

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Úvod do problematiky dynamiky betonových konstrukcí

Rešeršní práce



Vypracovali: Ing. Petr Bílý, Ing. Martin Típka

Praha 2012

Poděkování

Tato práce vznikla za podpory Studentské grantové soutěže ČVUT 2012 (SGS 2012) v rámci grantu SGS11/106/OHK1/2T/11 Betony a cementové kompozity s řízenými vlastnostmi.

Souhrn

Tato práce seznamuje čtenáře se základy dynamiky betonových konstrukcí. Po obecném úvodu věnovaném shrnutí elementárních vztahů stavební dynamiky následují kapitoly zaměřené na jednotlivé druhy dynamických zatížení. Probírají se zdroje zatížení, jejich účinky, opatření proti těmto účinkům a hlavní rysy výpočetních metod. Výklad je průběžně ilustrován řadou příkladů z praxe.

Klíčová slova

Beton, dynamika, kmitání, seizmicita, vibrace.

Summary

This thesis gives the reader insight into basics of structural dynamics of concrete structures. After general introduction that is dedicated to summary of structural dynamics elementary equations, chapters focused on particular types of dynamic load follow. Sources of loads, the effects, measures against the effects and main features of calculation methods are discussed. Explication is continuously being illustrated by many practical examples.

Key words

Concrete, dynamics, oscillation, seismicity, vibration.

Obsah

1. Úvod	7
2. Základní pojmy a vztahy dynamiky stavebních konstrukcí	8
2.1. Síly působící na konstrukci. Typy kmitání.....	8
2.2. Pohybová rovnice kmitání.....	9
2.3. Vlastní tvary kmitání. Rezonance.....	10
2.4. Tlumení.....	11
2.5. Dynamický součinitel	12
2.6. Zatížení rázem	13
3. Dynamické zatížení od strojů a technologií	15
3.1. Zdroje zatížení	15
3.2. Požadavky na konstrukce	17
3.2.1. Kritéria z hlediska únosnosti	17
3.2.2. Požadavky a kritéria z hlediska provozuschopnosti.....	17
3.3. Základní pravidla pro stanovení dynamické odezvy pomocí výpočtů	18
3.4. Metody dynamických výpočtů	19
3.5. Opatření ke snížení mechanických vibrací.....	20
3.5.1. Snížení velikosti dynamického zatížení	20
3.5.2. Hmotnost základu	21
3.5.3. Optimalizace tuhosti a hmotnosti nosné konstrukce	21
3.5.4. Dilatační spáry	21
3.5.5. Pružné uložení základu.....	22
3.5.6. Viskózní tlumiče.....	23
4. Dynamické zatížení od dopravy	25
4.1. Zdroje zatížení	25
4.2. Účinky vibrací	25
4.3. Opatření ke snížení účinku vibrací od dopravy	27
4.3.1. Pasivní metody	27
4.3.2. Aktivní metody.....	28
5. Seismicita	30
5.1. Přírodní seismicita.....	30
5.2. Technická seismicita	31
5.3. Měření seismicity	31
5.3.1. Intenzita zemětřesení	31
5.3.2. Velikost zemětřesení.....	32
5.4. Vliv seismicity na betonové konstrukce.....	32

5.5.	Návrh betonových konstrukcí z hlediska seizmicity	33
5.6.	Speciální opatření v seizmicky aktivních oblastech	36
5.6.1.	Tlumení speciálními konstrukčními prvky	36
5.6.2.	Systemy pohlcování kmitání	38
6.	Dynamické účinky zatížení větrem	40
6.1.	Dynamický tlak větru	40
6.2.	Ztráta aerodynamické stability	41
6.3.	Stanovení účinků zatížení větrem	43
6.4.	Opatření proti dynamickým účinkům větru	44
6.4.1.	Možná opatření	44
6.4.2.	Zesílení chladících věží Jaderné elektrárny Dukovany	44
7.	Únava železobetonových konstrukcí	46
7.1.	Únava materiálu	46
7.2.	Únavové chování výztuže	46
7.2.1.	Únavové chování kovů obecně	46
7.2.2.	Betonářská a předpínací výztuž	47
7.3.	Únavové chování betonu	48
7.4.	Posouzení na únavu	49
7.4.1.	Výztuž	49
7.4.2.	Beton	50
8.	Poznámky k inženýrským konstrukcím	52
8.1.	Mosty a lávky	52
8.2.	Stadiony	52
9.	Závěr	54
10.	Literatura	55
	Normy	55
	Publikace a články	56
	Ostatní	57

1. Úvod

Zatížení představuje vliv, který vyvolává změny napjatosti, tvaru a polohy konstrukce nebo jejích částí. Z hlediska charakteru a odezvy v konstrukci rozeznáváme zatížení statická, která nezpůsobují významná zrychlení konstrukce nebo konstrukčních částí, a dynamická, která taková zrychlení způsobují. Zdroje dynamického zatížení mohou být stejně jako u zatížení statického přírodní nebo umělé. Mezi přírodní zdroje můžeme řadit vítr, přírodní seizmicitu a pohyby vodních mas. Mezi umělé zdroje patří různé stroje a technologie, doprava, technická seizmicita a mimořádná zatížení v podobě rázových účinků a výbuchů.

V českém prostředí se zabýváme otázkami dynamického působení zatížení nejčastěji v souvislosti se stroji a dopravou, jiné jevy se řeší méně často. Účinky vibrací se mohou projevit na nosných i nenosných konstrukcích, na technologických zařízeních nebo nepříjemným dopadem na životní prostředí v okolí zdroje dynamického zatížení.

Dynamické zatížení ovlivňuje všechny tři mezní stavy, které u konstrukcí sledujeme a posuzujeme. Z hlediska únosnosti a spolehlivosti konstrukce se projevuje nárůstem vnitřních sil v konstrukci a rozvojem únavových procesů v materiálu. Použitelnost může být zhoršena negativními vlivy na lidský organismus nebo na technologie. Dotčena je i trvanlivost, neboť trhliny vznikající v konstrukci jsou branou pro průnik chemických degradačních činitelů.

Zanedbá-li se primární návrh konstrukce, vyžaduje obvykle řešení problémů spojených s nepřijatelnými vibracemi technicky náročná a finančně nákladná nápravná opatření. Proto je nezbytné věnovat maximální pozornost identifikaci zdrojů dynamického zatížení a eliminaci jeho vlivů na konstrukci již ve fázi primárního návrhu.

2. Základní pojmy a vztahy dynamiky stavebních konstrukcí

2.1. Síly působící na konstrukci. Typy kmitání.

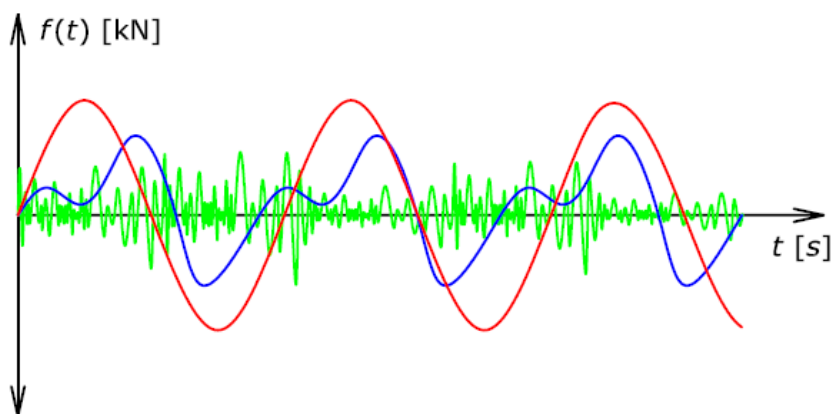
Celá dynamika představuje úlohu rovnováhy se zohledněním setrvačných a tlumících sil. Setrvačná síla je zdánlivá síla působící změnu pohybového stavu tělesa, tlumící síla vyjadřuje odpor tělesa vůči síle setrvačné. Dynamické zatížení je takové zatížení, které vyvolává dynamickou odezvu konstrukce, tj. odezvu proměnnou v čase (např. kmitání). Vnitřní síly a deformace nejsou charakterizovány jednou konkrétní veličinou, ale představují časově závislé funkce. Nelze však obecně tvrdit, že každé zatížení proměnné v čase je dynamické. Za takové se považuje pouze zatížení, u něž nelze zanedbat vliv setrvačných sil. Zatížení, která jsou v čase proměnná, ale vliv setrvačných sil je u nich nepodstatný, označujeme jako cyklická (např. vliv teploty a vlhkosti na stavební konstrukce v průběhu roku) a tato práce se jimi dále nezabývá.

Z hlediska příčiny rozlišujeme kmitání vlastní, při kterém nepůsobí žádná budící síla a pohyb je vyvolán pouze nenulovými počátečními podmínkami (vychýlením z rovnovážné polohy, počáteční rychlostí) a kmitání vynucené (nevlastní) způsobené budící silou. Průběh budící síly f bývá obecně popsán jistou funkcí času $f(t)$, která má pro nejjednodušší případ harmonického kmitání tvar:

$$f(t) = f_0 \sin(\omega t) \quad (1)$$

kde: f_0 je amplituda budící síly,

ω je budící kruhová frekvence, spočte se jako $\omega = 2\pi f$, kde f je frekvence kmitů budiče.



Obr. 1 Příklady průběhu budících sil. Síla harmonická je znázorněna červeně (může jít například o idealizované kmitání jednoho stroje), obecná periodická modře (např. idealizovaný součet kmitání několika strojů), zcela obecná zeleně (např. seismické zatížení).

Pro dynamické účinky zatížení na konstrukci jsou rozhodující charakter a velikost zmíněných budících sil a dynamické vlastnosti konstrukce. Ty jsou charakterizovány třemi základními parametry – tuhostí k [N/m], hmotností m [kg] a útlumem c [kg/s]. Pomocí těchto parametrů a vektoru posunutí $u(t)$ definujeme tři typy sil působících na konstrukci:

- Vnitřní síla (síla v pružině) $f_S = k \cdot u(t)$.
- Tlumící síla $f_D = c \cdot \dot{u}(t)$, kde $\dot{u}(t)$ je první derivace $u(t)$, tj. vektor rychlosti.
- Setrvačná síla $f_I = m \cdot \ddot{u}(t)$, kde $\ddot{u}(t)$ je druhá derivace $u(t)$, tj. vektor zrychlení.

V reálných výpočtech často nelze soustavy těles charakterizovat jednou pružinou, jedním hmotným bodem a jedním tlumičem. Potom místo parametrů k , m a c pracujeme s maticemi tuhosti \mathbf{K} , hmotnosti \mathbf{M} a útlumu \mathbf{C} .

Podle vlivu útlumu rozlišujeme kmitání netlumené, pro které lze zjednodušeně a bez podstatné újmy na přesnosti řešení uvažovat $c = 0$, a kmitání tlumené, kde vliv útlumu nelze zanedbat.

2.2. Pohybová rovnice kmitání

Vyjděme z D'Alembertova principu, který říká, že součet všech sil působících na těleso ve směru kmitání, včetně sil setrvačných, je roven nule [33]:

$$\sum_i f_i = 0 \quad (2)$$

Na tomto postulátu je založena základní rovnice používaná při dynamických výpočtech – tzv. pohybová rovnice. V obecném případě má tvar:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{u}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{u}(t) + \mathbf{K} \cdot u(t) = f(t) \quad (3)$$

Zmíněný tvar je pouze symbolickým vyjádřením, v praxi se jedná o soustavu diferenciálních rovnic 2. řádu. Pro nejjednodušší případ vlastního netlumeného kmitání se soustava (3) stává homogenní a vypadává člen zohledňující útlum:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{u}(t) + \mathbf{K} \cdot u(t) = 0 \quad (4)$$

Řešení je třeba hledat ve tvaru:

$$u(t) = \varphi_n (A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t) \quad (5)$$

kde: A_n, B_n jsou integrační konstanty,

φ_n jsou vlastní tvary kmitání konstrukce,

ω_n jsou vlastní kruhové frekvence kmitů.

Dosazením (14) do (4), dvojnásobným zderivováním a úpravou snadno dostaneme:

$$(\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}) \boldsymbol{\varphi}_n (A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t) = 0 \quad (6)$$

Jelikož výraz ve druhé závorce musí být nenulový (jinak by soustava byla v klidu), můžeme předchozí soustavu rovnic zjednodušit na:

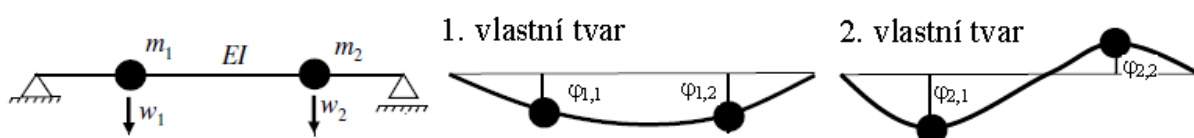
$$(\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}) \boldsymbol{\varphi}_n = 0 \quad (7)$$

Při jisté praxi v oblasti lineární algebry je z tohoto zápisu již jasně patrné, že vlastní tvary lze stanovit jako vlastní vektory zmíněné soustavy, vlastní kruhové frekvence jsou pak odmocninami vlastních čísel.

Vstoupí-li do hry vlivy budící síly a útlumu, výpočty se matematicky komplikují (viz např. [16]). Při stanovení funkce $u(t)$ lze postupovat například přímou integrací pohybových rovnic, metodou centrálních diferencí nebo pomocí modální analýzy, kdy se odezva konstrukce stanoví jako lineární kombinace vlastních tvarů kmitání pomocí tzv. modálních souřadnic.

2.3. Vlastní tvary kmitání. Rezonance.

Vlastní frekvence kmitů jsou takové frekvence, za kterých probíhá vlastní kmitání nevynucené vnější budící silou. Tvary, kterých konstrukce při takovém kmitání nabývá, nazýváme vlastními tvary kmitání. Udávají poměry mezi výchylkami jednotlivých hmotných bodů při vlastním kmitání.

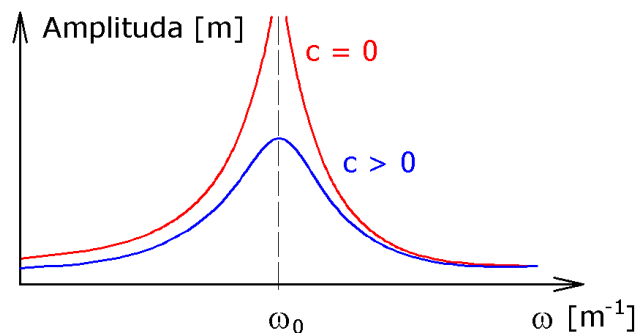


Obr. 2 Vlevo soustava se dvěma stupni volnosti, uprostřed a vpravo její vlastní tvary kmitání (převzato z [33]).

Soustava, která má j stupňů volnosti (stupeň volnosti je složka vektoru posunutí $u(t)$, které je přiřazena nenulová hmota), má také j vlastních tvarů kmitání. Pořadí vlastních tvarů je určeno velikostí příslušných vlastních frekvencí – za první vlastní tvar označujeme ten, kterému přísluší nejnižší vlastní frekvence.

V praxi je potřeba znát zejména ty vlastní tvary, které mají vlastní frekvenci ω_0 blízkou frekvenci budící síly ω , kterou pro danou konstrukci uvažujeme. V případě, že se frekvence budící síly blíží některé z vlastních frekvencí konstrukce, nastává stav rezonance. Pro netlumené kmitání by v takovém případě výchylka rostla nade všechny meze a konstrukce by okamžitě selhala. Vynucené netlumené kmitání je však výhradně teoretický pojem, v praxi se

objevuje pouze kmitání tlumené, vždy existuje alespoň minimální útlum způsobený vlastnostmi samotné konstrukce. Navíc po určité době a dosažení určitých výchylek dochází ke vzniku trhlin a plastickému přetváření materiálu, čímž se snižuje tuhost konstrukce, dochází ke změně vlastní frekvence a stav rezonance mizí.



Obr. 3 Pokud se frekvence budící síly přiblíží vlastní frekvenci konstrukce, dochází k rezonanci. Amplituda výchylky se výrazně zvětšuje. Při nulovém útlumu by výchylka rostla nade všechny meze.

2.4. Tlumení

Tlumení (útlum) je schopnost materiálu nebo konstrukce přeměnit kinetickou energii v jinou (tepelnou, deformační), která se projevuje zmenšováním výchylek kmitajících konstrukcí. Zdroji útlumu jsou zejména:

- Materiálový útlum v důsledku vnitřního tření ve struktuře hmoty.
- Strukturální útlum na rozhraní různých materiálů či v oblasti trhlin.
- Konstrukční útlum ve spojích jednotlivých prvků (ložiscích, styčnicích apod.).
- Obklopující prostředí – aerodynamický útlum spolukmitajícího vzduchu, geometrický útlum při šíření vln v podloží.
- Tlumiče – viz kapitoly 3.5.6, 4.3, 5.6.1.

