru	-
EN 1991-1-3	Obecná zatížení – Zatížení sněhem	BS 6933: Part 3
EN 1991-1-4	Obecná zatížení – Zatížení větrem	BS 6399: Part 2
EN 1991-1-5	Obecná zatížení – Zatížení teplotou	-
EN 1991-1-6	Obecná zatížení – Zatížení během provádění	-
EN 1991-1-7	Obecná zatížení – Mimořádná zatížení	-
EN 1991-2	Zatížení mostů dopravou	BS 37/88
EN 1991-3	Zatížení od jeřábů a strojního vybavení	-
EN 1991-4	Zatížení zásobníků a nádrží	-
EN 1992-1-1	Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby	BS 8110: Part 1,2,3
EN 1992-1-2	Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru	BS 8110: Part 1, 2
EN 1992-2	Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady	BS 5400: Part 4
EN 1992-3	Nádrže na kapaliny a zásobníky	BS 8007

Největší rozdíl mezi rozdělením jednotlivých norem je, že v British Standards neexistuje jednotná norma pro zásady navrhování a stanovení kombinací zatížení jako je EN 1990.

Pravidla navrhování, sestavení kombinací, hodnoty dílčích součinitelů zatížení atd. jsou v BS uvedena vždy na začátku každé normy týkající se jednotlivých materiálů, tj. pro navrhování betonových konstrukcí tyto zásady uvádí BS 8110-1, pro navrhování ocelových konstrukcí BS 5950-1 atd.

### 5.2 Hlavní podobnosti – stručný přehled

- Většina pravidel pro navrhování v porovnávaných normách je založena na stejných principech, ale s odlišnými pravidly a podrobnostmi výpočtů
- Metodou posuzování spolehlivosti konstrukcí je metoda mezních stavů únosnosti a použitelnosti
- BS i EN definují hodnoty stálých a užitných zatížení, zatížení sněhem a větrem na konstrukci
- Značení tříd betonu a betonářské oceli je stejné (např. C25/30 a B500B)

### 5.3 Hlavní rozdíly – stručný přehled

- Eurokódy poskytují pravidla pro navrhování jednotlivých prvků rozdělených podle druhu namáhání jako je ohybový moment, posouvající a normálová síla. British Standards rozděluje prvky na nosníky, desky, sloupy a stěny.
- Návrh únosnosti průřezu je v Eurokódech založen na charakteristické válcové pevnosti betonu  $f_{ck}$ . V BS je návrh založen na charakteristické krychelné pevnosti betonu  $f_{cu}$ .
- EN neudává vždy všechny nutné vztahy a vzorce pro výpočet únosnosti. Např. pro výpočet únosnosti v ohybu udává pouze hlavní principy výpočtu a obdélníkové rozdělení napětí, ze kterého se při návrhu vychází. BS uvádí přehledný návod krok za krokem jak při posouzení ohybu postupovat.
- Na rozdíl od toho ale EN zavádí komplexnější a podrobnější vztahy pro výpočet některých dalších veličin. Jsou to například spolupůsobící šířka desky, mezní poměr rozpětí k účinné výšce desky, posouzení štíhlosti sloupu, kotevní délky a délky přesahů výztuže atd.
- EN dovoluje používání tříd betonu s vyšší pevností než BS. EN až do třídy C90/105 a BS do C50/60.
- Při navrhování smykové únosnosti se v EN používá model náhradní příhradoviny s proměnným sklonem tlačných diagonál (the variable strut inclination). BS používá model s pevně daným sklonem betonových diagonál 45°. Při posouzení EN porovnává mezní hodnoty posouvajících sil, BS porovnává mezní hodnoty smykových napětí.
- Jednotky používané v EN pro napětí jsou v mega pascálech MPa, BS pro napětí používá N/mm<sup>2</sup> (1MPa = 1 N/mm<sup>2</sup>)
- EN používá pro oddělení desetinných míst desetinou čárku, BS používá desetinou tečku.
- Pro některé výrazy a veličiny jsou v EN a BS užívány různé značky a symboly. EN obecně zavádí více veličin a používá více symbolů zejména pak z řecké abecedy.
- Obecně BS používá i jiné výrazy než EN pro jednotlivé definice a veličiny. Příkladem mohou být anglické výrazy pro zatížení – loads a actions nebo pro stálé zatížení – dead loads a permanent loads, atd. Tyto rozdíly jsou ale znatelné pouze pokud se porovnávají British Standards s anglickou verzí Eurokódů BS EN, v rámci překladu do češtiny se ty rozdíly vymizí.

### 5.4 Podrobnější přehled rozdílů a podobností s popisem, které nastaly během statického výpočtu nosné konstrukce ZŠU

#### 5.4.1 ČSN EN 1991-1-1 versus BS 6399-1

##### 5.4.1.1 Stálé zatížení – Dead loads

	ČSN EN / BS EN	BS
Vlastní hmotnost železobetonu Self weight of reinforced concrete	25 kN/m <sup>3</sup>	24 kN/m <sup>3</sup> (BS 648)

### 5.4.1.2 Užiténé zatížení ploch – Imposed floor loads

Charakteristické hodnoty užiténých zatížení Minimum imposed floor loads		
	ČSN EN	BS
Užiténé kategorie Type of activity/occupancy	Plochy, kde může docházet ke shromažďování lidí ⇒ C1 plochy se stoly	C Areas where people may congregate ⇒ C1 Areas with tables
Příklad Example of specific use	Školy	Classrooms
Rovnoměrné zatížení Uniformity distributed load	2,0 až 3,0 kN/m <sup>2</sup>	3.0 kN/m <sup>2</sup>
Soustředěné zatížení Concentrated load	3,0 až 4,0 kN	2.7 kN

### 5.4.2 ČSN EN 1991-1-3 a ČSN EN 1991-1-1 versus BS 6399-3

#### 5.4.2.1 Zatížení sněhem – Snow load

Charakteristické zatížení sněhem na střeše Snow load on the roof		
	ČSN EN	BS
Zatížení sněhem na střeše Snow load on the roof	$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$	$s_d = \mu_i \times s_0$
	Plzeň ⇒ $s = 0,6$ KN/m <sup>2</sup>	Pilsen ⇒ $s_d = 0.6$ KN/m <sup>2</sup>
Tvarový součinitel střechy Snow load shape	Plocha střecha $\mu_i = \mu_1 = 0,8$	Flat roof $\mu_i = \mu_1 = 0.8$
Zatížení sněhem na zemi Site snow load on the ground	Sněhové oblast I-V $s_k \in (0,75; > 2,25)$ KN/m <sup>2</sup>	$0.3 \leq s_0 \leq 1.76$ KN/m <sup>2</sup> For altitude $0 \leq A \leq 500$ m

#### 5.4.2.2 Užiténé zatížení střecha – Imposed roof load

Užiténé zatížení střechy – nepřístupná Minimum imposed roof loads on roof with no access		
	ČSN EN	BS
Střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav – Kategorie H Minimum imposed roof loads on roof with no access	$q_k = 0,75$ KN/m <sup>2</sup> Užiténé zatížení střechy a klimatická zatížení se nemají uvažovat současně	Minimum from the uniformly distributed snow load, the redistributed snow load, the uniformly distributed load of 0.6 KN/m <sup>2</sup> , or a concentrated load of 0.9 kN ⇒ 0.6 KN/m <sup>2</sup>

### 5.4.3 ČSN EN 1991-1-4 versus BS 6399-2

Zatížení větrem zde není porovnáno z důvodu velkých rozdílů v klimatických podmínkách České republiky a Velké Británie. Výsledné zatížení větrem na konstrukci bylo jako pro návrh dle ČSN EN tak pro návrh dle BS bráno z ČSN EN 1991-1-4.

### 5.4.4 ČSN EN 1990 versus BS 8110-1

#### 5.4.4.1 Kombinace zatížení – Load combination

##### 5.4.4.1.1 Kombinace zatížení pro mezní stavy únosnosti – Load combination for the ultimate limit states

Sestavení kombinací zatížení je v BS oproti EN 1990 jednodušší. BS 8110-1 zavádí tři kombinace zatížení (load combination) s rozdílnými hodnotami dílčích součinitelů  $\gamma_f$  v závislosti na tom, kolik typů proměnných zatížení se v dané kombinaci uvažuje. Kombinace LC 1 a LC 2 se používají při spolupůsobení stálého zatížení a pouze jednoho proměnného. U LC 1 je to užité zatížení podle kategorie užitných ploch nebo zatížení sněhem. U LC 2 je to pak zatížení větrem. Kombinace LC 3 se používá, pokud se uvažuje spolupůsobení stálého zatížení společně s několika druhy proměnných zatížení.

Hodnoty používaných dílčích součinitelů zatížení jsou ukázány v následující tabulce. Pro porovnání jsou zde uvedeny i hodnoty součinitelů sestavených podle rovnice 6.10 z ČSN EN 1990, které odpovídají charakteru kombinace v BS.

ČSN EN 1990 – rovnice 6.10						BS 8810-1 – load combination 1			
<b>Stále, užité a sníh</b> $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$						<b>Dead and imposed</b>			
Dílčí souč.	Stálé	Užité patra (C1)	Užité střecha (H)	Sníh	Vítr	Partial factor	Dead	Imposed Floor and roof	Wind
$\gamma_f$	1,35	1,5	1,5	1,5	-	$\gamma_f$	1.4	1.6	-
$\psi_0$	-	0,7	0	0,5	-				
Příklad Zatížení stropní desky: $1,35 G_k + 1,5 Q_k$						Example Floor slab loads: $1.4 G_k + 1.6 Q_k$			
ČSN EN 1990 – rovnice 6.10						BS 8810-1 – load combination 2			
<b>Stále a vítr</b> $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$						<b>Dead and wind</b>			
Dílčí souč.	Stálé	Užité patra (C1)	Užité střecha (H)	Sníh	Vítr	Partial factor	Dead	Imposed Floor and roof	Wind
$\gamma_f$	1,35	-	-	-	1,5	$\gamma_f$	1.4	-	1.4
$\psi_0$	-	-	-	-	-				
Příklad Zatížení rámu: $1,35 G_k + 1,5 W_k$						Example Frame loads: $1.4 G_k + 1.4 W_k$			
ČSN EN 1990 – rovnice 6.10						BS 8810-1 – Load combination 3			
<b>Stále, užité, sníh a vítr</b> $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$						<b>Dead and imposed and wind</b>			
Dílčí souč.	Stálé	Užité patra (C1)	Užité střecha (H)	Sníh	Vítr	Partial factor	Dead	Imposed Floor and roof	Wind
$\gamma_f$	1,35	1,5	1,5	1,5	1,5	$\gamma_f$	1.2	1.2	1.2
$\psi_0$	-	0,7	0	0,5	0,6				
Příklad Zatížení rámu: $1,35 G_k + 1,5 Q_k + 0,9 W_k$ $1,35 G_k + 1,05 Q_k + 1,5 W_k$ $1,35 G_k + 1,05 Q_k + 0,75 S_k + 1,5 W_k$						Example Frame loads: $1.2 G_k + 1.2 Q_k + 1.2 W_k$			

Obecně dílčí součinitele  $\gamma_f$  v BS dávají vyšší hodnoty zatížení v důsledku gravitace. Například při návrhu stropní desky, když se uvažují pouze hodnoty stálých (dead loads) a užitných zatížení (imposed/lived loads), se v BS použijí kombinace zatížení LC 1  $\Rightarrow 1.4 G_k + 1.6 Q_k$ , na rozdíl od ČSN EN kde je výsledná rovnice ve tvaru  $1,35 G_k + 1,5 Q_k$ . Tyto vyšší hodnoty  $\gamma_f$  v BS se negativně projeví při provedeném návrhu stropní desky, kdy způsobily vyšší hodnoty dimenzačních momentu v desce a tím i zvýšily hodnotu požadované plochy výztuže (viz dále).

Oproti tomu ale kombinace zatížení LC 3 měla pozitivní vliv na hodnoty návrhových vnitřních sil na posuzovaném rámu, když se při kombinaci současně působících stálých, užitných i klimatických zatížení všechny hodnoty přenásobují jedním společným součinitelem  $\gamma_f = 1.2$ . Hodnoty vnitřních sil posuzovaného rámu pro jednotlivé kombinace zatížení jsou ukázány dále.

#### **5.4.4.1.2 Kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti – Load combination for the serviceability limit states**

Eurokódy rozdělují kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti v závislosti na příslušné na návrhové situaci. EN 1990 zavádí charakteristickou, častou a kvazistálou kombinaci zatížení používané pro nevratné a vratné mezní stavy použitelnosti a pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce.

BS 8110-1 při mezních stavech použitelnosti odkazuje na BS 8110-2, která stanovuje, že by se pro mezní stavy použitelnosti měly používat charakteristické hodnoty zatížení, popřípadě očekávané hodnoty zatížení (expected values), a měla by se posoudit závažnost a následky daného mezního stavu použitelnosti. Samostatné kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti nedefinuje.

#### **5.4.4.1.3 Výsledné návrhové síly na posuzovaných prvcích – Design internal forces of design elements**

V této části jsou ukázány výsledné návrhové vnitřní síly posuzovaného rámu obdržené podle jednotlivých kombinací zatížení z BS 8110-1 a k nim odpovídajících kombinací z rovnice 6.10 z ČSN EN 1990.

