



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

ANALÝZA VÝŠKOVÉ BUDOVY NA ÚČINKY ZEMĚTŘESENÍ

ANALYSIS OF A HIGH-RISE BUILDING FOR THE EFFECTS OF EARTHQUAKES

DIPLOMOVÁ PRÁCE

MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Illia Dauhalionak

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. Zbyněk Vlček, Ph.D.

BRNO 2025

Zadání diplomové práce

Ústav: Ústav stavební mechaniky
Student: **Bc. Illia Dauhalionak**
Vedoucí práce: **Ing. Zbyněk Vlček, Ph.D.**
Akademický rok: 2024/25
Studijní program: N0732A260026 Stavební inženýrství – konstrukce a dopravní stavby

Děkan Fakulty Vám v souladu se zákonem č.111/1998 o vysokých školách a se Studijním a zkušebním řádem VUT v Brně určuje následující téma diplomové práce:

Analýza výškové budovy na účinky zemětřesení

Stručná charakteristika problematiky úkolu:

Analýzy modelů budov na seismické účinky se provádějí běžně pomocí spektrální analýzy např. podle normy [1]. Skutečné zemětřesení bývá popisováno tzv. akcelerogramem, jež lze využít pro časovou analýzu konstrukcí, která poskytuje velikosti statických veličin proměnných v čase.

Cíle a výstupy diplomové práce:

Cílem práce bude studie modelu vybrané výškové budovy na účinky zemětřesení. Pro tuto studii budou použita spektra odezvy podle normy [1]. Budou provedené jak analýzy na zjednodušených modelech konstrukce tak analýza na modelu celé konstrukce. Získané výsledky budou vzájemně porovnány.

Seznam doporučené literatury a podklady:

- [1] ČSN EN 1998-1 : Eurocode 8 - Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení
- [2] Baťa M., Plachý V., Trávníček F. : Dynamika stavebních konstrukcí
- [3] Belytschko, T., Liu, W. K., Moran B.: Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures, John Wiley & sons, ISBN 0-471-98773-5, New York, (2000)
- [4] Němec, I. at all. (2010) Finite Elements Analysis of Structures. Aachen: Shaker Verlag.

Termín odevzdání diplomové práce je stanoven časovým plánem akademického roku.

V Brně, dne 26. 3. 2024

L. S.

prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
vedoucí ústavu

Ing. Zbyněk Vlk, Ph.D.
vedoucí práce

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA, dr. h. c.
děkan

ABSTRAKT

Diplomová práce je zaměřena na dynamickou analýzu konstrukce vystavené seizmickému zatížení. V softwaru RFEM byly vytvořeny dva modely nově postavené budovy Vlněna I, která se vyznačuje převisem v horní části konstrukce.

Prvním modelem je deskostěnová konstrukce, druhým pak zjednodušený prutový model. Dynamická analýza odezvy konstrukce na seizmické zatížení byla provedena pomocí spektra odezvy v souladu s normou Eurocode 8. Výsledky obou modelů byly vzájemně porovnány a byly posouzeny možnosti jejich praktického využití.

KLÍČOVÁ SLOVA

Dynamika konstrukcí, dynamická analýza, seismicita, zemětřesení, spektrální analýza, modální analýza, spektrum odezvy, Eurocode 8, vlastní tvary, efektivní hmoty, tuhost, RFEM.

ABSTRACT

This master's thesis is dedicated to the dynamic analysis of a structure subjected to seismic loading. Two models of the newly constructed Vlněna I building, characterized by an overhang in its upper section, were created using RFEM software.

The first model represents a shear wall structure, while the second is a simplified one-dimensional model. The dynamic response of the structure to seismic loading was evaluated using response spectrum in accordance with the Eurocode 8 standard. The results of both models were compared, and their potential for practical application was assessed.

KEYWORDS

Structural dynamics, dynamic analysis, seismicity, earthquake, spectral analysis, modal analysis, response spectrum, Eurocode 8, mode shapes, effective masses, stiffness, RFEM.

DAUHALIONAK, Illia. *Analýza výškové budovy na účinky zemětřesení*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Institute of Structural Mechanics, 2025, 106 s. Diplomová práce. Vedoucí práce: Ing. Zbyněk Vlček, Ph.D.

Prohlášení autora o původnosti díla

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

Brno

.....

podpis autora

Poděkování

Rád bych na tomto místě upřímně poděkoval panu Ing. Zbyňku Vlčkovi, Ph.D. za jeho odborné vedení, trpělivost při konzultacích a cenné rady, které mi poskytl během zpracování této diplomové práce. Dále bych rád vyjádřil poděkování své rodině za trvalou podporu a povzbuzení po celou dobu mého studia.

Obsah

Úvod	14
1 Teoretická část	15
1.1 Základní pojmy a principy dynamiky	15
1.1.1 Úvod do problematiky	15
1.1.2 Pohybová rovnice vlastního kmitání netlumené soustavy SDF	18
1.1.3 Pohybová rovnice vlastního kmitání tlumené soustavy SDF . .	19
1.1.4 Pohybová rovnice soustavy s více stupni volnosti	22
1.1.5 Dynamické zatížení	24
1.1.6 Modální analýza	27
1.2 Seismicita a seizmické zatížení	30
1.3 Odezva konstrukce na seizmické zatížení	32
1.3.1 Spektra odezvy	32
1.3.2 Metoda náhradní příčné síly	40
1.3.3 Modální analýza spektra odezvy	42
1.3.4 Kombinace účinků složek seizmického zatížení	44
2 Praktická část	46
2.1 Popis budovy a výpočtového programu	46
2.2 Tvorba modelu	48
2.2.1 Deskostěnový model	48
2.2.2 Prutový model	51
2.3 Statická analýza	61
2.4 Modální analýza	71
2.5 Metoda náhradní příčné síly	78
2.5.1 Hodnoty parametrů návrhového spektra odezvy	78
2.5.2 Výpočet horizontálního návrhového spektra odezvy	80
2.5.3 Výpočet základové smykové síly a vodorovných seizmických sil	84
2.6 Spektrální analýza	88
2.6.1 Nastavení spektra odezvy	88
2.6.2 Výpočet pomocí metody CQC	90
2.6.3 Výpočet pomocí metody SRSS	94
2.7 Praktické využití výsledků	96
2.7.1 Analytický výpočet vs. Zjednodušený model	96
2.7.2 Zjednodušený model vs. Prostorový model	97
Závěr	101

Literatura	103
A Základní vlastní tvary	105

Seznam obrázků

1.1	Idealizovaný model se soustředěnou hmotou v jednom bodě	15
1.2	Pružinově-tlumičový systém s hmotou [1]	17
1.3	Průběh harmonické funkce posunu[1]	19
1.4	Volné kmitání podkriticky, kriticky a nadkriticky tlumených soustav[1]	20
1.5	Rayleighovo tlumení [3]	24
1.6	Typ půdy podle normy Eurocode 8 EN 1998-1:2004	33
1.7	Tvar horizontálního pružného spektra odezvy $S_e(T)$ [10]	36
2.1	Budova I [13]	46
2.2	Spodní část 3D modelu do úrovně 1. NP	48
2.3	Spodní část 3D modelu pod převisem	49
2.4	Šikmé sloupy 3D modelu	49
2.5	Celkový pohled na 3D model	50
2.6	Schematicky půdorys garáží	51
2.7	Orientace os průřezu v programu RFEM	52
2.8	Hodnoty součinitele α [15]	52
2.9	Průřez Garáž v 1D modelu	54
2.10	Očíslování jednotlivých stěn ztužujícího jádra	54
2.11	Průřez I. 1.NP v 1D RFEM modelu	57
2.12	Průřez II. 1.NP v 1D RFEM modelu	57
2.13	Pohled na celý 1D model	58
2.14	Princip výpočtu rozdělení hmotnosti	59
2.15	Hmoty v uzlech v 1D RFEM modelu	60
2.16	Síly F_x na 3D modelu	61
2.17	Posun u_x 3D modelů	62
2.18	Posun 1D modelu podle upravené tuhosti: u_x vlevo, u_y vpravo	67
2.19	Torzni zatížení na 3D modelu	68
2.20	Ramena sil r_k pro výpočet krouticího momentu M_T	69
2.21	Torzni zatížení na 1D modelu	69
2.22	Pootočení ϕ_z na 1D a 3D modelu	70
2.23	Nastavení parametrů modální analýzy	71
2.24	Jednotlivé složky hmoty v 7. NP 1D modelu	74
2.25	Seismická zonace pevninského Portugalska podle národní přílohy normy NP EN 1998-1 [17]	79
2.26	Hodnoty půdního zrychlení a_{gr}	79
2.27	Parametry spektra odezva z podkladu z Aveiro	83
2.28	Tvar spektra odezva z podkladu z Aveiro	83
2.29	Kontrola efektivní kmitající hmoty pro prutový model	88

2.30	Tvar návrhového spektra odezvy prvního druhu v RFEM pro prutový model	89
2.31	Funkce Vertical Results Lines	91
2.32	Hodnota základové smykové síly ve směru osy x na 1D modelu	92
A.1	První vlastní tvar	105
A.2	Druhý vlastní tvar	106

Seznam tabulek

1.1	Hodnoty parametrů definujících pružné spektrum odezvy $S_e(T)$ prvního druhu	34
1.2	Hodnoty parametrů definujících pružné spektrum odezvy $S_e(T)$ druhého druhu	34
1.3	Základní hodnoty faktoru chování podle typu konstrukčního systému a třídy duktility	37
1.4	Hodnoty α_u/α_1 pro rámové nebo rámově-ekvivalentní duální systémy	38
1.5	Hodnoty α_u/α_1 pro stěnové nebo stěnově-ekvivalentní duální systémy	38
2.1	Průřezové charakteristiky stěn v garáži	53
2.2	Průřezové charakteristiky sloupů v garáži	53
2.3	Průřezové charakteristiky podlaží garáži	53
2.4	Průřezové charakteristiky první části ztužujícího jádra	55
2.5	Průřezové charakteristiky druhé části ztužujícího jádra	55
2.6	Průřezové charakteristiky třetí části ztužujícího jádra	56
2.7	Průřezové charakteristiky sloupů první části 1. NP	56
2.8	Průřezové charakteristiky první části 1. NP	56
2.9	Průřezové charakteristiky sloupů druhé části 1. NP	57
2.10	Průřezové charakteristiky druhé části 1. NP	57
2.11	Výpočet soustředných uzlových hmot pro prutový model	59
2.12	Reakce R_z	61
2.13	Posuny na 1D a 3D modelu	62
2.14	Průřezové charakteristiky sloučených ztužujícího jádra	63
2.15	Posuny na 1D a 3D modelu podle první úpravy	63
2.16	Parametry jednotlivých stěn pro výpočet těžiště	65
2.17	Parametry jednotlivých stěn pro výpočet momentů setrvačnosti	66
2.18	Parametry vlastního kmitání u 3D modelu	72
2.19	Parametry vlastního kmitání u 1D modelu	72
2.20	Moment setrvačnosti rotujícího tělesa I_Z nad převisem	73
2.21	Parametry vlastního kmitání u 1D modelu s rotující hmotou	74
2.22	Moment setrvačnosti hmoty pod převisem	75
2.23	Parametry vlastního kmitání u 1D modelu s upravenou rotující hmotou	75
2.24	Srovnání prvního vlastního tvaru ve směru osy x	76
2.25	Srovnání prvního vlastního tvaru ve směru osy y	76
2.26	Srovnání prvního torzního vlastního tvaru	76
2.27	Hodnoty definující tvar spektra odezvy pro typ půdy B	80
2.28	Vodorovné sily F_i ve směru x z posunů hmot s_i	85

2.29	Vodorovné síly F_j ve směru y z posunů hmot s_j	85
2.30	Vodorovné síly F_i ve směru x z výšky hmot z_i	86
2.31	Vodorovné síly F_j ve směru y z výšky hmot z_j	87
2.32	Hodnoty posunu jednotlivých směru x a y CQC	90
2.33	Hodnoty posunů podle kombinace 100/30 a CQC	90
2.34	Hodnoty posunů podle kombinace 30/100 a CQC	91
2.35	Hodnoty F_b jednotlivých směru x a y CQC	92
2.36	Hodnoty m_{eX} a $S_D(T)$ pro vlastní tvary ve směru x pro 1D	93
2.37	Hodnoty m_{eX} a $S_D(T)$ pro vlastní tvary ve směru x pro 3D	93
2.38	Hodnoty základové smykové síly podle kombinace 100/30 a CQC	93
2.39	Hodnoty základové smykové síly podle kombinace 30/100 a CQC	93
2.40	Hodnoty sil F_{b_x} a F_{b_x} z 1D modelu CQC a analytického výpočtu	94
2.41	Hodnoty posunů jednotlivých směru x a y SRSS	94
2.42	Hodnoty posunů podle kombinace 100/30 a SRSS	95
2.43	Hodnoty posunů podle kombinace 30/100 a SRSS	95
2.44	Hodnoty F_b jednotlivých směru x a y SRSS	95
2.45	Hodnoty základové smykové síly podle kombinace 100/30 a SRSS	95
2.46	Hodnoty základové smykové síly podle kombinace 30/100 a SRSS	95
2.47	Hodnoty posunů podle první metody pro 1D model	96
2.48	Hodnoty posunů podle druhé metody pro 1D model	97
2.49	Vodorovné síly F_i ve směru x a y od spektrální analýzy na 1D modelu	98
2.50	Hodnoty posunů na 3D modelu od sil F_i a spektrální analýzy	98
2.51	Vnitřní síly na 3D modelu od sil F_i a spektrální analýzy ve směru osy x	99
2.52	Vnitřní síly na 3D modelu od sil F_i a spektrální analýzy ve směru osy y	100

Úvod

Zadáním této diplomové práce je analýza výškové budovy na účinky zemětřesení. Pro tento účel byla vybrána výšková budova nacházející se v brněnském kancelářském areálu Vlněna. Zvolená budova dosahuje výšky 61 m a podle plánu je označena jako Vlněna I. Cílem této práce je vytvořit dva modely konstrukce a provést analýzu na účinky zemětřesení s využitím spektra odezvy podle normy Eurocode 8 EN 1998-1:2004.

V teoretické části jsou popsány základní pojmy a principy dynamiky, podstata seismického zatížení a metody výpočtu odezvy konstrukce na toto zatížení podle příslušné normy.

Praktická část se zabývá modelováním a analýzou konstrukce. Pro tento účel byl použit výpočetní program RFEM od společnosti Dlubal Software. Nejprve byl vytvořen deskostěnový model zvolené budovy. Budova Vlněna I slouží především jako inspirace pro modelování konstrukce, která obsahuje převis a větší hmotnost v horní části konstrukce. Parametry a vlastnosti konstrukce, které nebyly volně dohledány, byly odhadnuty tak, aby model co nejvíce odpovídal budově s názvem Vlněna I. Druhý model je zjednodušený, tvořený svislým prutem vetknutým do základu, což představuje svislou vetknutou konzolu. Prutovému modelu byly přidány vlastnosti tak, aby co nejvíce odpovídal deskostěnovému modelu. Pro vyrovnání vlastností zjednodušeného modelu s deskostěnovým modelem byla provedena statická a modální analýza. Následně byla provedena analýza konstrukce na odezvu způsobenou zemětřesením a výsledky byly vzájemně porovnány mezi dvěma modely. Poslední kapitola praktické části popisuje možnou aplikaci získaných výsledků pomocí různých metod na dvou modelech, a to jak zjednodušeném, tak i prostorovém.

1 Teoretická část

1.1 Základní pojmy a principy dynamiky

1.1.1 Úvod do problematiky

Dynamika je disciplína mechaniky, která se zabývá analýzou odezvy stavebních konstrukcí na časově proměnlivá zatížení. Zaměřuje se na chování konstrukcí při působení různých typů vnějších sil, jako jsou zemětřesení, účinky větru či dopravní vibrace. [1]

Při analýze konstrukcí, ať už se jedná o statickou či dynamickou úlohu, je skutečná konstrukce nahrazena idealizovaným modelem. Pro správnou idealizaci je nezbytné určit parametry, které danou konstrukci charakterizují. V dynamické analýze je jedním z klíčových parametrů hmotnost konstrukce, která je zpravidla idealizována pomocí soustředěných hmot v závislosti na její geometrické konfiguraci. Nejjednodušším příkladem idealizovaného modelu se soustředěnou hmotou m v jediném bodě je věž s vodní nádrží. Plně naplněná nádrž reprezentuje dominantní hmotu systému, přičemž hmotnost nosného sloupu je ve srovnání s hmotností nádrže zanedbatelná. Grafické znázornění idealizovaného modelu této věže je uvedeno na následujícím obrázku. [2]



Obr. 1.1: Idealizovaný model se soustředěnou hmotou v jednom bodě

V případě, že idealizovaný model se soustředěnou hmotou vykazuje pohyb pouze v jednom směru buzení, označuje se jako model s jedním stupněm volnosti (SDF). Typickým příkladem takového modelu je věž s vodní nádrží. Naproti tomu vysoké budovy jsou reprezentovány modelem s více soustředěnými hmotami, což odpovídá modelu s více stupni volnosti (MDF). Pojem stupeň volnosti vyjadřuje počet nezávislých posunutí nezbytných k úplnému popisu deformovaných poloh všech hmot vzhledem k jejich původnímu stavu. V textu dále bude soustava s jedním stupněm volnosti označena anglickou zkratkou SDF (Single Degree of Freedom), pro soustavu s více stupni volnosti bude použita zkratka MDF (Multi Degree of Freedom). [2]

Pro lepší porozumění dynamické úloze je nejprve vhodné rozebrat řešení statického problému. Statické účinky, jako jsou vnitřní síly a deformace, závisí výhradně na působícím zatížení a lze je určit prostřednictvím rovnic rovnováhy a podmínek kompatibility. Odezva konstrukce na statické zatížení je ovlivněna tuhostí konstrukce a charakterem vnějšího zatížení. Základní rovnice rovnováhy konstrukce v maticovém tvaru je vyjádřena následujícím vztahem. [1] [2]

$$[K]\{u\} = \{F\} \quad (1.1)$$

kde

$[K]$ je matice tuhosti konstrukce;

$\{u\}$ je vektor posunutí;

$\{F\}$ je vektor zatížení.