Při řešení tlumeného kmitání definujeme tzv. kritickou hodnotu útlumu c_{cr} , která vyjadřuje rozhraní mezi periodickou a neperiodickou odezvou konstrukce na budící sílu, a dále poměrný útlum konstrukce ξ (c je skutečný útlum dané konstrukce):

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \quad (8)$$

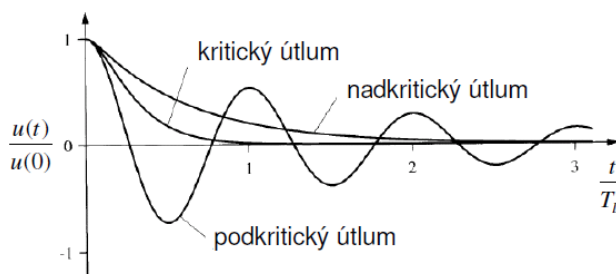
Na základě hodnoty poměrného útlumu rozlišujeme 3 druhy odezvy konstrukce na dynamické zatížení :

- Nadkritický útlum ($\xi > 1$) – neperiodická odezva
- Kritický útlum ($\xi = 1$) – hraniční hodnota, rozmezí periodické a neperiodické odezvy
- Podkritický útlum ($\xi < 1$) – periodická odezva

Kritickou hodnotu útlumu c_{cr} lze vypočítat, pro soustavu s jedním stupněm volnosti lze odvodit:

$$c_{cr} = 2\sqrt{km} \quad (9)$$

Útlum konstrukce c je ovlivněn celou řadou faktorů a v praxi jej lze většinou určit až při dynamické zkoušce z odezvy při volném kmitání pomocí poměru dvou za sebou následujících výchylek.



Pro reálné stavební konstrukce (pozemní a inženýrské stavby) lze uvažovat velikost poměrného útlumu

Obr. 4 Odezva konstrukce při různém poměrném útlumu. Svislá osa zobrazuje poměr okamžité výchylky a amplitudy, vodorovná poměr okamžitého času a periody (převzato z [33]).

$\xi < 0,2$. Doporučené hodnoty pro jednotlivé materiály a typy konstrukcí jsou uvedeny v následující tabulce.

Součinitel poměrného útlumu - orientační hodnoty	1)	1)
svařovaná ocel, předpjatý beton, železobeton bez trhlin	0,02 - 0,03	0,05 - 0,07
železobeton s trhlinami	0,03 - 0,05	0,07 - 0,10
šroubovaná a nýtovaná ocel, dřevo	0,05 - 0,07	0,10 - 0,15
Součinitel poměrného útlumu - hodnoty podle ASCE²⁾		
svařovaný hliník, svařovaná ocel, ocel s předpjatými šrouby	0,04	
předpjatý beton	0,05	
železobeton, šroubovaná ocel	0,07	
Součinitel poměrného útlumu - hodnoty podle Eurokódu 8		
běžné konstrukční systémy	0,05	
systémy, kde lze počítat s disipací energie v podloží	0,20	

¹⁾ Hodnoty v levém sloupci jsou určeny pro konzervativní návrh s vyššími požadavky na bezpečnost, hodnoty v pravém sloupci jsou pro běžné konstrukce (úroveň namáhání více než 50% meze kluzu).

²⁾ ASCE = American Society of Civil Engineers

Tab. 1 Doporučené hodnoty součinitele poměrného útlumu (zdroj: [33]).

2.5. Dynamický součinitel

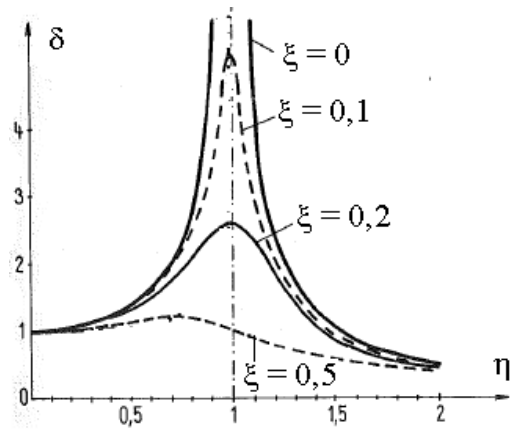
Důležitým a v praxi hojně využívaným pojmem je dynamický součinitel definovaný obecně jako poměr amplitudy ustáleného kmitání a výchylky od statického působení amplitudy budících sil:

$$\delta = \frac{u}{u_{st}} = \frac{1}{2\xi} \quad (10)$$

Pro netlumené kmitání lze odvodit (η je součinitel naladění):

$$\delta = \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2} = \frac{1}{1 - \eta^2} \quad (11)$$

Grafickým vyjádřením vzájemného vztahu dynamického součinitele, součinitele naladění a součinitele útlumu je rezonanční křivka. Ukazuje, že čím více se frekvence budiče blíží vlastní frekvenci konstrukce, tím větší jsou dynamické účinky zatížení. Zároveň potvrzuje, že tyto účinky jsou naopak zmenšovány při větším útlumu konstrukce.



Obr. 5 Rezonanční křivka (převzato z [16]).

Pomocí dynamického součinitele lze v některých případech z pouhého statického zatížení F_{STAT} zjednodušeně vyčíslit dynamickou odezvu konstrukce vyjádřenou pomocí dynamické síly F_{DYN} :

$$F_{DYN} = \delta \cdot F_{STAT} \quad (12)$$

2.6. Zatížení rázem

Speciálním případem dynamického zatížení je zatížení rázové, ke kterému dochází při kolizi dvou těles. Zatížení není dopředu dáno žádnou explicitní funkcí, v krátkém časovém intervalu prudce narůstá a opět klesá. Kmitání konstrukce je vyvoláno počáteční rychlostí, která jí byla při rázu udělena.

Výpočet odezvy se provádí ve dvou krocích. Nejprve stanovíme počáteční rychlost \dot{u} udělenou konstrukci rázem, a to ze zákona zachování hybnosti (13) a pomocí koeficientu restituice ε (14). Ve druhé fázi probíhá řešení kmitání pomocí pohybové rovnice, jejíž počáteční podmínkou je zjištěná počáteční rychlost konstrukce po rázu \dot{u} .

$$m_0 \overline{\dot{u}_0} + m \overline{\dot{u}} = m_0 \dot{u}_0 + m \dot{u} \quad (13)$$

$$\varepsilon = - \frac{\dot{u}_0 - \dot{u}}{\dot{u}_0 - \dot{u}} \quad (14)$$

kde: m je hmotnost konstrukce,

m_0 je hmotnost tělesa vyvolávajícího rázové zatížení,

\bar{u} je rychlost konstrukce před rázem, ve stavebnictví obvykle nulová,

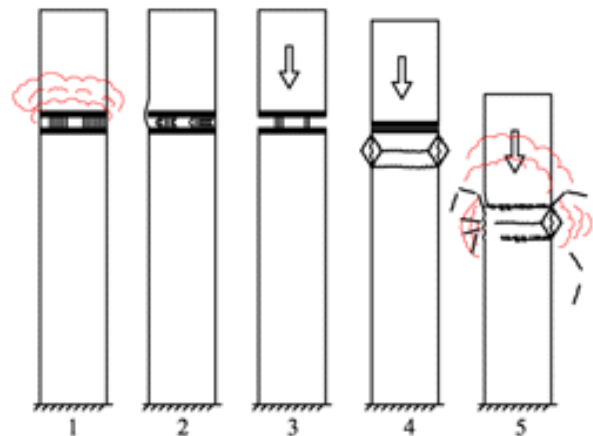
\bar{u}_0 je známá rychlost tělesa před rázem,

\dot{u} je počáteční rychlost konstrukce po rázu,

\dot{u}_0 je počáteční rychlost tělesa po rázu.

Koeficient restituce vyjadřuje, jakou část své rychlosti si narážející těleso zachová po kolizi s konstrukcí. Limitními případy jsou dokonale pružný ráz ($\epsilon = 1$), kdy se těleso odrazí stejnou rychlostí, jakou na konstrukci dopadlo, a dokonale nepružný ráz (též plastický, $\epsilon = 0$), kdy se tělesa po srážce spojí a dále se pohybují společně. V mezilehlých případech mluvíme o nedokonale pružném rázu. Hodnoty součinitele restituce závisí na velikosti a tvaru těles, materiálu a relativní rychlosti těles před srážkou.

Jako extrémní příklad zatížení stavební konstrukce rázem může posloužit kolaps budov World Trade Center v New Yorku. Zjednodušeně lze postup vedoucí k pádu dvojice hlavních budov popsat následovně (viz Obr. 6). Po nárazu letadel se v zasažených podlažích rozpoutal mohutný požár (1). Vzniklé teploty přesahující 800°C způsobily, že došlo ke ztrátě stability ocelových svislých nosných prvků (2). Tím se tíha celé části budovy nad místem nárazu



Obr. 6 Důvod kolapsu WTC (zdroj: 911research.wtc7.net).

přenesla na železobetonové jádro, které ale nebylo na tak extrémní zatížení dimenzováno a rovněž se porušilo (3). Segment budovy nad místem porušení pak prakticky volným pádem dosedl na spodní část, což vyvolalo rázové zatížení odpovídající asi 35-násobku statického účinku jeho tíhy (4). Následoval progresivní kolaps dalších pater a zkáza celé budovy (5).

3. Dynamické zatížení od strojů a technologií

Navrhování a hodnocení stavebních konstrukcí a základů pro strojní zařízení vyvolující dynamické účinky je specifickým inženýrským oborem vyžadujícím řadu odborných znalostí a zkušeností nejen v oblasti dynamiky stavebních konstrukcí, ale do značné míry i znalosti chování komponent strojních zařízení a požadavků kladených na jejich bezproblémový provoz. V České republice, která patří ze seizmického hlediska k relativně klidným oblastem, představuje tento obor nejčastější oblast aplikace dynamických výpočtů v oblasti konstrukcí pozemních staveb.

Tato kapitola vychází velkou částí z práce Lukavce [23], ze které na mnoha místech cituje.

3.1. Zdroje zatížení

Obecně lze říci, že zdrojem dynamického zatížení od technologických zařízení jsou nejčastěji jejich součásti vykonávající periodický rotační pohyb. Důsledkem nedokonalého statického vyvážení rotujících konstrukčních částí stroje je vznik odstředivé síly působící na hřídel a vyvolující vibrace. Méně často se jedná o stroje pístové, kde vibrace vznikají periodickým translačním pohybem



Obr. 7 Turbostolice v elektrárně Ledvice (zdroj: Skupina ČEZ).

komponent, zařízení vyvolující rázy (zdrojem vibrací jsou silové pulzy v délce trvání v řádu jednotek až desítek milisekund způsobené dopadající hmotou) a zařízení vyvolující mimořádná krátkodobá momentová zatížení, např. při zkratu elektromotorů nebo generátorů nebo nesprávném sfázování generátorů.

Vznikající zatížení ve všech případech ovlivňuje činnost samotných strojů, neboť dochází k rychlejšímu opotřebení některých konstrukčních částí, a vyvolává kmitání jejich základů. Otřesy se pak dále přenášejí i do konstrukcí v nejbližším okolí.

Mezi technologická zařízení vyžadující posouzení z hlediska dynamických účinků na konstrukce a základy patří především:

- Soustrojí parních turbín větších výkonů umístěných na železobetonových rámových konstrukcích (tzv. turbostolicích) nebo na pružně uložených železobetonových deskách.
- Soustrojí parních turbín menších výkonů umístěná na ocelových úložných rámech, které jsou součástí dodávky strojního zařízení.
- Soustrojí plynových turbín na masivních blokových základech uložených přímo na podloží nebo na pilotách.
- Synchronní a asynchronní generátory a alternátory, které jsou obvykle součástí soustrojí turbín.
- Axiální ventilátory větších výkonů na blokových základech.
- Ventilátorové mlýny uhlí na blokových základech.
- Soustrojí napájecích čerpadel na blokových základech umístěných na zemině nebo na stávajících stropních konstrukcích, popř. soustrojí umístěná na samostatných rámových konstrukcích (železobetonových deskách na sloupech – tzv. turbonapajčky větších turbínových soustrojí).
- Stroje v papírenských provozech.
- Pístové nebo rotační kompresory a dmyhadla, obvykle na blokových základech nebo na úložných rámech.
- Dopravní zařízení – mostové jeřáby a vibrační pásové dopravníky.
- Buchary a lisy v hutních provozech.
- Čerpadla větších výkonů.
- Vibrace potrubí vznikající vlivem turbulentních jevů při proudění médií.
- V případě občanských staveb jsou obvyklými zdroji vibrací výtahy, popř. také ventilátory centrální klimatizace.

Konkrétní přehled typů zatížení, které je potřeba vzít v potaz při posuzování konstrukce namáhané strojním zařízením, lze najít v normě [9]. Je také nutno pamatovat na skutečnost, že vztah stroj – základ je oboustranný. Budící síla stroje rozkmitává konstrukci a zvyšuje její namáhání, kmitající základ má vliv na správnou či nesprávnou funkci stroje.

3.2. Požadavky na konstrukce

3.2.1. Kritéria z hlediska únosnosti

Při posuzování mezního stavu únosnosti hodnotíme amplitudy odezvy vnitřních sil nebo napětí v konstrukci zjištěné dynamickým výpočtem při uvažování maximálních dynamických zatížení. V případě rotačních strojů se jedná o vliv maximální nevyvážené hmoty na rotujících částech stroje, který vzniká při havárii rotoru (např. utržení lopatky turbíny). Je třeba zohlednit amplitudy sledované odezvové veličiny (např. ohybového momentu v průřezu) v celém frekvenčním spektru. Nestačí tedy zaměřit se jen na provozní otáčky, ale je nutno prozkoumat i přechodové stavy, jako jsou rezonanční špičky nebo okamžiky vzniku zkratového momentu.

V případech, kdy rozkmit napětí nebo vnitřních sil v hodnocených průřezích konstrukce při provozních otáčkách stroje je významný v porovnání s účinkem dlouhodobě působícího statického zatížení nebo způsobuje-li dynamický účinek oscilací znaménka napětí, je nutné provádět také posouzení konstrukce na vysokocyklické únavové namáhání. Charakteristickým příkladem je riziko vzniku křehkého lomu v případě svařovaných ocelových konstrukcí, ale též únavové porušení železobetonových konstrukcí (viz např. kritéria posouzení na únavu uvedená v ČSN 73 1201 [5]).

3.2.2. Požadavky a kritéria z hlediska provozuschopnosti

U rotačních strojů je nutno splnit zejména limitní kritéria pro mechanické vibrace při ustáleném vynuceném kmitání na základu nebo na jejich nerotujících součástech (zejména v místech ložisek rotorových soustav) podle požadavků dodavatele zařízení nebo příslušných norem (např. ČSN ISO 10 816 [14] pro turbínová soustrojí, ČSN 12 2011 [2] pro ventilátory). Při projektování je obvykle hodnocena efektivní rychlost odezvy rychlosti kmitání [mm/s] na frekvenci provozních otáček. Často se posuzuje i rychlost odezvy v přechodových stavech při najíždění nebo odstavování strojů, při kterých dochází k výskytu rezonančních špiček odezvy sledované veličiny v důsledku vybuzení významných vlastních frekvencí a tvarů kmitání.

V místech uložení zařízení citlivých na úroveň mechanických vibrací (např. laboratorních vah, spektrometrů apod.) nesmí úroveň kmitání podkladu překročit výrobcem požadovanou úroveň mezních přípustných amplitud posuvů. Ta se obvykle pohybuje v řádech jednotek až setin μm .

Je nutné zabývat se také mezními hodnotami odezvy kmitání, při kterých lze předpokládat vznik viditelných poruch na stavebních nosných a nenosných konstrukcích. Příslušná kritéria lze nalézt v tabulce 11 v ČSN 73 0032 [3]. Pro třídy konstrukcí A až C jsou předepsány mezní amplitudy zrychlení v $\text{mm}\cdot\text{s}^{-2}$ pro dynamické účinky s frekvencemi do 10 Hz a amplitudy rychlosti kmitání v mm/s pro účinky s frekvencemi v rozmezí 10 až 100 Hz pro občasné rázové zatížení a pro ustálené periodické kmitání.

Požadavky na mezní vibrace na pracovištích a v chráněných prostorách staveb jsou dány Nařízením vlády č. 502/2000 Sb. o ochraně zdraví před nepříznivými účinky hluku a vibrací.

Konstrukce, na které jsou uložena strojní zařízení, by neměly být v rezonanci s provozními otáčkami jakékoliv strojní součásti. Tímto požadavkem se obvykle rozumí, aby dominantní vlastní frekvence (tzn. např. základní frekvence ohybového kmitání stropního prvku, rámové příčle nebo frekvence příčného kmitání rámu turbostolice) se lišila nejméně o $\pm 20\%$ od frekvence provozních otáček.

Pro stropní konstrukce se doporučuje, aby jejich první ohybová vlastní frekvence při dlouhodobém provozním zatížení byla nejméně 4 Hz. Tento požadavek zaručuje, aby nedocházelo k rezonančnímu rozkmitávání stropů při chůzi a zpravidla jej lze zajistit dostatečnou ohybovou tuhostí nosné konstrukce.

3.3. Základní pravidla pro stanovení dynamické odezvy pomocí výpočtů

Dynamická výpočtová analýza umožňuje zhodnotit návrh konstrukce a identifikovat faktory, které by vedly k dosažení úrovně mechanických vibrací přesahující únosnou mez. Vstupní podklady výpočtu musí být dostatečně výstižné. Dále jsou zmíněny hlavní faktory, které je potřeba vzít v potaz.

Předně je potřeba získat informace o rozložení statických reakcí od jednotlivých komponentů strojní technologie v provozních podmínkách. Zohlednit se musí i tíha pracovních médií a poloha jejich těžiště včetně výškového umístění.

Důležité je znát polohu působišť dynamických zatížení a bodů, ve kterých je třeba vyhodnotit výstupní veličiny (např. rychlost kmitání). V případě rotačních strojů jde zejména o polohu ložisek rotorů.

U stavebních konstrukcí je třeba ve výpočtech modelovat kromě tuhosti rovněž hmotnost konstrukce, která reálně odpovídá pravděpodobným provozním podmínkám.