ČSN EN 1990 – rovnice 6.10 – stálé, užité a sníh						BS 8810-1 – load combination 1 – dead and imposed			
$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$						Dead and imposed			
Dílčí souč.	Stálé	Užité patra	Užité střecha	Sníh	Vítr	Partial factor	Dead	Imposed Floor and roof	Wind
$\gamma_f$	1,35	1,5	1,5	1,5	-	$\gamma_f$	1.4	1.6	-
$\psi_0$	-	0,7	0	0,5	-				
Obálka normálových sil						The normal forces envelope – Load combination 1			
Obálky posouvajících sil						The shear forces envelope – load combination 1			
Obálka ohybových momentů						The bending moment envelope – load combination 1			



ČSN EN 1990 – Rovnice 6.10 – stálé a vítr						BS 8810-1 – load combination 2 – dead and wind			
$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$						Dead and wind			
Dílčí souč.	Stálé	Užitné patra	Užitné střecha	Sníh	Vítr	Partial factor	Dead	Imposed Floor and roof	Wind
$\gamma_f$	1,35	-	-	-	1,5	$\gamma_f$	1,4	-	1,4
$\psi_0$	-	-	-	-	-				
Obálka normálových sil						The normal forces envelope – load combination 2			
Obálky posouvajících sil						The shear forces envelope – load combination 2			
Obálka ohybových momentů						The bending moment envelope – load combination 2			

ČSN EN 1990 – rovnice 6.10 – stále, užité, sníh a vítr						BS 8810-1 – load combination 3 – dead, imposed and wind			
$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$						Dead and imposed and wind			
Dílčí souč.	Stálé	Užitné patra	Užitné střecha	Sníh	Vítr	Partial factor	Dead	Imposed Floor and roof	Wind
$\gamma_f$	1,35	1,5	1,5	1,5	1,5	$\gamma_f$	1.2	1.2	1.2
$\psi_0$	-	0,7	0	0,5	0,6				
Obálka normálových sil						The normal forces envelope – load combination 3			
Obálky posouvajících sil						The shear forces envelope – load combination 3			
Obálka ohybových momentů						The bending moment envelope – load combination 3			

Maximální hodnoty návrhových vnitřních sil na posuzovaných prvcích					
Maximum design internal forces of elements					
ČSN EN 1990 – rovnice 6.10 – stálé, užité, sníh a vítr			BS 8810-1 – load combination 1, 2 or 3		
$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$			Dead and imposed and wind		
<b>Deska</b>			<b>Slab</b>		
Ohybový moment uprostřed rozpětí	38.460 kNm/m	Stálé a užité	Bending moment in the middle of span	39.69 kNm/m	LC 1 Dead, imposed
Ohybový moment nad podporou	36,58 kNm/m	Stálé a užité	Bending moment over the support	37.74 kNm/m	LC 1 Dead, imposed
Posouvající síla nad podporou	43,90 kN/m	Stálé a užité	Shear force over the support	45.31 kN/m	LC 1 Dead, imposed
<b>Průvlak</b>			<b>Beam</b>		
Ohybový moment uprostřed rozpětí	111,26 kNm	Stálé, užité a vítr	Bending moment in the middle of span	104.71 kNm	LC 1 Dead, imposed
Ohybový moment nad podporou	198,85 kNm	Stálé, užité a vítr	Bending moment over the support	174.93 kNm	LC 3 Dead, imposed, wind
Posouvající síla nad podporou	193,63 kN	Stálé, užité a vítr	Shear force over the support	177.30 kN	LC 1 Dead, imposed
<b>Sloup – pata</b>			<b>Column – the base</b>		
Ohybový moment	101,51 kNm	Stálé, užité a vítr	Bending moment	92.965 kNm	LC 2 Dead, wind
Posouvající síla	36,057 kN	Stálé, užité a vítr	Shear force	32.311 kN	LC 2 Dead, wind
Normálová síla	-1246,5 kN	Stálé, užité a vítr	Normal force	-1271.8 kN	LC 1 Dead, imposed

Kombinace LC 1 v BS je pro výsledné návrhové vnitřní síly méně příznivá než rovnice 6.10 z EN. Kombinace CL 2 a CL 3 jsou naopak více příznivé. Vnitřní síly potvrzují obecně zastávaný názor, že kombinace EN dávají větší účinky gravitační zatížení ale menší účinky vodorovné zatížení než BS.

#### 5.4.5 ČSN EN 1992-1-1 versus BS 8110-1

##### 5.4.5.1 Materiály – Materials

###### 5.4.5.1.1 Beton – Concrete

Značení pevnostních tříd v EN 1992 a v BS 8110:1997 je stejné, např. C25/30 kde první číslo udává charakteristickou válcovou pevnost betonu a druhé číslo pak charakteristickou krychelnou pevnost betonu v MPa. Starší verze BS 8110 používaly jiné značení pevnostních tříd a také nepoužívaly některé z dnes běžných tříd jako je např. C30/37. Staré značení s některými příklady je uvedeno v předešlé části práce.

Návrh podle EN je založen na charakteristické válcové pevnosti  $f_{ck}$  (cylinder strength) a také dovoluje použití vyšších tříd betonu až do C90/105. Definované vztahy a vzorce odděluje pro betony do třídy C50/60 a pro betony vyšších tříd. Návrh dle British Standard je založen na charakteristické krychelné pevnosti  $f_{cu}$  (cube

strength) a betony vyšších tříd nepoužívá. Válcová pevnost betonu je většinou o 10 až 20 % menší než odpovídající krychelná pevnost.

#### 5.4.5.1.2 Betonářská ocel – Reinforcement

Značení betonářské výztuže je v obou normách stejné (B500B). První písmeno značí, že se jedná o betonářskou výztuž (reinforcing steel), prostřední číslo udává charakteristickou mez kluzu  $f_{yk}$  v MPa (characteristic yield strength  $f_y$  N/mm<sup>2</sup>), druhé písmeno pak udává třídu tažnosti (ductility class).

Poslední verze BS 8110-1: 1997 uvádí výztuž s mezi kluzu 250 nebo 500 N/mm<sup>2</sup>. V předešlých verzích byla používána výztuž s mezi kluzu 250 a 460 N/mm<sup>2</sup>.

#### 5.4.5.1.3 Dílčí součinitele materiálů – Partial factors of materials

Hodnoty $\gamma_m$ pro mezní stavy únosnosti – values of $\gamma_m$ for the ultimate limit state		
	ČSN EN	BS
Výztuž Reinforcement	1,15	1.15 for $f_y = 500$ N/mm <sup>2</sup> 1.05 for $f_y = 460$ N/mm <sup>2</sup>
Beton – ohyb nebo normálová síla Concrete in flexure or axial load	1,5	1.5
Smyková únosnost bez smykové výztuže Shear strength without shear reinforcement	1,5	1.25
Soudržnost Bond strength	1,5	1.4

#### 5.4.5.1.4 Krycí vrstva a stupeň vlivu prostředí – Concrete cover and exposure class

Výpočet krycí vrstvy podle EN je srovnatelný s výpočtem krycí vrstvy podle BS 8500-1:2002. BS 8500 je doplňkovou normou k BS EN 206-1 a je doporučena k používání jak s BS EN 1992 tak i BS 8110.

Před úpravou BS 8500 v roce 2002 byly stupně vlivu prostředí (exposure conditions) rozděleny na:

- *Mild* – beton chráněný proti vodě a agresivnímu prostředí
- *Moderate* – nekrytý beton, který je ale chráněn proti dešti a mrazu, beton trvale ponořený v neagresivní vodě nebo v kontaktu s neagresivní půdou
- *Severe* – beton vystavený dešti, promrzání
- *Very severe* – beton příležitostně vystavený mořské vodě nebo nemrznoucím solím
- *Most severe* – beton velmi často vystavený mořské vodě nebo nemrznoucím solím
- *Abresive* – beton vystavený obrušování

BS 8500:2002 již zavádí klasifikaci stupňů vlivu prostředí stejnou jako v Eurokódech, tj. X0, XC1 až XC4 atd.

#### 5.4.5.2 Ohybové únosnosti průřezu – Ultimate moment of resistance

Obecně je návrh průřezu na ohyb v obou kódech velmi podobný a založený na stejných principech. Předpoklady zachování rovinnosti průřezu a zanedbání pevnosti betonu v tahu. Tlaková napětí v betonu a napětí ve výztuži jsou odvozeno z pracovních diagramů (stress-strain curve) uvedených v předchozích

částech práce, kdy se většina inženýrů přiklání k návrhu s obdélníkovým rozdělením napětí pro EN a simplified stress block pro BS uvedených níže na obrázku.

### 5.4.5.2.1 Obdélníkové rozdělení napětí – Simplified stress block

Obdélníkové rozdělení napětí – Simplified stress block for concrete	
ČSN EN	BS
$\lambda = 0,8, \eta = 1,0 \text{ pro } \leq C50/60$ $\alpha_{cc} = 1,0 \text{ ČSN EN } (\alpha_{cc} = 0,85 \text{ BS EN})$ $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,5}; \varepsilon_{cu3} = 0,003; \varepsilon_s = 0,00217$	$\gamma_m = 1.5$

### 5.4.5.2.2 Moment únosnosti pro obdélníkové rozdělení napětí – Moment of resistance for simplified stress block

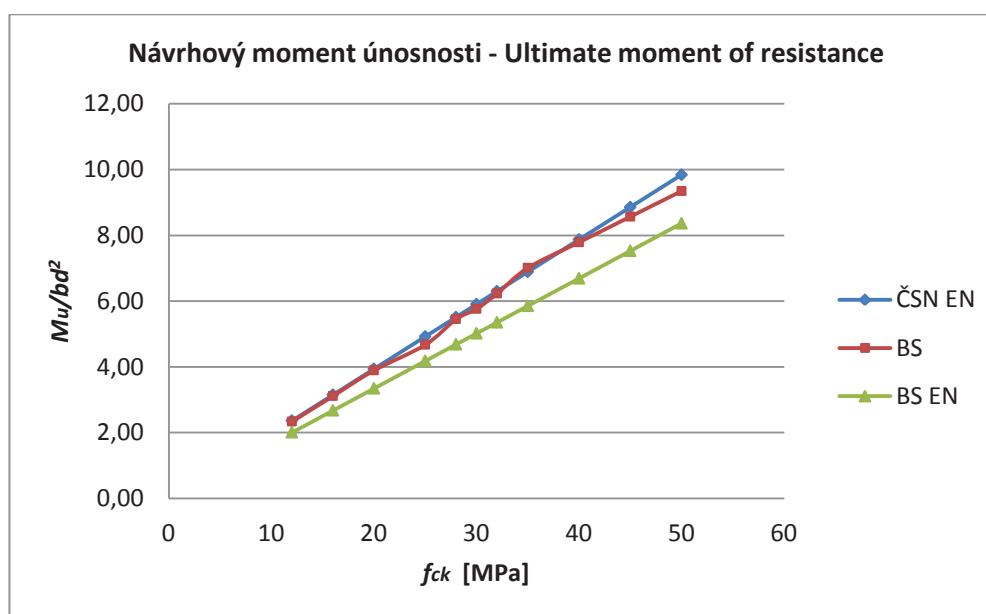
Vlivu rozdílů mezi obdélníkovým rozdělením napětí v ČSN a BS na moment únosnosti Influence of differences in simplified stress block in ČSN EN and BS on ultimate moment of resistance		
	ČSN EN	BS
Návrhové napětí v betonu Concrete design stress	$\alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = 1,0 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 0,67 f_{ck}$	$\frac{0,67 f_{cu}}{\gamma_m} = \frac{0,67 f_{cu}}{1,5} = 0,45 f_{cu}$
Tlaková síla v betonu Compression force in concrete	$F_{cc} = \frac{f_{ck}}{\gamma_m} \lambda x b = \frac{f_{ck}}{1,5} 0,8 x b = 0,533 f_{ck} x b$	$F_{cc} = \frac{0,67 f_{cu}}{1,5} 0,9 x b = 0,402 f_{cu} x b$
Rameno vnitřních sil Lever arm	$z = d - \frac{1}{2} \lambda x = d - 0,4 x$	$z = d - 0,9 x / 2 = d - 0,45 x$
Omezení tlačené výšky Limitation of the depth of the neutral axis	$x \leq d \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}}$ $x \leq 0,45 d$	$x \leq d \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}}$ $x \leq 0,5 d$
Moment únosnosti Ultimate moment of resistance	$M_u = F_{cc} z = 0,533 f_{ck} x b \cdot (d - 0,4 x)$ $M_u = 0,533 f_{ck} 0,45 d b (d - 0,4 d 0,45)$ <b><math>M_u = 0,197 f_{ck} b d^2</math></b>	$M_u = F_{cc} z = 0,402 x b (d - 0,45 x)$ $M_u = 0,402 f_{cu} 0,5 d b (d - 0,45 d 0,5)$ <b><math>M_u = 0,156 f_{cu} b d^2</math></b>

V následující tabulce jsou uvedeny hodnoty návrhových pevností betonu v tlaku a výsledného poměru  $\frac{M}{bd^2}$  na mezi únosnosti v závislosti na zvolené třídě betonu. Po zajímavost jsou zde uvedeny i hodnoty  $\frac{M}{bd^2}$  obdržené podle BS EN. Národní příloha BS EN stanovuje hodnotu součinitelů  $\alpha_{cc} = 0,85$  a  $\gamma_m = 1,5$ ;  $\lambda = 0,8$  a omezení tlačené výšky uvažuje  $0,45d$ .

Porovnání ČSN EN, BS a BS EN Comparison of ČSN EN, BS and BS EN								
	ČSN EN – EC2		BS 8110		Porovnání $\frac{M}{bd^2}$	BS EN – EC2		Porovnání $\frac{M}{bd^2}$
	$\alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_m}$	$\frac{M_u}{bd^2}$	$\frac{0.67f_{cu}}{\gamma_m}$	$\frac{M_u}{bd^2}$	ČSN EN > BS BS jako výchozí.	$\alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_m}$	$\frac{M_u}{bd^2}$	BS EN < BS BS jako výchozí.
<b>C20/25</b>	13,33	3,94	11.17	3.90	ČSN EN větší o 1 % než BS	11,33	3,35	BS EN menší o 14 % než BS
<b>C25/30</b>	16,67	4,92	13.40	4.67	ČSN EN větší o 5 % než BS	14,17	4,18	BS EN menší o 11 % než BS
<b>C30/37</b>	20	5,90	16.53	5.76	ČSN EN větší o 2 % než BS	17	5,02	BS EN menší o 13 % než BS

Porovnáme-li návrhové pevnosti betonu, je vidět, že výsledné hodnoty obdržené podle ČSN EN jsou řádově o 20 až 25 % vyšší než hodnoty pevností získaných podle BS v závislosti na použité třídě betonu. Výsledné hodnoty momentů únosnosti už se tak výrazně neliší. Únosnost v ohybu podle ČSN EN je zhruba o 1 až 5 % větší než v BS. Oproti tomu verze Eurokódu 2 s britskou národní přílohou BS EN vychází pro momenty únosnosti méně příznivě, než tomu bylo v předešlé britské normě. Hodnoty  $\frac{M}{bd^2}$  jsou pro BS EN 1992 řádově o 14 % nižší než v BS 8110. Návrhové pevnosti betonu v tlaku jsou v BS EN o 15 % nižší než v ČSN EN. Tyto rozdíly jsou způsobeny hodnotou součinitele  $\alpha_{cc}$  zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost betonu v tlaku, kterou každá národní příloha Eurokódu 2 stanovuje jinou. V česká národní příloha používá  $\alpha_{cc} = 1,0$  a britská národní příloha  $\alpha_{cc} = 0,85$ . 0,85 je použito, aby se vyrovnala návrhová pevnost betonu v tlaku  $\alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_m}$  spočtená podle BS EN s návrhovou pevností betonu  $\frac{0.67f_{cu}}{\gamma_m}$  podle původní BS.

V následujícím grafu je ukázána závislost mezi poměrem  $\frac{M}{bd^2}$  a danou třídou betonu ( $C f_{ck}/f_{cu}$ ). Z grafu je vidět, že pro většinu tříd betonu běžných pevností se jako nejlepší pro návrh jeví ČSN EN.