Dynamické účinky, na rozdíl od účinků statických, jsou časově proměnlivé. Projevují se ve formě posunů konstrukce, které jsou spojeny se zrychlením a následně vyvolávají setrvačné síly. Pohybová rovnice dynamické úlohy vychází z principu rovnováhy dle D'Alembertova principu. Tento princip zavádí pojem fiktivní setrvačné síly, která je definována jako součin hmotnosti a zrychlení tělesa a působí ve směru opačném k jeho zrychlení. Podle tohoto principu je systém v každém časovém okamžiku v rovnováze, pokud jsou do rovnovážných podmínek zahrnuty i setrvačné síly. Pohybová rovnice pro soustavy s jedním stupněm volnosti je vyjádřena následujícím vztahem. [2]

$$F_S + F_D + F_I = f(t) \quad (1.2)$$

kde

F_s je síla pružnosti (stiffness force);

F_D je tlumicí síla (damping force);

F_I je setrvačná síla (inertial force);

$f(t)$ je budicí síla (external force).

Příčemž síly F_s , F_D a F_I mohou být dále rozepsány následovně. [1]

$$F_S = K \cdot u(t) \quad (1.3)$$

kde

K je tuhost soustavy;

$u(t)$ je posunutí v čase t .

$$F_D = C \cdot \dot{u}(t) \quad (1.4)$$

kde

C je útlum soustavy;
 $\dot{u}(t)$ je rychlost.

$$F_I = m \cdot \ddot{u}(t) \quad (1.5)$$

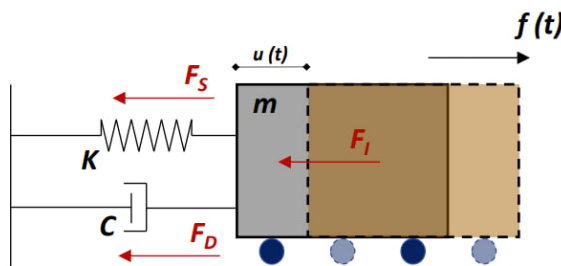
kde

m je hmotnost soustavy;
 $\ddot{u}(t)$ je zrychlení.

Dosazením jednotlivých složek dostáváme následující tvar pohybové rovnice. [1]

$$m \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = f(t) \quad (1.6)$$

Následující obrázek znázorňuje působení sil v souladu s principem rovnováhy dle D'Alembertova principu. [2]



Obr. 1.2: Pružinově-tlumičový systém s hmotou [1]

Pro řešení pohybové rovnice existují analytické a numerické metody. Mezi analytické metody patří klasické řešení diferenciální rovnice druhého řádu, které zahrnuje obecné řešení homogenní rovnice a partikulární řešení pravé strany rovnice. Další analytickou metodou je řešení pomocí Duhamelova integrálu, který nahrazuje budící sílu řadou krátkých impulzů. Budící síla je definována analyticky jednoduchou funkcí, což umožňuje analytické vyjádření integrálu. Další metodou je frekvenční analýza, která využívá Laplaceovu a Fourierovu transformaci. Mezi numerické metody patří Newmarkova metoda (metoda průměrného zrychlení), která přímo integruje diferenciální rovnici. Další numerickou metodou je metoda centrálních diferencí.

Následujícím důležitým pojmem v dynamice je kmitání konstrukcí. Jedná se o pohyb konstrukce, při němž analyzovaná veličina periodicky nabývá různých hodnot, střídavě větších a menších, odlišných od rovnovážné polohy. Rozlišujeme volné nebo vlastní a vynucené kmitání konstrukce.

Volné kmitání probíhá bez působení budící síly, která pohyb původně vyvolala. Toto kmitání je charakterizováno vlastními tvary a vlastními frekvencemi konstrukce. Při vynuceném kmitání působí na konstrukci budící síla, která je časově proměnná. Typickými příklady vynuceného kmitání jsou účinky zemětřesení nebo větru.

Podle typu tlumení rozlišujeme soustavy na tlumené a netlumené. [2]

1.1.2 Pohybová rovnice vlastního kmitání netlumené soustavy SDF

Pohybová rovnice vlastního kmitání netlumené soustavy s jedním stupněm volnosti neobsahuje tlumicí sílu F_d ani budící sílu $f(t)$.

$$m \cdot \ddot{u}(t) + K \cdot u(t) = 0 \quad (1.7)$$

Pro řešení této diferenciální rovnice se využívá analytická metoda. Základním řešením homogenní rovnice získáváme hodnotu posunu $u(t)$.

$$u(t) = A \cdot \cos(\omega_n \cdot t) + B \cdot \sin(\omega_n \cdot t) \quad (1.8)$$

kde

A a B jsou neznáme konstanty;

t je čas;

ω_n je vlastní úhlová frekvence netlumené soustavy SDF.

Vlastní úhlová frekvence ω_n se určuje podle následujícího vztahu.

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad (1.9)$$

Derivací posunu $u(t)$ podle času t získáme rychlost $\dot{u}(t)$ a následnou derivací rychlosti obdržíme zrychlení $\ddot{u}(t)$.

$$\dot{u}(t) = -A \cdot \sin(\omega_n \cdot t) \cdot \omega_n + B \cdot \cos(\omega_n \cdot t) \cdot \omega_n \quad (1.10)$$

$$\ddot{u}(t) = -A \cdot \cos(\omega_n \cdot t) \cdot \omega_n^2 - B \cdot \sin(\omega_n \cdot t) \cdot \omega_n^2 \quad (1.11)$$

Neznámé konstanty A a B se určují pomocí okrajových podmínek, přičemž se předpokládá, že v čase $t = 0$ je hodnota posunu $u(t)$ a rychlosti $\dot{u}(t)$ rovna nule.

$$A = u_0 \quad (1.12)$$

$$B = \frac{\dot{u}_0}{\omega_n} \quad (1.13)$$

Dosažením získaných konstant do rovnic č. 1.8, 1.10 a 1.11, dostáváme rovnici popisující posunutí $u(t)$, rychlost $\dot{u}(t)$ a zrychlení $\ddot{u}(t)$ v čase t .

$$u(t) = u_0 \cdot \cos(w_n \cdot t) + \frac{\dot{u}_0}{w_n} \cdot \sin(w_n \cdot t) \quad (1.14)$$

$$\dot{u}(t) = -u_0 \cdot \sin(w_n \cdot t) \cdot w_n + \frac{\dot{u}_0}{w_n} \cdot \cos(w_n \cdot t) \cdot w_n \quad (1.15)$$

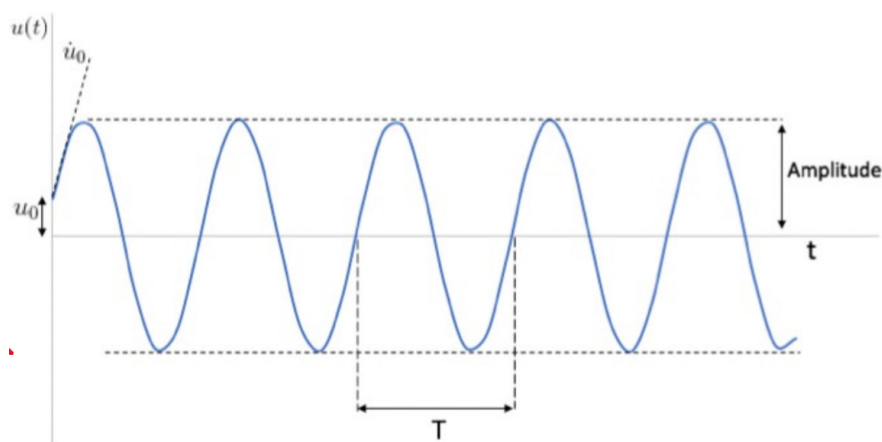
$$\ddot{u}(t) = -u_0 \cdot \cos(w_n \cdot t) \cdot w_n^2 - \frac{\dot{u}_0}{w_n} \cdot \sin(w_n \cdot t) \cdot w_n^2 \quad (1.16)$$

Hodnoty periody T_n a frekvence f_n vlastního kmitání netlumené soustavy s jedním stupněm volnosti se určují podle následujících vztahů. [1]

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (1.17)$$

$$f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad (1.18)$$

Posun vlastního kmitání netlumené soustavy s jedním stupněm volnosti je znám jako harmonický pohyb. Průběh funkce posunu $u(x)$ podle rovnice č.1.14 má následující tvar. [2]



Obr. 1.3: Průběh harmonické funkce posunu[1]

1.1.3 Pohybová rovnice vlastního kmitání tlumené soustavy SDF

Pohybová rovnice tlumené soustavy obsahuje nenulovou složku síly F_D , která reprezentuje tlumení konstrukce. Pohybová rovnice vlastního kmitání tlumené soustavy má následující tvar.

$$m \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = 0 \quad (1.19)$$

Viskózní tlumení konstrukce je definováno pomocí poměrného útlumu ξ . Po zavedení poměrného útlumu ξ do rovnice č. 1.19 a po provedení jednoduchých úprav získáme následující výraz, který popisuje dynamické chování konstrukce.

$$\ddot{u} + 2\xi \cdot \omega_n \cdot \dot{u} + \omega_n^2 \cdot u = 0 \quad (1.20)$$

Hodnota poměrného útlumu ξ se vypočítá podle následujícího vztahu.

$$\xi = \frac{c}{2m \cdot \omega_n} = \frac{c}{c_{cr}} \quad (1.21)$$

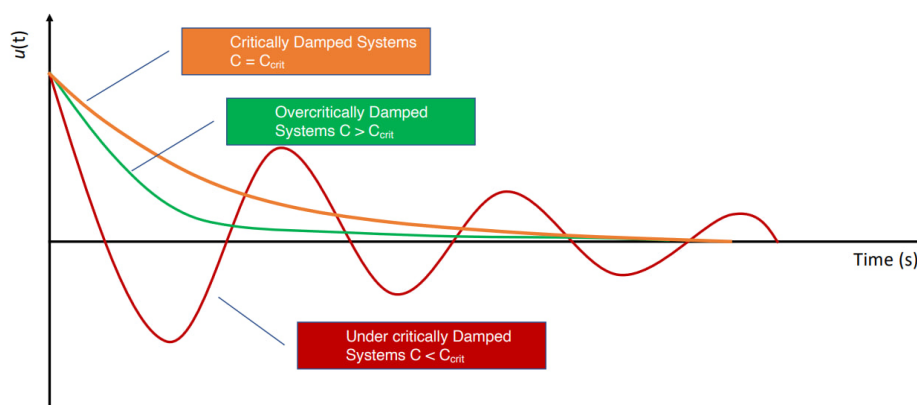
kde

c je tlumicí konstanta;

ω_n je vlastní úhlová frekvence netlumené soustavy;

c_{cr} je koeficient kritického tlumení.

Podle velikosti hodnoty poměrného útlumu ξ rozlišujeme tři případy odezvy konstrukce. V případě, že $c = c_{cr}$ nebo $\xi=1$, soustava je kriticky tlumena. V tomto případě se soustava vrátí do své rovnovážné polohy bez oscilací. Druhý případ nastává, když $c > c_{cr}$ nebo $\xi > 1$. Soustava se vrátí do své rovnovážné polohy bez oscilací, avšak s menší rychlostí ve srovnání s kriticky tlumenou konstrukcí. Tento případ označujeme jako nadkritické tlumení. Poslední případ je podkritické tlumení, kdy platí $c < c_{cr}$ nebo $\xi < 1$. Podkriticky tlumená soustava kmitá kolem své rovnovážné polohy s postupně klesající amplitudou. Stavební konstrukce jsou běžně podkriticky tlumené, přičemž hodnota poměrného útlumu ξ je obvykle menší než 0,1. Vlastní kmitání tlumené soustavy SDF pro různé hodnoty poměrného útlumu je znázorněno na následujícím obrázku č. 1.4. [2]



Obr. 1.4: Volné kmitání podkriticky, kriticky a nadkriticky tlumených soustav[1]

Pohybová rovnice vlastního kmitání tlumené soustavy SDF č. 1.20 je homogenní diferenciální rovnice druhého řádu. Obecné řešení této rovnice pro $\xi < 1$ má následující tvar.

$$u = e^{st} \quad (1.22)$$

kde

s je kořen charakteristické rovnice.

Hodnota kořenu s se spočítá dosazením obecného řešení do rovnice č. 1.20.

$$s^2 + 2\xi \cdot \omega_n \cdot s + \omega_n^2 = 0 \quad (1.23)$$

Řešením charakteristické rovnice získáme hodnotu kořenu s .

$$s_{1,2} = \omega_n \cdot (-\xi \pm i \cdot \sqrt{1 - \xi^2}) \quad (1.24)$$

Následné obecné řešení rovnice č. 1.22 má následující tvar.

$$u(t) = A_1 \cdot e^{s_1 t} + A_2 \cdot e^{s_2 t} \quad (1.25)$$

Dosazením hodnot kořenů s z rovnice č. 1.24 se rovnice č. 1.25 upraví následujícím způsobem.

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \cdot (A_1 \cdot e^{i\omega_D t} + A_2 \cdot e^{-i\omega_D t}) \quad (1.26)$$

kde

A_1 a A_2 jsou neznáme konstanty;

ω_D je vlastní úhlová frekvence tlumené soustavy.

Rovnice posunu č. 1.26 může být přepsána pomocí trigonometrických funkcí do následujícího tvaru.

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \cdot (A \cdot \cos \omega_D t + B \cdot \sin \omega_D t) \quad (1.27)$$

kde

A a B jsou neznáme konstanty.

Neznámé konstanty A a B se vypočítají z okrajových podmínek, přičemž platí, že hodnoty posunu $u(t)$ a rychlosti $\dot{u}(t)$ v čase $t = 0$ jsou rovny nule.

$$A = u(0) \quad (1.28)$$

$$B = \frac{\dot{u}(0) + \xi \cdot \omega_n \cdot u(0)}{\omega_D} \quad (1.29)$$

Základní vlastní parametry ω_D , T_D a f_D tlumené soustavy harmonického pohybu se vypočítají následujícím způsobem. [2]

$$\omega_D = \omega_n \cdot \sqrt{1 - \xi^2} \quad (1.30)$$

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} \quad (1.31)$$

$$f_D = \frac{\omega_D}{2\pi} \quad (1.32)$$

kde

ω_D je vlastní úhlová frekvence tlumené soustavy;

T_D je vlastní perioda tlumené soustavy;

f_D je vlastní frekvence tlumené soustavy.

1.1.4 Pohybová rovnice soustavy s více stupni volnosti

Pohybovou rovnicí soustavy s více stupni volnosti lze formulovat vyjádřením rovnováhy účinných sil podle D'Alembertova principu, přičemž tyto síly jsou spojeny s jednotlivými stupni volnosti. Pohybová rovnice soustavy MDF nabývá maticového formátu, na rozdíl od soustavy SDF. Stanovení dynamické rovnováhy je prováděno na úrovni každého stupně volnosti, například na úrovni každého podlaží v případě výškové budovy. Pohybová rovnice je vyjádřena následujícím vztahem.

$$\mathbf{m} \cdot \ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}(\mathbf{t}) = \mathbf{f}(\mathbf{t}) \quad (1.33)$$

kde

\mathbf{m} je matice hmotnosti;

$\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t})$ je vektor zrychlení;

\mathbf{C} je matice útlumu;

$\dot{\mathbf{u}}(\mathbf{t})$ je vektor rychlosti;

\mathbf{K} je matice tuhosti;

$\mathbf{u}(\mathbf{t})$ je vektor posunutí.

Na příkladu výškové budovy matice hmotnosti \mathbf{m} představuje hmotnost konstrukce, která je rozložena po celé výšce budovy, přičemž je považována za soustředěnou na úrovni každého podlaží. Posun je umožněn pouze v horizontálním směru. Matice hmotnosti je diagonální.

Matice tuhosti \mathbf{K} představuje tuhost jednotlivých podlaží. Velikost matice tuhosti závisí na počtu stupňů volnosti soustavy.

Matice tlumení \mathbf{C} může být definována obdobně jako matice hmotnosti \mathbf{m} , přičemž tlumení je uvažováno jako soustředěné v jednotlivých stupních volnosti soustavy. Alternativní forma matice tlumení \mathbf{C} může být odvozena pomocí Rayleighovy matice tlumení, která je lineární kombinací matice hmotnosti \mathbf{m} a matice tuhosti \mathbf{K} . Tvar Rayleighovy matice tlumení se určuje podle následujícího výrazu. [1]

$$C = \alpha \mathbf{m} + \beta \mathbf{K} \quad (1.34)$$

kde

α je hmotnostní součinitel tlumení;

β je tuhostní součinitel tlumení.

Součinitele α a β jsou závislé na poměrném útlumu daného vlastního tvaru soustavy a na vlastní úhlové frekvenci.

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2} \cdot \frac{1}{\omega_n} + \frac{\beta}{2} \cdot \omega_n \quad (1.35)$$

kde

ξ_n je poměrný útlum daného vlastního tvaru;

ω_n je vlastní uhlová frekvenci.

Následně se součinitele α a β vypočítají pomocí vlastní úhlové frekvence dvou vlastních tvarů a poměrného útlumu. Poměrný útlum se považuje za stejný pro oba vlastní tvary i a j .

$$\alpha = \xi \frac{2\omega_i \cdot \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (1.36)$$

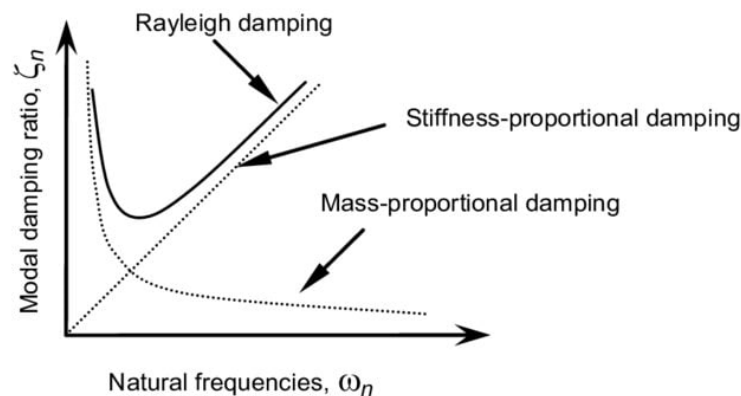
$$\beta = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (1.37)$$

kde

ξ_n je poměrný útlum;

ω_i a ω_j jsou vlastní uhlová frekvenci vlastních tvarů i a j .