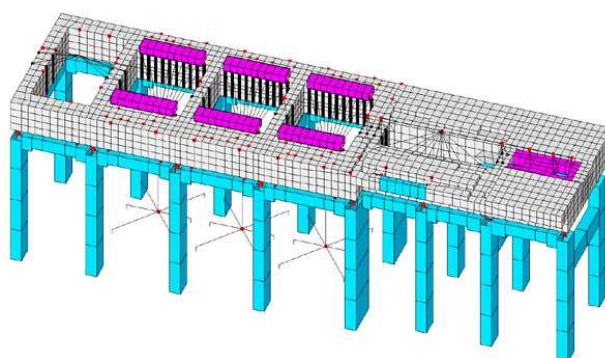
V praxi to znamená, že musíme uvažovat hmotnost, která odpovídá stálému charakteristickému zatížení od tíhy nosných i nenosných stavebních konstrukcí a trvalé složce nahodilého zatížení. U základů se musí zahrnout i hmotnost spolukmitající hmoty zeminy. Při použití výpočetního programu, který generuje matici hmotnosti ze zatížení, je třeba se ujistit, že zavedená zatížení se navzájem nezruší a že působí ve všech třech ortogonálních směrech, tedy nejen např. vertikálně.

Jak bylo zdůrazněno již dříve, nestačí zabývat se pouze samotnou konstrukcí, nýbrž je nutno znát i parametry technologií vyvolujících dynamické zatížení. V případě rotačních a pístových strojů jsou to zejména otáčkové frekvence, amplitudy a frekvenční průběh budících sil za provozních i havarijních podmínek. Působí-li více strojů najednou, je nutno znát vzájemné sfázování sil na různých rotorech. Není-li sfázování budících sil známo nebo mají-li budící síly na různých rotorech navzájem různou frekvenci, je nejvhodnější stanovit příčinky od všech rotujících součástí oddělenými výpočty a výsledné dynamické odezvy navzájem superponovat podle určitých sumačních pravidel (např. ABS – algebraický součet, SRSS – odmocnina ze součtu čtverců).

V případě zařízení vyvolujících rázy je pak důležitý časový průběh síly (např. časová historie reakce v bodech uložení hydraulického lisu či reakce v místě kotvení generátoru při zkratovém momentu), u periodicky působících impulzů pak amplitudové a fázové složky získané pomocí Fourierovy transformace časového průběhu zatížení do frekvenční oblasti.

3.4. Metody dynamických výpočtů

Dynamické výpočty se obvykle provádějí metodou konečných prvků na komplexních, zpravidla prostorových výpočtových modelech zahrnujících celý posuzovaný problém (např. pružně uloženou konstrukci se strojním zařízením, které je zavedeno do výpočtu pomocí soustředěných uzlových hmot včetně pružinových izolátorů modelovaných diskretními vertikálními a horizontálními



Obr. 8 Výpočtový model pružně uložené základové desky soustrojí parní turbíny o výkonu 1000 MW v Jaderné elektrárně Temelín vytvořený z prostorových elementů (převzato z [23]).

pružinami). Řadu vhodných doporučení pro výpočtové modelování kmitajících pružných soustav lze nalézt např. v ČSN 73 0032 [3] nebo v dnes již zrušené ČSN 73 1020 [4], která obsahuje mj. metodiku pro stanovení budících sil od nevyvážek rotorových soustav.

Je-li třeba zohlednit dynamickou interakci blokových základů s podložím, lze jako vhodné pomůcky pro stanovení celkových translačních a rotačních tuhostí a globálních útlumových konstant (tzv. impedancí) použít vzorce z americké normy ASCE 4-98 [1].

Problematikou dynamické interakce zahlobených základů a základů na pilotách se zabývají například práce řeckého profesora Gazetase [38].

Většina výpočtových metod pro analýzy dynamické odezvy konstrukcí v komerčních aplikacích využívá princip modální superpozice, tzn. výsledné řešení je nalezeno ve tvaru lineární kombinace tvarů vlastních kmitů soustavy. K obvykle používaným výpočtovým metodám patří analýza frekvenční odezvy na ustálené harmonické kmitání a integrace pohybových rovnic v čase.

Pro vyšetřování některých problémů, jako např. simulace odezvy na pasivní stacionární kmitání (kmitání způsobené pohybem základu např. od účinků dopravy), je vhodná metoda dynamické odezvy na náhodné dynamické zatížení.

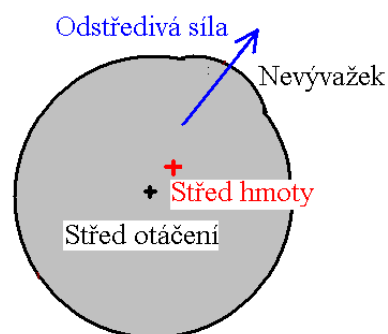
Důležitým předpokladem, který je třeba specifikovat jako vstupní údaj do dynamických analýz, je útlum soustavy.

3.5. Opatření ke snížení mechanických vibrací

3.5.1. Snížení velikosti dynamického zatížení

Primárním cílem by mělo být snížit nevyváženost rotujících částí a minimalizovat tak budící sílu. Tato snaha by se měla projevovat jednak při výrobě, jednak prostřednictvím pravidelné údržby technologie, jako je např. vyvažování rotorů turbín nebo výměna opotřebovaných oběžných kol axiálních ventilátorů s lopatkami narušenými korozí.

Samozřejmostí musí být pravidelná oprava kotvení strojního zařízení. V mnoha případech dochází vlivem dlouhodobého provozování rovněž k narušení soudržnosti mezi kotevními šrouby a jejich zálivkou, popř. mezi zálivkou kotevních šroubů a betonem základu. Je proto potřeba ukotvení technologie pravidelně kontrolovat, případně přistoupit k jeho sanaci.

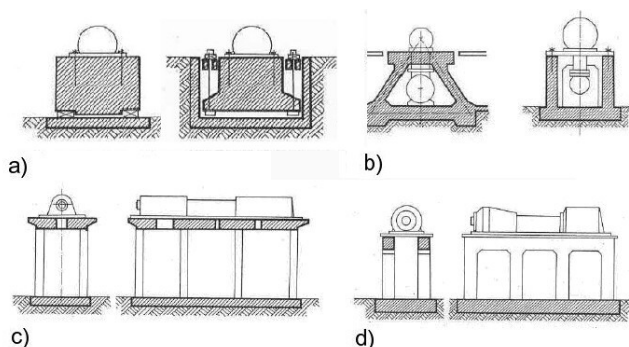


Obr. 9 Princip vzniku nevyváženosti hřídele.

I při dodržení největší přesnosti a technologické kázně při výrobě a údržbě však nejsme technicky schopni zajistit dokonale rovnoměrné rozložení hmoty ani trvale pevné spojení se základem, proto se vzniku dynamických impulsů nevyhneme. Pozornost je tedy nutné zaměřit i na další opatření.

3.5.2. Hmotnost základu

Snížení vlivu dynamického zatížení lze často dosáhnout jednoduše použitím dostatečně hmotného základového bloku. Takové opatření je technologicky méně náročné, ne vždy je však možné jej použít – pokud základ neleží přímo na zemině, způsobuje nadměrné zatížení ostatních částí konstrukce. V případě blokových základů na zemině se obvykle doporučuje, aby celková hmotnost základu byla nejméně 2,5násobkem tíhy technologického zařízení.



Obr. 10 Typy základových konstrukcí pro technologie:
a) bloková, b) stěnová, c) desková, d) rámová
(převzato z [33]).

3.5.3. Optimalizace tuhosti a hmotnosti nosné konstrukce

Je-li potřeba eliminovat problém rezonančního kmitání konstrukce, může být vhodným řešením změna tuhosti nebo hmotnosti nosného prvku nebo jeho části. Je ale nutno si uvědomit, že prosté zesílení konstrukčního prvku nemusí být vždy správnou cestou. Může naopak dojít ke zvýšení úrovně vibrací, protože se vlastní frekvence konstrukce posune do oblasti blízké pracovní frekvenci zatížení.

3.5.4. Dilatační spáry

Účinným opatřením je oddělení konstrukcí nesoucích technologii od zbylé části budovy pomocí dilatačních spár. Konstrukce musí být oddělena dokonale, tzn. nestačí oddělit jen nosné konstrukce, ale je třeba dilatovat i podlahy, popř. i obvodový plášť a další části. Dojde tak k rozdělení budovy na tzv. klidnou a pohyblivou část. Toto řešení je aplikováno například u turbín v Jaderné elektrárně Temelín.

3.5.5. Pružné uložení základu

Pružné (antivibrační) uložení základů nebo jiných úložných konstrukcí strojů (desek, rámu) využívá tzv. princip nízkoladěné pružné soustavy. Zatímco v oblasti frekvencí $0 \leq \omega < \omega_0$ narůstá hodnota dynamického součinitele od hodnoty 1,0 (statická odezva) na maximální hodnotu ve vrcholu rezonanční špičky odezvy při $\omega = \omega_0$, pro frekvence větší než $\sqrt{2}\omega_0$ dochází k redukci dynamického účinku. Pro frekvence významně větší než vlastní frekvence se vliv dynamického účinku asymptoticky blíží nule, dynamická odezva soustavy je velmi malá a prakticky často zanedbatelná.

Nejúčinnějšími prostředky pro antivibrační uložení jsou bezesporu pružinové izolátory chvění. Nejširší sortiment z hlediska únosnosti a velmi dobrou kvalitu pružinových izolátorů nabízí německý výrobce GERB GmbH, v tuzemsku jsou též pro pružné uložení menších strojů používány izolátory chvění ISTAKO.

Hlavním kvalitativním parametrem pružinových izolátorů chvění je co nejnižší poměr tuhosti k nominální únosnosti. Schránky pružinových izolátorů jsou celokovové konstrukce, sada vinutých pružin uvnitř izolátoru zajišťuje jejich deklarovanou vertikální i horizontální tuhost.

Izolátory chvění se obvykle umísťují na rovný povrch (např. na zhlaví sloupů). Zásadně se pro pružné uložení téhož základu používají izolátory stejné typové řady a u protilehlých podpor (sloupů) izolátory téhož typového označení. U blokových základů se zpravidla používají izolátory stejného typu, které se osazují podél podélných spodních hran základu pokud možno tak, aby jejich těžiště leželo ve výslednici svislého zatížení.

Izolátory se obvykle dodávají v předepnutém stavu na předpínací síly odpovídající statické reakci v izolátoru od svislého provozního zatížení. Pro statickou rezervu únosnosti izolátorů jsou obvykle určující mimořádná zatížení (např. zkratový moment na generátoru



Obr. 11 Pružně uložený základový rám pístového kompresoru INGERSOLL RAND C v podniku CHEMOPETROL a.s. v Litvínově-Záluží (převzato z [23]).



Obr. 12 Řez izolátorem chvění ISTAKO s ocelovými pružinami (zdroj: www.istako.cz).

nebo elektromotoru). Požadovaného předpětí je dosaženo mírou utažení aretačních šroubů. To umožňuje, aby po uvolnění aretačních šroubů zůstala výška izolátoru, a tedy i výška pružně uložené konstrukce, přibližně stejná jako při montáži. Tato skutečnost je důležitá například pro bezproblémové připojení rozvodů provozních médií k technologii.

Montáž izolátorů chvění se obvykle provádí ve dvou krocích. Prvním je samotné osazení izolátorů se zajištěnými aretačními šrouby, které se provede před vybedněním železobetonové desky technologie nebo osazením ocelového úložného rámu. Druhý krok probíhá po instalaci technologie na základ a spočívá ve vyrovnání izolátorů do finální polohy.

Kromě pružinových izolátorů se pro uložení menších strojů často navrhuje pružné uložení na korkových antivibračních deskách nebo na materiálech na bázi polyuretanu (např. SYLOMER, SYLODYN).

Při návrhu je třeba mít k dispozici experimentálně ověřené materiálové vlastnosti konkrétního výrobku –

zejména dynamický modul pružnosti nebo dynamickou stlačitelnost desek, resp. izolačních podložek konkrétní tloušťky. Je třeba mít na zřeteli, že u těchto materiálů se dynamické charakteristiky obvykle významněji liší od statických, případně mohou být závislé na velikosti statického zatížení, na frekvenci dynamického zatížení nebo na rozměrech a tvaru pružné podložky.



Obr. 13 Příklady různých izolačních prvků SYLOMER. (zdroj: www.reinicke-gmbh.de).

3.5.6. Viskózní tlumiče

Viskózní tlumiče jsou zařízení umožňující zvýšit uměle útlum soustavy při rezonančním kmitání a jsou vhodné zpravidla pouze pro redukci dynamické odezvy od mimořádných zatížení, jako je např. seismicita nebo ojedinělé rázy. Příkladem jsou kombinované pružinové izolátory řady GPVY od firmy GERB (viz Obr. 14), které kromě pružin obsahují též



Obr. 14 Dvojice kombinovaných pružinových izolátorů s viskózními tlumiči typové řady GPVY od firmy GERB na střední podpoře základového rámu turbosoustrojí na Madeiře (převzato z [23]).

viskózní tlumič, a jsou proto vhodné například pro pružné uložení základů pro turbínová soustrojí v seizmických oblastech. Aplikace viskózních tlumičů pro tlumení ustáleného rezonančního kmitání není vhodná, neboť v důsledku zahřátí viskózní kapaliny dochází vlivem snížení viskozity k eliminaci tlumicího účinku.

4. Dynamické zatížení od dopravy

Stavební konstrukce nacházející se poblíž dopravních cest bývají zatíženy vibracemi vyvolanými projíždějícími vozidly. Tyto vibrace se od zdroje k budově šíří prostřednictvím zeminového a vzdušného prostředí a někdy jsou považovány za jeden z druhů technické seismicity. V této práci je jim věnována samostatná kapitola, neboť se jedná o dynamické zatížení, které je prakticky všudypřítomné, působí dlouhodobě a jeho vliv na budovy i osoby v nich žijící je proto zásadní.

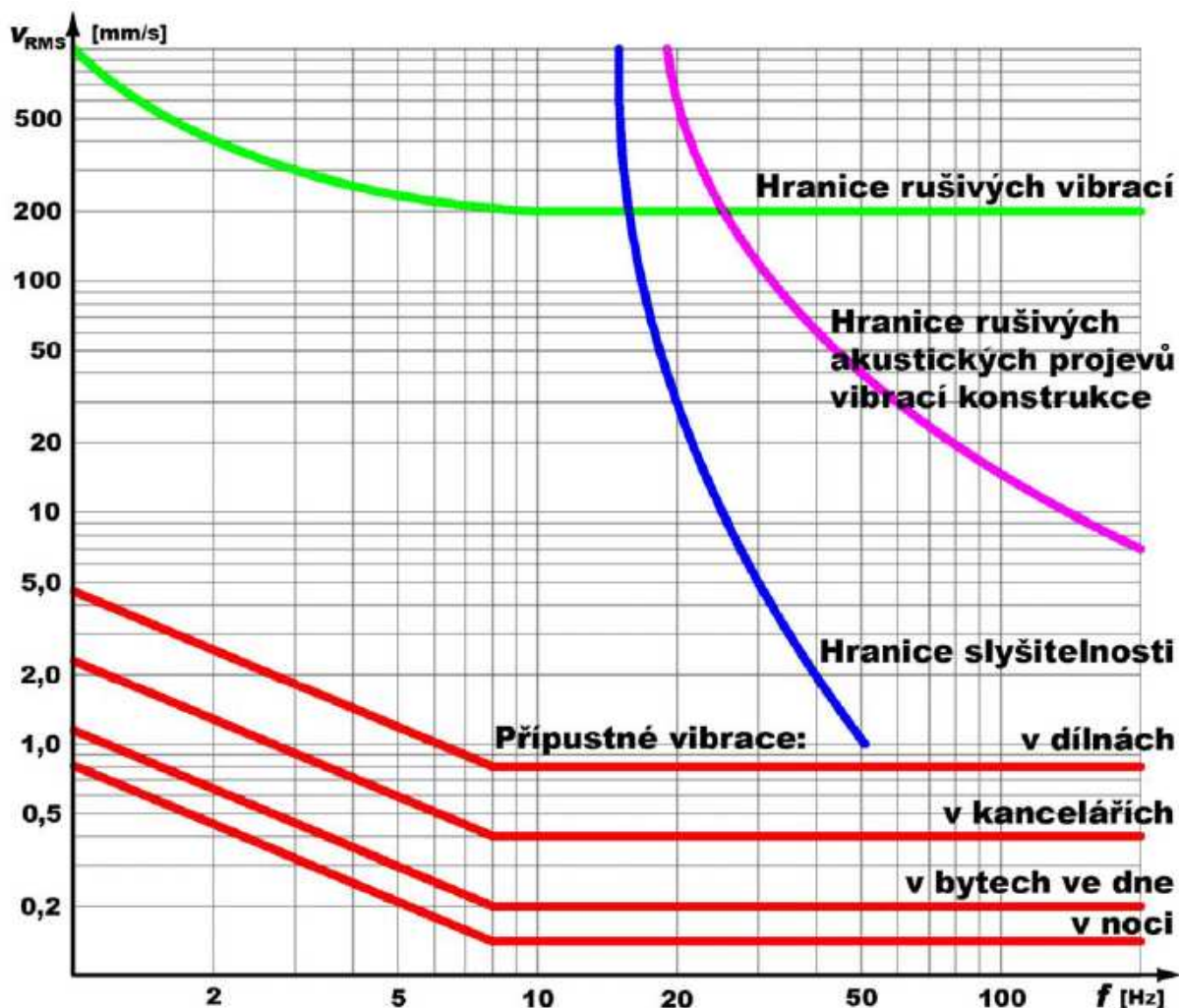
4.1. Zdroje zatížení

Zdrojem zatížení jsou v tomto případě dopravní prostředky, ať už silniční, kolejové, letecké nebo vodní. Charakter vibrací je závislý zejména na hmotnosti vozidla, rychlosti a způsobu jízdy a rovinnosti jízdní dráhy. U dopravy silniční hraje významný vliv skladba podloží vozovky, na železnici způsob uložení a upevnění kolejnic. Kromě zdroje je pro šíření kmitů důležitá skladba geologického prostředí a způsob založení ovlivňovaného objektu. Vibrace šířící se podložím mají zpravidla vyšší intenzitu než vibrace od akustických jevů.