5.4.5.2.3 Spolupůsobící šířka desky – Effective width of flanged beam

	ČSN EN	BS
Spolupůsobící šířka desky Effective width of beam	$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w$	$b = b_w + l_z/5$
	$b_{eff,1} = b_{eff,1} = 0,2b_i + 0,1l_0$ $b_{eff,1} \leq 0,2l_0$	
Vzdálenost mezi body nulových momentů Distance between points of zero moments	$l_0 = 0,7 \cdot l_1$	$l_z = 0.7A$
Spolupůsobící šířka pro posuzovaný nosník Effective width of designed beam	$b_{eff} = 1510 \text{ mm}$	$b = 880 \text{ mm}$

5.4.5.2.4 Požadovaná a navržená plocha výztuže pro únosnost v ohybu – Required and provided area of reinforcement for moment of resistance

Srovnání požadované a navržené plochy výztuže – únosnost v ohybu stropní desky a průvlastku Comparison of required and provided area of reinforcement – bending resistance of slab and beam			
	ČSN EC 2	BS 8110	Porovnání – Comparison
<b>DESKA – SLAB</b>	<b>C25/30; B500B</b>	<b>C25/30; B500B</b>	Hodnoty EN jsou brány jako výchozí.
Tloušťka desky	180 mm	180 mm	
<b>Moment v poli – krajní pole (kNm/m)</b> <b>Moment in the middle of span</b>	<b>38,46</b>	<b>39.69</b>	BS o 3,2 % vyšší než EN
Požadovaná plocha výztuže $A_{s,req}$ mm <sup>2</sup> /m	623,3	654.2	BS o 5,0 % vyšší než EN
Navržená plocha výztuže $A_{s,prov}$ mm <sup>2</sup> /m	785,4	785,4	
	ϕ 10 po 100 mm	ϕ 10 @ 100 mm	
<b>Moment v poli – střední pole (kNm/m)</b> <b>Moment in the middle of span</b>	<b>21,85</b>	<b>22.56</b>	BS o 3,2 % vyšší než EN
Požadovaná plocha výztuže $A_{s,req}$ mm <sup>2</sup> /m	345,4	363.9	BS o 5,3 % vyšší než EN
Navržená plocha výztuže $A_{s,prov}$ mm <sup>2</sup> /m	349	392.6	
	ϕ 10 po 225 mm	ϕ 10 @ 200 mm	
<b>Moment nad podporou (kNm/m)</b> <b>Moment over the support</b>	<b>36,58</b>	<b>37.74</b>	BS o 3,2 % vyšší než EN
Požadovaná plocha výztuže $A_{s,req}$ mm <sup>2</sup> /m	591.3	619.6	BS o 4,9 % vyšší než EN
Navržená plocha výztuže $A_{s,prov}$ mm <sup>2</sup> /m	628,3	628.3	
	ϕ 10 po 125 mm	ϕ 10 @ 125 mm	
<b>PRŮVLAK – BEAM</b>	<b>C25/30; B500B</b>	<b>C25/30; B500B</b>	Hodnoty EN jsou brány jako výchozí.
Rozměry	250 x 450 mm	250 x 450 mm	
<b>Moment v poli (kNm)</b> <b>Moment in the middle of span</b>	<b>108,21</b>	<b>103.55</b>	BS o 4,3 % nižší než EN
Požadovaná plocha výztuže $A_{s,req}$ mm <sup>2</sup> /m	626,0	621.8	BS o 0,7 % nižší než EN
Navržená plocha výztuže $A_{s,prov}$ mm <sup>2</sup> /m	763,4	763,4	
	3 x ϕ 18	3 x ϕ 18	
<b>Moment nad podporou (kNm)</b> <b>Moment over the support</b>	<b>159,68</b>	<b>140.34</b>	BS o 12,1 % nižší než EN
Požadovaná plocha výztuže $A_{s,req}$ mm <sup>2</sup> /m	1059,2	942.6	BS o 11,0 % nižší než EN
Navržená plocha výztuže $A_{s,prov}$ mm <sup>2</sup> /m	1256,6	1017.8	
	4 x ϕ 20	4 x ϕ 18	



U návrhu stropní desky podle EN vycházejí výsledné návrhové momenty řádově o 3 % menší v porovnání s BS. Hodnoty momentů v BS jsou vyšší, a to i přestože BS používá nižší měrnou hmotnost železobetonu a to 24 kN/m<sup>3</sup> na rozdíl od 25 kN/m<sup>3</sup> používaných v Eurokódech. Výsledné hodnoty momentů nejvíce ovlivňují dílčí součinitele  $\gamma_f$  pro stálé a užité zatížení, které jsou pro kombinaci zatížení LC 1 (1.4G+1.6Q), která byla použita při návrhu desky podle BS, výrazně vyšší než s rovnicí 6.10 v EN (1,35G+1,5Q). Požadované plochy výztuže  $A_{s,req}$  jsou pak v desce navržené podle EN zhruba o 5 % nižší než v BS. Navržená výztuž je v krajních polích desky stejná jak pro EN tak i BS a to výztuž s průměrem 10 mm a vzdáleností 100 mm. Ve středních polích desky je podle EN navržená výztuž s průměrem 10 mm a vzdáleností 225 mm a podle BS je tato výztuž zhuštěna na vzdálenost 200 mm. Nad podporou je skutečná navržená výztuž stejná pro BS i EN, tj. výztuž s průměrem 10 mm a vzdáleností 125 mm.

U návrhu průvlaku jsou na rozdíl od návrhu desky hodnoty dimenzačních momentů obdržených podle EN vyšší než podle BS. Je to zejména způsobeno použitím kombinace zatížení LC 3 ve výpočtu BS. Tato kombinace při spolupůsobení stálých a více proměnných zatížení přenásobuje všechna tato zatížení součinitelem 1.2. V případě posuzovaného rámu jsou pak nižší návrhové hodnoty stálých zatížení i hodnoty užitných zatížení a zejména pak hodnoty vodorovného zatížení od větru. To se na průvlaku působícím jakožto rámová příčel projeví příznivě.

Dimenzační moment v poli průvlaku je podle BS nižší o 4,3 % než podle EN. Požadovaná plocha výztuže je v BS nižší pouze o necelé jedno procento než v EN, protože se v návrhu výztuže v poli jako šířka tlačené oblasti bere spolupůsobící šířka desky, která je v EN téměř dvojnásobná než v BS. Ohybový moment nad podporou z EN je výrazně vyšší než z BS, a proto i navržená výztuž má větší průměr při stejném počtu prutů.

#### 5.4.5.3 Smykové únosnosti průřezu – Ultimate shear resistance

V posouzení smykové únosnosti EN i BS používají návrh podle modulu náhradní příhradoviny (truss model). Stejně tak zavádějí i hodnotu posouvající síly nebo smykového napětí, pod jejichž hodnotu je možné navrhnout pouze minimální smykové vyztužení. Definují také hodnotu maximální posouvající síly nebo smykového napětí, které může prvek přenést před rozdrčením tlakových diagonál. BS uvažuje pevný sklon tlakových diagonál 45° na rozdíl od EN, kde je možné jejich sklon volit v rozsahu 22° až 45° (variable strut inclination method). BS porovnává smyková napětí, EN porovnává smykové síly.

V případě, že je potřebné navrhnout smykové vyztužení, musí být podle BS návrhová smyková síla od účinků působícího zatížení menší než součet smykové únosnosti betonu a únosnosti smykové výztuže. V případě výpočtu podle EN musí být smyková výztuž schopná přenést veškerou smykovou sílu.

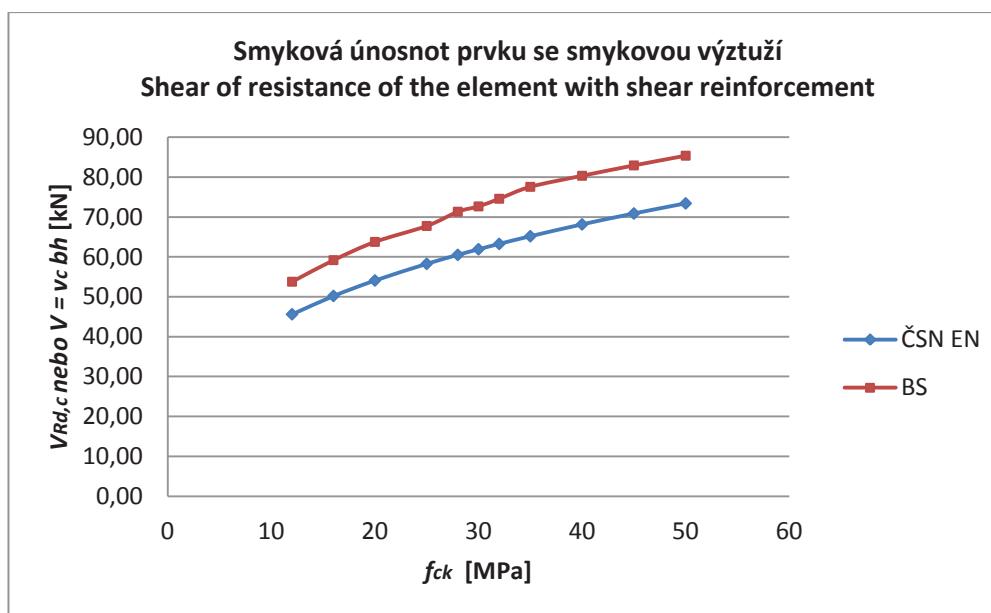


### 5.4.5.3.1 Smyková únosnost bez smykové výztuže – Shear resistance without shear reinforcement

Porovnání maximální smykové únosnosti prvku bez smykové výztuže v případě, že je navržena plocha podélné výztuže stejná a to  $3 \times \phi 18$ .

Smyková únosnost prvku bez smykové výztuže Shear resistance without shear reinforcement		
	ČSN EN	BS 8110
<b>PRŮVLAK</b>	<b>C25/30; B500B</b>	<b>C25/30; B500B</b>
Rozměry – Dimension	250 x 450 mm	250 x 450 mm
Plocha podélné výztuže Area of tension reinforcement	$A_{s1} = 1017,8 \text{ mm}^2$	$A_{s1} = 1017.8 \text{ mm}^2$
Vstupní údaje – Input	$d = 403 \text{ mm}$	$d = 403 \text{ mm}, \gamma_m = 1.25$
Únosnost bez smykové výztuže Shear resistance without shear reinforcement	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ $V_{Rd,c} = 58,28 \text{ kN}$ $(v = V/bd = 0,578 \text{ N/mm}^2)$	$v_c = \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} \cdot 0.79 \cdot \left\{\frac{100A_s}{bd}\right\}^{1/3} \cdot \frac{(400/d)^{1/4}}{\gamma_m}$ $v_c = 0.672 \text{ N/mm}^2$ $(V = v_c b d = 67.76 \text{ kN})$

Na následujícím grafu jsou porovnány smykové únosnosti prvku bez smykové výztuže  $V_{Rd,c}$  pro ČSN EN a  $V = v_c b h$  pro BS v závislosti na třídě betonu ( $C f_{ck}/f_{cu}$ ). Pro výpočet byly vždy použity stejné vstupní údaje pro  $A_{s1}$ ,  $d$ ,  $b$  a  $h$  uvedené v předešlé tabulce.



Při zachování stejných vstupních podmínek pro výpočet (plocha hlavní tahové výztuže, rozměry atd.) dává EC2 menší únosnost prvku bez smykové výztuže než v BS. Je to dáno zejména nižším dílčím součinitelem bezpečnosti pro beton ve smyku  $\gamma_m = 1.25$  použitým v BS (pro ČSN EN  $\gamma_m = 1,5$ ). Některé prvky navržené podle ČSN EN mohou tedy požadovat smykovou výztuž, zatímco podle výpočtu v BS by požadována nebyla.

### 5.4.5.3.2 Maximální dovolené smykové napětí – Maximum allowable shear stress

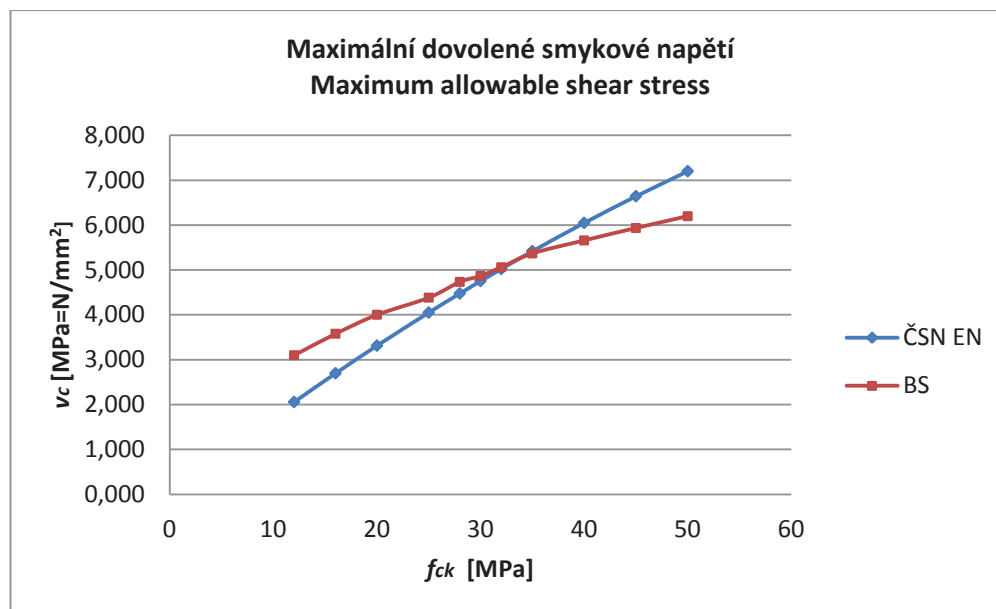
Maximální smykové napětí  $v_c$ , které jsou tlačené diagonály schopné přenést bez rozdrčení betonu je pro BS stanoveno jako  $0.8\sqrt{f_{cu}} \text{ N/mm}^2 \leq 5 \text{ N/mm}^2$ . Tato hodnota odpovídá v EN hodnotě smykového napětí od maximální smykové síly betonových diagonál  $V_{Rd,max}$  při volbě sklonu  $\theta = 45^\circ \Rightarrow \cot g\theta = 1$ .