Rayleighovo tlumení je znázorněno na následujícím obrázku č. 1.5. Hmotnostní tlumení je znázorněno klesající čárkovanou křivkou, která ukazuje, že s rostoucí frekvencí tlumení klesá. Tuhostní tlumení je vyjádřeno rostoucí čárkovanou přímkou, což znamená, že s rostoucí frekvencí se tlumení konstrukce zvyšuje. Výsledné Rayleighovo tlumení, které kombinuje hmotnostní a tuhostní tlumení, je znázorněno plnou křivkou. [2]



Obr. 1.5: Rayleighovo tlumení [3]

1.1.5 Dynamické zatížení

Dynamické zatížení lze podle charakteru působení rozdělit na periodické a neperiodické. Periodické zatížení se pravidelně opakuje v čase, zatímco neperiodické zatížení je nepravidelné a náhodné. Jednoduché periodické zatížení může být popsáno sinusovou funkcí a označuje se jako harmonické zatížení. Typickým příkladem tohoto typu zatížení je působení rotačního stroje nebo harmonického budiče. Další formou je složité periodické zatížení, které je vyjádřeno superpozicí více sinusových funkcí s různými amplitudami a frekvencemi. Příkladem může být zatížení mostu způsobené pravidelným pohybem vozidel nebo chodců. K analýze složitých periodických zatížení se využívají pokročilé metody, například Fourierova analýza, která umožňuje rozložit složité zatížení na součet kosinových a sinusových funkcí.

Neperiodické zatížení se dále dělí na impulzivní a dlouhodobé. Příkladem impulzivního zatížení je například náraz vozidla nebo výbuch. Odezva konstrukce na tento typ zatížení se obvykle analyzuje pomocí analytických metod řešení diferenciálních rovnic nebo s využitím Duhamelova integrálu. Dlouhodobé neperiodické zatížení může být vyvoláno například seismickou aktivitou. Půdní zrychlení během zemětřesení se vyznačuje nepravidelnými změnami v čase a má stochastickou povahu. K analýze odezvy na tento druh zatížení se používají pokročilé metody, jako je spektrální analýza, která využívá spektrum odezvy. [1] [2]

Působení dynamického zatížení ovlivňuje typ kmitání konstrukce. Dynamické zatížení vyvolává vynucené kmitání konstrukce, přičemž pohybová rovnice se mění v závislosti na typu dynamického zatížení.

Pravá strana pohybové rovnice soustavy 1.6 při působení harmonického zatížení je dána budící silou, která je vyjádřena sinusovou nebo kosinusovou funkcí.

$$f(t) = f_0 \cdot \sin(\omega t) \quad (1.38)$$

$$f(t) = f_0 \cdot \cos(\omega t) \quad (1.39)$$

kde

f_0 je amplituda budicí síly;

ω je úhlová frekvence budicí síly.

Dosazením například rovnice č. 1.38 do rovnice č. 1.6 a za předpokladu nulového tlumení, dostáváme pohybovou rovnici vynuceného kmitání netlumené soustavy SDF.

$$m \cdot \ddot{u}(t) + K \cdot u(t) = f_0 \cdot \sin(\omega t) \quad (1.40)$$

Pohybová rovnice vynuceného kmitání netlumené soustavy s jedním stupněm volnosti je nehomogenní diferenciální rovnice druhého řádu. Řešení této rovnice se skládá z obecné a partikulární složky.

$$u(t) = u_c(t) + u_p(t) \quad (1.41)$$

kde

u_c je obecná složka;

u_p je partikulární složka.

Přičemž řešení obecné a partikulární složky má následující tvar.

$$u_c(t) = A \cdot \cos(\omega_n t) + B \cdot \sin(\omega_n t) \quad (1.42)$$

$$u_p(t) = \frac{f_0}{k} \cdot \frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \cdot \sin(\omega t) \quad \omega \neq \omega_n \quad (1.43)$$

Získáním neznámých konstant A a B z okrajových podmínek a provedením úprav získáme odezvu konstrukce, která je vyjádřena posunem $u(t)$.

$$u(t) = u_0 \cdot \cos(\omega_n t) + \left[\frac{\dot{u}_0}{\omega_n} - \frac{f_0}{k} \cdot \frac{\omega/\omega_n}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \right] \cdot \sin(\omega_n t) + \frac{f_0}{k} \cdot \frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \cdot \sin(\omega t) \quad (1.44)$$

kde

u_0 je počáteční posun;

\dot{u}_0 je počáteční rychlost.

Tmavě zelená část řešení představuje přechodovou odezvu, zatímco modrá část představuje ustálenou odezvu.

U netlumených soustav s vynuceným kmitáním je přechodová odezva konstantní a neslábne v průběhu času. Naproti tomu u tlumené soustavy přechodová odezva s

časem vymizí díky tlumení konstrukce. Dosazením rovnice č. 1.38 do rovnice č. 1.6 získáme pohybovou rovnici vynuceného kmitání tlumené soustavy SDF.

$$m \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = f_0 \cdot \sin(\omega t) \quad (1.45)$$

Řešení této rovnice se skládá ze dvou částí, obdobně jako u pohybové rovnice vynuceného kmitání netlumené soustavy SDF.

$$u(t) = u_c(t) + u_p(t) \quad (1.46)$$

Obecné řešení má následující tvar.

$$u_c(t) = e^{-\xi\omega_n t} \cdot (A \cdot \cos(\omega_D t) + B \cdot \sin(\omega_D t)) \quad (1.47)$$

Partikulární řešení je následující.

$$u_p(t) = C \cdot \sin(\omega t) + D \cdot \cos(\omega t) \quad (1.48)$$

$$C = \frac{p_0}{k} \cdot \frac{1 - (\omega/\omega_n)^2}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\xi \cdot (\omega/\omega_n)]^2} \quad (1.49)$$

$$D = \frac{p_0}{k} \cdot \frac{-2\xi \cdot \omega/\omega_n}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\xi \cdot (\omega/\omega_n)]^2} \quad (1.50)$$

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} [A \cdot \cos(\omega_D t) + B \cdot \sin(\omega_D t)] + [C \cdot \sin(\omega t) + D \cdot \cos(\omega t)] \quad (1.51)$$

kde

A a B jsou konstanty z okrajových podmínek;

C a D jsou konstanty z partikulární složky řešení.

Nejdůležitějším typem dynamického zatížení pro tuto práci je zemětřesení. Zemětřesení vyvolá setrvačnou sílu při pohybu hmoty m způsobenou půdním zrychlením $\ddot{u}_g(t)$. Pohybová rovnice popisující posun konstrukce $u(t)$ při účinku zemětřesení má následující tvar.

$$m \cdot \ddot{u}(t) + m \cdot \ddot{u}_g(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = 0 \quad (1.52)$$

Vydělením rovnice hmotností m a po provedení potřebných úprav pohybová rovnice nabývá následující tvar.

$$\ddot{u} + 2\xi \cdot \omega_n \cdot \dot{u} + \omega_n^2 \cdot u = -\ddot{u}_g(t) \quad (1.53)$$

Pro řešení této pohybové rovnice se používají Newmarkova metoda nebo Duhamelův integrál. Jednou z dalších metod pro řešení odezvy konstrukce na účinky zemětřesení je spektrální analýza, která je v této práci použita k získání odezvy výškové budovy na seismické účinky. [2]

1.1.6 Modální analýza

Modální analýza je základním bodem pro analýzu konstrukce na dynamické zatížení. V průběhu modální analýzy se určují důležité charakteristiky konstrukce, jako jsou vlastní frekvence, vlastní tvary a modální hmotnosti, které jsou nezbytné pro podrobnější analýzu konstrukce na dynamické zatížení.

Základní dynamické charakteristiky konstrukce jsou vlastní frekvence a vlastní tvary. Tyto charakteristiky se získávají pro netlumenou soustavu při vlastním kmitání. Pohybová rovnice vlastního kmitání netlumené soustavy s více stupni volnosti má následující tvar.

$$\mathbf{m} \cdot \ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}(\mathbf{t}) = \mathbf{0} \quad (1.54)$$

kde

- \mathbf{m} je matice tuhosti;
- $\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t})$ je vektor zrychlení;
- \mathbf{K} je matice tuhosti;
- $\mathbf{u}(\mathbf{t})$ je vektor posunutí.

Řešením této homogenní diferenciální rovnice druhého řádu získáme vektor posunutí $\mathbf{u}(\mathbf{t})$, který vypadá následně.

$$\mathbf{u}(\mathbf{t}) = q_n(t) \cdot \boldsymbol{\phi}_n \quad (1.55)$$

kde

- $q_n(t)$ je prostá harmonická funkce;
- $\boldsymbol{\phi}_n$ je vlastních vektor.

Příčemž prostá harmonická funkce je vyjádřena následujícím výrazem č. 1.56.

$$q_n(t) = A_n \cdot \cos(\omega_n t) + B_n \cdot \sin(\omega_n t) \quad (1.56)$$

kde

- A_n a B_n jsou konstanty.

Dosazením rovnice č. 1.56 do rovnice č. 1.55 získáme vektor posunutí $\mathbf{u}(\mathbf{t})$.

$$\mathbf{u}(\mathbf{t}) = \boldsymbol{\phi}_n \cdot (\mathbf{A}_n \cdot \cos(\omega_n \mathbf{t}) + \mathbf{B}_n \cdot \sin(\omega_n \mathbf{t})) \quad (1.57)$$

Po dosazení hodnot posunu $\mathbf{u}(\mathbf{t})$ a zrychlení $\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t})$ do rovnice č. 1.55, pohybová rovnice nabývá následujícího tvaru.

$$\left[-\omega_n^2 \cdot \mathbf{m} \cdot \boldsymbol{\phi}_n + \mathbf{K} \cdot \boldsymbol{\phi}_n \right] \cdot q_n(t) = 0 \quad (1.58)$$

Rovnice č. 1.58 má řešení ve dvou případech. První případ nastává, když prostá harmonická funkce $q_n(t)$ je nulová, z čehož vyplývá, že není žádný pohyb a vektor posunutí $\mathbf{u}(\mathbf{t})$ je rovněž nulový. Řešení se nazývá triviální. Druhý případ je netriviální řešení, které je popsáno rovnicí č. 1.59.

$$[\mathbf{K} - \omega_n^2 \cdot \mathbf{m}] \cdot \boldsymbol{\phi}_n = 0 \quad (1.59)$$

Podmínkou netriviálního řešení je frekvenční rovnice č. 1.60.

$$\det [\mathbf{k} - \omega_n^2 \cdot \mathbf{m}] = 0 \quad (1.60)$$

Řešením frekvenční rovnice č. 1.60 získáme známé hodnoty vlastní úhlové frekvence ω_n^2 . Matice hmotnosti \mathbf{m} a matice tuhosti \mathbf{K} jsou pozitivně definitní a symetrické. Díky tomu řešení frekvenční rovnice obsahuje N reálných a pozitivních kořenů. Pozitivně definitní matice \mathbf{K} je zajištěna pro všechny stavební konstrukce, které jsou podporovány tak, aby bránily pohybu rigidního tělesa. Pozitivně definitní matice \mathbf{m} je dána tím, že soustředěné hmoty nejsou nulové ve všech stupních volnosti zachovaných po statické kondenzaci.

Maticová forma zápisu vektoru vlastního tvaru $\boldsymbol{\phi}_n$ má následující tvar a nazývá se modální maticí $\boldsymbol{\Phi}$.

$$\boldsymbol{\Phi} = [\phi_{jn}] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \cdots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad (1.61)$$

Spektrální matice $\boldsymbol{\Omega}$ představuje uspořádání vlastních úhlových frekvencí ω_n^2 v maticové formě. [2]

$$\boldsymbol{\Omega}^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & \omega_N^2 \end{bmatrix} \quad (1.62)$$

Ne každou stavební konstrukci je vhodné řešit pomocí frekvenční rovnice č. 1.60. Efektivnějším způsobem řešení je využití Rayleighovy-Ritzovy metody a Rayleighova kvocientu. Hledáním minima Rayleighova kvocientu pomocí Ritzovy metody se redukuje počet hledaných vlastních tvarů. Řešení touto metodou vyplývá z následující rovnice č. 1.63. [2] [4]

$$\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{K} \boldsymbol{\phi} = \lambda \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{m} \boldsymbol{\phi} \quad (1.63)$$

Následně se Rayleighův kvocient vyjádří z rovnice č. 1.63 a má následující tvar.

$$\lambda = \frac{\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{K} \boldsymbol{\phi}}{\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{m} \boldsymbol{\phi}} \quad (1.64)$$

Pro řešení problému vlastních tvarů existují iterativní metody. První metodou je Jacobiho metoda, která transformuje matice hmotnosti \mathbf{m} a matice tuhosti \mathbf{K} do diagonálních matic. Dalšími metodami jsou metoda inverzních iterací, metoda iterace podprostorů a Lanczosova metoda. Mezi přímé analytické metody patří metoda určení kořenů charakteristického polynomu. [4] [5]

1.2 Seismicita a seizmické zatížení

Seismicita a seizmické účinky představují klíčové pojmy v oblasti dynamické analýzy konstrukcí vystavených zemětřesením.

Seismicita označuje míru a charakter výskytu zemětřesení v určité geografické oblasti během konkrétního času. Na základě seizmických účinků rozlišujeme oblasti s vysokou, střední a nízkou seismicitou.

Typickými příklady oblastí s vysokou seismicitou jsou regiony nacházející se v blízkosti tektonických rozhraní, například Japonsko. Příkladem střední seizmické aktivity je jižní Evropa, kde dochází k častějším, avšak méně intenzivním zemětřesením. Česká republika spadá do kategorie oblastí s nízkou seismicitou, kde se zemětřesení vyskytují pouze zřídka a mají zpravidla slabou intenzitu. [6] [7]

Zemětřesení je přírodní jev vznikající náhlým uvolněním nahromaděné energie v zemské kůře. Na základě charakteru uvolněné energie se zemětřesení dělí na deformační, kinetické a energie výbuchu. Nejčastěji se vyskytuje zemětřesení způsobené uvolněním deformační energie, které se označuje jako tektonické zemětřesení. Uvolněná energie generuje seizmické vlny, které se šíří zemským tělesem a vyvolávají otřesy zemského povrchu. Tyto otřesy mohou mít destruktivní dopad na budovy a infrastrukturu.

Zemská litosféra je rozdělena na několik pevných tektonických desek, které zahrnují oceánskou nebo kontinentální kůru a přilehlou část horního pláště. Vzájemné pohyby a interakce těchto desek na jejich rozhraních představují hlavní příčinu vzniku tektonických zemětřesení. Na základě charakteru pohybu rozlišujeme tři základní typy deskových rozhraní: transformní, divergentní a konvergentní.

Transformní rozhraní jsou charakteristická horizontálním posunem tektonických desek podél sebe, přičemž zde nevzniká ani nezaniká zemská kůra. Tento typ pohybu často způsobuje zemětřesení, přičemž typickým příkladem je zlom San Andreas v Kalifornii.

Divergentní rozhraní vznikají vzdalováním tektonických desek od sebe, kdy dochází k výstupu magmatu a tvorbě nové oceánské kůry. Tento proces je spojen s uvolňováním energie a sopečnou aktivitou, zejména na dně oceánů. Typickým příkladem tohoto procesu je Středoatlantský hřbet.

Konvergentní rozhraní vzniká tam, kde je jedna tektonická deska podsouvána pod druhou. Tento proces často vede k intenzivní seizmické aktivitě. Při kolizi dvou kontinentálních desek dochází k vrásnění a vzniku pohoří. Příkladem je kolize euroasijské a indicko-australské desky, která způsobila vznik Himálaje a nejvyšší hory světa Mount Everestu.

Seizmické vlny při zemětřesení se dělí na objemové a povrchové. Objemové vlny se šíří uvnitř Země, zatímco povrchové pouze po povrchu a způsobují největší de-

strukční dopad na konstrukce.

Objemové seismické vlny se dále dělí na podélné (P-vlny) a příčné (S-vlny). Podélné P-vlny představují nejrychlejší typ seismických vln, které se šíří stlačováním a rozpínáním materiálu ve směru svého pohybu. Díky této charakteristice mohou procházet pevnými látkami, kapalinami i plyny. Přestože se šíří nejrychleji, způsobují minimální škody na povrchu. Naproti tomu příčné S-vlny jsou pomalejší a šíří se kolmo na směr svého pohybu. Tyto vlny se mohou šířit pouze pevnými látkami. S-vlny mají vyšší destruktivní potenciál než P-vlny, což je důsledkem jejich amplitudy a způsobu šíření.

Povrchové vlny se dělí na Rayleighovy a Loveho vlny. Rayleighovy vlny kombinují při svém pohybu horizontální a vertikální složku, podobně jako P-vlny a S-vlny, což vytváří charakteristickou eliptickou trajektorii částic. Loveho vlny se šíří horizontálně a svým chováním připomínají S-vlny, avšak jejich pohyb je omezen pouze na povrch Země. Povrchové vlny jsou pomalejší než P-vlny a S-vlny, ale vzhledem k jejich větší amplitudě v horizontálním i vertikálním směru a horší schopnosti tlumení mohou způsobit výrazné škody.

K záznamu seismických vln se používá seismograf, který vytváří záznam nazývaný seismogram.

Základní terminologie v problematice vzniku zemětřesení zahrnuje pojmy ohnisko, hypocentrum, epicentrum, hloubka ohniska a epicentrální vzdálenost. Ohnisko představuje oblast v zemské kůře, kde dochází k uvolnění nahromaděné energie, což vyvolává otřesy zemského povrchu. Hypocentrum je bod uvnitř zemské kůry, odkud se zemětřesení začíná šířit, a nachází se v těžišti ohniskové oblasti. Epicentrum je kolmý průmět hypocentra na zemský povrch a obvykle se nachází v místě, kde jsou účinky zemětřesení nejvýraznější. Hloubka ohniska označuje vzdálenost mezi hypocentrem a epicentrem a určuje, jak hluboko pod povrchem došlo k uvolnění energie. Epicentrální vzdálenost je vzdálenost mezi epicentrem a místem měření zemětřesení.