4.2. Účinky vibrací

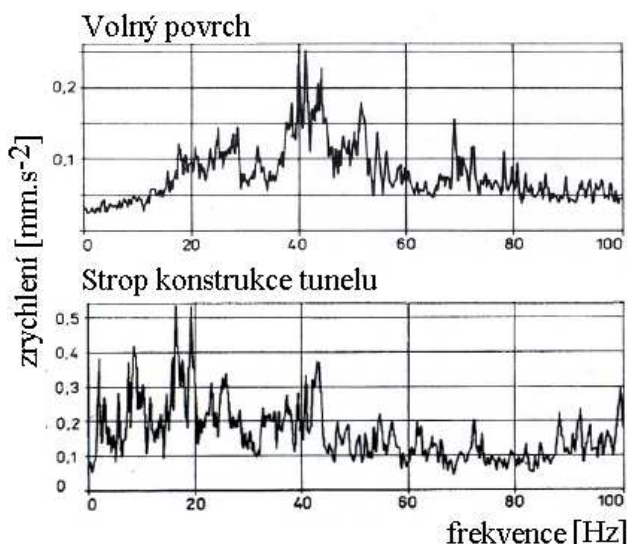
Pro běžné stavby je z hlediska bezpečnosti úroveň vibrací od běžné dopravy nevýznamná. Vznikající vibrace mohou způsobovat drobné poruchy konstrukcí budov (např. vlasové trhliny v omítkách), rezonanční rozkmitávání prosklených okenních výplní nebo lehkých obvodových plášťů a mohou být zdrojem nepřijatelných mechanických vibrací v místech instalovaných citlivých zařízení, rušivým elementem na pracovištích a v obytných budovách. Větší poruchy se projevují pouze u historických anebo narušených objektů. Vznik významnějších trhlin může být vyvolán přejezdy velmi těžkých vozidel nebo provozem stavebních strojů, například při použití vibračních válců, vrtných soustav nebo při beranění pilot nových konstrukcí v blízkosti stávajících. Viditelné poruchy stavebních konstrukcí nastávají obvykle v případech, kdy dosahují amplitudy posuvů při kmitání v nadzemní části budovy řádu desetin milimetru.

Dříve, než se začnou projevovat škody na konstrukci, bývá zaznamenáno nepříznivé působení vibrací na osoby. Překročení bezpečnostních limitů udávaných hygienickými normami (např. [15]) zpravidla vždy předchází tvorbě trhlin a prasklin v konstrukci.



Obr. 15 Graf mezních vibrací – limitní hodnoty účinku na osoby podle ČSN ISO 2631 (převzato z [26]).

Makovička a Makovička ml. v práci [26] na základě provedených a převzatých měření konstatují, že vibrace od silniční dopravy, které se šíří okolním prostředím do blízké zástavby, jsou obvykle na frekvencích přibližně 5 – 25 Hz, dosahují zrychlení 0,005 až 2 $\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$ a rychlostí 0,05 – 25 mm/s. Vibrace naměřené v pražském metru pak nejčastěji dosahují frekvencí okolo 35 – 80 Hz, zrychlení bývá v řádu desetin $\text{mm}\cdot\text{s}^{-2}$. Tyto hodnoty by neměly představovat problém pro konstrukce ani osoby.



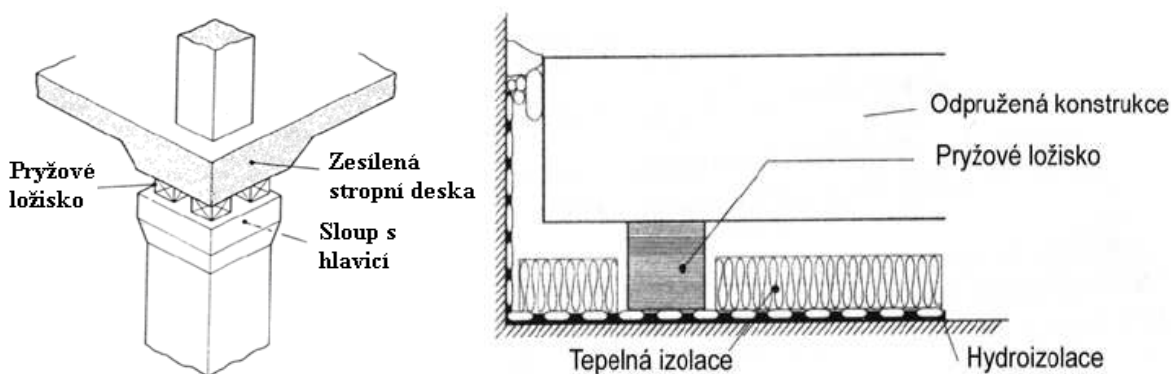
Obr. 16 FFT (Fast Fourier Transform) spektrum naměřených vibrací na volném povrchu a na konstrukci stropu tunelu trasy C pražského metra (převzato z [26]).

4.3. Opatření ke snížení účinku vibrací od dopravy

Správný návrh účinných opatření by měl vždy vycházet z hodnot frekvencí a amplitud zrychlení zatížení stanovených měřeními přímo na místě budoucí stavby, neboť konkrétní projevy zatížení na budovu vycházejí nejen z typu a intenzity dopravy, ale i z geologických podmínek, které mohou být pro dvě obdobné budovy nacházející se poblíž obdobné dopravní trasy naprosto odlišné. Cílem návrhu je přerozdělení frekvenčního signálu odezvy konstrukce tak, aby se zamezilo vzniku rezonance mezi budícím kmitáním a vlastní frekvencí kmitů konstrukce. Potřebné výpočty se tedy zabývají především stanovením vlastních frekvencí a tvarů kmitání konstrukce. Opatření vedoucí k redukci účinků vibrací od dopravy na stavební konstrukce můžeme podle principu rozdělit do dvou skupin.

4.3.1. Pasivní metody

Pasivní metody jsou takové, které se aplikují přímo na chráněný objekt. Patří sem uložení celé budovy nebo stropních konstrukcí na pryžová, popř. pružinová ložiska, dále tzv. systém plovoucího uložení, kdy je základová konstrukce důsledně oddělena od vnitřní nosné konstrukce budovy vrstvou tlumícího materiálu (nejčastěji opět pryže, méně často korku) a rovněž princip tzv. dynamického filtru, vrstevnaté konstrukce snižující intenzitu vibrací.



Obr. 17 Pasivní metody ochrany proti vibracím – uložení stropní konstrukce na ložiska (vlevo) a plovoucí uložení budovy (vpravo, převzato z [30]).

Ložiska umožňují horizontální pohyb konstrukce v reakci na dynamické zatížení. U monolitických staveb je tedy nutné spáru kolem ložiska vyplnit plnivem z pěnových plastů, aby nedošlo k jejímu zaplnění betonem a znemožnění pohybu. Výhodou ložisek je možnost jejich výměny, u pružinových ložisek i doladování podle skutečné úrovně kmitání objektu.

Plovoucí uložení může být provedeno jako bodové, liniové nebo plošné. U nás se jedná o nejčastější formu antivibračního opatření proti účinkům dopravy. Výhodou tohoto řešení je výrazný tlumící účinek, nevýhodou pak nepřístupnost izolační vrstvy v průběhu životnosti

konstrukce a tedy nemožnost její kontroly, popřípadě výměny. Rostou i požadavky na pracnost a technologickou kázeň při stavbě. Pryžové desky, jejichž rozměry jsou typicky 500 x 500 mm a tloušťka se pohybuje v řádu centimetrů, jsou skládány vedle sebe s mezerami 3 až 5 mm, aby byla umožněna deformace pryže pod zatížením. Pod různě zatíženými částmi budovy se používají desky různé tuhosti. Pryž je potřeba navrhnout tak, aby došlo k jejímu předeptnutí (stlačení cca o 5 – 10 % tloušťky desky), které je nutné proto, aby pryž působila nejen v tlaku, ale i v tahu.



Obr. 18 Vlevo pružinové ložisko firmy GERB oddělující základovou konstrukci od vrchní stavby (zdroj: www.gerb.com), vpravo železobetonová základová deska vyložená vibroizolačními deskami REMAPUR (detail viz výřez, převzato z www.renogum.cz).

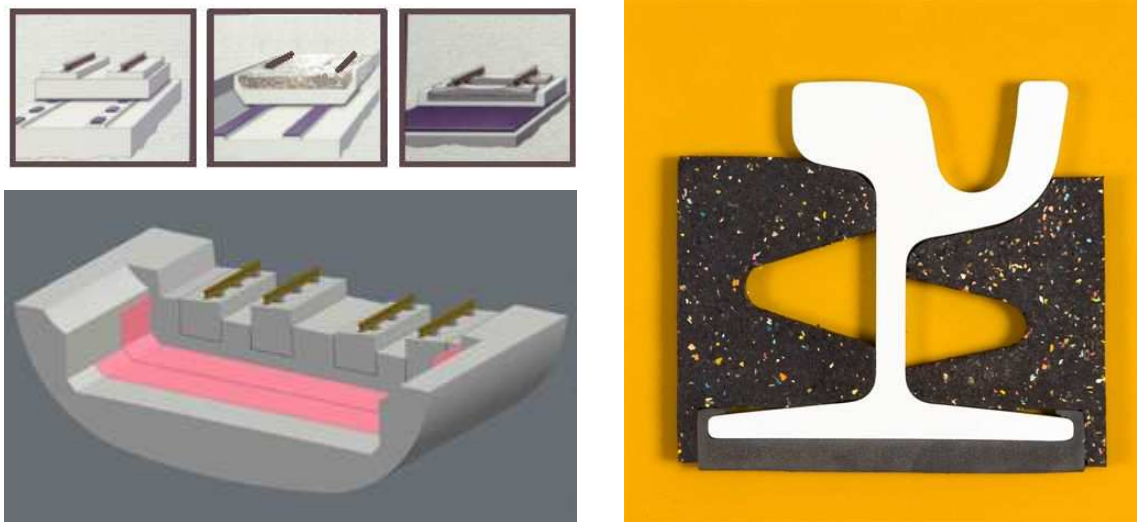
Dynamický filtr (blíže viz [24]) je tvořen konstrukcí z vrstev různé tloušťky, objemové hmotnosti a dynamické tuhosti. Obvykle jde o dvojici zděných či železobetonových podzemních stěn s dutinou vyplněnou lehkým porézním materiálem). Principiálně vychází z teorie šíření vlnění vrstevnatým prostředím s různým akustickým odporem. Bývá proveden mezi dopravní komunikací a budovou v odstupu několika metrů od budovy, může však navazovat i na suterén budovy. V půdoryse přesahuje o několik metrů na každou stranu od objektu a alespoň metr pod úroveň základové spáry, v případě objektů s několika podzemními podlažími alespoň na úroveň hladiny podzemní vody tak, aby se omezil především přenos povrchového vlnění. Jedná se o metodu vhodnou především jako dodatečné opatření v situaci, kdy již není možné provést odizolování základů stavby.

4.3.2. Aktivní metody

U aktivního způsobu ochrany je izolován přímo zdroj vibrací. V praxi se jedná nejčastěji o pružné uložení kolejové jízdní dráhy. Drážní těleso je řešeno jako prefabrikovaná deska tvaru U, která je pružně uložena na tlumících pryžových ložiscích, vlastní pražce jsou uloženy v této desce. Izolace může být provedena jako bodová, liniová nebo plošná. Častým

doplňkovým aktivním opatřením je instalace bokovnic na tramvajové kolejnice. U nejdokonalejších systémů lze takto dosáhnout až 90% redukce vibrací.

Princip aktivní ochrany je vhodný a ekonomický zejména při stavbě nových tratí v hustě obydlených oblastech.



Obr. 19 Vlevo: Odpružení kolejové dráhy může být realizováno jako bodové, liniové nebo plošné, v pražském metru jsou použity vibroizolační rohože SYLODYN NB 25 (dole, převzato z www.akustikad.com). Vpravo: Tramvajová kolejnice vystrojená bokovnicemi (převzato z www.regumami.sk).

5. Seizmicita

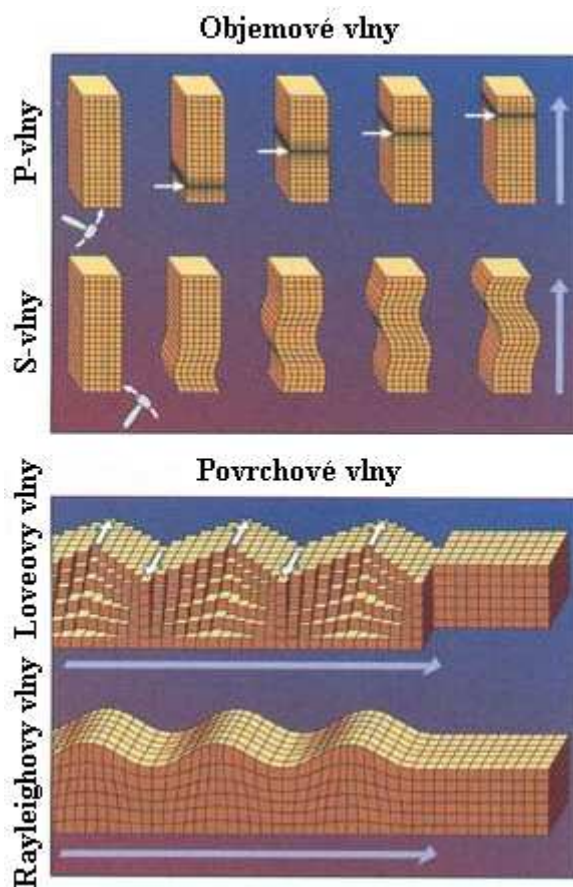
Seizmické zatížení představuje nahodilé zatížení vyvolané pohybem základové půdy. Jeho směr i intenzita mohou být výrazně proměnné, dopady na stavební konstrukce zničující. Rozlišujeme 2 druhy seizmicity – přírodní (zemětřesení) a technickou.

5.1. Přírodní seizmicita

Přírodní seizmicita představuje přírodní děj vlnového charakteru vyznačující se krátkou dobou trvání. Vzniká náhlým uvolněním nahromaděné energie v zemské kůře (nejčastěji na rozhraní litosférických desek jejich vzájemným pohybem) nebo ve vrchní vrstvě zemského pláště. Při zemětřesení dochází k otřesům půdy, které se šíří radiálně od epicentra, vznikají zlomy a trhliny v zemské kůře, v litorálních oblastech zemětřesení často vyvolává přílivovou vlnu tsunami.

Rozlišujeme dvě skupiny seizmických vln – objemové a povrchové. Obě skupiny lze dále dělit na konkrétní druhy vln, každý druh vlny se vyznačuje specifickým směrem kmitání částic ve vztahu ke směru šíření vlny, prostředím, ve kterém se šíří, typickou rychlostí a intenzitou škod, které způsobuje. Zrychlení vodorovného pohybu dosahuje hodnot $0,3g - 0,5g$, frekvence zemětřesných vln se pohybuje v rozmezí $0,5 - 10$ Hz, amplitudy výchylek v rozmezí $10^{-6} - 10^{-1}$ m.

Parametry vlnění se mění se vzdáleností od epicentra i s prostředím vlivem různé objemové hmotnosti a modulu pružnosti vrstev hornin a zemin. V podloží mohou být různé zlomy a vlny se tak mohou odrážet, skládat i měnit směr. Může také docházet k lokální rezonanci podloží. Doba trvání zemětřesení bývá v řádu sekund až desítek sekund. V blízkosti epicentra převládá svislá složka pohybu, s rostoucí vzdáleností se snižuje frekvence kmitání a dominantní se stává



Obr. 20 Typy seizmických vln (převzato z en.wikipedia.org/wiki/Seismic_wave).

složka vodorovná. Pro stavební konstrukce je více nebezpečná vodorovná složka pohybu, neboť svislý pohyb většinou představuje jen malé přitížení v poměru k vlastní tíze konstrukce. Opakované otřesy (po několika hodinách až dnech) mají většinou klesající intenzitu, avšak vzhledem k tomu, že působí na již porušené konstrukce, mohou mít horší následky.

5.2. Technická seizmicita

Technická seizmicita představuje děj spojený s lidskou činností. Patří sem zejména trhací práce (řízené exploze) nebo indukovaná seizmicita představující otřesy vyvolané důlní nebo jinou činností, při které dochází k déle trvajícím změnám napjatosti v horninovém prostředí. Lze sem řadit i dopravu (podrobněji viz kapitola 4) a činnost průmyslových technologií (podrobněji viz kapitola 3).