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \cdot b_w z \cdot \frac{\cot g\theta}{1 + \cot g^2\theta} = v_1 f_{cd} \cdot b_w 0,9d \cdot \frac{1}{2}$$

$$\Rightarrow v_{max} = \frac{V_{Rd,max}}{b_w d} = 0,45 v_1 f_{cd}; \text{ kde } v_1 = v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right).$$

Maximální smykové napětí Maximum shear stress		
	ČSN EN	BS 8110
	$v_{max} = 0,45 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$	$0.8\sqrt{f_{cu}} \leq 5 \text{ N/mm}^2$
<b>C20/25</b>	3,312 MPa	4.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>C25/30</b>	4,05 MPa	4.381 N/mm <sup>2</sup>
<b>C30/37</b>	4,752 MPa	4.866 N/mm <sup>2</sup>

Na následujícím grafu je ukázána závislost maximálního dovoleného smykového napětí v závislosti na zvolené třídě betonu. Jak je z grafu patrné, tak dovolené napětí je pro třídy betonu C12/15 až C32/40 (třídy dle BS 8500) vyšší pro BS než pro ČSN EN. Od třídy C35/45 až do třídy C50/60 je pak dovolené smykové napětí větší pro ČSN EN.



**5.4.5.3 Smyková únosnost posuzovaného průvlaku – Shear resistance of designed beam**

V následující tabulce jsou porovnány hodnoty z návrhu posuzovaného průvlaku.

Smyková únosnost posuzovaného průvlaku Shear resistance of designed beam		
	ČSN EC 2	BS 8110
<b>PRŮVLAK</b>	<b>C25/30; B500B</b>	<b>C25/30; B500B</b>
Rozměry	250 x 450 mm	250 x 450 mm
<b>Posouvající síla Shear force</b>	<b>155,78 kN</b>	<b>138.12 kN</b>
Plocha podélné výztuže	$A_{s1} = 1256,6 \text{ mm}^2$	$A_{s1} = 1017.8 \text{ mm}^2$
Únosnost bez smykové výztuže Shear resistance without shear reinforcement	$V_{Rd,c,min} = 64,7 \text{ kN}$ $v = V/bd = 0,643 \text{ N/mm}^2$	$v_c = 0.672 \text{ N/mm}^2$ $(V = v_c b d = 67,70 \text{ kN})$
Sklon betonových diagonál Angle of compression strut	$22^\circ \Rightarrow \cot\theta = 2,5$	$45^\circ (\cot\theta = 1,0)$
Únosnost betonových diagonal Limited maximum shear stress	$V_{Rd,max} = 280,7 \text{ kN}$ $(v = V/bd = 2,793 \text{ N/mm}^2)$	$0.8\sqrt{f_{cu}} = 4.381 \text{ N/mm}^2$ $\leq 5 \text{ N/mm}^2$ $(V = v b d = 441 \text{ kN})$
Smyková výztuž Shear reinforcement	$s = 250 \text{ mm}$ $\phi_{tř} = 8 \text{ mm}$	$s = 225 \text{ mm}$ $\phi_{sv} = 8 \text{ mm}$
$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w}$	0,1608 %	0.1787 %
Únosnost se smykovou výztuží Shear resistance	$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \frac{\cot\theta}{s}$ $V_{Rd} = 158,14 \text{ kN}$	-
	$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{0,9d \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta}$	$\frac{A_{sv}}{s_v} \geq \frac{b_v(v - v_c)}{0.87f_{yv}}$
	$\frac{100,53}{250} = 0,402$	$0.446 \geq 0.401$

I přestože hodnota návrhové posouvající síly v EN je vyšší než BS, je potřebný stupeň vyztužení nižší zhruba o 11 % než v BS. Výsledná smyková únosnost závisí na sklonu tlačných betonových diagonál, který se dá ovlivnit vzdáleností smykové výztuže.

I když únosnosti prvku bez smykového vyztužení a maximální dovolené smykové napětí vycházejí příznivěji podle výpočtu BS, tak výsledná smyková únosnost prvku se smykovou výztuží je větší v ČSN EN i s menším stupněm vyztužení než v BS. Je to ovlivněno právě možností volby sklonu  $\theta$  betonových diagonal.

EN  $\Rightarrow$  volba  $\theta = 22^\circ \Rightarrow \cot\theta = 2,5 \Rightarrow$  menší  $\rho_w$ . BS  $\Rightarrow$  pevně daný sklon  $\theta = 45^\circ (\Rightarrow \cot\theta = 1,0) \Rightarrow$  větší  $\rho_w$ .

## 5.4.5.4 Návrh a posouzení sloupu

## 5.4.5.4.1 Excentricity – Eccentricities

Excentricity používané v ČSN EN Eccentricities used in BS		
	ČSN EN	BS
Excentricita od zatížení Initial eccentricity	$e_1 = \frac{M_f}{N_f}$	$e_1 = \frac{M_1}{N}$
Excentricita náhodná – geometrické imperfekce Minimum design horizontal force	Zavedení horizontální síly pro každé patro nebo $e_i = \frac{l_0}{400}$ pro návrh osamělých sloupů (počáteční vychýlení od svislice). Jsou uvažovány působící společně s dalšími druhy zatížení (vítr).	BS 8110 requires the structure to be designed for 1.5 % of the characteristic dead load above any one level or factored horizontal design loads, whichever is greater.
Excentricita vyvolaná průhybem prutu Additional eccentricity due to deflection	$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c}$	$a_u = \beta_a K h$
Minimální excentricita Minimum eccentricity	$e_0 = e_{min} = \max\left\{\frac{h}{30}; 20\right\}$	$e_{min} = 0.05h \leq 20 \text{ mm}$

Pro stanovené účinků druhého řádu  $e_2$  EN 1992-1-1 uvádí dvě metody a to metodu založenou na jmenovité tuhosti a metodu založenou na jmenovité křivosti, která je vhodná pro osamělé prvky s konstantní normálovou silou a definovanou účinnou výškou. Metodou pro výpočet  $a_u$  (second order effects) v BS je metoda založena na jmenovité křivosti. Podrobnější porovnání výpočtu účinků druhého řádu není vzhledem k rozsahu práce řešeno.

## 5.4.5.4.2 Štíhlost sloupu – Slenderness of column

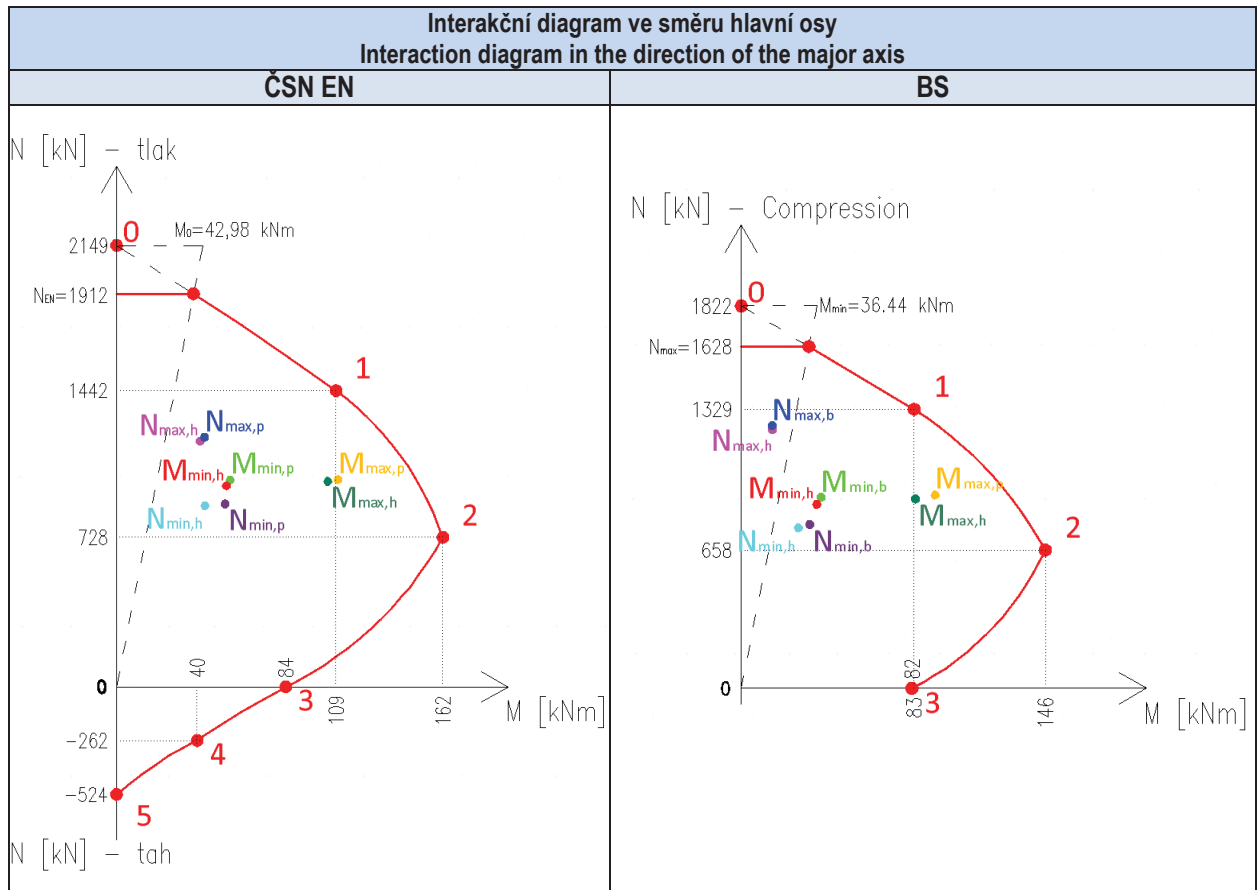
Pro posouzení štíhlosti sloupu je podle obou kódů nutné stanovení účinné délky. Ta závisí na tom, zda se sloup uvažuje jako ztužený (braced) nebo neztužený (unbraced). O tom, zda je sloup klasifikován jako štíhlý (slender) nebo masivní (short) rozhoduje limitní poměr štíhlosti. Jeho výpočet je v BS jednodušší než v EN.

Štíhlost sloupu Slenderness of column		
	ČSN	EN
Štíhlost sloupu Slenderness of column	$\lambda = \frac{l_0}{i}$	$l_e/h$
Účinná délka sloupu Effective height of column in the plane of bending considered	$l_0 = 0,7l$ Osamělý prvek s jedním vetknutým a jedním kloubovým koncem	$l_e = \beta l$ $\beta = 0.75$ for the design column with end conditions 1,1 ( $\beta$ in range from 0.75 to 2.2 for different end conditions)
Podmínka pro masivní sloup Conditions of short column	$\lambda \leq \lambda_{lim} \leq 75$	$l_e/h < 15$ (braced)
Limitní štíhlost sloupu Slenderness limits for columns	$\lambda_{lim} = \frac{20 A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$	15 for braced column 10 for unbraced column

Posuzovaný sloup – Designed column		
Hlavní osa – ve směru výšky průřezu Major axis – in the direction of the depth of the cross-section	$\lambda \leq \lambda_{lim}$ $31,77 \leq 47,51$ $\Rightarrow$ masivní sloup $\Rightarrow e_2 = 0$	$\frac{l_{ex}}{h} < 15$ $9,83 < 15$ $\Rightarrow$ short column $\Rightarrow a_u = 0$
Vedlejší osa – ve směru šířky průřezu Minor axis – in the direction of width of the cross-section	$\lambda \leq \lambda_{lim}$ $53,44 \not\leq 30,66$ $\Rightarrow$ štíhlý sloup $\Rightarrow e_2 = ?$	$l_{ey}/b < 15$ $17,6 \not< 15$ $\Rightarrow$ Slender column $\Rightarrow a_u = ?$
	Štíhlost by měla být zkontrolována v obou rovinách ohybu.	The slenderness should be checked in both directions.
Výpočet přídavných moment od účinků druhého řádu $M_2 = Ne_2$ a $M_{add} = Na_u$ , které by bylo nutné pro posouzení sloupu ve směru vedlejší osy, není vzhledem k rozsahu práce proveden.		

#### 5.4.5.4.3 Interakční diagram – Interaction diagram

Rozhodují návrhové vnitřní síly Critical design internal forces							
ČSN EN				BS			
		$ N_{Ed} $	$ M_{Ed} $			$ N $	$ M $
		[kN]	[kNm]			[kN]	[kNm]
Hlava sloupu	$N_{max,h}$	1196,80	41,44	Column head	$N_{max,h}$	1232,90	15,04
	$N_{min,h}$	881,03	43,88		$N_{min,h}$	764,18	27,35
	$M_{max,h}$	999,97	104,87		$M_{max,h}$	901,97	83,62
	$M_{min,h}$	978,84	52,47		$M_{min,h}$	875,96	36,16
Pata sloup	$N_{max,p}$	1215,30	43,74	Column base	$N_{max,b}$	1251,30	14,93
	$N_{min,p}$	889,47	53,86		$N_{min,b}$	779,92	32,88
	$M_{max,p}$	1008,50	111,59		$M_{max,b}$	920,33	92,97
	$M_{min,p}$	1007,20	56,31		$M_{min,b}$	909,9	38,37
Navržený sloup	C25/30; h = 400 mm; b = 250 mm; 6 x $\phi$ 16			Designed column	C25/30; h = 400 mm; b = 250 mm; 6 x $\phi$ 16		



Navržené dimenze a vyztužení posuzovaného sloupu bylo podle ČSN EN a BS stejné. Výsledná únosnost sloupu pro BS je ale menší než pro ČSN EN. Tyto rozdíly jsou dány různým výpočtem návrhové pevnosti betonu  $\alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_m}$  a  $\frac{0.67f_{cu}}{\gamma_m}$  a rozdíly mezi rozdělení napětí v betonu podle ČSN EN a simplified stress block podle BS.

#### 5.4.5.5 Kotevní délky a délky přesahů – Anchorage and lap lengths

Stanovení kotevních délek a délek přesahů výztuže v BS je oproti EN mnohem jednodušší. EN uvádí vzorce s mnoha vstupními faktory  $l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$  a  $l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$ , kdežto v BS 8110-1 je uvedena tabulka, která stanovuje parametrickou hodnotu pro jednotlivé třídy betonu a výztuže. Výsledná kotevní délka a délka přesahu se rovná násobku této parametrické hodnoty s průměrem výztuže. Hodnotu pro kotevní délku i délku přesahu BS uvažuje stejnou.