Intenzita je subjektivní veličina, která závisí na hodnocení rozsahu škod způsobených otřesy zemní půdy. Její hodnota se liší v jednotlivých místech pozorování a s rostoucí vzdáleností od epicentra postupně klesá.

Evropská makroseismická stupnice EMS-98 používá dvanáctibodovou škálu k hodnocení intenzity zemětřesení. Stupeň I označuje otřesy, které jsou pro člověka nepostřehnutelné a nezpůsobují žádné škody, zatímco stupeň XII představuje úplné zničení všech staveb. Velikost zemětřesení je vyjádřena Richtеровou stupnicí, která závisí na množství energie uvolněné v hypocentru. [8] [9].

1.3 Odezva konstrukce na seizmické zatížení

Odezva konstrukce na seizmické zatížení může být stanovena pomocí lineárních i nelineárních výpočetních metod. Pro lineární analýzu konstrukcí vystavených seizmickému zatížení se využívá několik metod založených na spektru odezvy. Tyto metody lze aplikovat jak analyticky, tak s podporou specializovaných softwarových nástrojů.

Jednou z těchto metod je Metoda náhradní příčné síly (Lateral Force Method), která je vhodná pro konstrukce splňující specifické podmínky stanovené normou Eurocode 8 EN 1998-1:2004. Další často využívanou metodou je Modální analýza spektra odezvy (Modal Response Spectrum Analysis), běžně označovaná jako Spektrální analýza, která se používá v případech, kdy konstrukce nespĺňuje podmínky pro aplikaci jednodušší metody náhradní příčné síly.

Alternativně k lineárním metodám lze využít nelineární statickou analýzu (Pushover) a nelineární dynamickou analýzu časové historie. Tato diplomová práce se však zaměřuje výhradně na aplikaci lineárních metod. [10]

1.3.1 Spektra odezvy

Norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004 [10] stanovuje pravidla pro návrh konstrukcí odolných vůči seizmickým účinkům a definuje požadavky pro stanovení spektra odezvy. Rozlišuje dva typy spekter odezvy: pružné spektrum odezvy $S_e(T)$ a návrhové spektrum odezvy $S_d(T)$.

Pružné spektrum odezvy $S_e(T)$ popisuje maximální možnou odezvu konstrukce v elastickém stavu, tedy bez zohlednění plastických deformací. Návrhové spektrum odezvy $S_d(T)$ reflektuje redukcii účinků díky plastickému chování konstrukce prostřednictvím faktoru chování q . Spektra odezvy se dále rozlišují podle směru působení zatížení na horizontální $S_e(T)$, $S_d(T)$ a vertikální $S_{ve}(T)$, $S_{vd}(T)$. [10] [2]

Parametry pružného spektra odezvy $S_e(T)$

Klíčovým parametrem pro stanovení pružného spektra odezvy je typ půdy, který je definován charakteristikami zeminy. Mezi tyto charakteristiky patří průměrná rychlost šíření smykových vln $v_{s,30}$, počet úderů na třicet centimetrů při standardní penetrační zkoušce N_{SPT} a celková koheze zeminy c_u . Norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004 rozlišuje sedm typů podloží označených písmeny A až E a speciálními kategoriemi S_1 a S_2 . Parametry jednotlivých typů zemin jsou znázorněny na následujícím obrázku. [10]

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	–	–
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	–	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

Obr. 1.6: Typ půdy podle normy Eurocode 8 EN 1998-1:2004

Dalším významným faktorem je seismická zonace lokality. Území států je rozděleno do seismických zón na základě hodnoty maximálního charakteristického půdního zrychlení a_{gR} , přičemž konkrétní hodnoty jsou uvedeny v Národních dodatcích normy Eurocode 8 EN 1998-1:2004. Podle maximálního charakteristického půdního zrychlení a_{gR} se seismické zóny dělí na oblasti s nízkou a vysokou seismickou aktivitou. Pro oblasti s nízkou seismickou aktivitou se používá spektrum odezvy druhého typu, zatímco pro oblasti s vysokou aktivitou se aplikuje spektrum odezvy prvního typu. [10] [11]

Typ půdy ovlivňuje hodnotu půdního koeficientu S a mezní charakteristické pe-

riody T_B , T_C a T_D . Půdní koeficient S je bezrozměrný parametr, který zohledňuje vlastnosti podloží, které jsou znázorněny na obrázku č. 1.6. Periody T_B , T_C a T_D určují tvar pružného spektra odezvy $S_e(T)$ v závislosti na typu půdy. Perioda T_B definuje konec pružné části spektra odezvy $S_e(T)$, kde se odezva konstrukce zvyšuje přímo úměrně k vlastní přirozené periodě T . Tato část spektra odezvy $S_e(T)$ připomíná pružnou větev pracovního diagramu materiálů, na kterou lze aplikovat Hookův zákon. Perioda T_C označuje začátek oblasti konstantní odezvy, kde konstrukce vykazuje maximální dynamickou odezvu. T_D představuje počátek sestupné části spektra odezvy $S_e(T)$, kde dynamická odezva konstrukce postupně klesá. [10]

Hodnoty parametrů S , T_B , T_C a T_D pro různé typy půdy jsou znázorněny v tabulce č. 1.1 pro pružné spektrum odezvy prvního druhu a v tabulce č. 1.2 pro pružné spektrum odezvy druhého druhu.

Typ zemní půdy	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tab. 1.1: Hodnoty parametrů definujících pružné spektrum odezvy $S_e(T)$ prvního druhu

Typ zemní půdy	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Tab. 1.2: Hodnoty parametrů definujících pružné spektrum odezvy $S_e(T)$ druhého druhu

Dalším důležitým parametrem, který definuje pružné spektrum odezvy $S_e(T)$, je korekční faktor tlumení η . Referenční hodnota tohoto faktoru je rovna 1,0 pro viskózní tlumící poměr konstrukce ξ ve výši 5 %. Hodnota ξ ve výši 5 % je referenční hodnotou pro železobetonové konstrukce v oblasti pružného chování. [10] [11]

V případě, že hodnota ξ je odlišná od 5 %, korekční faktor tlumení η se počítá podle následujícího vzorce č. 1.65.

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (1.65)$$

kde

ξ je viskózní tlumicí poměr konstrukce.

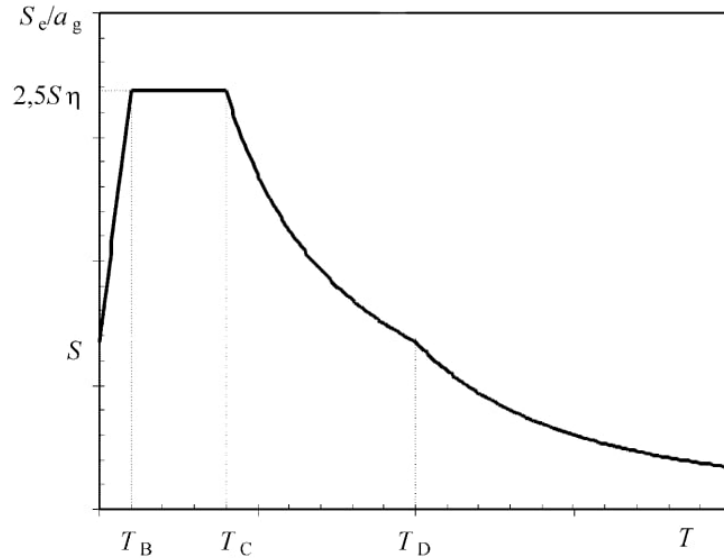
Při výpočtu pružného spektra odezvy $S_e(T)$ se používá hodnota návrhového maximálního půdního zrychlení a_g , která se stanoví vynásobením maximálního charakteristického půdního zrychlení a_{gR} faktorem významnosti γ_I .

Faktor významnosti γ_I je bezrozměrný parametr, který zohledňuje důležitost konstrukce z hlediska bezpečnosti a funkčnosti po zemětřesení. Faktor významnosti γ_I určuje, jak přísné požadavky na odolnost vůči seismickému zatížení by měly být aplikovány na danou konstrukci.

Hodnota faktoru významnosti γ_I závisí na třídě důležitosti budovy. Norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004 rozlišuje čtyři třídy důležitosti budov na základě důsledků jejich zhroucení pro lidské životy, jejich významu z hlediska veřejné bezpečnosti a ochrany obyvatelstva bezprostředně po zemětřesení, a také sociálních a ekonomických dopadů způsobených jejich zhroucením.

První třída důležitosti zahrnuje budovy s nízkou důležitostí, jejichž zhroucení má minimální dopad, například zemědělské stavby. Hodnota faktoru významnosti γ_I pro tuto třídu je stanovena na 0,8. Druhá třída zahrnuje budovy běžné důležitosti, jako jsou obytné a kancelářské budovy. Pro tuto třídu je hodnota faktoru významnosti γ_I rovna 1,0. Třetí třída představuje budovy vyšší důležitosti, jejichž zhroucení by mělo významné dopady na veřejnou bezpečnost nebo ekonomiku. Mezi tyto budovy patří například školy a obchodní centra. Hodnota faktoru významnosti γ_I je rovna 1,2. Čtvrtá třída je označována jako třída kritické důležitosti. Zahrnuje budovy nezbytné pro ochranu obyvatelstva a zajištění krizového řízení po zemětřesení, jako jsou nemocnice a jiné budovy kritické infrastruktury. Hodnota faktoru významnosti γ_I pro tuto třídu je stanovena na 1,4. S rostoucí třídou důležitosti budovy se zvyšuje hodnota faktoru významnosti. Tento nárůst zvyšuje hodnoty seismického zatížení, což má přímý vliv na návrh konstrukcí z hlediska. [10]

Příklad tvaru horizontálního pružného spektra odezvy je uveden na obrázku č. 1.7.



Obr. 1.7: Tvar horizontálního pružného spektra odezvy $S_e(T)$ [10]

Parametry návrhového spektra odezvy $S_d(T)$

Návrhové spektrum odezvy $S_d(T)$, jeden z klíčových parametrů seismického návrhu konstrukcí, je odvozeno z pružného spektra odezvy $S_e(T)$. Zohledňuje plastické chování konstrukce prostřednictvím faktoru chování q . Tento faktor q redukuje odezvu konstrukce na seismické zatížení tím, že zohledňuje schopnost konstrukce absorbovat zatížení prostřednictvím plastických deformací a efektivně disipovat energii. Ostatní parametry, kromě uvedeného faktoru chování q , jsou totožné s parametry pružného spektra odezvy.

Faktor chování q závisí na typu konstrukce, především na jejím chování při působení horizontálních seismických účinků, a dále na třídě duktility.

Norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004 kategorizuje železobetonové konstrukce do šesti typů na základě jejich chování při horizontálních seismických zatíženích. Prvním typem je rámová konstrukce. Tento typ konstrukce přenáší vertikální i horizontální zatížení především prostřednictvím rámu, které zajišťují minimálně 65 % celkové smykové odolnosti budovy. Dalším typem jsou duální systémy. Duální systém je reprezentován rámovým nebo ekvivalentním stěnovým systémem. V tomto systému jsou vertikální zatížení nesena prostorovým rámem, zatímco horizontální zatížení jsou rozložena mezi rámový systém a konstrukční stěny. Dalším typem jsou tvárné stěnové systémy (spojené nebo nespojené). Tyto systémy zahrnují stěny pevně ukotvené ve základu, které zabraňují relativní rotaci základny stěny vůči zbytku konstrukce. Stěny jsou navrženy tak, aby mohly absorbovat energii v oblasti ohybového plastického kloubu nad základem. Předposledním typem jsou systémy inverzního ky-

vadla. Jedná se o konstrukce, kde je více než 50 % hmoty umístěno v horní třetině výšky a kde se energie disipuje převážně v základně jednoho konstrukčního prvku. Posledním typem jsou torzně pružné systémy. Tato kategorie zahrnuje duální nebo stěnové systémy, které nedisponují minimální torzní tuhostí.

Kromě typu konstrukce závisí faktor chování q také na třídě duktility. Norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004 rozlišuje zejména dvě třídy duktility u železobetonových konstrukcí, které jsou schopny absorbovat energii: střední duktilitu (DCM) a vysokou duktilitu (DCH). Norma zároveň definuje nízkou duktilitu (DCL), která označuje konstrukce s omezenou schopností absorbovat energii. [10]

Nízká duktilita se používá u konstrukcí navržených na elastické chování s omezenou plastickou schopností. Střední duktilita se uplatňuje u konstrukcí schopných absorbovat část energie vzniklé v důsledku zemětřesení. Vysoká duktilita umožňuje konstrukcím absorbovat významnou část energie zemětřesení díky plastickým deformacím, což snižuje hodnotu dynamické odezvy. Tato třída duktility se nejčastěji využívá v oblastech s vysokou seismickou aktivitou. Je však důležité zdůraznit, že ačkoli střední a vysoká duktilita snižují návrhové síly a deformace konstrukce způsobené zemětřesením, kladou vyšší nároky na detailní návrh a vyztužení konstrukčních prvků. [10] [12]

Horní hranice faktoru chování q pro každý směr působícího zatížení se stanoví podle následujícího vzorce č. 1.66.

$$q = q_0 k_w \geq 1.5 \quad (1.66)$$

kde

q_0 je základní hodnota faktoru chování;

k_w faktor vyjadřuje převládající způsob selhání v konstrukcích obsahujících stěny.

Základní hodnota faktoru chování q_0 závisí na typu konstrukce a její pravidelnosti ve výšce. Pokud konstrukce není pravidelná ve výšce, musí být základní hodnota faktoru chování q_0 snížena o 20 %. Pro pravidelné konstrukce ve výšce a pro střední a vysokou třídu duktility je hodnota q_0 znázorněna v tabulce č. 1.3.

Typ konstrukčního systému	DCM	DCH
Rámový systém, duální systém, spojený stěnový systém	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Nespojený stěnový systém	3,0	4,0 α_u/α_1
Torzně pružný systém	2,0	3,0
Systém inverzního kyvadla	1.5	2,0

Tab. 1.3: Základní hodnoty faktoru chování podle typu konstrukčního systému a třídy duktility

Multiplikační faktor α_u/α_1 charakterizuje schopnost konstrukce odolávat seismickým zatížením a efektivně využívat plastické deformace k disipaci energie. Hodnoty faktoru α_u/α_1 mohou být určeny pomocí explicitní metody Pushover. Pro konstrukce, které jsou pravidelné v půdorysu, jsou hodnoty tohoto faktoru specifikovány v normě Eurocode 8 EN 1998-1:2004. Hodnoty se liší v závislosti na typu konstrukce. Jsou odlišné pro rámové nebo rámově-ekvivalentní duální systémy a pro stěnové nebo stěnově-ekvivalentní duální systémy. [10]

Typ	α_u/α_1
Jednopodlažní budovy	1,1
Vícepodlažní jednopólové rámy	1,2
Vícepodlažní vícepólové rámy nebo rámově-ekvivalentní duální konstrukci	1,3

Tab. 1.4: Hodnoty α_u/α_1 pro rámové nebo rámově-ekvivalentní duální systémy

Typ	α_u/α_1
Stěnové systémy se dvěma nespojenými stěnami v každém horizontálním směru	1,0
Ostatní nespojené stěnové systémy	1,1
Stěnově-ekvivalentní duální nebo spojené stěnové systémy	1,2

Tab. 1.5: Hodnoty α_u/α_1 pro stěnové nebo stěnově-ekvivalentní duální systémy

Hodnota faktoru k_w se stanovuje podle pravidel uvedených v normě Eurocode 8 EN 1998-1:2004. Podmínky a hodnoty faktoru k_w jsou popsány v následujícím vztahu č. 1.67.

$$k_w = \begin{cases} 1.00, \text{ pro rámové a rámově-ekvivalentní duální systémy;} \\ 1 + \alpha_o/3 \leq 1, \text{ avšak ne méně než } 0,5, \text{ pro stěnové, stěnově-ekvivalentní a torzně} \\ \text{pružné systémy.} \end{cases} \quad (1.67)$$

kde

α_o je poměr stran stěny.

V případě, že poměr výšky a délky (aspektový poměr) h_{wi}/l_{wi} všech stěn i v rámci konstrukčního systému nevykazuje významné rozdíly, je možné převládající poměr stran určit pomocí následujícího výrazu č. 1.68.

$$\alpha_o = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (1.68)$$

kde

h_{wi} je výška stěny i ;

l_{wi} je délka stěny i .

Pružné spektrum odezvy $S_e(T)$ pro horizontální účinky zemětřesení

Pružné spektrum odezvy $S_e(T)$ pro horizontální účinky zemětřesení je ovlivněno řadou parametrů, jako je typ zemní půdy, tlumení konstrukce a charakteristické periody. Norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004 definuje čtyři výrazy pro výpočet horizontálního pružného spektra odezvy, které odpovídají různým fázím odezvy konstrukce v závislosti na její vlastní periodě T . Vlastní perioda T může ležet v rozmezí od 0 do 4 sekund, přičemž mezní hranice jsou definovány mezními periodami T_B , T_C a T_D , které závisí na typu půdy. [10]

První fáze spektra odezvy nastává, pokud je hodnota vlastní periody T menší než mezní perioda T_B . V této fázi odezva konstrukce lineárně narůstá s vlastní periodou T . Tato fáze odpovídá chování tuhých konstrukcí.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (1.69)$$

Druhá fáze spektra odezvy nastává, když vlastní perioda T spadá do intervalu mezi mezními periodami T_B a T_C . V této fázi spektrum odezvy dosahuje své maximální hodnoty, která zůstává konstantní. Tato fáze odpovídá konstrukcím nacházejícím se na přechodu mezi tuhým a poddajným chováním, což je typické zejména pro budovy střední výšky.

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (1.70)$$

Třetí fáze spektra odezvy nastává, když vlastní perioda T leží v intervalu mezi mezními periodami T_C a T_D . V této fázi dochází k poklesu spektra odezvy, což je typickým znakem pružnějších konstrukcí.