U technické seizmicity přenášejí až 2/3 energie povrchové vlny. Vyvolávají svislé i vodorovné kmitání stavebních konstrukcí. Vzhledem k vyšší budící frekvenci kmitání (obvykle v řádech desítek Hz) dochází u technické seizmicity k většímu tlumení kmitů a dosah vlnění bývá kromě výjimečných případů maximálně v řádu desítek metrů.

5.3. Měření seizmicity

Praxe používá dvě měřítka zemětřesení, která jsou aplikovatelná i na technickou seizmicitu. Je samozřejmé, že u technické seizmicity bývají typické naměřené hodnoty nižší.

5.3.1. Intenzita zemětřesení

Intenzita zemětřesení představuje subjektivní makroseizmickou veličinu založenou na míře poškození, které vzniklo v souvislosti s otřesy. Její velikost je závislá na místě pozorování a klesá s rostoucí vzdáleností od epicentra. Používané stupnice rozdělují intenzitu zemětřesení na základě projevů na jednotlivé stupně, každý stupeň má své označení, název a popis účinků.

Označení	Název	Počet stupňů	Oblast používání
MCS	Mercalliho-Cancaniho-Siebergova stupnice	12	Evropa
MM	Modifikovaná Marcalliho stupnice	12	USA
MSK-64	Medveděvova-Sponheuerova-Kárníkova stupnice	12	východní Evropa a SSSR (do roku 1990)
EMS-98	Evropská makroseizmická stupnice	12	oblast Evropy - nahradila stupnici MSK-64
JMA	Stupnice japonské meteorologické agentury	7	Japonsko

Tab. 2 Nejnámější a nejpoužívanější stupnice intenzity zemětřesení.

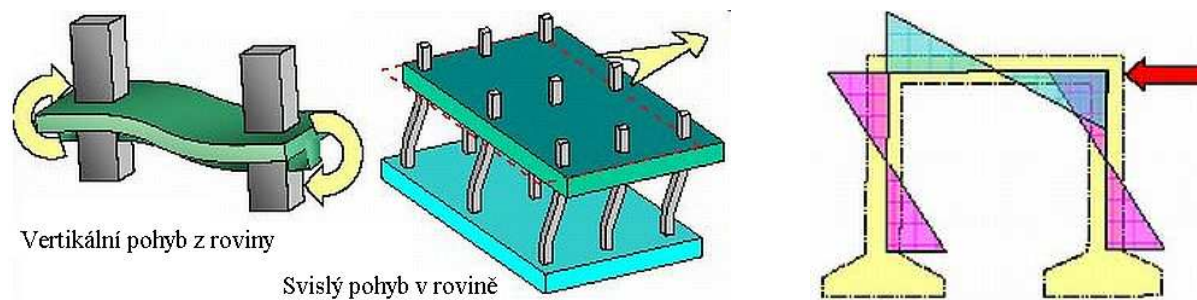
5.3.2. Velikost zemětřesení

Velikost zemětřesení představuje objektivně měřitelnou mikroseizmickou veličinu, jejíž hodnotu lze stanovit pomocí údajů zaznamenaných seismografy. Příkladem stupnice velikosti zemětřesení je známá Richterova stupnice používající veličinu magnitudo $M = \log A$. Jedná se o dekadický logaritmus vodorovné amplitudy výchylky v μm v daném místě, kde se projevilo zemětřesení. Základní hodnota magnitudo 0 odpovídá výchylce 1 μm změřené na stanici vzdálené 100 km od epicentra. Platí, že n -tý stupeň znamená zemětřesení $\sqrt{1000}$ x (tj. cca 31,6x) silnější otřesy než $(n-1)$ -ní stupeň.

Richterova stupnice není omezena shora ani zdola. Pocititelné otřesy začínají zhruba kolem 3. stupně, špičkové seismografy ale dokáží zachytit i záporné hodnoty magnituda. Pro stavební konstrukce mohou představovat problém záchvěvy o síle kolem 5. stupně. Největší zaznamenaná zemětřesení přesahují 9. stupeň Richterovy škály.

5.4. Vliv seizmicity na betonové konstrukce

Zemětřesení vyvolává v železobetonové konstrukci setrvačné vodorovné síly. Jelikož setrvačná síla se stanoví jako součin hmotnosti a zrychlení, jsou tyto síly největší v úrovni stropních desek a způsobují nepříznivé horizontální zatížení stěn a sloupů. To vede ke zcela odlišnému průběhu momentů, než jaký odpovídá obvyklému provoznímu zatížení konstrukce.



Obr. 21 Pohyby (vlevo) a momenty (vpravo) vyvolané zemětřesením v konstrukci železobetonového skeletu (převzato z [19]).

Síly se přenáší svislými konstrukcemi do základů. Přitom se postupně akumulují reakce z vyšších pater, takže největšímu namáhání jsou vystaveny konstrukce spodních podlaží. Může tedy dojít k tomu, že ačkoliv vrchní stavba zůstane prakticky neporušena, konstrukce se zřítí kvůli destrukci nejnižšího podlaží (viz fotografie ze seizmické zatěžovací zkoušky na Obr. 22.)

Těžké výplňové konstrukce (zděné stěny apod.) mohou mít na budovu vystavenou zemětřesení dvojitý vliv. Mohou sice působit do jisté míry příznivě a zmenšovat vodorovné

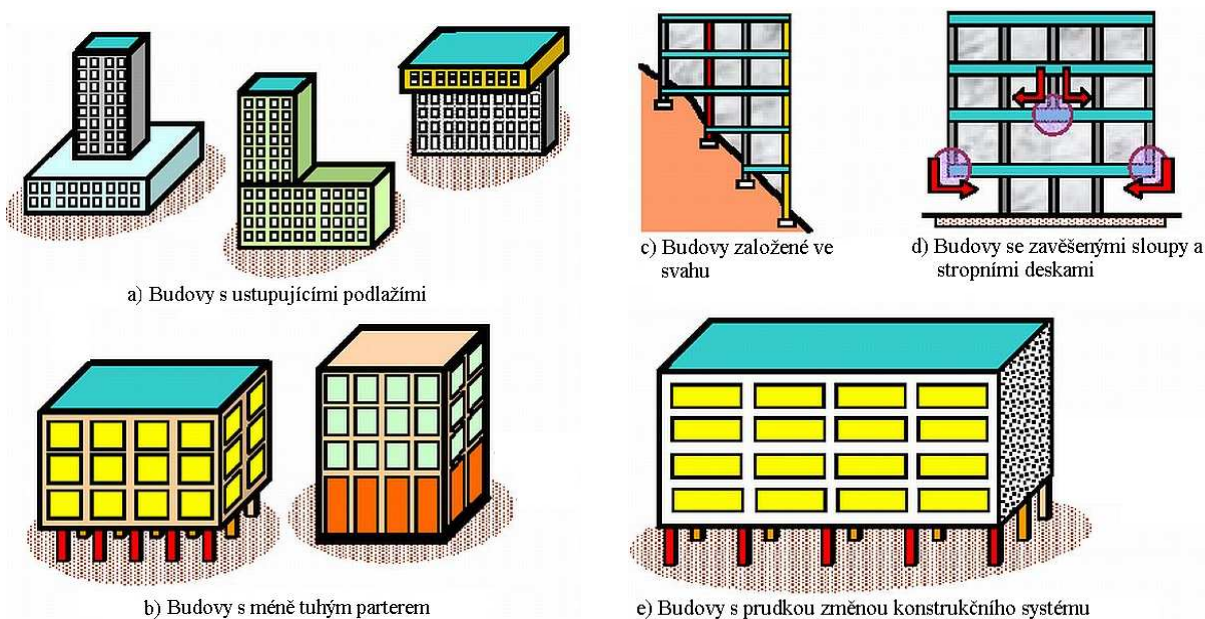
deformace, na druhou stranu ale svou hmotou zvětšují setrvačnou sílu působící na nosný systém nejnižších pater a mohou tedy přispět ke kolapsu konstrukce.

Obr. 22 Výsledek zkoušky ŽB skeletu s malou duktilitou styků na vibračním stole (převzato z en.wikipedia.org/wiki/Earthquake_engineering)



5.5. Návrh betonových konstrukcí z hlediska seizmicity

Hlavní zásadou návrhu konstrukcí na účinky zatížení je ochrana životů a minimalizace škod. Mezní stav únosnosti z hlediska seizmicity představuje stav, kdy dochází k lokálnímu či globálnímu zřícení konstrukce nebo není zachována její integrita a zbytková únosnost po zemětřesení. Mezní stav omezení poškození je dán takovou mírou poškození, kdy již finanční důsledky začínají být neúměrně vysoké ve srovnání s cenou celé konstrukce. Pro účely návrhu na tento stav je doporučena redukce zatížení na 40 – 50 % hodnot použitých v mezních stavu únosnosti.

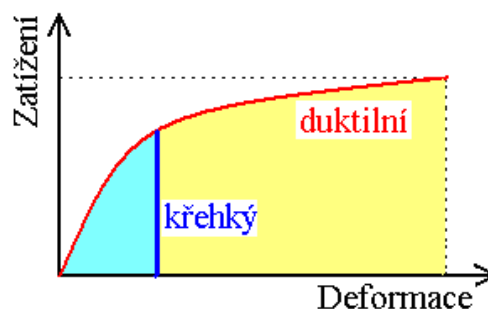


Obr. 23 Narušením plynulého přenosu zatížení z vyšších pater do základů budovy dochází ke snížení odolnosti vůči seizmicitě (převzato z [19]).

Projektování budov v seismicky aktivních oblastech je specifické již od úvodních fází návrhu. Chování konstrukce při zemětřesení závisí na jejím celkovém tvaru, geometrii a velikosti. Nevhodné jsou budovy, u kterých jeden z rozměrů výrazně převyšuje zbylé, budovy s členitými nebo nepravidelnými půdorysy, měkkými spodními podlažími, zavěšenými

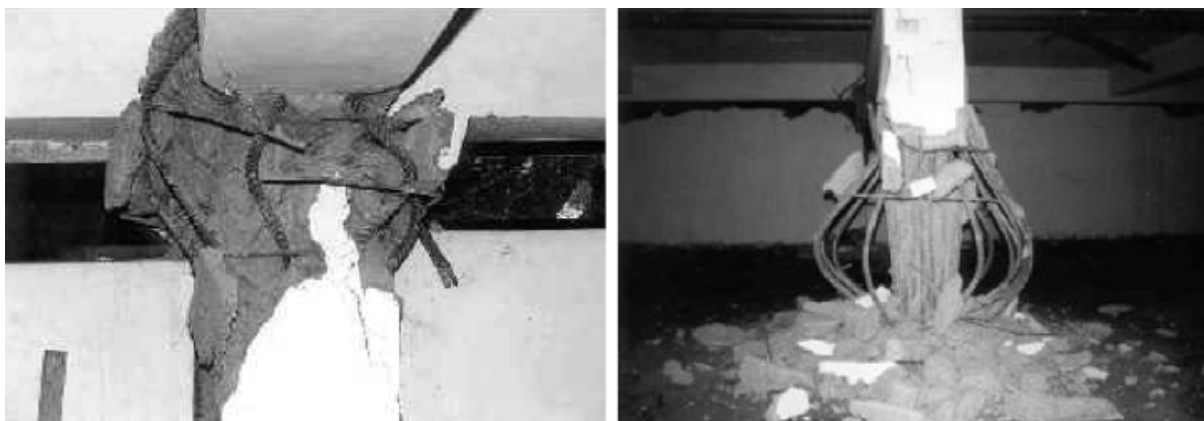
stropními konstrukcemi nebo stavby založené ve svahu. U budov členitého půdorysu lze situaci vyřešit rozčleněním na více sekcí.

Jednotlivé prvky konstrukčního systému musí být dostatečně tuhé a únosné, aby odolaly silám vznikajícím v konstrukci, styčníky však musí být naopak duktilní, tedy tvárné – musí být schopny absorbovat co nejvíce plastické deformační energie. V případě tuhého propojení prvků by došlo ke křehkému porušení spojů a rozlámání konstrukce na jednotlivé elementy. Duktility se dosahuje zejména vhodným způsobem vyztužení styčníků. Vyztuž musí být provedena při obou površích konstrukce, aby spoj dokázal odolávat všesměrnému namáhání vznikajícímu při zemětřesení. Způsob vyztužení musí respektovat odlišný charakter vznikajících momentů od vodorovných sil (viz Obr. 21). Do výpočtu se duktilita zavádí tak, že norma [12] při dodržení určitých pravidel umožňuje vydělit velikosti vnitřních sil vznikajících od zemětřesení určitým součinitelem (podle Kolmana [21] se běžně uvažuje konzervativně 1,0 pro svislé a 2,0 pro vodorovné prvky konstrukce).



Obr. 24 Plocha pod pracovním diagramem křehkého a duktilního styčníku vyjadřuje množství deformační energie, které je spoj schopen absorbovat než se poruší. U duktilního spoje je hodnota výrazně vyšší.

U sloupů je důležité řádné vyztužení třmínky po celé výšce, aby nedošlo k vybočení nosné vyztuže.



Obr. 25 Narušení železobetonových prvků po zemětřesení. Následky by mohly být menší, pokud by bylo použito dostatečné množství třmínků (převzato z [36]).

Pro účely navrhování stavebních konstrukcí na účinky seizmicity na území ČR platí sada norem označovaná jako Eurokód 8, jejíž základní částí je předpis [12]. Je sestavena Mapa seizmických oblastí ČR, která rozděluje území republiky na dílčí oblasti v závislosti na velikosti návrhového spektra zrychlení podloží (řádově setiny hodnoty gravitačního zrychlení g). Téměř polovina území ČR se nachází v oblasti „velmi malé seizmicity“ (zrychlení menší

než 0,04g), pro kterou nemusí být ustanovení Eurokódu 8 dodržena, postačuje posouzení na normovou vichřici. Zejména v okrajových částech republiky by se budovy na účinky zemětřesení měly posuzovat, ve většině případů ale stačí zjednodušené posouzení pomocí náhradního vodorovného zatížení. Podle Fischera [17] jej lze použít u konstrukcí, které nejsou tak vysoké a ohebné, aby se dalo očekávat kmitání ve vyšších vlastních tvarech. Pokud takové riziko hrozí (zejména u vysokých budov), musí se aplikovat podrobná modální analýza, nejčastěji s využitím softwaru.



Obr. 26 Mapa seismických oblastí České republiky (převzato z [17]).

K použití zjednodušené metody je potřeba znát alespoň přibližně periodu kmitání konstrukce v základním vlastním tvaru. S její znalostí a pomocí soustavy vzorců uvedených v normě [12] se stanoví přesný tvar křivky návrhového spektra pružné odezvy pro očekávaný typ zemětřesení, ze které je možno odečíst návrhovou hodnotu maximálního zrychlení konstrukce při seismické události. Při znalosti hmotnosti budovy snadno vypočteme vodorovnou smykovou sílu vznikající v základu budovy, kterou je možno rozdělit na jednotlivé hmoty (podlaží) konstrukce a stanovit tak vliv zemětřesení na průběh vnitřních sil v konstrukci.

Ve výsledku u nás ve většině případů stačí, aby byla železobetonová konstrukce ztužena dostatečným počtem symetricky rozmístěných ztužujících stěn či jader a aby byly navrženy styčníky umožňující alespoň do určité míry duktilní chování nosného systému [21]. Pro

případ rekonstrukcí starších objektů v oblastech s vyšším rizikem zemětřesení, kde původně nebylo se seizmickým zatížením kalkulováno, Karas [20] doporučuje provést zesílení styků a nadpraží, dodatečně vyztužení stropní konstrukce či sepnutí stěn v úrovni stropů.

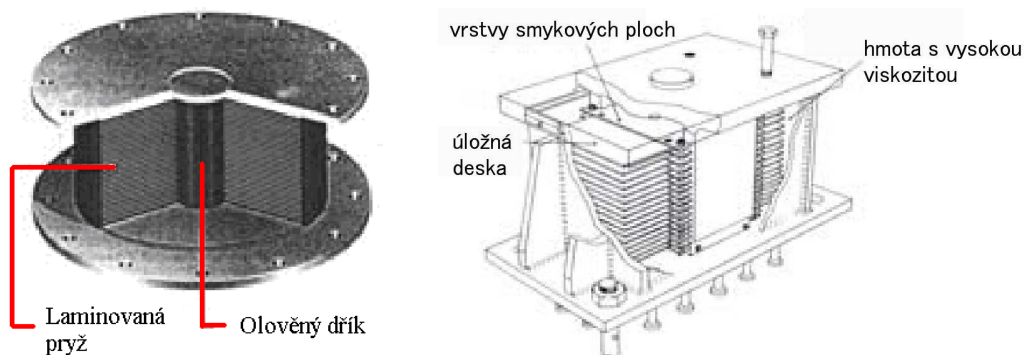
5.6. Speciální opatření v seizmicky aktivních oblastech

U složitějších staveb v seizmicky aktivních oblastech si nevystačíme s běžnými konstrukčními opatřeními, jako je ztužení proti účinkům vodorovného zatížení a návrh duktilních konstrukcí. Je potřeba přijmout speciální opatření, která zamezí fatálním následkům zemětřesení na stavební díla.

Samotná nosná konstrukce má většinou malý útlum, ten je tak potřeba zvýšit přidáním podružných konstrukcí a speciálních konstrukčních prvků. Cílem opatření je snížit jednak vnitřní síly od kmitání a jednak zrychlení pod hodnotu 0,15g. Jako tlumící prvky se používají především pružné materiály s velkou pohltivostí energie.