<b>Kotevní délky a délky přesahu hlavní tahové výztuže posuzovaných prvků</b> <b>Anchorage and lap lengths of tension reinforcement of designed elements</b>		
	ČSN	BS
<b>Deska</b>		
Kotevní délka – Anchorage length	450 mm	720 mm
Délka přesahu – Lap length	670 mm	720 mm
<b>Průvlak</b>		
Kotevní délka – Anchorage length	940 mm	1300 mm

Délka přesahu – Lap length	1400 mm	1300 mm
<b>Sloup</b>		
Kotevní délka – Anchorage length	800 mm	1160 mm
Délka přesahu – Lap length	1200 mm	1160 mm

#### 5.4.5.6 Konstrukční zásady – Detailing of reinforcement

	ČSN EN	BS
<b>Nosník – beam</b>		
Hlavní tahová výztuž		
$A_{s,min}$	$0,0013bd$ nebo $0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b d$	$0.001 bd$
$A_{s,max}$	$0,04bh$	$0.04bd$
Vzdálenosti hlavní výztuže		
$s_{min}$	$\max\{1,5 \cdot \phi_{s,max}; d_g + 5mm; 20mm\}$	$\phi_{s,max}$ or $d_g + 5mm$
Třmínky		
$A_{sw,min}$	$0,08 b s \sqrt{f_{ck}}/f_{yv}$	$0.4 bs / 0.87 f_{yv}$
$s_{l,max}$	$0,75d$	$0.75d$
$s_{t,max}$	$600 mm$	$d$
	$15 \phi$ od hlavní výztuže	$150 mm$ from main bar
<b>Desky – slabs</b>		
Hlavní tahová výztuž		
$A_{s,min}$	$0,0013bd$ nebo $0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b d$	$0.0013bd$
$A_{s,max}$	$0,04bh$	$0.04bd$
Rozdělovací výztuž		
$A_{s,min}$	$0,2A_s$	$0.002bh$
$A_{s,max}$	$0,04bh$	$0.04bh$
Vzdálenosti hlavní výztuže		
$s_{min}$	$\max\{1,5 \cdot \phi_{s,max}; d_g + 5mm; 20mm\}$	$\phi_{s,max}$ or $d_g + 5mm$
$s_{max}$	$3h$ ( $2h$ ) $\leq 400$ (250) hl. výztuž	$3d$ or $750 mm$ (200 mm crack widths)
	$3,5h$ ( $3h$ ) $\leq 450$ (400) rozdělovací výztuž	
<b>Sloupy – column</b>		
Hlavní výztuž		
$A_{s,min}$	$0,002bh$ nebo $\frac{0,1 \cdot N_{Ed,max}}{f_{yd}}$	$0.004bh$
$A_{s,max}$	$0,04bh$	$0.06bh$
$\phi_{min}$ (průměr výztuže)	$12 mm$	$12 mm$
n (počet prutů)	4 (obdelnikové sloupy)	4
Vzdálenosti hl. výztuže		
$s_{min}$	$\max\{1,5 \phi_{s,max}; d_g + 5mm; 20mm\}$	$\phi_{s,max}$ or $d_g + 5mm$
$s_{max}$	400	
Třmínky		
$\phi_{min}$ (průměr výztuže)	$\phi/4$	$\phi/4$
	$6 mm$	$6 mm$
$s_{max}$	$15\phi$	$12\phi$
	$\min(b; h) \leq 300 mm$	
	$150 mm$ od hlavní výztuže	$150 mm$ from main bar

### 5.4.5.7 Předpjatý beton – Prestressed concrete

BS 8110 i EC2 popisuje pravidla pro navrhování prvků z předpjatého betonu. Tato část vzhledem k obsahu práce není řešena.

### 5.4.6 ČSN EN 1992-1-1 versus BS 8110-2 a BS 8110-1

#### 5.4.6.1 Mezní stavy použitelnosti – Serviceability limit states

##### 5.4.6.1.1 Omezení napětí – Limitation of stresses

Podle ČSN EN 1992 musí být tlaková napětí v betonu omezeno, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, mikrotrhlin nebo velkému dotvarování, které mohou nepříjemně ovlivnit funkčnost konstrukce. Podobný požadavek na železobetonové konstrukce v BS 8110 není.

##### 5.4.6.1.2 Omezení trhlin – Cracking

Omezení šířky trhlin Crack width control		
	ČSN EN	BS
Limitní šířka trhlin Limited crack width	0,4 mm pro prostředí XC0 a XC1 0,3 mm pro XC2 až XS3	0.3 mm for members that are visible 0.3 mm for members in aggressive environments

ČSN EN 1992-1-1 a BS 8110-2 uvádí přesný postup na výpočet šířky trhlin. Podle obou kódů je možné od výpočtu přesné šířky upustit, pokud jsou dodrženy konstrukční zásady pro plochu a vzdálenosti výztuže. V případě desek pak pokud celková tloušťka desky nepřekročí 200 mm.

##### 5.4.6.1.3 Průhyb – Deflection

Při posouzení průhybu prvku BS i EN zavádějí podmínku, při jejímž splnění lze od výpočtu přesné hodnoty deformace upustit. Jedná se o podmínku omezující hodnoty poměru rozpětí k účinné výšce (the span/effective depth ratio). Při dodržení tohoto limitu, lze předpokládat, že hodnoty průhybů nepřekročí hodnoty L/500 pro EN a L/500 nebo 20 mm pro BS. V opačném případě oba kódy uvádějí postup na výpočet přesné hodnoty průhybu.

Poměr rozpětí k účinné výšce The span/effective depth ratio		
	ČSN EN	EN
Limitní hodnota průhybu Limited value of deflection	L/500	L/500 or 20 mm, whichever is the lesser, for brittle materials
Poměr rozpětí a účinné výšky Span/effective depth ratio	$\lambda = \frac{l}{d}$	$\frac{A}{d}$
Vymežující ohybová štíhlost	$\lambda_{d,tab}$ - buď pomocí vzorce nebo pro beton C30/37 tabulkové hodnoty	-
Basic ratio for continuous beam	-	26



Modification factor	-	$0.55 + \frac{477 - f_s}{120 \left(0.9 + \frac{M}{bd^2}\right)} \leq 2$
Limitní hodnota poměru Limited values of the ratio	$\lambda_d = k_{c1} \cdot k_{c2} \cdot k_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$	Basic ratio × Modification factor
	$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d$	$\frac{A}{d} \leq$ Basic ratio × Modification factor
<b>Deska - Slab</b>	<b>30 ≤ 30,42</b>	<b>30 ≤ 30.51</b>
<b>Průvlak - Beam</b>	<b>11,16 ≤ 20,23</b>	<b>11.17 ≤ 43.26</b>

Metoda limitního poměru rozpětí a účinné výšky prvku je v obou normách srovnatelná. Výsledné dimenze posuzované desky a průvlaku prvků s ohledem na posouzení průhybu jsou stejné.

Vymežující hodnoty limitní štíhlosti  $\lambda_d$  vypočtená podle EN svým charakterem odpovídá hodnotě basic ratio vypočtené podle BS.

Pro snadnější porovnání jsou v následující tabulce ukázány tabulkové hodnoty limitní štíhlosti  $\lambda_d$  pro různé druhy podepření betonového prvku C30/37 z EN a basic ratio z BS.

Porovnání $\lambda_d$ a basic ratio pro beton C30/37 Comparison of $\lambda_d$ and basic ratio for concrete C30/37			
	ČSN EN C30/37		BS
	$\rho=1,5\%$	$\rho=0,5\%$	
Konzola $\lambda_d$ Cantilever – Basic ratio	6	8	7
Prostě podepřený nosník $\lambda_d$ Simple supported – Basic ratio	14	20	20
Spojité nosník – krajní pole $\lambda_d$ Continuous – Basic ratio	18	26	26

Z tabulky je vidět, že EC 2 dovoluje vyšší hodnotu pro konzolu při malém stupni vyztužení než BS. Hodnoty pro ostatní druhy podepření pro slabě vyztužený beton jsou v obou kódech stejné.

### 5.5 Shrnutí výsledků porovnání

- Výpočty v EN a BS jsou postaveny na stejných principech
- Obecně se EC2 a BS 8110 zásadně neliší v termínech a přístupech navrhování
- EN jsou méně předepisující než British Standards a většinou i nabízejí více metod výpočtu
- Výpočty podle EN jsou více komplexní a dovolují ovlivnit více vstupních veličin ve výpočtu
- Komplexnost EN je dána jejich mezinárodním použitím a tím, že musí být aplikovatelné pro všechny členské státy, pro které jsou určeny
- Na druhou stranu ale právě komplexnost a složitost některých výpočtů v EN může vést ke vzniku více chyb, které mohou negativně ovlivnit výsledný návrh
- Z hlediska náročnosti na porozumění jsou pro čtenáře a uživatele mnohem přijatelnější British Standards a rychlost výpočtu je díky tomu mnohem větší
- Definice a pojmy v BS jsou stručnější a jasnější s jednoduššími vzorci

- BS mohou být chápány jako návod a průvodce pro navrhování základních konstrukcí
- V BS odpadá přecházení mezi hlavní normou a národní přílohou jako je tomu v EN
- Obecně je návrh podle EN složitější než podle BS, nicméně obě normy poskytují srovnatelné výsledky
- Z praktického použití ČSN EN a BS je možné vidět, že výsledné dimenze posuzovaných prvků jsou stejné se srovnatelným stupněm vyztužení. Souhrnem můžeme všeobecně říci: „Různá pravidla, stejný výsledek”

Eurokódy si kladou za cíl být standardy založenými na nejnovějších poznacích a vytvořit společnou základovou platformu pro navrhování stavebních konstrukcí v Evropě. I přestože návrh podle Eurokódů může být oproti původním stavebním normám složitější, je jejich zavedení jako takové velkým přínosem pro navrhování v Evropě. Eurokódy sjednocují navrhování ve všech členských státech EU a EFTA a výrazně pomáhají k dalšímu rozvoji společného vnitřního trhu v Evropě. Vytvářejí další pracovní příležitosti pro stavební inženýry, stavebníky, softwarové firmy a pro mnoho dalších napříč všemi členskými státy. Tím, že Eurokódy přijala i Velká Británie, je ovlivněno mnoho dalších zemí mimo Evropu, které dosud používají British Standards, a velká část těchto zemí bude přejímat principy Eurokódů.

## 16 ZÁVĚR

Hlavním cílem této práce bylo navrzení vhodné dispozice objektu základní umělecké školy a nosné konstrukce s následným statickým výpočtem a jeho porovnáním podle Eurokódů s českou národní přílohou a podle British Standards, stavebních norem donedávna používaných ve Velké Británii.

Pro splnění tohoto cíle byl navržen čtyřpodlažní objekt školy a byly vypracovány výkresy půdorysů podlaží, řezy konstrukcí a pohledy na objekt s celkovou vizualizací stavby. Dispozice školy byla navržena tak, aby funkčně složila svému účelu a aby také nabízela prostory pro umělecké výstavy a reprezentaci školy. Výrazným architektonickým prvkem stavby je její atrium s prosklenou fasádou a s viditelnou nosnou dřevěnou konstrukcí.

Statický výpočet a porovnání ČSN EN a BS byly provedeny pro tři hlavní prvky části železobetonové monolitické konstrukce horní stavby objektu. Těmito vybranými prvky jsou jednosměrně pnutá stropní deska, průvlak a sloup příčného konstrukčního rámu, které jsou základními typickými prvky železobetonových objektů.

Nejdříve byl proveden výpočet podle Eurokódů ČSN EN. Jako první bylo sestaveno zatížení konstrukce a jednotlivé zatěžující stavy a jejich kombinace podle norem ČSN EN 1991 a ČSN EN 1990, poté byl proveden návrh a statické posouzení daných prvků podle ČSN EN 1992.

V další části byl proveden výpočet podle British Standards. Bylo sestaveno zatížení podle BS 6399 a kombinace zatížení podle BS 8110 a poté statické posouzení prvků podle BS 8110. Návrh prvků podle ČSN EN byl brán jako výchozí a ve výpočtu podle BS byla snaha o to, aby výsledné dimenze prvků a jejich vyztužení byly stejné nebo menší než v ČSN EN.

Po těchto výpočtech následovalo porovnání obou norem, v jehož průběhu došlo k definování hlavních podobností a rozdílů s jejich zobecněním.

Širším přínosem této diplomové práce může být, že umožnila zajímavý pohled na problematiku navrhování a to že svým obsahem poskytla přehledné porovnání dvou ze skupiny ve světě nejrozšířenějších stavebních norem.

## 17 POUŽITÉ ZDROJE

ČSN EN 1990 – Zásady navrhování stavebních konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1 – Zatížení stavebních konstrukcí – Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1991-1-3 – Zatížení stavebních konstrukcí – Obecná zatížení – Zatížení sněhem

ČSN EN 1991-1-4 – Zatížení stavebních konstrukcí – Obecná zatížení – Zatížení větrem

ČSN EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1995-1-1 – Navrhování dřevěných konstrukcí – Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 338 – Konstrukční dřevo – Třídy pevnosti

ČSN EN 14080 – Dřevěné konstrukce – Lepené lamelové dřevo a lepené rostlé dřevo – Požadavky

ČSN EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN 73 0525 Akustika – Projektování v oboru prostorové akustiky – Všeobecné zásady

ČSN 73 0527 Akustika – Projektování v oboru prostorové akustiky – Prostory pro kulturní účely – Prostory ve školách – Prostory pro veřejné účely

vyhláška č. 498/2009 Sb. o obecných technických požadavcích zabezpečující bezbariérové užívání stavby

vyhláška č. 268/2009 Sb. o technických požadavcích na stavby

Vášková, J., Kohoutková A., Procházka, J., Příklady navrhování betonových konstrukcí 1, 1. Vydání, Praha: Vydavatelství ČVUT Praha 2009

Vášková, J., Procházka, J., Šmejkal, J., Vítek, J. L., Navrhování betonových konstrukcí. Příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2, 1. Vydání, Praha 2010

Šmejkal, J., Železobetonové konstrukce, 1. Vydání, Plzeň: Vydavatelství ZČU v Plzni, 2010

BS 6399-1: 1996. Loading for buildings Part 1. Code of practice for dead and imposed loads.

BS 6399-2: 1997. Loading for building – Part 2: Code of practice for wind loads.

BS 6399-3: 1988. Loading for building – Part 3: Code of practice for imposed roof loads.

BS 8110-1: 1997. Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction.

BS 8110-2:1985 Structural use of concrete. Code of practice for special circumstances

BS 8500-1:2015 Concrete. Complementary British Standard to BS EN 206. Method of specifying and guidance for the specifier

BS 8110-3:1985. Structural use of concrete. Design charts for singly reinforced beams, doubly reinforced beams and rectangular columns

Chanakya Arya. Design of structural elements, Concrete, steelwork, masonry and timber, Design to British Standards and Eurocodes. Oxon: E. & F.N. Spon, 2009.

The Institution of Structural Engineers, The Institution of Civil Engineers. Manual for the design of reinforced concrete. the UK: the Institution of Structural Engineers, 1985.

F K Kong, R H Evans. Reinforced and Prestressed Concrete. London: Chapman & Hall, 1993.