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (1.71)$$

Čtvrtá fáze spektra odezvy nastává, když vlastní perioda T leží v intervalu mezi T_D a 4 sekundami. V této fázi dochází k výraznému poklesu spektra odezvy, což je charakteristické pro vysoké konstrukce nebo konstrukce postavené na měkkém podloží. Tento pokles je způsoben tím, že při delších periodách se dominantní složkou odezvy stává posun, zatímco vliv zrychlení je méně významný. [2] [10]

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (1.72)$$

Návrhové spektrum odezvy $S_d(T)$ pro horizontální účinky zemětřesení

Návrhové spektrum odezvy $S_d(T)$ pro horizontální účinky zemětřesení vychází z pružného spektra odezvy $S_e(T)$. Při jeho výpočtu se zohledňují stejné parametry jako u pružného spektra $S_d(T)$, avšak výpočet je dále doplněn o faktor chování q . Výpočet návrhového spektra odezvy $S_d(T)$ zahrnuje čtyři různé výrazy v závislosti na hodnotě vlastní periody T , obdobně jako u pružného spektra odezvy pro horizontální účinky zemětřesení.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (1.73)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (1.74)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (1.75)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (1.76)$$

Poslední dva výrazy č. 1.75 a 1.76, obsahují dodatečnou podmínku, podle které musí být vypočtené návrhové spektrum odezvy $S_d(T)$ pro horizontální seismické účinky větší nebo rovno minimální stanovené hodnotě. Minimální hodnota se vypočítá vynásobením faktoru β hodnotou návrhového maximálního půdního zrychlení a_g . Faktor β zabraňuje tomu, aby návrhové spektrum odezvy $S_d(T)$ pro horizontální seismické zatížení kleslo na velmi nízké hodnoty při dlouhých periodách konstrukce. Hodnota faktoru β se stanovuje podle národního dodatku, přičemž doporučená hodnota je 0,2. [10]

1.3.2 Metoda náhradní příčné síly

Metoda náhradní příčné síly využívá návrhové spektrum odezvy $S_d(T)$ a hmotnosti m konstrukce k nahrazení seismického zatížení soustavou statických vodorovných sil. Tato metoda je vhodná pro konstrukce, jejichž dynamická odezva není významně ovlivněna vyššími vlastními tvary a je převážně řízena základními dominantními vlastními tvary. Norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004 stanovuje dvě podmínky, které musí být současně splněny pro použití této metody.

První podmínka se týká vlastní periody konstrukce. První dvě vlastní periody T_1 ve dvou půdorysných směrech konstrukce musí být menší než stanovené hodnoty.

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (1.77)$$

Druhá podmínka omezuje použití této metody v případě, že není splněna pravidelnost budovy ve výšce. Požadavky na pravidelnost budovy ve výšce jsou definovány v normě Eurocode 8 EN 1998-1:2004.

Následně se celková základová smyková síla F_b pro půdorysný horizontální směr vypočítá podle následujícího vztahu.

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (1.78)$$

kde

$S_d(T_1)$ je návrhové spektrum odezvy periody T_1 ;

T_1 je základní perioda kmitání budovy;

m je celková hmotnost konstrukci ;

λ je korekční faktor zohledňující periodu a počet podlaží budovy.

Hmotnost m se uvažuje nad základem budovy nebo nad vrcholem tuhého základu. Korekční faktor λ je roven 0,85 v případě, že perioda konstrukce T_1 je menší nebo rovna dvojnásobku mezní periody T_C a současně má budova více než dvě podlaží. V ostatních případech je hodnota faktoru λ rovna 1,0.

Základní perioda konstrukce T_1 může být zjednodušeně vypočtena podle výrazu č. 1.79, pokud výška budovy nepřesahuje 40 m.

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (1.79)$$

kde

C_t je závislý na použitém materiálu a typu konstrukce;

H je výška budovy měřená od vrcholu tuhého základu.

Hodnota součinitele C_t je stanovena na 0,085 pro momentově tuhé prostorové ocelové rámy, 0,075 pro momentově tuhé prostorové železobetonové rámy a excentricky ztužené ocelové rámy, a 0,05 pro všechny ostatní konstrukce.

Rozdělení a výpočet statických vodorovných sil F_i od seismického zatížení lze provést dvěma způsoby. První metoda spočívá ve stanovení vodorovných sil F_i působících na jednotlivá podlaží na základě určených tvarů vlastních kmitů konstrukce. Rozdělení a výpočet statických vodorovných sil F_i způsobených seismickým zatížením lze provést dvěma způsoby. Aplikace seismických vodorovných sil musí být provedena ve dvou samostatných rovinných modelech. Vodorovné síly F_i se rozdělují do jednotlivých podlaží podle následujícího vztahu č. 1.80.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (1.80)$$

kde

F_i je vodorovná síla působící na podlaží i ;

F_b je celková základová smyková síla;

s_i, s_j jsou posuny hmot m_i a m_j v základním tvaru vlastního kmitání;

m_i, m_j jsou hmotnosti jednotlivých podlaží.

Druhá metoda se používá v případech, kdy je základní vlastní tvar konstrukce aproximován jako lineárně rostoucí vodorovný posun po výšce budovy. Tento přístup zjednodušuje rozdělení seismických sil tím, že předpokládá rovnoměrné zvyšování vodorovných posunů od základů až po nejvyšší podlaží. [10]

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (1.81)$$

kde

z_i, z_j jsou výšky hmot m_i a m_j nad tuhým základem.

1.3.3 Modální analýza spektra odezvy

Spektrální analýza je pokročilá lineární metoda pro hodnocení dynamické odezvy konstrukcí na seismická zatížení. Tato technika umožňuje analyzovat vliv zemětřesení prostřednictvím spektra odezvy, které popisuje vztah mezi seismickou excitací a odezvou konstrukce na základě jejich vlastních frekvencí a tvarů kmitání. [2]

Modální analýza spektra odezvy je nezbytná pro budovy, které nesplňují požadavky pro použití metody náhradní příčné síly. Spektrální analýza umožňuje přesnější hodnocení dynamického chování konstrukce tím, že zohledňuje více vlastních tvarů kmitání a jejich odpovídající frekvence. To je klíčové zejména pro složité nebo nepravidelné konstrukce vystavené seismickému zatížení. Na rozdíl od metody náhradní příčné síly, která pracuje pouze se základním vlastním tvarem kmitání, spektrální analýza kombinuje více módů.

Při výpočtu odezvy je nutné zohlednit všechny vlastní tvary kmitání konstrukce, které mají významný vliv na celkovou dynamickou odezvu. Tato podmínka je splněna, pokud suma efektivních kmitajících hmot všech vlastních tvarů představuje alespoň 90 % celkové hmotnosti m konstrukce. Dále je nutné zohlednit všechny vlastní tvary konstrukce, jejichž efektivní modální hmotnosti přesahují 5% celkové hmotnosti m konstrukce. Tyto podmínky musí být ověřeny pro horizontální směry konstrukce.

V případě, že podmínky týkající se 5 % a 90 % hmoty nejsou splněny, například u konstrukcí s významnými torzními vlastními tvary, zavádí se minimální počet vlastních tvarů k , které musí splňovat dvě podmínky. První podmínka pro k je dána následujícím vztahem č. 1.82.

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (1.82)$$

kde

k je minimální počet vlastních tvarů pro spektrální analýzu;

n je počet podlaží nad tuhou základovou deskou.

Druhá podmínka se týká vlastní periody T_k . Vlastní perioda T_k vlastního tvaru k musí být menší nebo rovna 0,2 sekundám. [10]

Superpozice modálních odezev

Norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004 definuje dva základní způsoby kombinace výsledků ze spektrální analýzy. První metodou je SRSS (Square Root of the Sum of the Squares), která se uplatňuje v případě, že vlastní tvary i a j jsou na sobě nezávislé. Pro periody T_i a T_j platí následující podmínka.

$$T_j \leq 0.9 \cdot T_i \quad (1.83)$$

kde

T_i je perioda vlastního tvaru i ;

T_j je perioda vlastního tvaru j .

Pokud je podmínka splněna, odezva konstrukce, jako síly nebo deformace způsobené seizmickými účinky, se počítá jako druhá odmocnina součtu druhých mocnin jednotlivých odezev. Matematicky je tento postup vyjádřen následujícím vzorcem č. 1.84. [10]

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (1.84)$$

kde

E_E je celková odezva konstrukce (síla nebo deformace);

E_i je odezva jednotlivého vlastního tvaru i .

Druhou metodou je CQC (Complete Quadratic Combination). Tato metoda se používá, pokud jsou vlastní tvary mezi sebou korelované. Metoda CQC je přesnější než SRSS, ale zároveň časově náročnější, protože zohledňuje vzájemné interakce mezi módy, což vede k přesnějším výsledkům v případech, kdy jsou vlastní tvary silně korelované. [2] [10]

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n E_i E_j \rho_{ij}} \quad (1.85)$$

kde

E_E je celková odezva konstrukce (síla nebo deformace);

E_i je odezva jednotlivého vlastního tvaru i ;

E_j je odezva jednotlivého vlastního tvaru j ;

ρ_{ij} je korelační faktor mezi modálními odezvami vlastních tvarů i a j .

Výpočet korelačního faktoru ρ_{ij} dle A. Der Kiureghian je dán následujícím vztahem č. 1.86.

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i\zeta_j}(\beta_{ij}\zeta_i + \zeta_j)\beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\zeta_i\zeta_j\beta_{ij}(1 + \beta_{ij}^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2)\beta_{ij}^2} \quad (1.86)$$

kde

ζ_i je poměrný utlum konstrukce pro vlastní tvar i ;

ζ_j je poměrný utlum konstrukce pro vlastní tvar j ;

β_{ij} je frekvenční poměr vlastních tvarů i a j .

Frekvenční poměr vlastních tvarů i a j .

$$\beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j} \quad (1.87)$$

kde

ω_i je uhlová frekvenci vlastního tvaru i ;

ω_j je uhlová frekvenci vlastního tvaru j .

Pokud je poměrný útlum ζ stejný pro oba vlastní tvary i a j , výpočet korelačního faktoru se zjednodušuje na následující výraz č. 1.88.

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad (1.88)$$

Pro konstrukce s velmi odlišnými frekvencemi se korelační faktor ρ_{ij} blíží nule, což naznačuje, že korelace mezi vlastními tvary je zanedbatelná. [2]

1.3.4 Kombinace účinků složek seizmického zatížení

Eurocode 8 EN 1998-1:2004 stanoví, že maximální hodnota každého účinku zatížení na konstrukci, způsobená dvěma vodorovnými složkami seizmického zatížení ve směru os x a y , může být odhadnuta jako druhá odmocnina součtu druhých mocnin účinků zatížení, které jsou způsobeny jednotlivými vodorovnými složkami. Alternativně mohou být použity dvě následující kombinace dané výrazem č. 1.89 a č. 1.90. [10]

$$E_{\text{Edx}} + 0.30E_{\text{Edy}} \quad (1.89)$$

$$0.30E_{\text{Edx}} + E_{\text{Edy}} \quad (1.90)$$

kde

” + ” značí „kombinovat s“;

E_{Edx} je účinek od seizmického zatížení ve směru vodorovné osy x;

E_{Edy} je účinek od seizmického zatížení ve směru kolmé vodorovné osy y.

V praktické části této diplomové práce je kombinace účinků složky seizmického zatížení zjednodušeně označena jako 100/30 pro rovnici č. 1.89 a 30/100 pro rovnici č. 1.90.

2 Praktická část

2.1 Popis budovy a výpočtového programu

Pro účely této práce bylo nutné vybrat výškovou budovu pro dynamickou analýzu. Z tohoto důvodu byla zvolena nově postavená budova v brněnském areálu Vlněna, který je ve vlastnictví společnosti CTP Invest, spol. s r.o. Tato budova je označena písmenem I podle plánu areálu a nachází se v blízkosti historického centra na ulici Dorných.

Budova I dosahuje výšky 61 metrů od úrovně terénu a disponuje 16 nadzemními podlažími. Od sedmého patra výše má konstrukce převis, který pokračuje až do posledního podlaží. Osová vzdálenost mezi sloupy skeletu konstrukce činí 7,5 metru. Půdorysné rozměry typického patra až po převis jsou 22,5 metru × 22,5 metru. Samotný převis má délku 7,5 metru. [13]



Obr. 2.1: Budova I [13]

Pro výpočet a analýzu konstrukce byla použita studentská verze programu RFEM verze 6.07 a 6.08 od firmy Dlubal Software s.r.o. Tento výpočetní program je založen na metodě konečných prvků. Pro analýzu konstrukce byly použity kombinace trojúhelníkových a čtvercových konečných prvků. Velikost konečného prvku byla nastavena na 0,5 m.

Při statické analýze byl použit přídatný modul Model budovy. Pro dynamickou analýzu byly využity následující moduly: Model budovy, Modální analýza a Spektrální analýza.

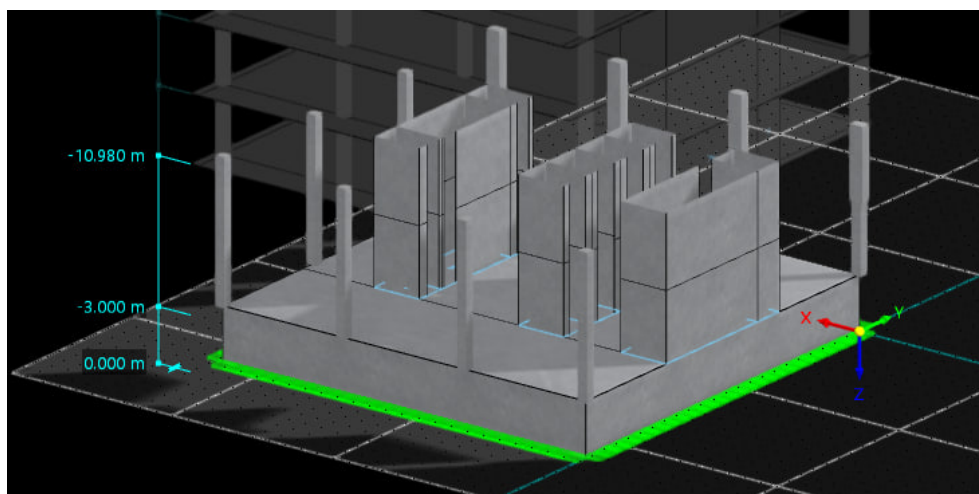
2.2 Tvorba modelu

2.2.1 Deskostěnový model

Modelována byla pouze nosná konstrukce bez zahrnutí skleněné fasády. Základním stavebním materiálem je beton třídy C35/45.

V první fázi bylo vytvořeno modelování podzemního podlaží. Vzhledem k omezeným dostupným podkladům nebyly některé rozměry přesně určeny, a proto byly určité hodnoty odhadnuty tak, aby co nejdříve odpovídaly skutečnému stavu. Podzemní podlaží slouží jako garáže a je tvořeno obvodovými stěnami o tloušťce 500 mm a čtyřmi sloupy s obdélníkovým průřezem 500×500 mm. Výška stěn i sloupů činí 3 m. Sloupy jsou modelovány jako vetknuté, zatímco stěny jsou liniově vetknuté. Stropní deska má tloušťku 200 mm.

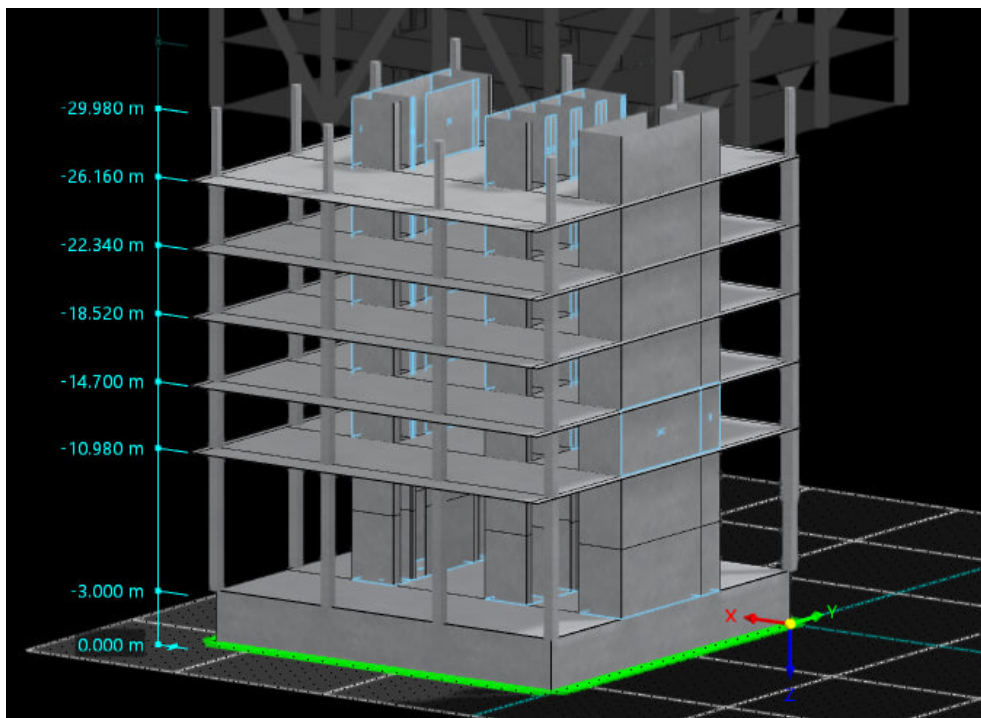
Nadzemní podlaží je rozděleno na dvě části. První část 1. nadzemního podlaží (1. NP) je tvořena obvodovými sloupy s průřezem 500×500 mm. Druhá část 1. NP obsahuje sloupy s průřezy 500×500 mm a 600×800 mm. Osová vzdálenost mezi sloupy činí 7,5 m. Celková výška tohoto podlaží je 7,98 m. Přístřešek v 1. NP nebyl v modelu RFEM zohledněn. Namodelovaná část konstrukce je znázorněna na obrázku č. 2.2



Obr. 2.2: Spodní část 3D modelu do úrovně 1. NP

Následující čtyři podlaží (2. NP–5. NP) jsou typická a zachovávají stejné průřezy sloupů jako předchozí podlaží. Stropní deska o tloušťce 200 mm zůstává konstantní po celé zbývající výšce budovy. V podlažích 2. NP–5. NP se na jedné straně budovy nachází terasa, tvořená betonovou konzolou o délce 2 m.