5.6.1. Tlumení speciálními konstrukčními prvky

Měkká konstrukce tlumí otřesy lépe než konstrukce tuhá. Typickým řešením je vkládání plastických kloubů (využití duktility – viz předchozí kapitola) a izolátorů. Tlumení je také zvyšováno spolupůsobením konstrukce se zemí a vhodným tvarem budovy.



Obr. 27 Řez pryžovým izolačním ložiskem s olověným dříkem (velvo) a vrstevnatým viskoelastickým tlumičem (vpravo, převzato z [34]).

O izolátorech byla řeč již v předchozích kapitolách, jedná se o univerzální princip řešení využitelný pro různé typy dynamického zatížení. Umožňují eliminovat otřesy šířící se podloží. Rozmísťují se v pravidelných vzdálenostech pod celým půdorysem objektu, vkládají se obvykle mezi základovou a suterénní desku nebo je možné lokálně odizolovat sloupy od pilot. V pryžových ložiscích používaných na seizmická zatížení obvykle bývá vložen olověný dřík, který za normálních okolností zvyšuje svislou únosnost prvku, při

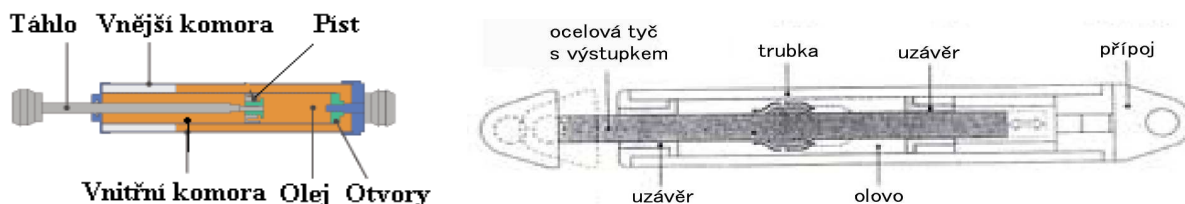
zemětřesení pak slouží jako disipátor pohybové energie na energii deformační. Olovo se používá proto, že je poměrně měkké ($E = 15 \text{ GPa}$), pevné v tahu i tlaku (pevnost 20 MPa) a zároveň je tvárné, takže nehrozí jeho křehké porušení.

Na mostních konstrukcích se s úspěchem používají vrstevnatá pryžová ložiska a pružinové izolátory. Speciální konstrukční prvek pro visuté mosty představuje elastomerový nebo hydraulický tlumič pro upevnění lan.

Některé druhy konstrukcí lze zabezpečit i pístovými nebo tyčovými tlumiči, popřípadě jejich kombinací s pryžovými ložisky. Tyto tlumiče mohou fungovat na principu třecím nebo hydraulickém. V prvním případě se využívá mechanického tření mezi dvěma navzájem pohyblivými částmi a přeměny pohybové energie na energii tepelnou. Tyto tlumiče podléhají rychlému opotřebení, proto jsou dnes nejpoužívanější viskózní tlumiče. Tvoří je válec naplněný viskózní kapalinou s perforovaným pístem. Při pohybu pístu ve válci se olej protlačuje z jedné komory do druhé, případně z vnějšího do vnitřního válce.



Obr. 28 Tlumič pro upevnění lan (převzato z www.freyssinet.cz)



Obr. 29 Vlevo řez viskózním tlumičem (převzato z cs.wikipedia.org/wiki/Tlumi%C4%8D_kmit%C5%AF). Vpravo řez olověným třecím tlumičem (převzato z [34]).

Příkladem použití hydraulických tlumičů je most Rion-Antirion v Řecku. V jeho čtyřech pylonech jsou umístěny hydraulické pilíře se zátkou otevírající se při zemětřesení. Je tak umožněn pohyb konstrukce při seizmických událostech, nicméně zůstává zachována stabilita mostovky za silného větru. Pro zajímavost uvedme, že dalším prvkem seizmické odolnosti mostu je založení pilířů, které jsou pohyblivě uloženy na zpevněném mořském dně a mohou se tak po něm při otřesech smýkat.

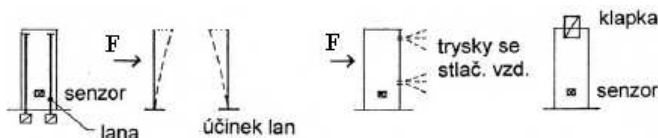


Obr. 30 Vpravo tlumiče mostovky mostu Rion-Antirion na poloostrově Peloponés v Řecku (převzato z [33]).

5.6.2. Systémy pohlcování kmitání

Systémy pohlcování kmitání dělíme na aktivní, poloaktivní nebo pasivní.

Aktivní systémy představují zařízení, která pracují na principu dodávání energie do soustavy pomocí řízeného zdroje obecné síly. Jedná se o elektrohydraulické nebo elektromechanické lanové systémy, trysky se stlačeným vzduchem apod., které jsou přes řídicí jednotku spojeny se soustavou snímačů sbírajících informace o okamžité hodnotě dynamického zatížení. Vyhodnotí-li řídicí jednotka, že došlo k překročení únosné meze kmitání, přikáže činným prvkům vyvodit reakci jdoucí v přesném protisměru vůči působící akci. Výhodou těchto systémů je širší frekvenční oblast použití, na druhou stranu jsou poměrně drahé, jejich spolehlivost není příliš vysoká a vyžadují velké externí zdroje energie.

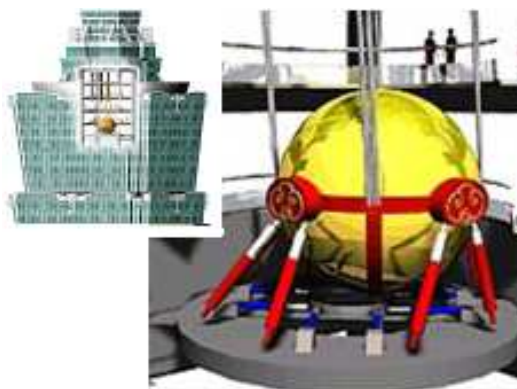


Obr. 31 Aktivní pohlcovací systémy (převzato z [34]).

Pasivní systémy pracují na principu rozkmitání přídavné hmoty bez externího zdroje energie. Při vlastním kmitu konstrukce se stabilizující hmota pohybuje v protisměru vzhledem ke konstrukci a tlumí tak její výchylky. Při vyšších frekvencích kmitání však tato hmota zůstává v klidu a tlumení je nutné realizovat pomocí tlumících článků. Pasivní systémy tlumení jsou levné, jednoduché a spolehlivé, vyznačují se však omezenou oblastí použití.

Pasivní tlumiče kmitání se používají např. u výškových staveb, kdy se do horní části objektu umístí velmi hmotný prvek. Tento prvek má podobu válce umístěného na střeše budovy nebo ocelové koule zavěšené v nejvyšším podlaží. Jeho pohyb může být částečně usměrňován pomocí senzorů a pístů.

Příkladem může být pasivní tlumič 508 m vysoké budovy Taipei 101 na Tchaj-wanu. Jedná se o kouli zavěšenou mezi 88. a 92. patrem budovy (celkem má stavba 101 podlaží), jejíž hmotnost je 660 t (1/1000 hmotnosti budovy). Je podepřena osmi hydraulickými tlumiči, které mají za úkol koordinovat její pohyby. Účelem stabilizátoru je jednak eliminace vlivu zemětřesení, jednak zvýšení odolnosti konstrukce vůči větru. V dané oblasti se totiž vyskytují tajfuny o rychlosti až 200 km/h, z důvodu



Obr. 32 Pasivní tlumič Taipei 101 (převzato z [34]).

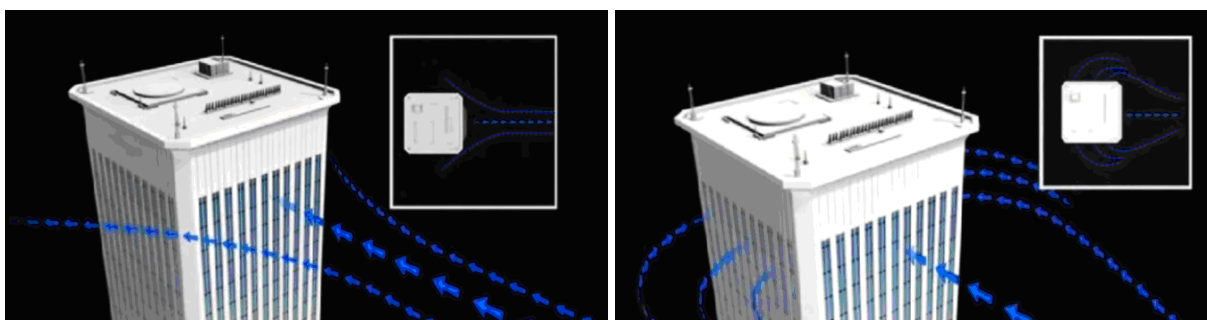
duktility potřebné při zemětřesení však nebylo možné zajistit dostatečnou tuhost vůči větru.

Poloaktivní systémy představují zařízení, která pomocí řízeného zdroje tlumící síly ze soustavy odebírají energii. Tlumení je udržováno mezi minimální a maximální hodnotou a tím jsou moderovány i výchylky kmitání konstrukce. Předností poloaktivních systémů je skloubení flexibility systémů aktivních a spolehlivosti systémů pasivních.

6. Dynamické účinky zatížení větrem

Vítr představuje pohyb vzduchové masy, vyvolaný vyrovnáváním tlaků v atmosféře. Mezi veličiny vyjadřující jeho charakteristiky řadíme směr, střední (vyvolává statickou odezvu) a proměnnou (fluktuální, vyvolává dynamickou odezvu) složku rychlosti, gradient rychlosti, maximální rychlost, turbulence vzdušného proudu a režim obtékání.

Z hlediska toho, jak vítr na konstrukci působí a jaký způsob jejího selhání může vyvolat, provádíme dva druhy posudků. Zkoumáme vliv dynamického tlaku větru a riziko ztráty aerodynamické stability.



Obr. 33 Vítr může konstrukci rozkmitávat ve směru podélném i příčném (převzato z [37]).

6.1. Dynamický tlak větru

Dynamický tlak větru závisí na tvaru konstrukce a rychlosti větru. Tvar konstrukce je do výpočtů zaveden pomocí aerodynamického součinitele c_D zahrnujícího jednak konstrukční součinitel (vliv použitého materiálu, tuhosti konstrukční části a jejich rozměrů) a jednak vliv velikosti plochy vystavené působení větru a zejména tvaru konstrukce. Rychlost větru se skládá ze střední (statické, značena v_m) a fluktuální (dynamické, v_f) složky. Střední složka je závislá na drsnosti terénu, utváření terénu a základní rychlosti větru pro danou oblast. Fluktuální složka je vyjádřena intenzitou turbulence.

Při znalosti všech patřičných parametrů jsme schopni dynamický tlak větru $p(t)$ vyčíslit z rovnice (konstanta $\rho = 1,25 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ představuje hustotu vzduchu):

$$p(t) = c_D \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot (v_m + v_f(t))^2 \quad (15)$$

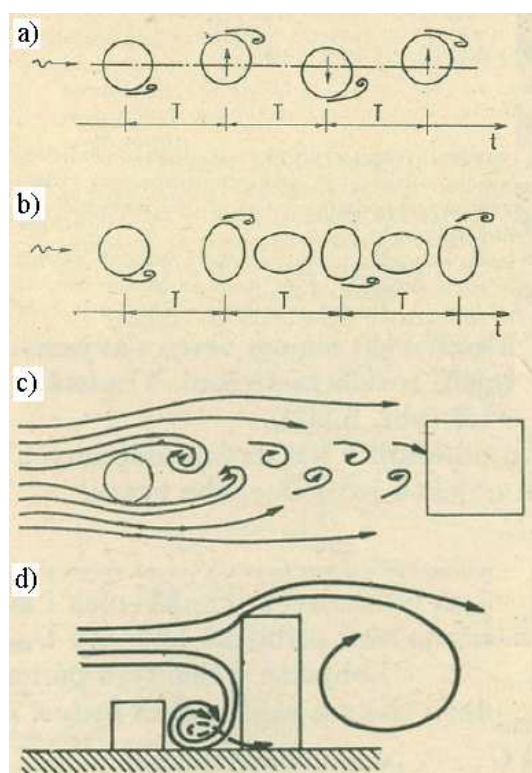
Při tomto způsobu zatížení je konstrukce namáhána ve směru větru kombinací ohybu a smyku a je tedy nutno posoudit únosnost z hlediska spolupůsobení těchto dvou parametrů.

6.2. Ztráta aerodynamické stability

Ztráta aerodynamické stability je druhým z projevů působení větru na stavební konstrukce. Může být např. důsledkem vytváření vírů a jejich střídavým (nestejnoměrným) oddělováním po stranách konstrukce. Vzniká tak periodická síla, která rozkmitává konstrukci v rovině kolmé ke směru větru. Ve chvíli, kdy amplitudy kmitů překročí jistou mez, dojde ke zřícení nebo převržení konstrukce. Vliv na tento jev má tvar příčného řezu konstrukce, materiál povrchové úpravy konstrukce a blízkost jiných konstrukcí.

Rozlišujeme několik jevů vedoucích jako důsledek zatížení větrem k aerodynamické nestabilitě:

- Příčné kmitání – jev popsany výše, který nastává v případě shody mezi vlastní frekvencí konstrukce a frekvencí střídavého oddělování vzduchových vírů.
- Ovalling – změna kruhového příčného řezu tenkostěnných konstrukcí (komínů, chladících věží) v oválný vlivem kmitání vyvolaného odtrháváním vzduchových vírů.
- Buffeting – typický pro konstrukce ve skupině, kdy následující konstrukce kmitají v závětrří za konstrukcí první (mostní stojky, pruty příhradové konstrukce). Vzniká v případě, že vlastní frekvence konstrukce je blízká frekvenci vzdušného proudu.
- Galloping – samobuzené kmitání v rovině kolmé ke směru větru nebo kroucení. Vzniká při obtékání ostrohranných těles, zejména mostů, za jistých podmínek útlumu. Bývá vyvoláno náhodným impulsem, turbulencí nebo oddělením vzdušného víru. Nejznámějším případem účinků gallopingu je zřícení mostu Tacoma Bridge (Obr. 35).
- Kroutivě ohybový flutter – typický pro mosty a lávky, kdy konstrukce kmitá ve složeném kroutivě ohybovém pohybu připomínajícím třepetání vlajky ve větru.



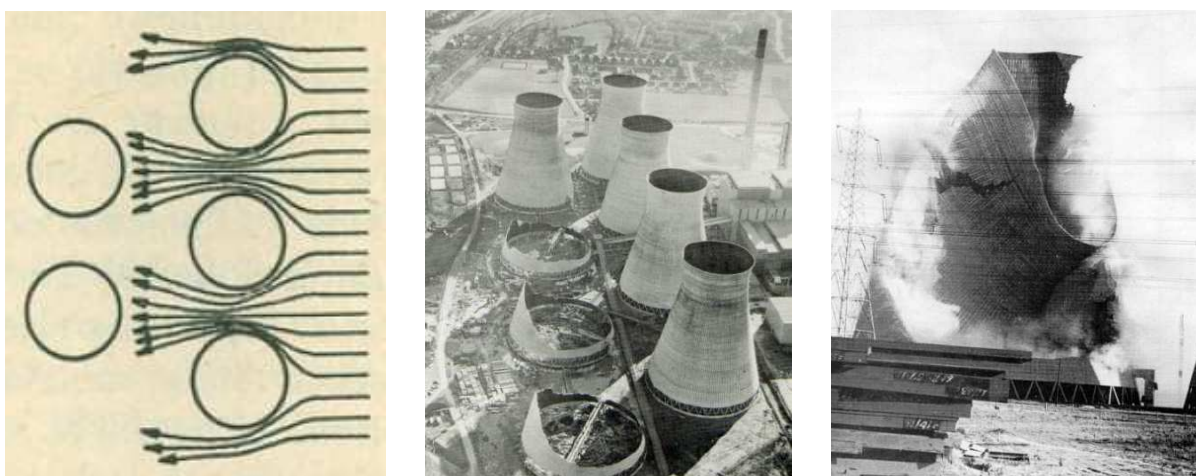
Obr. 34 Příčné kmitání (a), ovalling (b), buffeting (c), (d) (převzato z [32]).

- Divergence a flutter – nastává u plošných konstrukcí (např. reklamních tabulí), kdy dochází k rozkmitání konstrukce ve směru kolmém na směr působení větru.



Obr. 35 Galloping mostu Tacoma Bridge, stát Washington, USA, rok 1940 (převzato z [39]).

V praxi samozřejmě může docházet ke kombinaci výše zmíněných způsobů namáhání. Příkladem budiž kolaps chladících věží elektrárny ve Ferrybridge v roce 1964. Vlivem nevhodného rozmístění věží, které byly vystavěny příliš blízko u sebe, došlo ke koncentraci tlaku větru na závětrných věžích. To jednak vyvodilo dynamický tlak větru větší, než na který byly věže dimenzovány (testy ve větrném tunelu byly prováděny pouze pro jednu osamocenou věž), jednak došlo k ovallingu věží s prvky gallopingu a flutteru. Skořepiny věží byly navrženy bez výraznějších statických rezerv, navíc nevhodně vyztuženy pouze jednou vrstvou prutů (skořepiny se běžně vyztužují u obou povrchů). Došlo proto k pádu tří z nich, další byly značně poškozeny [27].