Charles E. Reynolds, James C. Steedman. Reinforced Concrete Designer's Handbook. London: E. & F.N. Spon, 1999. ISBN

<http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/>

<http://www.bsigroup.com/en-GB/>

<https://www.ice.org.uk>

<https://www.istructe.org/>

<http://www.concretecentre.com/>

<http://www.bca.gov.sg/>

<http://www.unmz.cz/>

<http://www.standardsforhighways.co.uk/>

<http://www.ukcares.com/>

<http://www.concrete.org.uk/>

<http://www.schueco.com>

<http://www.prefa.cz/>

<https://www.dek.cz/>

<http://www.wienerberger.cz/>

<http://www.isover.cz/>

<http://www.optigreen.cz/>

**18 SEZNAM PŘÍLOH**

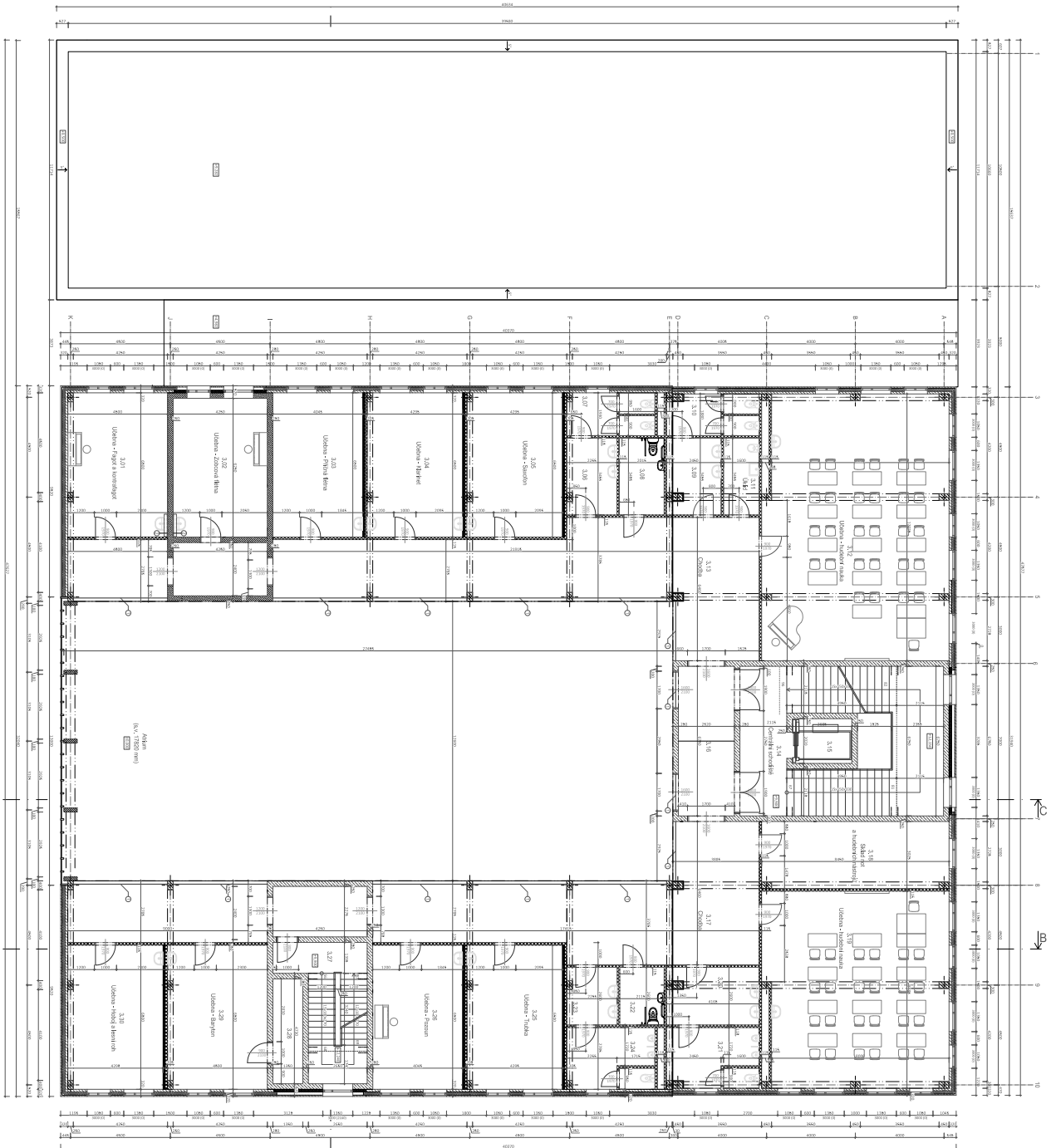
## Architektonicko-stavební výkresy

D.1.1	Půdorys 1.NP
D.1.2	Půdorys 2.NP
D.1.3	Půdorys 3.NP
D.1.4	Půdorys 4.NP
D.1.5	Příčný řez A-A
D.1.6	Podélný řez B-B
D.1.7	Podélný řez C-C
D.1.8	Pohledy
D.1.9.	Vizualizace









**LEGENDA MIESTNOSTI**

Obj.	Učebňa miestnosť	Plocha [m <sup>2</sup> ]	Návrh
3.01	Učebňa - fyzika a keramika	25,25	COGNAC
3.02	Učebňa - zirconia hlina	26,20	COGNAC
3.03	Učebňa - plastická umenia	27,91	COGNAC
3.04	Učebňa - hudba	27,91	COGNAC
3.05	Učebňa - šport	27,91	COGNAC
3.06	Učebňa - výtvarná umenia	7,66	COGNAC
3.07	Učebňa - matematika	6,96	COGNAC
3.08	Učebňa - prírodné vedy	7,90	COGNAC
3.09	Učebňa - jazyk	7,90	COGNAC
3.10	Učebňa - dejiny	5,53	COGNAC
3.11	Učebňa - občianska náuka	96,00	COGNAC
3.12	Učebňa - informatika	53,91	COGNAC
3.13	Učebňa - angličtina	53,91	COGNAC
3.14	Učebňa - francúzština	53,91	COGNAC
3.15	Učebňa - španielčina	53,91	COGNAC
3.16	Učebňa - nemecká	103,09	COGNAC
3.17	Učebňa - taliančina	25,42	COGNAC
3.18	Učebňa - ruština	25,42	COGNAC
3.19	Učebňa - maďarčina	72,90	COGNAC
3.20	Učebňa - rumunčina	72,90	COGNAC
3.21	Učebňa - bulharčina	11,14	COGNAC
3.22	Učebňa - srbochorvácky	5,16	COGNAC
3.23	Učebňa - slovenčina	11,56	COGNAC
3.24	Učebňa - čeština	11,56	COGNAC
3.25	Učebňa - polština	27,91	COGNAC
3.26	Učebňa - ukrajinčina	27,91	COGNAC
3.27	Učebňa - bielorusčina	6,37	COGNAC
3.28	Učebňa - ukrajina	26,20	COGNAC
3.29	Učebňa - rusko	26,20	COGNAC
3.30	Učebňa - ukrajina a rusko	26,20	COGNAC

**LEGENDA MATERIÁLU**

- Zakreslenie: G2200 - XCT1
- Prepisová farba, tl. 115 mm
- Legenda:
  - Lepidlo: keramická dlažba
  - Smerová tabuľka: keramická dlažba 1. a 2. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 1. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 2. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 3. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 4. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 5. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 6. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 7. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 8. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 9. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 10. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 11. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 12. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 13. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 14. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 15. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 16. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 17. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 18. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 19. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 20. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 21. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 22. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 23. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 24. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 25. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 26. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 27. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 28. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 29. zóna
  - Podlaha: keramická dlažba 30. zóna

**POZNÁMKA**

- Kresba stienka: výška 1200 mm
- Strop: 2,40 m
- Strop: 2,70 m
- Strop: 3,00 m
- Strop: 3,30 m
- Strop: 3,60 m
- Strop: 3,90 m
- Strop: 4,20 m
- Strop: 4,50 m
- Strop: 4,80 m
- Strop: 5,10 m
- Strop: 5,40 m
- Strop: 5,70 m
- Strop: 6,00 m
- Strop: 6,30 m
- Strop: 6,60 m
- Strop: 6,90 m
- Strop: 7,20 m
- Strop: 7,50 m
- Strop: 7,80 m
- Strop: 8,10 m
- Strop: 8,40 m
- Strop: 8,70 m
- Strop: 9,00 m
- Strop: 9,30 m
- Strop: 9,60 m
- Strop: 9,90 m
- Strop: 10,20 m
- Strop: 10,50 m
- Strop: 10,80 m
- Strop: 11,10 m
- Strop: 11,40 m
- Strop: 11,70 m
- Strop: 12,00 m
- Strop: 12,30 m
- Strop: 12,60 m
- Strop: 12,90 m
- Strop: 13,20 m
- Strop: 13,50 m
- Strop: 13,80 m
- Strop: 14,10 m
- Strop: 14,40 m
- Strop: 14,70 m
- Strop: 15,00 m
- Strop: 15,30 m
- Strop: 15,60 m
- Strop: 15,90 m
- Strop: 16,20 m
- Strop: 16,50 m
- Strop: 16,80 m
- Strop: 17,10 m
- Strop: 17,40 m
- Strop: 17,70 m
- Strop: 18,00 m
- Strop: 18,30 m
- Strop: 18,60 m
- Strop: 18,90 m
- Strop: 19,20 m
- Strop: 19,50 m
- Strop: 19,80 m
- Strop: 20,10 m
- Strop: 20,40 m
- Strop: 20,70 m
- Strop: 21,00 m
- Strop: 21,30 m
- Strop: 21,60 m
- Strop: 21,90 m
- Strop: 22,20 m
- Strop: 22,50 m
- Strop: 22,80 m
- Strop: 23,10 m
- Strop: 23,40 m
- Strop: 23,70 m
- Strop: 24,00 m
- Strop: 24,30 m
- Strop: 24,60 m
- Strop: 24,90 m
- Strop: 25,20 m
- Strop: 25,50 m
- Strop: 25,80 m
- Strop: 26,10 m
- Strop: 26,40 m
- Strop: 26,70 m
- Strop: 27,00 m
- Strop: 27,30 m
- Strop: 27,60 m
- Strop: 27,90 m
- Strop: 28,20 m
- Strop: 28,50 m
- Strop: 28,80 m
- Strop: 29,10 m
- Strop: 29,40 m
- Strop: 29,70 m
- Strop: 30,00 m

Výškový systém: Balkový systém

40.000 = 310 m<sup>2</sup> m. m.

**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

Vypracoval: Bc. Klára Luptáková

Vedúci práce: Ing. Lukáš Vajana, Ph.D.

Miesto stavby: 306 I4 Pilsen

Formát: A1

Stavba: Základní umělecká škola

Datum: 07/2015

Objekt: C, výhled

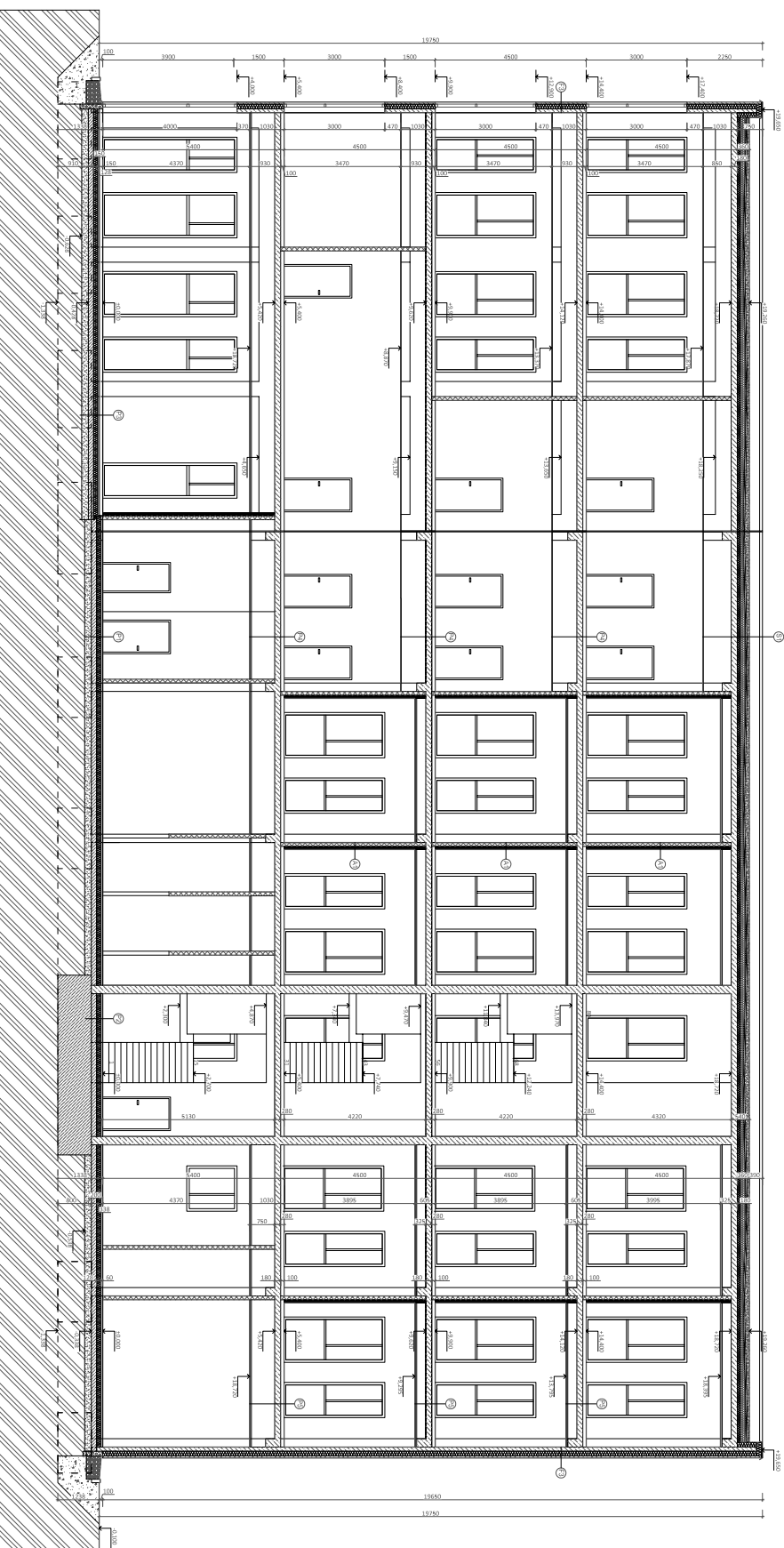
Obst.: Pilsenský 3. NP

Mřížka: 1:100

Číslo: D.1.3







LEGENDA SKLADĚB

**LEGENDA MATERIALU**

- Zatezobeton C25/30 - XC1
- Zatezobeton C25/30 - XC2
- Lepené lamelové dřevo
- Pevnostní Atr, tl. 115 mm
- Tepelná izolace dle skladby
- Spádové břity, Isover ERS 200S
- Tepelná izolace, Isover ERS Parimatr
- Vnější sádková zateplení střešiny
- Hrubý zesp. plovnoucí lamelnu
- Právě (tlm. kamenná), frakce 0-2 mm
- Sklokeramický podsyp, frakce 0-2 mm
- Rozbitá zeminu