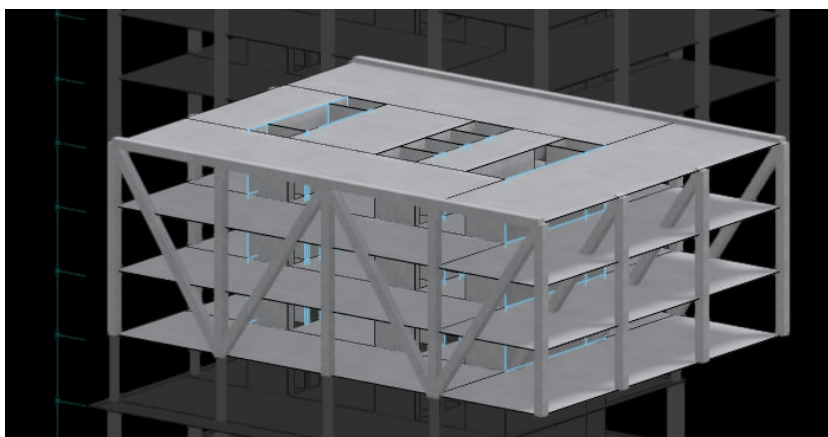
Posledním podlažím umístěným pod převisem je 6. NP. Sloupy v tomto podlaží mají kruhový průřez s průměrem 500 mm. Grafické znázornění je uvedeno na obrázku č. 2.3.



Obr. 2.3: Spodní část 3D modelu pod převisem

Další podlaží disponují převisem o délce 7,5 m, který je modelován jako konzolová konstrukce. Stabilitu převisu zajišťují šikmé sloupy. Celkem bylo použito 10 šikmých sloupů s obdélníkovým průřezem 500×500 mm. Čtyři šikmé sloupy jsou umístěny na dvou protilehlých stranách budovy rovnoběžných s převisem, zatímco zbývající dva sloupy jsou situovány uvnitř dispozice objektu. Rozmístění šikmých sloupů je rovnoměrné po výšce tří podlaží.

Geometrie a uspořádání šikmých sloupů je znázorněno na obrázku č. 2.4. V horní části jsou tyto sloupy propojeny nosníkem umístěným podél delších stran budovy.

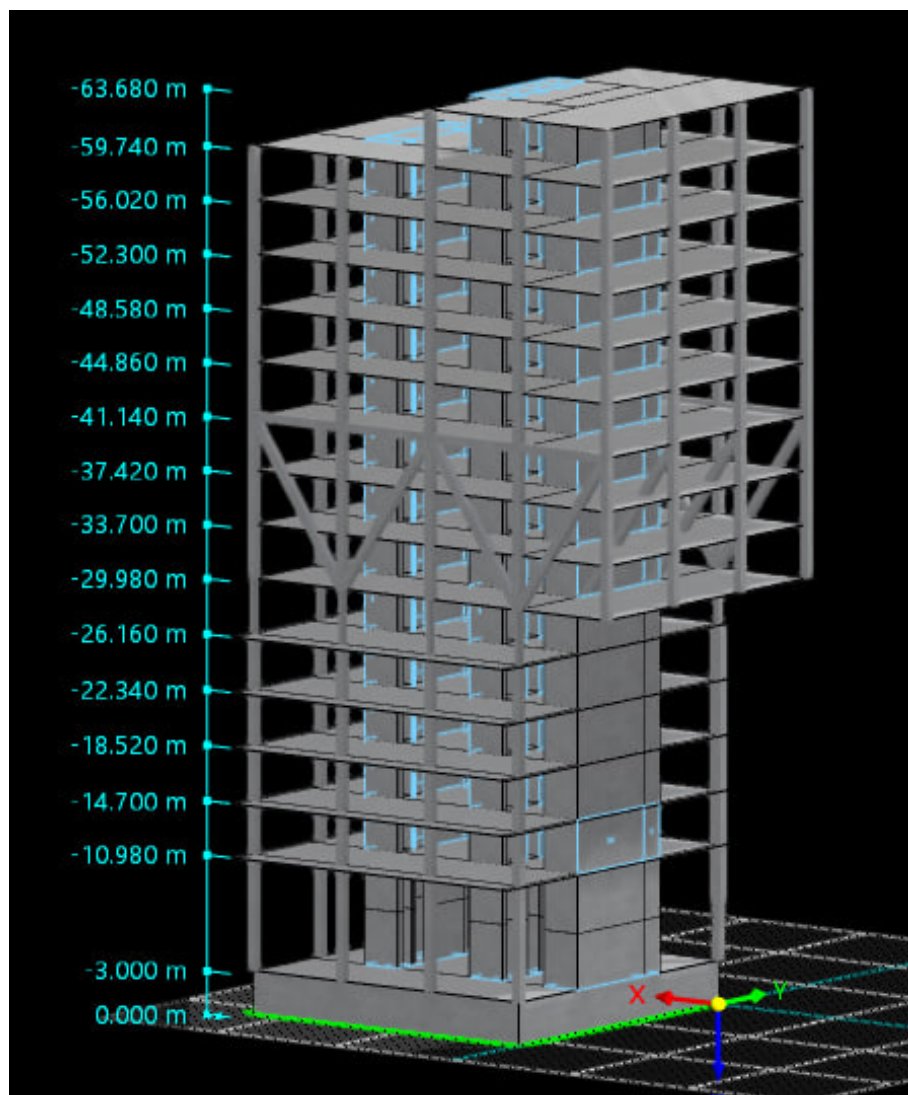


Obr. 2.4: Šikmé sloupy 3D modelu

Budova disponuje čtyřmi výtahovými šachtami a otvory pro dvě úniková schodiště. Výtahové šachty jsou tvořeny stěnovými konstrukcemi o tloušťce 200 mm, které zároveň slouží jako ztužující jádro celé budovy a přispívají k prostorové stabilitě konstrukce. Výtahové šachty a jedno z únikových schodišť procházejí souvisle celou výškou budovy nad úrovní terénu, zatímco druhé únikové schodiště je ukončeno v předposledním podlaží.

Deskostěnový model byl zatížen pouze vlastní tíhou konstrukce, která byla automaticky generována na základě zadaných materiálových vlastností a geometrie jednotlivých prvků softwarem RFEM.

Celkový pohled na model je znázorněn na obrázku č. 2.5.



Obr. 2.5: Celkový pohled na 3D model

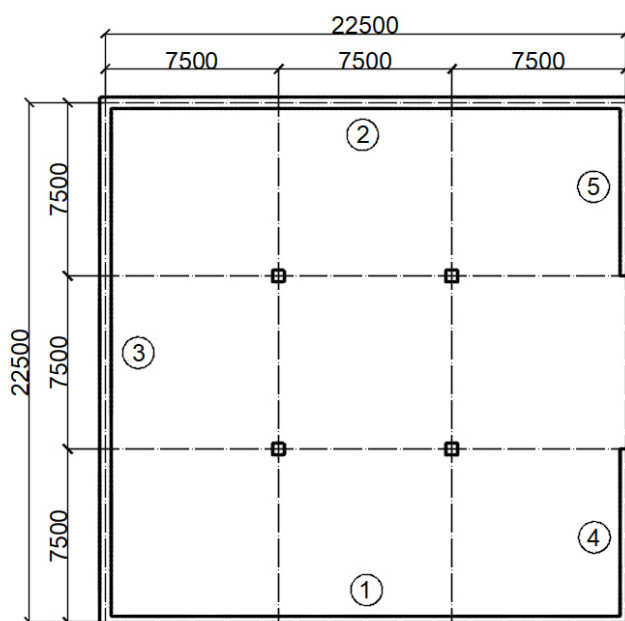
2.2.2 Prutový model

Prutový model byl zjednodušeně vytvořen jako svisle vetknutá konzola. V úrovni terénu je model vybaven kloubovou podporou, která umožňuje zachycení deformací ve směrech os x a y , přičemž osa z je definována jako svislá. Konzolová konstrukce je složena celkem ze 17 prutů, přičemž každý prut má přiřazené průřezové charakteristiky odpovídající průřezu jednotlivých konstrukčních prvků příslušného podlaží.

První prut má délku 3 m a odpovídá podlaží garáží. Pro správné nastavení průřezových charakteristik bylo nezbytné vypočítat plochu průřezu, moment setrvačnosti vzhledem k osám průřezu a moment setrvačnosti při kroucení. Pro celé podlaží byl použit výsledný ekvivalentní průřez, který zohledňuje vlastnosti všech nosných prvků.

V následujících výpočtech byl prutový model často označen jako 1D model, zatímco deskostěnový model jako 3D model. Toto označení bylo použito pro usnadnění rozlišení mezi těmito dvěma modely.

Nejprve byly stanoveny průřezové charakteristiky jednotlivých konstrukčních prvků podlaží, které byly následně sečteny pro získání celkových hodnot. Podlaží zahrnuje pět stěn o tloušťce 500 mm a čtyři sloupy s průřezem 500×500 mm. Schematické znázornění půdorysu je uvedeno na obrázku č. 2.6. Pro usnadnění orientace při výpočtu průřezových charakteristik byly jednotlivé stěny očíslovány.



Obr. 2.6: Schematicky půdorys garáží

Momenty setrvačnosti I_y a I_z vzhledem k osám průřezu byly stanoveny na základě následujících vztahů č. 2.1 a č. 2.2. [14]

$$I_y = \frac{1}{12}bh^3 \quad (2.1)$$

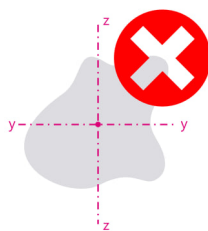
$$I_z = \frac{1}{12}b^3h \quad (2.2)$$

kde

b je šířka průřezu stěny;

h je výška průřezu stěny.

Orientace os průřezu dle softwaru RFEM je znázorněna na obrázku č. 2.7



Obr. 2.7: Orientace os průřezu v programu RFEM

Další vypočtenou průřezovou charakteristikou je moment setrvačnosti při kroucení I_t . [15]

$$I_t = \alpha b^3h \quad (2.3)$$

kde

α je bezrozměrný součinitel;

b je šířka průřezu stěny;

h je výška průřezu stěny.

Bezrozměrný součinitel α závisí na poměru výšky k šířce obdélníkového průřezu. Přehledné znázornění hodnot tohoto součinitele je uvedeno na obrázku č. 2.8.

h/b	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
α	0,141	0,154	0,166	0,177	0,187	0,196	0,204	0,211
β	0,208	0,214	0,219	0,223	0,227	0,231	0,234	0,237
h/b	1,8	1,9	2,0	2,5	3	5	10	∞
α	0,217	0,223	0,229	0,249	0,263	0,291	0,312	0,333
β	0,240	0,243	0,246	0,258	0,267	0,292	0,312	0,333

Obr. 2.8: Hodnoty součinitele α [15]

Souhrnné průřezové charakteristiky stěn jsou uvedeny v tabulce č. 2.1. Tabulka obsahuje hodnoty plochy průřezu A , momentů setrvačnosti vzhledem k těžišťovým osám průřezu I_y a I_z a momentu tuhosti při kroucení I_t .

Tab. 2.1: Průřezové charakteristiky stěn v garáži

Č. stěny	b [m]	h [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	h/b	α	I_t [m ⁴]
1	22.5	0.5	11.25	0.234	474.609	45	0.333	0.937
2	22.5	0.5	11.25	0.234	474.609	45	0.333	0.937
3	0.5	7.5	3.75	17.578	0.078	15	0.333	0.312
4	0.5	7.5	3.75	17.578	0.078	15	0.333	0.312
5	0.5	22.5	11.25	474.609	0.234	45	0.333	0.937
Σ	-	-	41.25	510.234	949.609	-	-	3.434

Stejným postupem byly stanoveny průřezové charakteristiky čtyř sloupů umístěných v podzemním podlaží.

Tab. 2.2: Průřezové charakteristiky sloupů v garáži

Počet sloupů	b [m]	h [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	h/b	α	I_t [m ⁴]
4	0.5	0.5	1	0.021	0.021	1	0.141	0.035

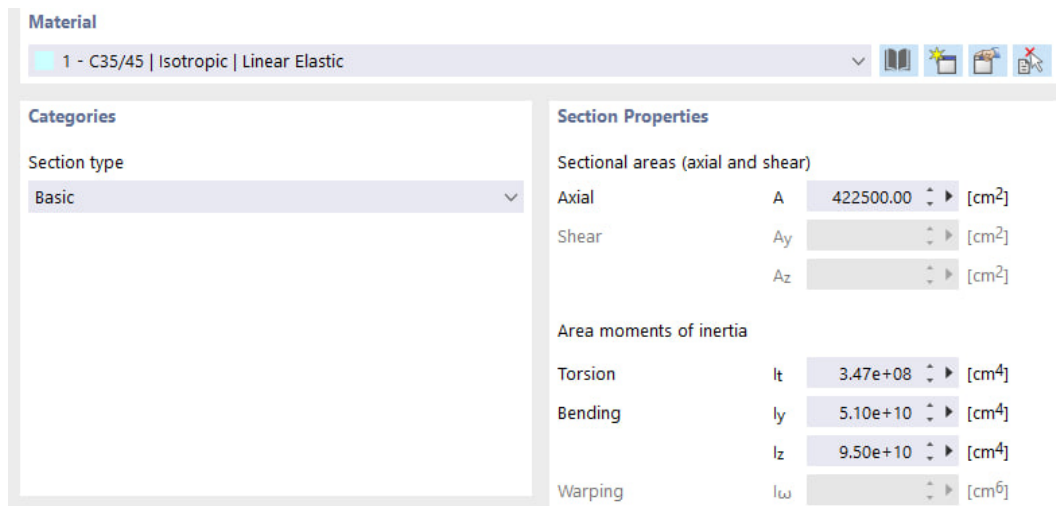
Celkové průřezové charakteristiky pro podlaží garáží jsou dány součtem hodnot uvedených v tabulkách č. 2.1 a č. 2.2. Výsledné hodnoty ekvivalentního průřezu jsou uvedeny v tabulce č. 2.3.

Tab. 2.3: Průřezové charakteristiky podlaží garáží

Průřez	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	I_t [m ⁴]
Garáž	42.25	510.255	949.630	3.469

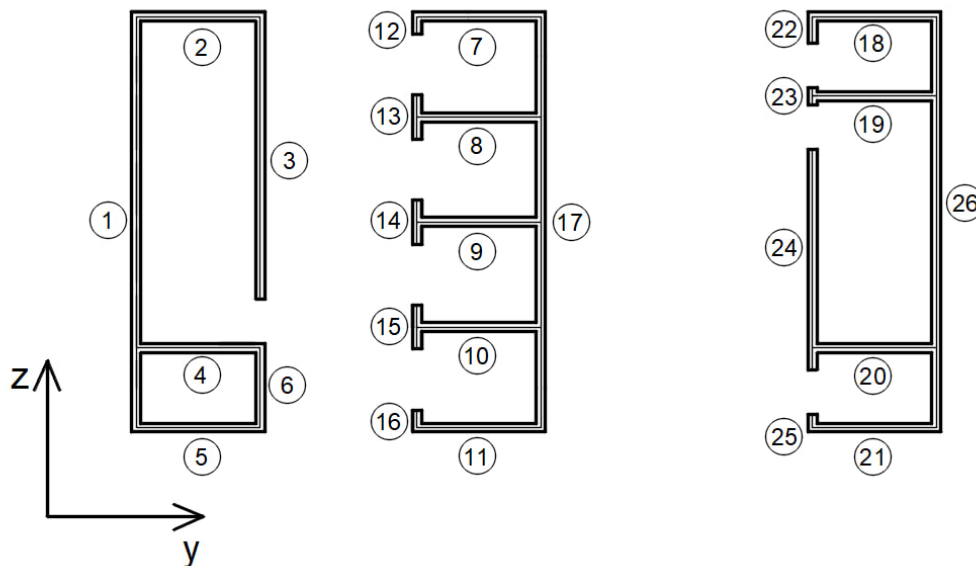
Výpočtové hodnoty uvedené v tabulce č.2.3 byly implementovány do průřezu označeného jako Garáž v 1D modelu. Je důležité zdůraznit, že při výpočtech 1D a 3D modelu byla smyková tuhost průřezu záměrně zanedbána.

Další dva pruty reprezentují následující podlaží o výšce 7,98 m. Toto podlaží je modelováno dvěma pruty o délkách 3,9 m a 4,08 m. Tuhost prvního prutu odpovídá deseti sloupům s průřezem 500 × 500 mm a stěnovým konstrukcím o tloušťce 200 mm, které společně tvoří ztužující jádro budovy. Tuhost druhého prutu je odlišná vzhledem k rozdílnému počtu a velikosti sloupů. Tato část podlaží je tvořena šesti sloupy s průřezem 500 × 500 mm a čtyřmi sloupy s průřezem 800 × 600 mm.



Obr. 2.9: Průřez Garáž v 1D modelu

Pro lepší orientaci a usnadnění výpočtů byly jednotlivé stěny ztužujícího jádra konstrukce očíslovány. Toto očíslování bylo využito při výpočtu průřezových charakteristik a je znázorněno na schematicém půdorysu. Orientace os byla nastavena v souladu s orientací průřezu v modelu RFEM, jak je patrné z obrázku č. 2.7. V půdorysném průmětu je osa y orientována vodorovně, zatímco osa z směřuje svisle. Na základě této orientace byly momenty setrvačnosti označeny jako I_y a I_z .



Obr. 2.10: Očíslování jednotlivých stěn ztužujícího jádra

Ztužující jádro bylo při výpočtu průřezových charakteristik rozděleno do tří částí. První část tvoří jedno únikové schodiště, druhou část představují šachty pro výtahy a třetí část zahrnuje další únikové schodiště.

Hodnoty průřezových charakteristik ztužujícího jádra jsou uvedeny ve třech následujících tabulkách č. 2.4, č. 2.5 a č. 2.6.