Obr. 36 Vlevo je znázorněn princip, který vedl ke vzniku koncentrovaného dynamického tlaku větru při pádu chladících věží ve Ferrybridge ve Velké Británii v roce 1964 (převzato z [32]). Uprostřed celkový pohled na zničené věže. Vpravo jedna z věží těsně před konečnou fází zřícení (převzato z [35]).

6.3. Stanovení účinků zatížení větrem

Ke stanovení charakteristických hodnot zatížení pozemních konstrukcí, jejich prvků a příslušenství větrem slouží norma ČSN EN 1991-1-4 [6]. Platí pro pozemní a inženýrské stavby s výškou do 200 m a mosty s rozpětím menším než 200 m za předpokladu, že splňují kritéria pro dynamickou odezvu.

Tato norma neplatí pro příhradové věže s nerovnoběžnými stěnami, kotvené stožáry a komíny, kroutivé kmitání (např. vysokých budov s centrálním jádrem), kmitání hlavní nosné konstrukce mostu od turbulence větru v příčném směru, zavěšené mosty a kmitání, při kterém se musí uvažovat více tvarů kmitání (ne pouze základní tvar). Nezahrnuje také vliv lokálních teplotních účinků na charakteristické hodnoty rychlosti větru, tj. silnou arktickou inverzi, nálevkový efekt nebo tornáda.

Norma nerozlišuje působení stálé a proměnné složky zatížení větrem, působení větru transformuje různými součiniteli na složku statickou, čímž de facto využívá konceptu dynamického součinitele.

Norma také stanovuje, u jakých konstrukcí a za jakých podmínek lze zanedbat riziko aerodynamické ztráty stability. Ve složitých případech naopak doporučuje zhotovení modelu a jeho ověření ve větrném tunelu nebo alespoň konzultaci se specialisty.

Speciální kapitolu této normy tvoří zatížení mostů větrem (kapitola 8). Na mostovku působí síly ve směru rozpětí mostu, ve směru rovnoběžném se šířkou nosné konstrukce a ve směru kolmém na rovinu nosné konstrukce. Pro každou návrhovou situaci a každou fázi výstavby musí být nalezena nejnepříznivější kombinace zatížení a na tu je pak nutno konstrukci posoudit. Totéž platí pro mostní pilíře.

Při samotném návrhu konstrukce na dynamické účinky větru je pak potřeba provést několik druhů výpočtů:

- Výpočet odezvy konstrukce ve směru působícího větru.
- Výpočet amplitud kmitání se směru kolmém na směr působení větru – příloha E této normy.
- Vyčíslení počtu cyklů způsobených oddělováním vírů.
- Stanovení kritických rychlostí vedoucích k aerodynamické nestabilitě konstrukce.

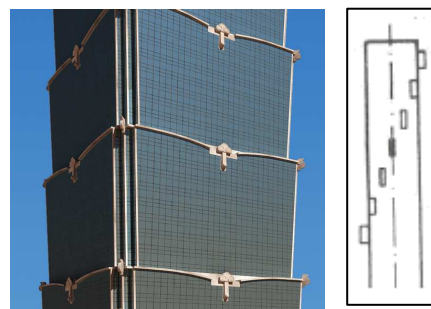
6.4. Opatření proti dynamickým účinkům větru

6.4.1. Možná opatření

Železobetonové konstrukce obvykle dobře vzdorují účinkům větru svou tuhostí, které se dosahuje pomocí ztužujících stěn, jader, rámu apod. Problém nastává v oblastech, kde je potřeba navrhnout konstrukci jak z hlediska větru, tak na účinky seizmicity. Požadavek na tuhost nutnou pro přenesení větru je totiž v rozporu s flexibilitou konstrukce potřebnou z důvodu zemětřesení. Řešením je použití nejrůznějších tlumičů, ložisek, systémů pohlcování kmitání a jiných opatření, která byla blíže popsána již v předchozích kapitolách.

U speciálních konstrukcí je vhodné optimalizovat jejich tvar pomocí testů ve větrném tunelu. Například u již zmíněné budovy Taipei 101 byly takto navrženy pilovité hrany rohů konstrukce, což vedlo ke snížení účinků větru až o 40 % [37]. Příznivě se projevuje i celkové pilovité tvarování budovy.

Pro komíny, věže a jiné typy vysokých štíhlých konstrukcí se osvědčily rozražeče větru, které zabraňují vzniku periodických kmitů.

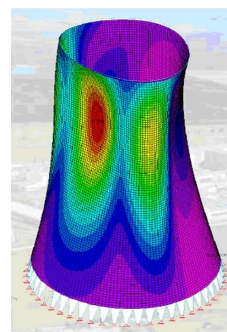


Obr. 37 Vlevo dvojitá pilovitá struktura fasády Taipei 101 (převzato z www.turbosquid.com), vpravo rozražeče větru na komínu (převzato z [34]).

6.4.2. Zesílení chladících věží Jaderné elektrárny Dukovany [35]

Výstavba jaderné elektrárny Dukovany začala v roce 1978 (po přepracování původního projektu z roku 1974). První reaktorový blok byl uveden do provozu v roce 1985, poslední čtvrtý blok v roce 1987. Původně byl plánován třicetiletý provoz elektrárny, vzhledem k vysoké kvalitě jejích konstrukčních prvků se však uvažuje o prodloužení tohoto termínu o dalších 10 let. Jedinou podmínkou je její průběžná modernizace.

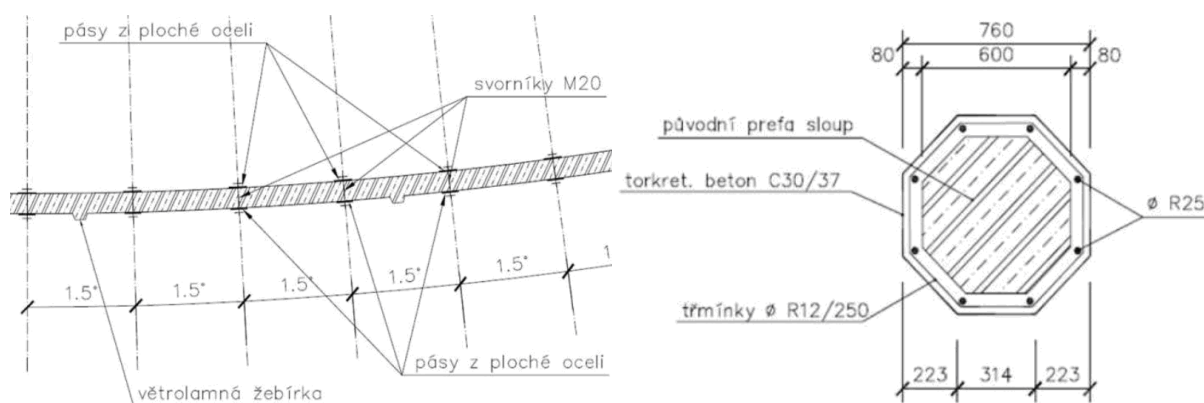
V této souvislosti byla provedena studie řešení dopadů působení extrémního větru na chladící věže elektrárny. Ty tvoří klasická železobetonová konstrukce ve tvaru rotačního hyperboloidu. Věže byly projektovány pouze na působení „projektového větru“ o rychlosti 38,4 m/s, zatímco novější požadavky MAAE (Mezinárodní agentura pro atomovou energii) vyžadují odolnost vůči „extrémnímu větru“ o rychlosti 60,6 m/s. Z toho důvodu bylo přistoupeno k jejich zesílení.



Obr. 38 Chladící věž deformovaná větrem (převzato z [35]).

Plášť chladících věží byl vyztužen ve vertikálním směru na vnitřním i vnějším povrchu pásy z ploché oceli, které jsou po výšce napříč spojeny svorníky. Rozložení ocelových pásů bylo provedeno pod středovým úhlem $1,5^\circ$, což po obvodě představuje 240 dvojic pásů. Použita byla ocel S235 i S355, alternativně pak nerezová ocel 1.4301, 1.4306, 1.4307, 1.4401 a 1.4404.

Stávající osmiúhelníkové prefabrikované železobetonové sloupy byly dodatečně obetonovány. Použit byl torkretový beton C 30/37 XC4 v tloušťce 80 mm, betonářská výztuž R10505 – tlačaná výztuž $\varnothing 25$ mm, třmínková výztuž $\varnothing 12$ mm. Takto zesílená konstrukce by měla bez problémů odolat i „extrémnímu větru“.



Obr. 39 Schéma opatření přijatých při rekonstrukci chladících věží dukovanské elektrárny (převzato z [35]).

7. Únava železobetonových konstrukcí

Předchozí čtyři kapitoly byly věnovány rozboru základních typů dynamických zatížení, která mohou působit na železobetonové konstrukce, popisu jejich účinků, možných následků a opatření proti nim. Následující část vycházející velkou měrou z práce Foglara [31] se zaměří na faktor, se kterým se můžeme setkat u všech dynamických zatížení bez ohledu na jejich původ – únavu železobetonových konstrukcí.

7.1. Únava materiálu

Únava materiálu je proces, který se projevuje změnami ve struktuře materiálu namáhaného cyklickým zatížením. Na makroúrovni se projevuje změnou mechanických vlastností materiálu.

Únavové zatížení se obecně dělí na nízko- a vysokocyklové. Nízkocyklové zatížení se vyznačuje nízkým počtem zatěžovacích cyklů při vysoké úrovni napětí. Dochází k němu zejména při zemětřesení. Charakteristiky vysokocyklového jsou přesně opačné a setkáváme se s ním typicky v dopravě.

V oblasti železobetonových konstrukcí se únava materiálu dostává do popředí zájmu zejména ve spojitosti s využitím vysokohodnotných betonů. Ty dovolují vytvářet štíhlé konstrukce, jako například lávky, u kterých dynamické nahodilé zatížení představuje značnou část zatížení celkového. Únavové zatížení se u nich ještě před definitivním porušením konstrukce projevuje nárůstem šířky trhlin a průhybů a snížením tuhosti.



Obr. 40 Lávka pro pěší Seyonu v jihokorejském Soulu z ultravysokopevnostního betonu Ductal (převzato z [34]).

7.2. Únavové chování výztuže

7.2.1. Únavové chování kovů obecně

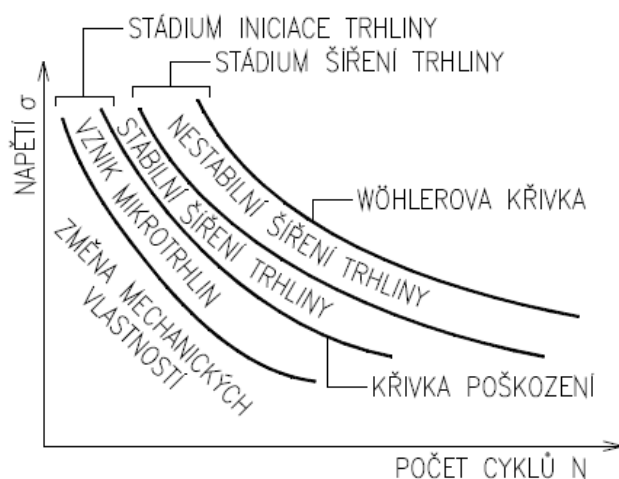
Proces únavy kovových materiálů lze dělit do tří fází. V první dochází ke změně mechanických vlastností, následuje fáze nukleace (iniciace) trhliny a fáze šíření trhliny.

Ke změnám mechanických vlastností dochází již od prvních cyklů zatížení. Vznikají plastické změny krystalové mřížky, které vedou k prvním mikrotrhlinám. Tyto změny se odehrávají uvnitř materiálu jako důsledek chyb a nehomogenit v krystalové mřížce.

Ve fázi nukleace se plastické deformace přesouvají z vnitřku prvku na jeho povrch, mikrotrhliny se spojují v pozdější makrotrhlinu viditelnou prostým okem. Na špici makrotrhliny dochází k lokální plastifikaci materiálu.

Při dalším cyklickém zatěžování se trhlinka zvětšuje s každým cyklem, roste do hloubky a spojuje se s dalšími trhlinkami. Nastává fáze šíření trhliny, která se dělí na fázi stabilního šíření a fázi nestabilního šíření – lomu.

Proces únavového poškození schematicky znázorňuje Obr. 41. Při posuzování únavové pevnosti vzorku se rozlišují křivky poškození, které jsou definovány vznikem první makrotrhliny, a křivky životnosti určené lomem prvku (tzv. Wöhlerovy křivky).



Obr. 41 Schematické znázornění procesu únavového poškození (převzato z [31]).

7.2.2. Betonářská a předpínací výztuž

Základním nástrojem pro posouzení betonářské výztuže na únavu je Wöhlerova křivka. Umožňuje na základě známého rozkmitu napětí v betonářské výztuži stanovit počet zatěžovacích cyklů při tomto rozkmitu napětí, jež povedou k únavovému selhání. Křivky jsou konstruovány v dvoulogaritmickém měřítku, kde na svislou osu vynášíme rozkmit napětí a na vodorovnou počet zatěžovacích cyklů.

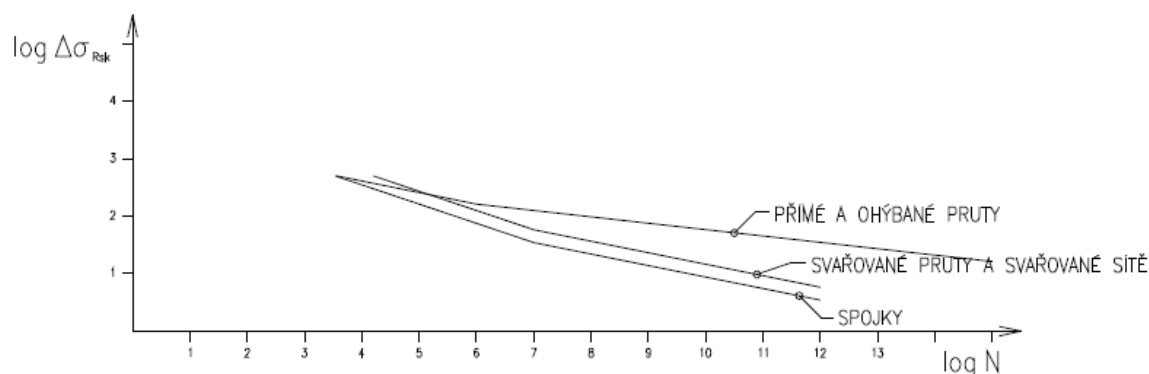
Z křivek vyplývá, že únavová únosnost přímého prutu je řádově vyšší, než u prutů svařovaných či spojovaných. Při svařování dochází ke změně vnitřní struktury materiálu, vznikají reziduální napětí, která je nutno přičíst k napětím působícím na prut. V závitech šroubových spojů výztuže dochází ke koncentraci napětí. Z těchto důvodů se svařování a spojování hlavní nosné výztuže cyklicky zatížených konstrukcí nedoporučuje.

Pro ohýbané pruty je únosnost menší než u přímých prutů, závisí hlavně na poloměru ohybu. Pro háky je čtyřicetiprocentní, pro běžně užívané poloměry výztuže v rámových rozích (min. 12 – 15 Ø) dosahuje 0,8násobku hodnoty pro přímý prut.

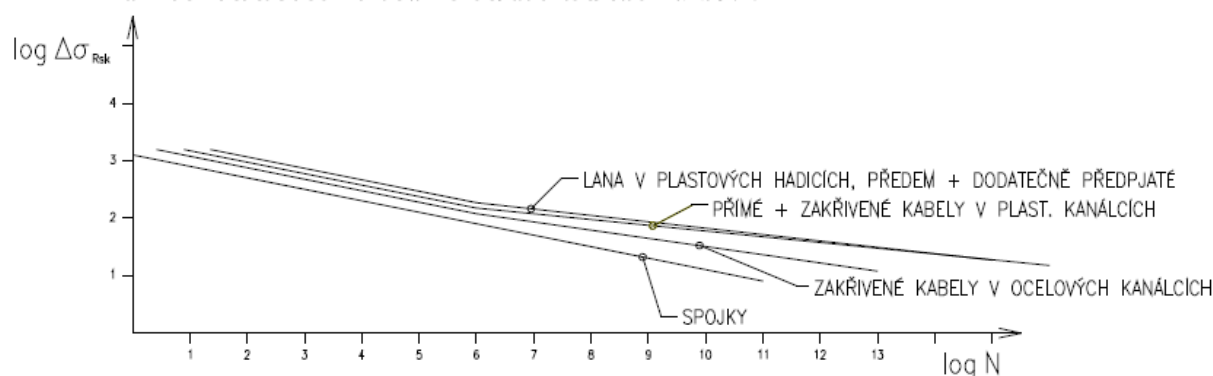
Dynamické zatížení nepříznivě ovlivňuje i soudržnost oceli s betonem. Dodržení normových požadavků na kotevní délku však zaručuje, že dříve dojde k porušení vložky než jejímu vytržení (porušení soudržnosti), takže tento faktor je dostatečně ošetřen a neměl by být rozhodující.

Předpínací výztuž je obecně méně citlivá na únavu, neboť rozkmity napětí, kterých je v ní při běžném provozu dosahováno, jsou v poměru k její pevnosti méně významné.