**Pr1 - Podlaha nad vnitřkem**

Frakce vrstvy	Název	Specifikace	d [mm]
Nákladní vrstva	Středočec	Středočec	10
Rozhlední vrstva	Ulit cementový podř	Cemřuv	50
Separční vrstva	Separční PE fólie	Separční PE fólie	-
Tepelná izolace	Dřevý zátěžový podř	Isover ERS 200	120
Ochranná vrstva	Nákladní polypropylen geotextilie	Filtex 300	-
Hydroizolace	SSS modifikovaný asfaltový pás	Elastek 40 Special Mineral, celoplošná nátava	4
Parozábrana	Akrylový nátěr	Dakprimer	4
Podhlední vrstva	Zatezobetonová deska	C25/30 - XC2	150
Podřivková vrstva	Zatezobetonová deska	C25/30 - XC2	200
Ochranná vrstva	Nákladní polypropylen geotextilie	Filtex 300	-
Plovnoucí lamelny	Rozbitá zeminu	-	-

**Pr2 - Podlaha - chodby**

Frakce vrstvy	Název	Specifikace	d [mm]
Nákladní vrstva	Ulit cementový podř	Cemřuv	50
Rozhlední vrstva	Ulit cementový podř	Cemřuv	50
Separční vrstva	Separční PE fólie	Separční PE fólie	-
Tepelná izolace	Elastikované desky ERS	Isover ERS Fujiflow 4000	40
Nákladní vrstva	ZS střešní deska	ZS střešní deska	180
Vatřivková vrstva	ZS střešní deska	ZS střešní deska	75
Podhled	Sádrovláknité desky	Fernacell	15

**Pr3 - Zateplení střešiny - hřeben budova**

Frakce vrstvy	Název	Specifikace	d [mm]
Nákladní vrstva	Ulit cementový podř	Cemřuv	50
Rozhlední vrstva	Ulit cementový podř	Cemřuv	50
Separční vrstva	Separční PE fólie	Separční PE fólie	-
Tepelná izolace	Elastikované desky ERS	Isover ERS Fujiflow 4000	40
Nákladní vrstva	ZS střešní deska	ZS střešní deska	180
Vatřivková vrstva	ZS střešní deska	ZS střešní deska	75
Podhled	Sádrovláknité desky	Fernacell	15

**F3 - Fasáda**

Frakce vrstvy	Název	Specifikace	d [mm]
Nákladní vrstva	Základní omítka	Omítka	10
Rozhlední vrstva	Ulit cementový podř	Cemřuv	50
Separční vrstva	Separční PE fólie	Separční PE fólie	-
Tepelná izolace	Dřevý zátěžový podř	Isover ERS 200S	120
Ochranná vrstva	Nákladní polypropylen geotextilie	Filtex 300	-
Hydroizolace	SSS modifikovaný asfaltový pás	Elastek 40 Special Mineral, celoplošná nátava	4
Parozábrana	Akrylový nátěr	Dakprimer	4
Podhlední vrstva	Zatezobetonová deska	C25/30 - XC2	150
Podřivková vrstva	Zatezobetonová deska	C25/30 - XC2	200
Ochranná vrstva	Nákladní polypropylen geotextilie	Filtex 300	-
Plovnoucí lamelny	Rozbitá zeminu	-	-

Výškový systém: Batský po výtvarní

±0,000 = 310 m. n. m.

**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

Vypracoval: Bc. Klára Ludhrová

Vedoucí práce: Ing. Ludek Vejvára, Ph.D.

Místo stavby: 306 14 Pížeň

**ZČU v Pízní**  
 Fakulta aplikovaných věd  
 Katedra mechaniky  
 Stavěbní inženýrství

Formát: A2

Stavba: DSP

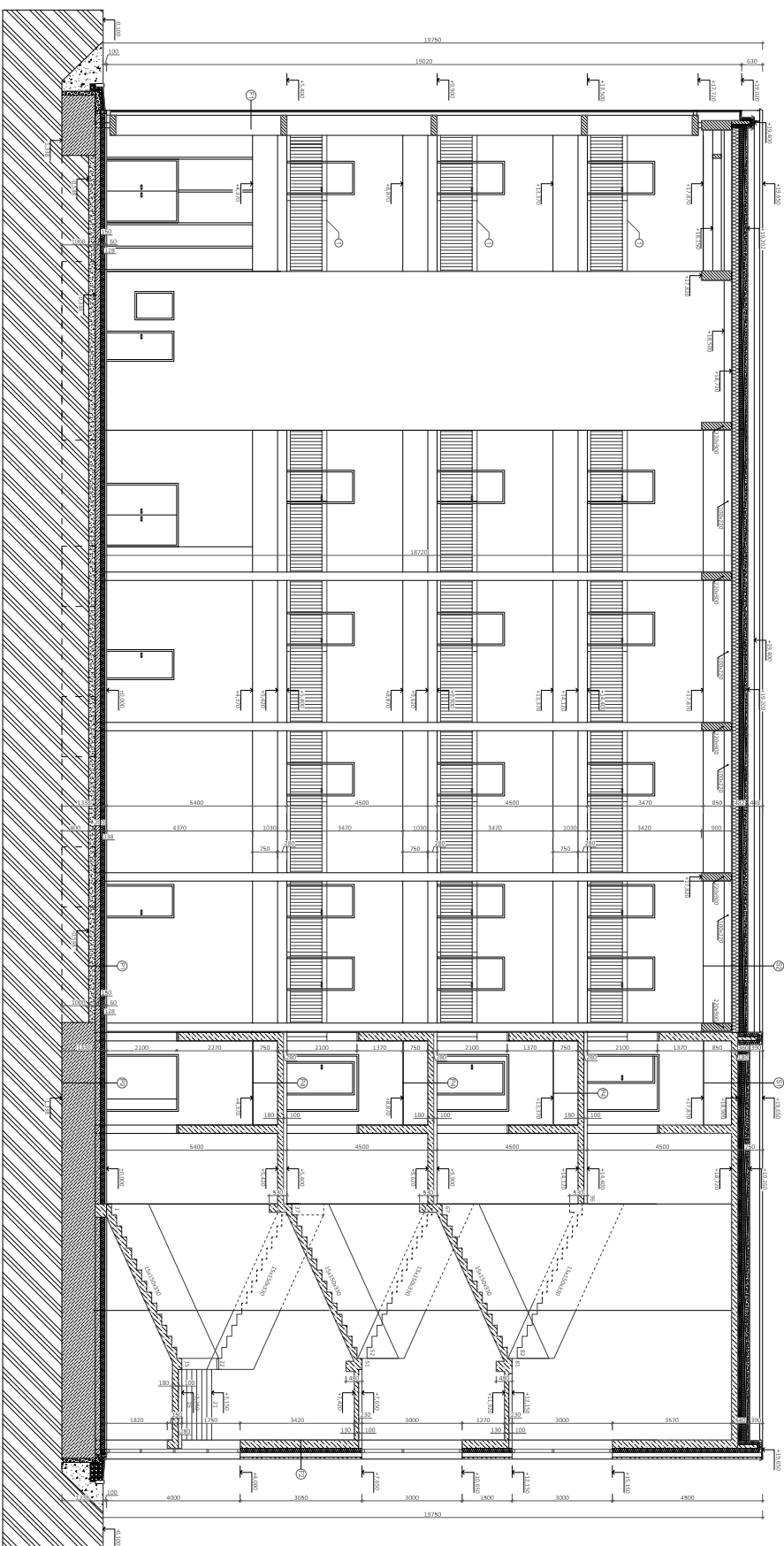
Základní umělecká škola

Datum: 07/2015

Obsah: Podělný řez B-B

Měřítko: 1:100

Č. výkresu: D.1.6



LEGENDA SKLADĚB

POZNÁMKA  
 ① Krovové zábradlí, výška 1200 mm

- LEGENDA MATERIÁLŮ**
- Základní izolace C25/30 - XC1
  - Základní izolace C25/30 - XC2
  - Lepená lamelové dřevo
  - Třívrstvá izolace dle skladby
  - Spárovací mlhy, kover EPS 20/5
  - Třívrstvá izolace, kover EPS Parimetr
  - Vnější izolace s zateplením střešního
  - Hrubý zatep. pláničkový zateplení
  - Práse (lami lamelová), tloušťka 18/32
  - Sklápkový podšyp, tloušťka 0,32 mm
  - Roštil z keramiky

Pr - Podlaha nadláhlem	Název	Specifikace	d [mm]
Nákladní vlna	Cementová síťka	Staldecor	10
Roštilová vlna	Uly cementový podř	Cement	50
Spektrální vlna	Spektrální PE fólie	Spektrální PE fólie	-
Třívrstvá izolace	Děsly z párovaného polyuretanu	kover EPS 20/5	120
Ochranná vlna	Nákladní polypropylen, geotextilie	Filtex 300	-
Hydroizolace	SSS modifikovaný asfaltový pás	Elastek 40 Special Mineral, celoplošná tloušťka	4
Parozábrana	Asfaltový roštil	Dámpner	-
Podšypová vlna	Zateplovací deska	C25/30 - XC2	150
Ochranná vlna	Sklaštěná vlna	Filtex 300	200
Podlaha nadláhlem	Roštil z keramiky	-	-

Pr - Podlaha - chodby	Název	Specifikace	d [mm]
Nákladní vlna	Cementová síťka	Staldecor	10
Roštilová vlna	Uly cementový podř	Cement	50
Spektrální vlna	Spektrální PE fólie	Spektrální PE fólie	0,1
Krovová izolace	Estetikovaná deska EPS	kover EPS tloušťka 40/100	40
Nákladní vlna	ZS stropní deska	ZS stropní deska	180
Vlna nadláhlem	Schváhlovité desky	Fermaxcell	75
Podlaha nadláhlem	-	-	15

S 2 - Základní stěna - dům	Název	Specifikace	d [mm]
Vnější izolace	Estetikovaná deska	Opagreen 1/pe - bílý	50-150
Děsly z párovaného polyuretanu	Profilované desky	Dámpner 40 Garden	40
Ochranná vlna	Nákladní polypropylen, geotextilie	Filtex 300	0,5
Hydroizolace	SSS modifikovaný asfaltový pás	Elastek 50 Garden, celoplošná tloušťka	5,3
Parozábrana	SSS modifikovaný asfaltový pás	Elastek 40 Special Mineral	4
Ochranná vlna	Ochranný asfaltový pás	Dámp RT12, mechanický uchlazování	1,3
Spektrální vlna	Parozábrana	kover EPS 20/5	50-150
Ochranná vlna	Nákladní polypropylen, geotextilie	Filtex 300	200
Podšypová vlna	Asfaltový roštil	Dámpner	0,5
Podlaha nadláhlem	Sklaštěná vlna	Spektrální PE fólie	3
Podlaha nadláhlem	Roštil z keramiky	Spektrální PE fólie	75

F 1 - Fasáda	Název	Specifikace	d [mm]
Podšypová vlna	Sklaštěná vlna	Děsly z párovaného polyuretanu, 50 x 150 mm	2 x 12
Podlaha nadláhlem	Roštil z keramiky	-	-

Výškový systém: Batský po výtvarní

±0,000 = 310 m. n. m.

**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

Vypracoval: Bc. Klára Ludhrová

Vedoucí práce: Ing. Luděk Vejvára, Ph.D.

Místo stavby: 306 14 Pízeň

Formát: A2

Stavba: Základní umělecká škola

Stupně: DSP

Datum: 07/2015

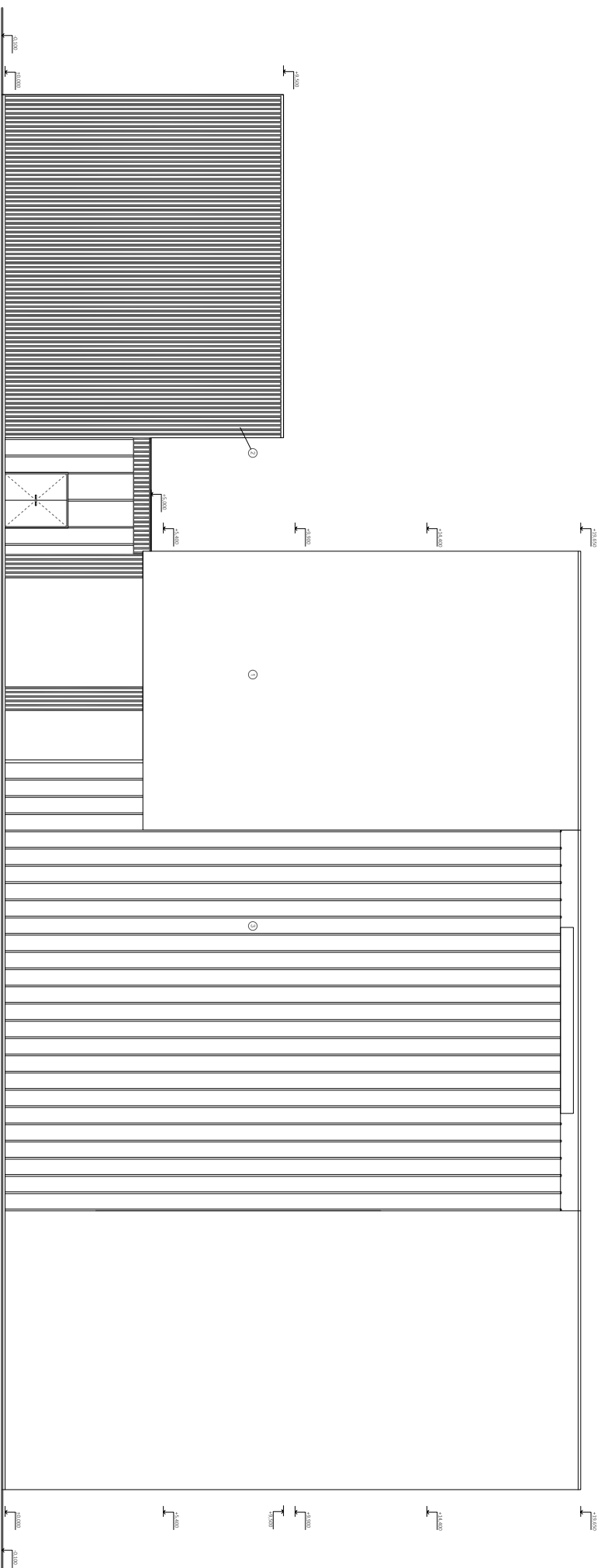
Obsah: Podélný řez C-C

Měřítko: 1:100

Č. výkresu: D.1.7

ZČU v Pízni  
 Fakulta aplikovaných věd  
 Katedra mechaniky  
 Stavební inženýring