Tab. 2.4: Průřezové charakteristiky první části ztužujícího jádra

Č. stěny	b [m]	h [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	h/b	α	I_t [m ⁴]
1	0.2	9.3	1.86	13.406	0.006	46.5	0.333	0.025
2	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
3	0.2	6.4	1.28	4.369	0.004	32	0.333	0.017
4	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
5	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
6	0.2	1.8	0.36	0.097	0.001	9	0.308	0.004
Σ	-	-	5.18	17.878	1.109	-	-	0.069

Tab. 2.5: Průřezové charakteristiky druhé části ztužujícího jádra

Č. stěny	b [m]	h [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	h/b	α	I_t [m ⁴]
7	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
8	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
9	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
10	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
11	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
12	0.2	0.4	0.08	0.001	0.0003	2	0.229	0.001
13	0.2	1	0.2	0.017	0.001	5	0.291	0.002
14	0.2	1	0.2	0.017	0.001	5	0.291	0.002
15	0.2	1	0.2	0.017	0.001	5	0.291	0.002
16	0.2	0.4	0.08	0.001	0.0003	2	0.229	0.001
17	0.2	9.3	1.86	13.406	0.006	46.5	0.33	0.025
Σ	-	-	5.42	13.467	1.838	-	-	0.07

Tab. 2.6: Průřezové charakteristiky třetí části ztužujícího jádra

Č. stěny	b [m]	h [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	h/b	α	I_t [m ⁴]
18	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
19	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
20	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
21	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
22	0.2	0.6	0.12	0.004	0.0004	3	0.263	0.001
23	0.2	0.4	0.08	0.001	0.0003	2	0.229	0.001
24	0.2	5	1	2.083	0.003	25	0.333	0.013
25	0.2	0.2	0.04	0.0001	0.0001	1	0.141	0.0002
26	0.2	9.3	1.86	13.406	0.006	46.5	0.333	0.025
Σ	-	-		15.502	1.474	-	-	0.07

Kromě ztužujícího jádra bylo nutné stanovit také průřezové charakteristiky sloupů. Byly vypočteny hodnoty průřezových charakteristik pro deset sloupů s obdélníkovým průřezem 500 × 500 mm, které se nacházejí v první části podlaží. Výsledné hodnoty těchto průřezových charakteristik jsou uvedeny v tabulce č. 2.7

Tab. 2.7: Průřezové charakteristiky sloupů první části 1. NP

Sloupy	b [m]	h [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	h/b	α	I_t [m ⁴]
10	0.5	0.5	2.5	0.052	0.052	1	0.141	0.088

Souhrnné průřezové charakteristiky první části 1. nadzemního podlaží, zahrnující stěnové a sloupové prvky, jsou znázorněny v tabulce č. 2.8

Tab. 2.8: Průřezové charakteristiky první části 1. NP

Průřez	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	I_t [m ⁴]
I. 1.NP	18.44	46.899	4.473	0.297

Následně byly vypočítány průřezové charakteristiky sloupů ve druhé části 1. nadzemního podlaží. Tato část zahrnuje celkem šest sloupů s obdélníkovým průřezem 500 × 500 mm a čtyři sloupy s obdélníkovým průřezem 800 × 600 mm.

Průřezové charakteristiky ztužujícího jádra zůstávají v první a druhé části 1. nadzemního podlaží identické. Výsledné hodnoty ekvivalentního průřezu pro druhou část tohoto podlaží jsou souhrnně uvedeny v tabulce č.2.10.

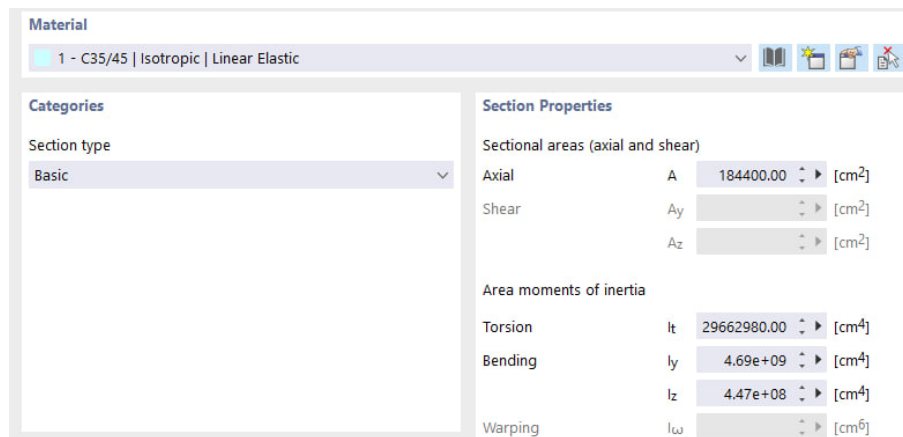
Hodnoty z tabulek č. 2.8 a č. 2.10 byly následně zadány do definice průřezu v softwaru RFEM.

Tab. 2.9: Průřezové charakteristiky sloupů druhé části 1. NP

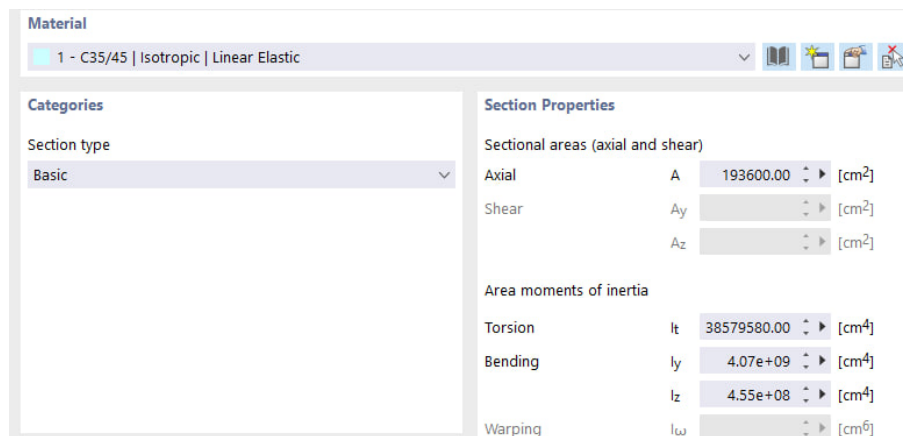
Sloupy	b [m]	h [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	h/b	α	I_t [m ⁴]
6	0.5	0.5	1.5	0.031	0.031	1	0.141	0.053
4	0.8	0.6	1.92	0.058	0.102	1.333	0.180	0.124

Tab. 2.10: Průřezové charakteristiky druhé části 1. NP

Průřez	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	I_t [m ⁴]
II. 1.NP	19.36	40.658	4.555	0.386

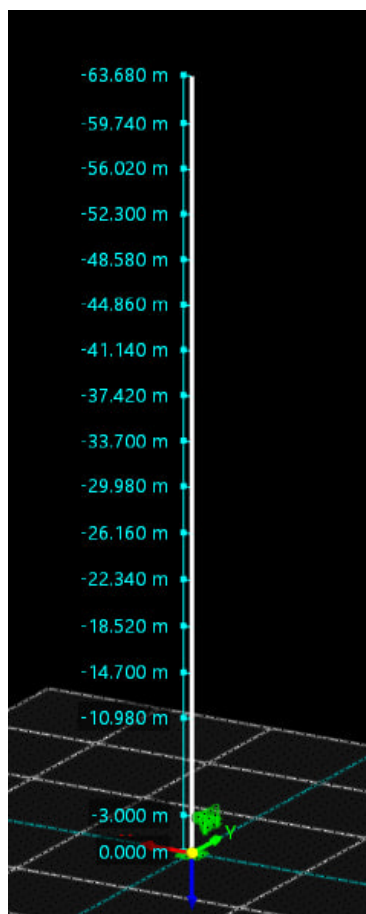


Obr. 2.11: Průřez I. 1.NP v 1D RFEM modelu



Obr. 2.12: Průřez II. 1.NP v 1D RFEM modelu

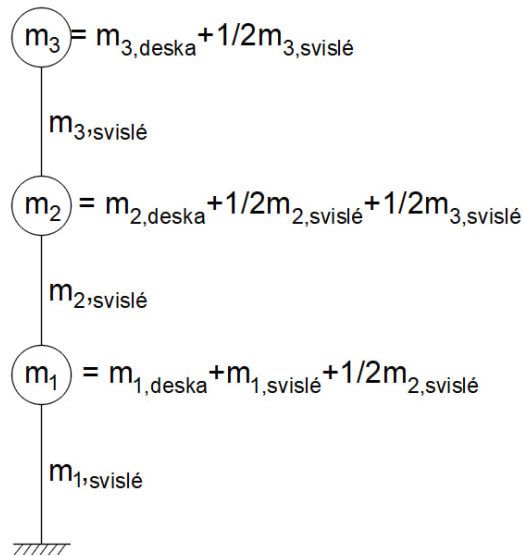
Analogickým postupem byly průřezové charakteristiky ekvivalentního průřezu přiřazeny i zbývajícím prutům tvořícím svislou konzolu, aby bylo dosaženo co nejvyšší shody s detailním 3D modelem konstrukce. Výsledná svislá konzola má celkovou výšku 63,68 m.



Obr. 2.13: Pohled na celý 1D model

Dalším krokem bylo zahrnutí vlastní tíhy do jednorozměrného (1D) modelu. Vlastní tíha konstrukce byla aplikována ve formě hmot soustředěných do uzlů. Každá uzlová hmota reprezentuje hmotnost stropní desky příslušného podlaží a zároveň polovinu hmotnosti svislých prvků umístěných nad a pod touto deskou. Princip výpočtu rozdělení hmotnosti je schematicky znázorněn na obrázku č. 2.14.

Následující tabulka č. 2.11 uvádí vypočtené plochy svislých prvků, zahrnující sloupy a stěny, pro jednotlivá podlaží spolu s jejich výškou. Hmota svislých prvků byla stanovena jako součin jejich plochy a výšky. Tabulka dále obsahuje údaje o ploše a tloušťce stropní desky. Poslední tři sloupce tabulky zobrazují celkovou hmotu svislých prvků, hmotu stropní desky a výslednou hmotu soustředěnou v uzlu. Výjimkou je 9. nadzemní podlaží (9. NP), které jako jediné obsahuje nosníky. V tomto podlaží jsou šikmé sloupy podepřeny právě nosníky.



Obr. 2.14: Princip výpočtu rozdělení hmotnosti

Tab. 2.11: Výpočet soustředných uzlových hmot pro prutový model

N ^o	Sv. [m ²]	<i>h</i> [m]	<i>A_{slab}</i> [m ²]	<i>t</i> [m]	<i>m_b</i> [t]	Sv. [t]	<i>m_{slab}</i> [t]	<i>m</i> [t]
Garáží	42.5	3	506.25	0.2	0	318.75	253.13	751.67
I. 1.NP	18.44	3.9	0	0	0	179.79	0	0
II. 1.NP	19.36	4.08	509.38	0.2	0	197.47	254.69	542.19
2.NP	19.36	3.72	509.38	0.2	0	180.05	254.69	437.16
3.NP	19.36	3.82	509.38	0.2	0	184.89	254.69	439.58
4.NP	19.36	3.82	509.38	0.2	0	184.89	254.69	439.58
5.NP	19.36	3.82	509.38	0.2	0	184.89	254.69	432.62
6.NP	17.904	3.82	509.38	0.2	0	170.98	298.44	485.95
7.NP	21.94	3.72	596.88	0.2	0	204.04	298.44	502.48
8.NP	21.94	3.72	596.88	0.2	0	204.04	298.44	502.48
9.NP	21.94	3.72	596.88	0.2	37.5	204.04	298.44	528.36
10.NP	19.44	3.72	596.88	0.2	0	180.79	298.44	479.23
11.NP	19.44	3.72	596.88	0.2	0	180.79	298.44	479.23
12.NP	19.44	3.72	596.88	0.2	0	180.79	298.44	479.23
13.NP	19.44	3.72	596.88	0.2	0	180.79	298.44	479.23
14.NP	19.44	3.72	622.92	0.2	0	180.79	311.46	463.91
15.NP	12.6	3.94	352.845	0.2	0	124.11	176.42	238.48
Σ	-		-	-	-	-	-	7681.38

Vypočítané hmoty z posledního sloupce tabulky č. 2.11 byly přiřazeny do uzlů prutového modelu v softwaru RFEM. Celková hmotnost konstrukce činí 7681,38 tuny. Tato hodnota byla následně porovnána s celkovou hmotností konstrukce ve 3D modelu v programu RFEM jako jedna z kontrolních metod pro ověření shody mezi prutovým a deskostěnovým modelem.



Obr. 2.15: Hmoty v uzlech v 1D RFEM modelu

2.3 Statická analýza

V průběhu statické analýzy byly porovnány svislé reakce a posuny prutového a deskostěnového modelu. Pro zahájení dynamické analýzy je nezbytné, aby výsledky 1D modelu vykazovaly dostatečnou shodu s výsledky trojrozměrného 3D modelu.

Nejprve byla správnost zadané hmoty ověřena prostřednictvím svislé reakce R_z .

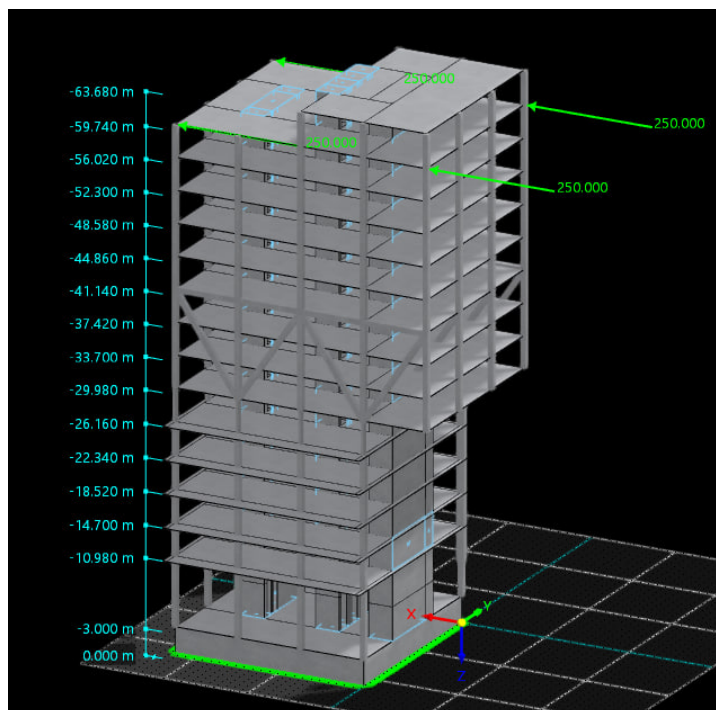
Tab. 2.12: Reakce R_z

	Prutový model	Deskostěnový model	Rozdíl [%]
R_z [kN]	76813.80	77124.7	0.4

Hodnoty hmotnosti v 1D a 3D modelu vykazují vzájemnou shodu. Zjištěný rozdíl ve výši 0,4 % je považován za přijatelný.

V dalším kroku byla ověřena ohybová tuhost konstrukce. Pro kontrolu této tuhosti byl analyzován vodorovný posun u_x a u_y v předposledním podlaží budovy na úrovni výšky 59,74 m.

Deskostěnový model byl zatížen čtyřmi silami o velikosti 250 kN, které byly aplikovány v rozích předposledního podlaží ve směrech vodorovných os x a y . Orientace souřadných os odpovídá nastavení ve 3D modelu. Prutový model byl zatížen ekvivalentní uzlovou silou o velikosti 1000 kN, rovněž ve směru os x a y . Schematické uspořádání sil F_x o velikosti 250 kN v 3D modelu je znázorněno na obrázku č. 2.16.



Obr. 2.16: Síly F_x na 3D modelu

Posuny ve směru os x a y u 1D a 3D modelů jsou uvedeny v tabulce č. 2.13. Posun v 3D modelu odpovídá posunu v těžišti podlaží. Pro jeho přesné stanovení byl využit přídatný modul Model budovy, který umožňuje detailní zobrazení výsledků analýzy pro jednotlivá podlaží.

Tab. 2.13: Posuny na 1D a 3D modelu

	u_x [mm]	u_y [mm]
1D model	48.8	436.7
3D model	28.9	23.6

Výsledek vodorovného posunu u_x v těžišti podlaží, který byl stanoven prostřednictvím přídatného modulu Model budovy, je graficky znázorněn na obrázku č. 2.17.

Story No.	Displacement			Interstory Drift		
	u_x [mm]	u_y [mm]	ϕ_Z [mrad]	Δu_x [mm]	Δu_y [mm]	$\Delta \phi_Z$ [mrad]
15	30.9	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0
14	28.9	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0
13	26.9	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0
12	24.9	0.0	0.0	1.9	0.0	0.0
11	23.0	0.0	0.0	1.8	0.0	0.0
10	21.2	0.0	0.0	1.7	0.0	0.0
9	19.4	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0
8	18.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0
7	16.6	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0
6	15.1	0.0	0.0	1.8	0.0	0.0
5	13.3	-0.1	0.0	2.0	0.0	0.0

Obr. 2.17: Posun u_x 3D modelů

Z tabulky č. 2.13 je patrné, že posuny 1D modelu neodpovídají posunům 3D modelu, což naznačuje, že ohybová tuhost 1D modelu musí být upravena. Jednoduché sečtení průřezových charakteristik jednotlivých sloupů a stěn ztužujícího jádra nezohledňuje reálné chování konstrukce. Stropní desky významně přispívají ke ztužení konstrukce a zajišťují vzájemné propojení stěn jádra, které se tak chovají jako jeden celek.

Dalším návrhem pro úpravu tuhosti 1D modelu bylo sloučení jednotlivých stěn ztužujícího jádra ve směrech os y a z . Orientace souřadných os odpovídá znázornění na obrázku č. 2.10. Výsledky jsou uvedeny v tabulce č. 2.14.

Tab. 2.14: Průřezové charakteristiky sloučených ztužujícího jádra

Č. stěny i	b [m]	h [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	h/b [-]	α [-]	I_t [m ⁴]
1	0.2	9.3	1.86	13.406	0.006	46.5	0.333	0.025
2+7+18	8.4	0.2	1.68	0.006	9.878	42	0.333	0.022
3+6	0.2	8.2	1.64	9.189	0.005	41	0.333	0.022
12+13+14+15+16	0.2	3.8	0.76	0.915	0.003	19	0.333	0.010
17	0.2	9.3	1.86	13.406	0.006	46.5	0.333	0.025
8+19	5.6	0.2	1.12	0.004	2.927	28	0.333	0.015
9	2.8	0.2	0.56	0.002	0.366	14	0.333	0.007
4+10+20	8.4	0.2	1.68	0.006	9.878	42	0.333	0.022
5+11+21	8.4	0.2	1.68	0.006	9.878	42	0.333	0.022
22+23+24+25	0.2	6.2	1.24	3.972	0.004	31	0.333	0.017
26	0.2	9.3	1.86	13.406	0.006	46.5	0.333	0.025
Σ	-	-	15.94	54.316	32.959	-	-	0.212

V průřezu garáže byly sloučeny stěny č. 4 a 5, což vedlo ke zvýšení ohybové tuhosti 1D modelu. Stěny ztužujícího jádra byly sloučeny podle principu, zda leží na jedné přímce. Například byly sloučeny stěny č. 2, 7 a 18 ve směru osy y a stěny č. 3 a 6 ve směru osy z .