S-N KŘIVKY PRO BETONÁŘSKOU OCEL



S-N KŘIVKY PRO PŘEDPÍNAČÍ OCEL

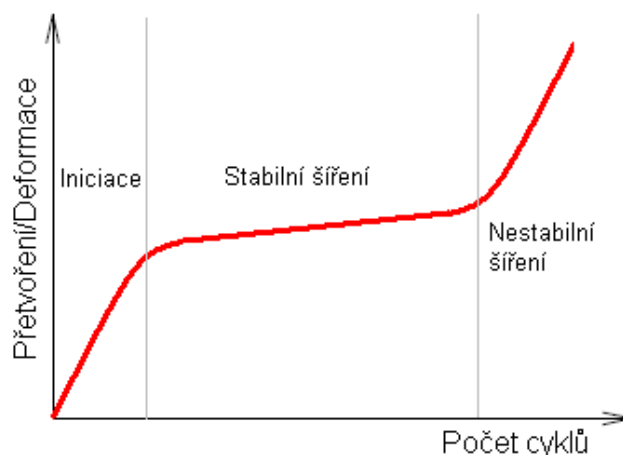


Obr. 42 Wöhlerovy (S-N) křivky pro betonářskou a předpínací výztuž. Při rozkmitu napětí 100 MPa lze například odečíst, že k únavovému selhání dojde cca po 79 milionech cyklů u přímého prutu betonářské výztuže a po 570 milionech cyklů u předpínací výztuže v plastovém kanálku (převzato z [31]).

7.3. Únavové chování betonu

Procesy, které se odehrávají v betonu během dynamického zatížení nejsou objasněny tak dobře jako u kovů. Beton je heterogenní materiál, který přirozeně obsahuje řadu trhlin, pórů, dutin, čoček volné vody a jiných nehomogenit mezi cementovým tmelem a kamenivem. Při zatížení vznikají trhliny i v cementovém tmelu, pro případ zatížení dynamického je hustota trhlin větší než u zatížení statického.

Proces únavy betonu je opět možno dělit do tří fází. Přibližně po proběhnutí 5 – 10 % konečného počtu zatěžovacích cyklů je již ukončeno stádium iniciace, cca do 80 % probíhá stabilní šíření trhlin, následuje rychlá a často fatální fáze nestabilního růstu trhlin. Průběh celého procesu vyjadřuje křivka cyklického dotvarování, kterou lze získat měřením deformací při únavových zkouškách.



Obr. 43 Křivka cyklického dotvarování.

Ukazuje, že největší část deformací se odehrává v počáteční a konečné fázi procesu, při stabilním šíření trhlin se deformace zvětšuje jen pomalu.

Faktory ovlivňující únavu betonu lze rozdělit do tří skupin. Faktory interní (třída betonu, složení betonu) a faktory vlivu okolního prostředí (teplota, vlhkost) jsou považovány za nerozhodující, jejich vliv není příliš podstatný. Zásadní jsou faktory externí, které se týkají zatížení (např. jeho druhu, frekvence, spodní hranice napětí, historie zatěžování apod.).

7.4. Posouzení na únavu

Eurokód 2 [10], [11] poskytuje několik metod posouzení betonářské výztuže a betonu na únavu. Jednodušší metody jsou na straně bezpečné, sofistikovanější lépe vystihují skutečné chování konstrukce, ale jsou náročné na vstupy.

7.4.1. Výztuž

Metoda maximálního rozkmitu napětí

Nejjednodušší metodou posouzení výztuže je metoda maximálního rozkmitu napětí. Podle ní lze u nesvařovaných výztužných prutů předpokládat dostatečnou únosnost v tahu, pokud rozkmit napětí při časté hodnotě cyklického zatížení spolu se základní kombinací je:

$$\sigma_s \leq 70 \text{ MPa} \quad (16)$$

Při splnění této podmínky není potřeba žádné další posouzení.

Metoda poškozujícího ekvivalentního rozkmitu napětí

Tato metoda je založena na reprezentaci skutečných provozních zatížení N^* cykly jednoho rozkmitu napětí. Únavové zatěžovací modely reprezentující skutečná provozní

zatížení a postupy pro výpočet ekvivalentního rozkmitu napětí jsou obsaženy v [10] a [11]. Pro betonářskou výztuž je pak možné předpokládat dostatečnou únavovou odolnost, pokud:

$$\gamma_{F,fat} \Delta \sigma_{S,eq} (N^*) \leq \frac{\Delta \sigma_{Rsk} (N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad (17)$$

- kde: $\Delta \sigma_{Rsk}(N^*)$ je rozkmit napětí při N^* cyklech z příslušné S-N křivky dle [10],
 $\Delta \sigma_{S,eq}(N^*)$ je poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro různé druhy výztuže a uvažovaný počet zatěžovacích cyklů N^* dle [11],
 $\gamma_{F,fat}$ je dílčí součinitel únavového zatížení,
 $\gamma_{S,fat}$ je dílčí součinitel betonářské nebo předpínací oceli při únavě.

Ověření pomocí součinitele únavového poškození

Pomocí odpovídajících Wöhlerových křivek lze stanovit počet cyklů, kterým konstrukce odolá pro daný rozkmit napětí. Mnohé konstrukce (zejména mosty) jsou ale namáhány napětím, které nelze dost dobře charakterizovat jen jedním rozkmitem. Je proto vhodné použít ověření pomocí Palmgren-Minerovy hypotézy kumulace poškození, která říká, že konstrukce se nepoškodí, dokud platí:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta \sigma_i)}{N(\Delta \sigma_i)} < 1 \quad (18)$$

- kde: $n(\Delta \sigma_i)$ je použitý počet cyklů s rozkmitem $\Delta \sigma_i$,
 $N(\Delta \sigma_i)$ je počet cyklů o rozkmitu napětí $\Delta \sigma_i$, který vyvodí únavové poškození,
 D_{Ed} je součinitel únavového poškození.

7.4.2. Beton

Pro beton lze použít zmíněný výpočet pomocí Palmgren-Minerovy hypotézy. Rovněž je možno únavu tlakového betonu předpokládat za ověřenou, pokud je splněna podmínka:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \begin{cases} \leq 0,9 \text{ pro } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \leq 0,8 \text{ pro } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (19)$$

- kde: $\sigma_{c,max}$ je největší tlakové napětí v nějakém vláknu průřezu při časté kombinaci zatížení,
 $\sigma_{c,min}$ je nejmenší tlakové napětí v tomtéž vláknu; je-li $\sigma_{c,min}$ tahové, má se uvažovat $\sigma_{c,max} = 0$,
 $f_{cd,fat}$ je návrhová hodnota únavové pevnosti betonu, viz dále.

Návrhová hodnota únavové pevnosti betonu se stanoví ze vztahu:

$$f_{cd, \text{fat}} = 0,85 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (20)$$

kde: $\beta_{cc}(t_0)$ je součinitel vyjadřující vliv stáří betonu při jeho prvním zatížení v čase t_0 ,

f_{cd} je návrhová hodnota tlakové pevnosti betonu,

f_{ck} je charakteristická hodnota tlakové pevnosti betonu.

8. Poznámky k inženýrským konstrukcím

8.1. Mosty a lávky

Mosty a lávky představují subtilní konstrukce, u nichž délkový rozměr výrazně převažuje nad rozměry ostatními. Z hlediska dynamiky se jedná o jedny z nejsložitějších stavebních konstrukcí. Kritickým stavebním prvkem z hlediska dynamického namáhání je mostovka, u níž může docházet vlivem zatížení ke kmitání v různých směrech nebo kroucení a bývá nejčastějším iniciátorem případného kolapsu.

Obvykle tyto stavby vyžadují komplexní posouzení z hlediska účinků zatížení od dopravy, popř. chůze, vlivu zemětřesení, větru i únavy. V našich podmínkách bývá nejdůležitější modální analýza (stanovení vlastních frekvencí a tvarů), analýza účinků pohyblivého zatížení od vozidel a detailní posouzení aerodynamické stability. Přitom nejde pouze o posouzení z hlediska mezního stavu únosnosti, ale i o pohodový pocit uživatelů konstrukce (chodců a řidičů), který by případné kmitání konstrukce silně narušovalo. Klíčovou roli v dynamické odezvě mostů a lávek hraje útlum.

8.2. Stadiony

Neméně komplikovaný je i návrh stadionů. Kromě již popsaných účinků větru, zemětřesení a únavy se zde jako nový faktor objevuje působení davu osob. Tento činitel je potřeba pečlivě zohlednit při modální analýze, neboť dav poskakujících diváků vyvolává mechanické kmity s frekvencí velmi blízkou běžným hodnotám vlastní frekvence kmitání železobetonových konstrukcí a hrozí tak dosažení stavu rezonance.

Jako příklad uveďme návrh fotbalového stadionu Slavie Praha [29]. Konstrukce zbudovaná v letech 2006 – 2008 v Praze-Vršovicích je provedena z větší části jako železobetonová prefabrikovaná, založená na velkopřůměrových vrtaných pilotách. Svislé nosné konstrukce tvoří průběžné prefabrikované sloupy s krátkými konzolami, které jsou vetknuty do pilot. Na ně jsou přes pryžová ložiska a ocelové trny uloženy prefabrikované průvlaky průřezu T, L nebo obdélníkového a lavicové L-nosníky. Prostorové tuhosti je dosaženo vložením ocelových příhradovin do každého ze čtyř dilatačních celků

Při návrhu nosné konstrukce byla věnována zvýšená pozornost dynamické složce namáhání, zejména riziku synchronizovaného pohybu davu. Důležitými sledovanými faktory byly nejnižší vlastní frekvence, velikost výchylek a jejich zrychlení v souvislosti s budícími

frekvencemi. Klíčové bylo zejména posouzení první vlastní frekvence tribunových nosníků a rázového zatížení od poskakujícího davu. Pro první vlastní frekvenci byly jako limitní uvažovány hodnoty 6 Hz ve svislém a 4 Hz ve vodorovném směru. Ráz byl simulován budící frekvencí 3 Hz a výškou dopadu



*Obr. 44 Stavba slávistického stadionu
(převzato z [29]).*

hmoty 5 mm, odvozen byl dynamický součinitel pro proměnné zatížení 2,6 – 4,3 u lavic a 3,7 – 9,6 u nosníků. Na tyto hodnoty byly prvky nadimenzovány.

9. Závěr

Rešeršní práce poskytuje základní přehled o vlivech různých typů dynamického zatížení na betonové konstrukce a opatřeních, kterými lze tyto vlivy eliminovat. V oblasti výpočetních metod vzhledem ke svému širokému záběru nezabíhá do hlubších podrobností a omezuje se pouze na zdůraznění hlavních faktorů, kterými by se posouzení dynamicky namáhaných konstrukcí mělo zabývat. V budoucnu se tento elaborát může stát cenným podkladem pro práce zaměřené na detailní studium výpočtů v jednotlivých oblastech dynamiky betonových konstrukcí. K tomu však bude vzhledem ke složitosti studované problematiky zapotřebí i součinnosti osob, které se jí systematicky věnují ve své projekční praxi.

10. Literatura

Normy

- [1] ASCE 4-98: *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA 2000.
- [2] ČSN 12 2011: *Ventilátory. Maximálně přípustné hodnoty mechanického kmitání*. Federální úřad pro normalizaci a měření, Praha 1989.
- [3] ČSN 73 0032: *Výpočet stavebních konstrukcí zatížených dynamickými účinky strojů*. Úřad pro normalizaci a měření, Praha 1977.
- [4] ČSN 73 1020: *Navrhování základů točivých strojů*. Úřad pro normalizaci a měření, Praha 1985.
- [5] ČSN 73 1201: *Navrhování betonových konstrukcí*. Úřad pro normalizaci a měření, Praha 1988.
- [6] ČSN EN 1991-1-4: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. ČNI, Praha 2007.
- [7] ČSN EN 1991-1-7: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení*. ČNI, Praha 2007.
- [8] ČSN EN 1991-2: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. ČNI, Praha 2007.
- [9] ČSN EN 1991-3: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 3: Zatížení od jeřábů a strojního vybavení*. ČNI, Praha 2008.
- [10] ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. ČNI, Praha 2006.
- [11] ČSN EN 1992-2: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. ČNI, Praha 2007.
- [12] ČSN EN 1998-1: *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby*. ČNI, Praha 2006.
- [13] ČSN EN 1998-2: *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 2: Mosty*. ČNI, Praha 2007.

-
- [14] ČSN ISO 10 816-1: *Vibrace - Hodnocení vibrací strojů na základě měření na nerotujících částech – Část 1: Všeobecné směrnice*. ČNI, Praha 1998.
- [15] ČSN ISO 2631-1: *Vibrace a rázy – hodnocení expozice člověka celkovým vibracím*. ČNI, Praha 1999.

Publikace a články

- [16] BAŤA, Miloslav, PLACHÝ, Václav, TRÁVNÍČEK, František: *Dynamika stavebních konstrukcí*. SNTL, Praha 1987.
- [17] FISCHER, Ondřej: *Nová norma pro navrhování konstrukcí odolných proti účinkům zemětřesení*. Časopis Stavebnictví, č. 3/2009.
- [18] HELA, Rudolf, KŘÍŽOVÁ, Klára: *Budoucnost ultravysokopevnostních betonů*. [s.l.] 2010. Dostupný z WWW:
www.asb-portal.cz/stavebnictvi/materialy-a-vyrobky/betonove-vyrobky/budoucnost-ultra-vysokopevnostnich-betonu-2099.html
- [19] KACHCHHI, Javed: *Earthquake Resistant Structures – Engineering Tips*. Dostupný z WWW: http://articles.architectjaved.com/earthquake_resistant_structures/design-earthquake-resistant-buildings-engineering-tips/
- [20] KARAS, Jiří: *Bezpečnost panelových budov při působení seizmického zatížení*. Beton TKS, č. 3/2008.
- [21] KOLMAN, Zdeněk et al.: *KIA Žilina – Železobetonové konstrukce v oblasti s vysokou seismicitou*. Dostupný z WWW: <http://www.makovicka.cz/publikace.php>
- [22] KOLOUŠEK, Vladimír.: *Dynamika stavebních konstrukcí – I. Obecná část*. SNTL, Praha 1967.
- [23] LUKAVEC, Martin: *Dynamické účinky technologických strojních zařízení na základy budov*. Časopis Stavebnictví, č. 09/2008.
- [24] MAKOVIČKA, Daniel, MAKOVIČKA, Danie ml.: *Princip dynamického filtru pro snížení přenosu vibrací z podloží do konstrukce*. Stavební obzor 5/2008, s. 129 – 133.
- [25] MAKOVIČKA, Daniel, MAKOVIČKA, Daniel ml.: *Response analysis of building under seismic effects of railway transport*. [s.l.] 2009. Dostupný z WWW: <http://www.makovicka.cz/publikace.php>

-
- [26] MAKOVIČKA, Daniel, MAKOVIČKA, Daniel ml.: *Seismic effects of above and underground transport on buildings*. [s.l.] 2007. Dostupný z WWW:
<http://www.makovicka.cz/publikace.php>
- [27] NIEMANN, Hans-Jurgen: *Impacts of severe storms on infrastructure: Energy supply, telecommunications and building structures*. [s.l.] 2005. Dostupný z WWW:
www.google.cz/url?sa=t&rct=j&q=ferrybridge%20galloping&source=web&cd=7&sqi=2&ved=0CFkQFjAG&url=http%3A%2F%2Fwww.dkkv.org%2Fde%2Fpublications%2Fresource.asp%3FID%3D135&ei=lw5hT-n6DInm4QT3q6m1Dg&usg=AFQjCNF-dPRefcsTNZqI6mlwTXZQiFax4A&cad=rja
- [28] PETŘÍK, Milan: *Experimentální analýza odezvy konstrukcí na seizmické zatížení*. Diplomová práce, Fakulta stavební ČVUT v Praze, Praha 2012.
- [29] SMUTEK, Miloslav: *Fotbalový stadion Slavia Praha*. Beton TKS, č. 1/2008.
- [30] ŠTUKAVEC, Milan: *Využití pryže při řešení útlumu hluku a vibrací od veřejné dopravy*. [s.l.] 2003. Dostupný z WWW:
<http://www.fce.vutbr.cz/veda/dk2003texty/pdf/2-4/rp/stukavec.pdf>

Ostatní

- [31] FOGLAR, Marek: *Pomůcka pro řešení betonových mostů na účinky únavy*. Výsledek řešení grantu FRVŠ 686/2006/G1. Praha 2006.
- [32] KRUIS, Jaroslav: *Zatížení a spolehlivost..* Kurz bakalářského studia na Fakultě stavební ČVUT v Praze, 2007.
- [33] MÁCA, Jiří: *Dynamika stavebních konstrukcí*. Kurz magisterského studia na Fakultě stavební ČVUT v Praze, 2010. Syllaby přednášek dostupné z WWW:
<https://mech.fsv.cvut.cz/cgi-bin/homeworks/student/course.pl?course=DYN1&login=guest>
- [34] MACHÁČEK, Josef: *Ocelové konstrukce 3*. Kurz magisterského studia na Fakultě stavební ČVUT v Praze, 2009. Syllaby přednášek dostupné z WWW:
http://www.ocel-drevo.fsv.cvut.cz/ODK/cz/index.php?option=com_remository&Itemid=26&func=select&id=33
- [35] PAZDERA, Radek, BLÁHOVÁ, Michaela: *Jaderná elektrárna Dukovany: Řešení následků vnějších událostí – Extrémní vítr*. Prezentace projektu ČEZ, a.s. a EGP Invest, spol. s r.o., 2010.
- [36] WITZANY, Jiří: *Poruchy, degradace, rekonstrukce*. Kurz bakalářského studia na Fakultě stavební ČVUT v Praze, 2008.

[37] *Taipei 101*. Dokumentární film z cyklu Zázraky moderního světa. Centrum převzatých pořadů, České televize, 2010.

[38] http://ideas-dare.com/?page_id=361

[39] <http://www.youtube.com/watch?v=j-zczJXSxw>