# VÝCHODNÍ POHLED



## POZNÁMKA

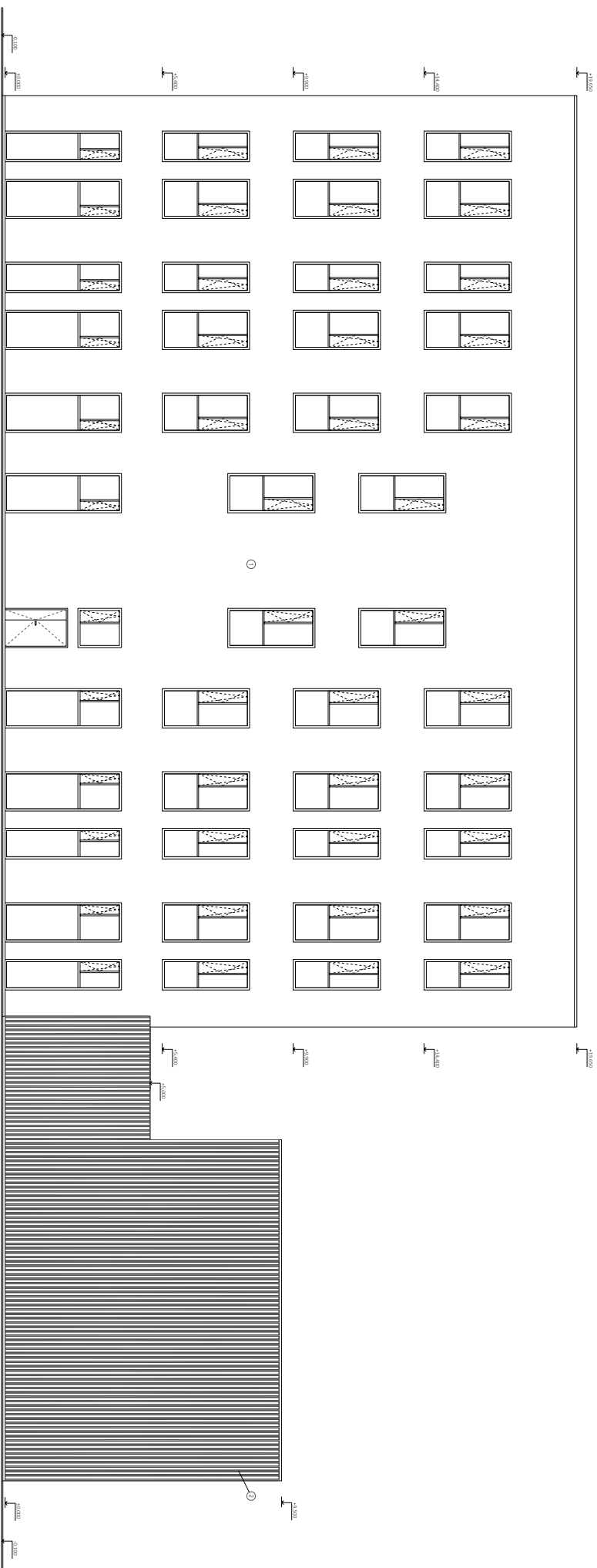
- 1 Fasádni montážka z podševného betonu - baryva svietle sáda
- 2 Oholžené drevenými palubkami - mezeri medzi palubkami podloženy žernou PE 100II
- 3 Proskliata fasáda Sulfuro FV 60+ AOT - drevenia nosné slupky

Výškový systém: Batiský po vyrovnání

±0,000 = 310 m n. m.

<b>DIPLOMOVÁ PRÁCE</b>		<b>ZČU v Plzni</b>	
Vypocovatel:	Bc. Klára Ludinová	Fakulta aplikovaných věd	
Vedoucí práce:	Ing. Luděk Vejvara, Ph.D.	Katedra mechaniky	
Mislo stavby:	306 14 Plzeň	Stavební inženýrství	
Stavba:	Základní umělecká škola	Formát:	A2
Obsah:	Východní pohled	Stupeň:	DSP
		Datum:	07/2015
		Měřítko:	Č. výkresu:
		1:100	D.1.8

# ZÁPADNÍ POHLED



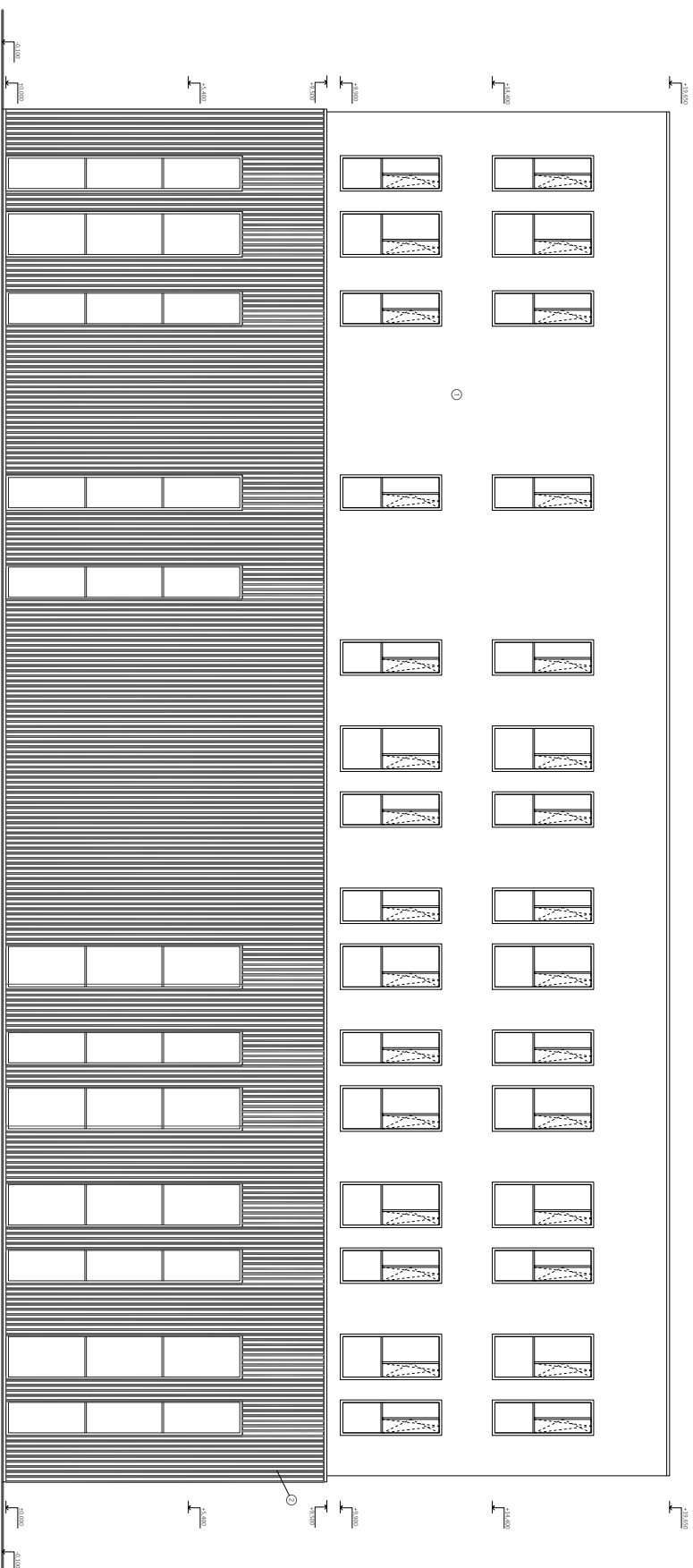
## POZNAMKA

- ① Fasádni montážka z podlažového betónu - barva svítie sedla
- ② Oholené drevenémi palubkami - mezeri medzi palubkami podlaženy žemou PE 1000

Výškový systém: Bratiský po vyrovnání ±0,000 = 310 m n. m.

<b>DIPLOMOVÁ PRÁCE</b>		<b>ZČU v Plzni</b>	
Vypracoval:	Bc. Klára Ludinová	Fakulta aplikovaných věd Katedra mechaniky Stavební inženýrství	
Vedoucí práce:	Ing. Luděk Vejvara, Ph.D.		
Mislo stavby:	306 14 Plzeň	Formát:	A2
Stavba:		Stupeň:	DSP
<b>Základní umělecká škola</b>		Datum:	07/2015
Obsah:	Západní pohled	Měřítko:	Č. výkresu: D.1.9

# JIŽNÍ POHLED



## POZNÁMKA

- ① Fasádní montážka z polieokovdho betonu - barva světlá seřá
- ② Ohoženás dřevěynní palikákní - mezerní mezdí palikákní podloženy dřemou PE (MII)

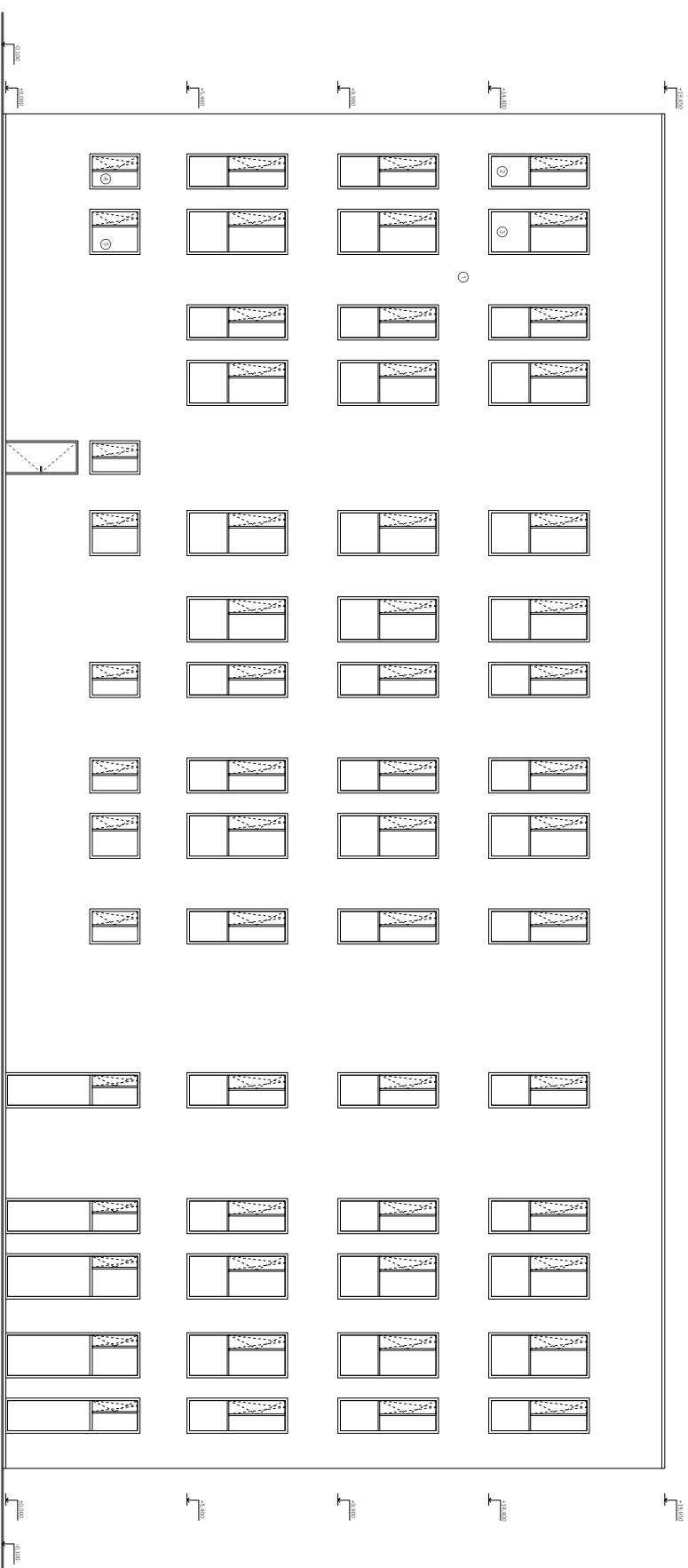
Výškový systém: Batský po vyrovnání

±0,000 = 310 m n. m.

<b>DIPLOMOVÁ PRÁCE</b>		<b>ZČU v Plzni</b>	
Vypocovatel:	Bc. Křtira Ludřnová	Fakulta aplikoványd věd	
Vedoucí práce:	Ing. Luděk Vějvara, Ph.D.	Katedra mechniky	
Misio stavby:	306 14 Plzeň	Stavební inženýrství	
Stavba:	Základní umělecká škola	Formát:	A2
Osah:	Jižní pohled	Stupeň:	DSP
		Datum:	07/2015
		Měřítko:	Č. výřresu:
		1:100	D.1.10



# ZÁPADNÍ POHLED



## POZNÁMKA

① Fasádní montážka z polykarbonátového betonu - barva světlá seřď

Výškový systém: Batský po vyrovnání

±0,000 = 310 m n. m.

<b>DIPLOMOVÁ PRÁCE</b>		<b>ZČU v Plzni</b>	
Vypocovatel:	Bc. Klára Ludřnová	Fakulta aplikovaných věd	
Vedoucí práce:	Ing. Luděk Vajřara, Ph.D.	Katedra mechaniky	
Misio stavby:	306 14 Plzeň	Stavební inženýrství	
Stavba:	Základní umělecká škola	Formát:	A2
Osarň:	Západní pohled	Sluparň:	DSP
		Datum:	07/2015
		Měřko:	1:100
		Č. výřresu:	D.1.11

POHLED NA ZADNÍ FASÁDU



JIHOVÝCHODNÍ POHLED



POHLED NA ČELNÍ FASÁDU



Výškový systém: Batský po vyrovnání

±0,000 = 310 m n. n.

<b>DIPLOMOVÁ PRÁCE</b>	<b>ZČU v Plzni</b>
Vypracovala: Bc. Klára Ludňová	Fakulta aplikovaných věd Katedra mechaniky Stavební inženýrství
Vedoucí práce: Ing. Luděk Vajvara, Ph.D.	
Místo stavby: 306 14 Píseň	Formát: A3
Stavba:	Stupeň: DSP
<b>Základní umělecká škola</b>	Datum: 07/2015
Obsah: Vizualizace stavby	Měřítko: C: výkresů: <b>D.1.12</b>