Ekvivalentní průřezy v 1D modelu programu RFEM byly následně upraveny a statický výpočet byl znovu proveden. Výsledky této úpravy jsou uvedeny v tabulce č. 2.15.

Tab. 2.15: Posuny na 1D a 3D modelu podle první úpravy

	u_x [mm]	u_y [mm]
1D	33.6	54.7
3D	28.9	23.6
Rozdíl [%]	16.26	131.78

Výsledky analýzy vykazují rozdíly, především ve směru osy y . Předpoklad, že jednotlivé stěny ztužujícího jádra se chovají jako jeden celek, byl potvrzen jako správný. Pro zpřesnění modelu tuhosti byl následně aplikován výpočet průřezových charakteristik na základě Steinerovy věty, která umožňuje stanovit průřezové charakteristiky vzhledem k ose, jež neprochází těžištěm průřezu. Obecné vztahy pro výpočet momentu setrvačnosti k osám y a z se určují podle výrazů č. 2.4 a č. 2.5. [14]

$$I_y = I_{y_t} + Ac^2 \quad (2.4)$$

$$I_z = I_{z_t} + Ad^2 \quad (2.5)$$

kde

I_y je moment setrvačnosti složeného obrazce k ose y ;

I_z je moment setrvačnosti složeného obrazce k ose z ;

I_{y_t} je moment setrvačnosti rovinného obrazce k ose y ;

I_{z_t} je moment setrvačnosti rovinného obrazce k ose z ;

A je plocha rovinného obrazce;

c je vzdálenost těžiště rovinného obrazce k těžiště celého složeného obrazce podle osy z ;

d je vzdálenost těžiště rovinného obrazce k těžiště celého složeného obrazce podle osy y .

Souřadnice těžiště složeného průřezu lze vypočítat pomocí následujících vztahů č. 2.6 a č. 2.7. [14]

$$y_t = \frac{\sum_{i=1}^n A_i y_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2.6)$$

$$z_t = \frac{\sum_{i=1}^n A_i z_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2.7)$$

kde

A_i je plocha rovinného obrazce i ;

y_i je souřadnice těžiště rovinného obrazce i podle osy y ;

z_i je souřadnice těžiště rovinného obrazce i podle osy z ;

Nejprve bylo stanoveno těžiště ztužujícího jádra. Výpočet byl proveden pro tenkostěnný průřez, přičemž za nulový bod souřadnicové soustavy byla zvolena horní levá hrana únikového schodiště – konkrétně bod průsečíku stěn č. 1 a 2.

Hodnoty použité pro výpočet těžiště ztužujícího jádra jsou přehledně uvedeny v tabulce č. 2.16.

Tab. 2.16: Parametry jednotlivých stěn pro výpočet těžiště

Č. stěny i	y_i [m]	z_i [m]	A_i [m ²]	$A_i y_i$ [m ³]	$A_i z_i$ [m ³]
1	0	4.65	1.86	0	8.649
2	1.4	0	0.56	0.784	0
3	2.8	3.2	1.28	3.584	4.096
4	1.4	7.5	0.56	0.784	4.2
5	1.4	9.3	0.56	0.784	5.208
6	2.8	8.4	0.36	1.008	3.024
7	7.75	0	0.56	4.34	0
8	7.75	2.275	0.56	4.34	1.274
9	7.75	4.65	0.56	4.34	2.604
10	7.75	7.025	0.56	4.34	3.934
11	7.75	9.3	0.56	4.34	5.208
12	6.35	0.2	0.08	0.508	0.016
13	6.35	2.275	0.2	1.27	0.455
14	6.35	4.65	0.2	1.27	0.93
15	6.35	7.025	0.2	1.27	1.405
16	6.35	9.3	0.08	0.508	0.744
17	9.15	4.65	1.86	17.019	8.649
18	16.7	0	0.56	9.352	0
19	16.7	1.8	0.56	9.352	1.008
20	16.7	7.5	0.56	9.352	4.2
21	16.7	9.3	0.56	9.352	5.208
22	15.3	0.3	0.12	1.836	0.036
23	15.3	1.8	0.08	1.224	0.144
24	15.3	5.5	1	15.3	5.5
25	15.3	9.15	0.04	0.612	0.366
26	18.1	4.65	1.86	33.666	8.649
Σ	-	-	15.94	140.535	75.507

Souřadnice těžiště y_t a z_t se vypočítají podle vzorců č. 2.6 a 2.7.

$$y_t = \frac{140.535}{15.94} = 8.817m \quad (2.8)$$

$$z_t = \frac{75.507}{15.94} = 4.737m \quad (2.9)$$

Následně byly podle Steinerovy věty dopočítány průřezové charakteristiky ekvivalentního průřezu. Pomocné hodnoty použité pro tento výpočet jsou uvedeny v následující tabulce č.2.17.

Tab. 2.17: Parametry jednotlivých stěn pro výpočet momentů setrvačnosti

Č. stěny i	I_{y_i} [m ⁴]	$(y_t - y)^2$	$A(y_t - y)^2$ [m ⁴]	I_{z_i} [m ⁴]	$(z_t - z)^2$	$A(z_t - z)^2$ [m ⁴]
1	13.406	77.731	144.579	0.006	0.008	0.014
2	0.002	55.004	30.802	0.366	22.439	12.566
3	4.369	36.198	46.334	0.004	2.362	3.024
4	0.002	55.004	30.802	0.366	7.634	4.275
5	0.002	55.004	30.802	0.366	20.821	11.660
6	0.097	36.198	13.031	0.001	13.418	4.830
7	0.002	1.137	0.637	0.366	22.439	12.566
8	0.002	1.137	0.637	0.366	6.061	3.394
9	0.002	1.137	0.637	0.366	0.008	0.004
10	0.002	1.137	0.637	0.366	5.235	2.932
11	0.002	1.137	0.637	0.366	20.821	11.660
12	0.001	6.084	0.487	0.0003	20.584	1.647
13	0.017	6.084	1.217	0.001	6.061	1.212
14	0.017	6.084	1.217	0.001	0.008	0.002
15	0.017	6.084	1.217	0.001	5.235	1.047
16	0.001	6.084	0.487	0.0003	20.821	1.666
17	13.406	0.111	0.207	0.006	0.008	0.014
18	0.002	62.150	34.804	0.366	22.439	12.566
19	0.002	62.150	34.804	0.366	8.626	4.830
20	0.002	62.150	34.804	0.366	7.634	4.275
21	0.002	62.150	34.804	0.366	20.821	11.660
22	0.004	42.036	5.044	0.0004	19.687	2.362
23	0.001	42.036	3.363	0.0003	8.626	0.690
24	2.083	42.036	42.036	0.003	0.582	0.582
25	0.0001	42.036	1.681	0.0001	19.475	0.779
26	13.406	86.183	160.301	0.006	0.008	0.014
Σ	46.847	-	656.007	4.421	-	110.271

Výsledné momenty setrvačnosti I_y a I_z ztužujícího jádra byly stanoveny s využitím pomocných hodnot uvedených v tabulce výše a použitím vzorce č. 2.4 a č. 2.5.

$$I_y = 46.847 + 110.271 = 157.188m^4 \quad (2.10)$$

$$I_z = 4.421 + 656.007 = 660.428m^4 \quad (2.11)$$

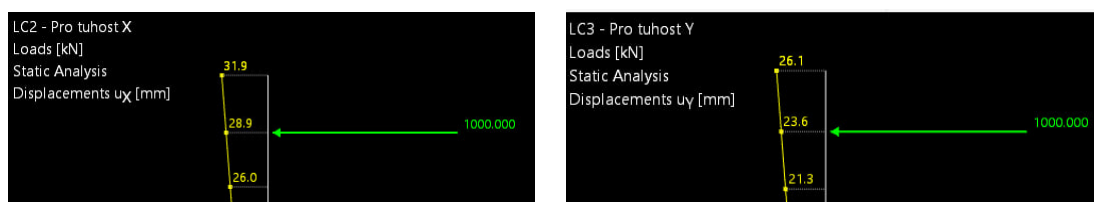
Momenty setrvačnosti byly při výpočtu se sloučenými stěnami několikanásobně vyšší ve srovnání s předchozím postupem. Tento přístup však neumožnil dosažení požadovaných hodnot posunů konstrukce odpovídajících výsledkům 3D modelu.

Z tohoto důvodu byly průřezové charakteristiky ekvivalentních průřezů v 1D modelu upraveny na základě alternativní metodiky. Ohybová tuhost konstrukce byla upravena vynásobením momentů setrvačnosti I_y a I_z součiniteli β_x a β_y . Tyto součinitele zohledňují rozdíly vodorovných posunů konstrukce u_x a u_y mezi 3D a 1D modelem.

$$\beta_x = \frac{u_{x1D}}{u_{x3D}} = \frac{33.6}{28.9} = 1.163 \quad (2.12)$$

$$\beta_y = \frac{u_{y1D}}{u_{y3D}} = \frac{54.7}{23.6} = 2.318 \quad (2.13)$$

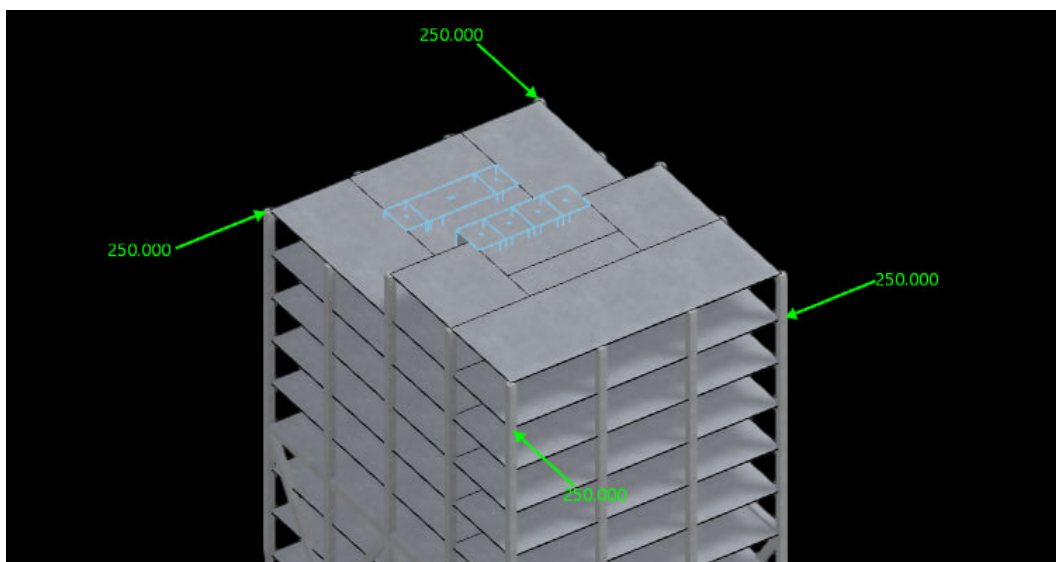
Výsledný vodorovný posun 1D modelu s upravenou ohybovou tuhostí je znázorněn na obrázku č. 2.18.



Obr. 2.18: Posun 1D modelu podle upravené tuhosti: u_x vlevo, u_y vpravo

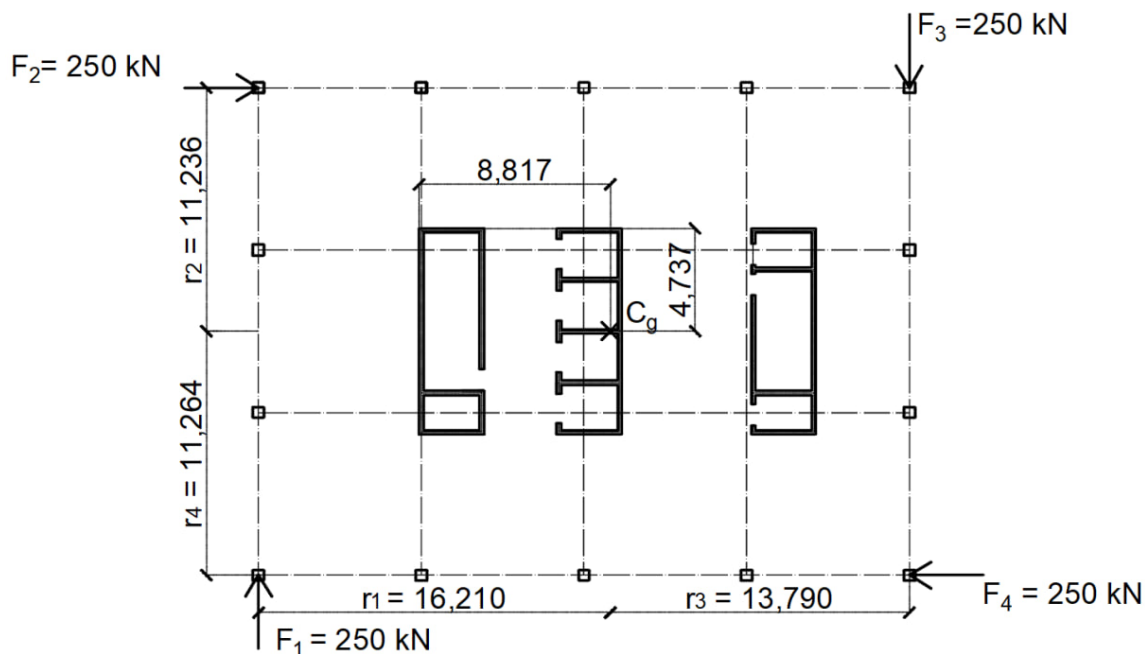
Získané vodorovné posuny u_x a u_y v 1D modelu jsou totožné s posuny ve 3D modelu uvedenými v tabulce č. 2.13. 1D a 3D model tak vykazují shodnou ohybovou tuhost.

Dalším krokem bylo vyrovnání torzní tuhosti konstrukce. Průřezovou charakteristikou odpovídající torzní tuhosti je moment tuhosti v kroucení I_t . Pro ověření torzní tuhosti byly oba modely zatíženy s cílem vyvolat pootočení kolem svíslé osy z . Prostorový model byl zatížen čtyřmi silami o velikosti 250 kN, které působily v různých směrech a byly aplikovány v rozích konstrukce předposledního podlaží. Schematické znázornění rozložení a působení sil na 3D modelu je zobrazeno na obrázku č. 2.19.



Obr. 2.19: Torzní zatížení na 3D modelu

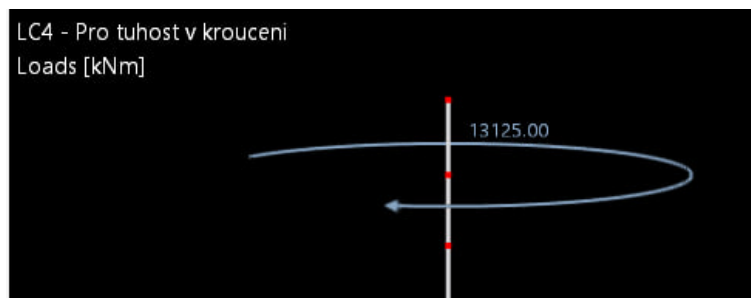
Prutový model byl zatížen krouticím momentem M_T , který byl aplikován v uzlu předposledního podlaží. Tento krouticí moment byl stanoven na základě momentové podmínky vztažené k těžišti podlaží. Pro výpočet krouticího momentu bylo nezbytné dopočítat ramena sil F_k s využitím souřadnic určeného těžiště ztužujícího jádra, protože sloupy mají stejný průřez a jsou rozmístěny symetricky. Schematické znázornění působících sil F_k a odpovídajících ramen r_k je uvedeno na obrázku č. 2.20.



Obr. 2.20: Ramena sil r_k pro výpočet krouticího momentu M_T

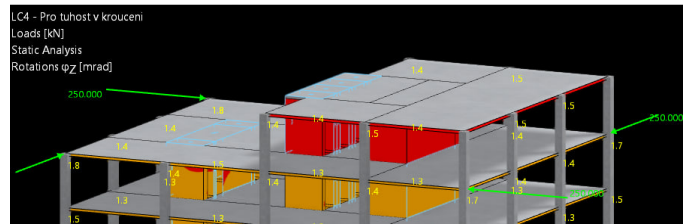
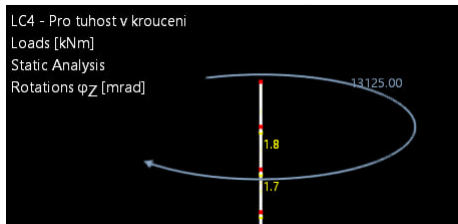
Výpočet krouticího momentu M_T :

$$M_T = \sum_{k=1}^n F_k \cdot r_k = 250 \times 16,210 + 250 \times 11,236 + 250 \times 13,790 + 250 \times 11,264 = 13125 \text{ kNm} \quad (2.14)$$



Obr. 2.21: Torzní zatížení na 1D modelu

Následně bylo provedeno porovnání pootočení ϕ kolem svislé osy z v předposledním podlaží mezi 1D a 3D modelem. Na základě rozdílu pootočení ϕ mezi prutovým a deskostěnovým modelem, byl příslušným součinitelem upraven torzní moment I_t v každém podlaží 1D modelu. Výsledné pootočení ϕ_z po úpravě torzní tuhosti je znázorněno na následujícím obrázku č. 2.22.



Obr. 2.22: Pootočení ϕ_z na 1D a 3D modelu

Ohybová a torzní tuhost byly úspěšně vyrovnány mezi 1D a 3D modelem. Toto vyrovnání je klíčové pro zajištění přesnosti výsledků v následující modální analýze, která vyžaduje správné nastavení tuhosti konstrukce pro realistické určení vlastních frekvencí a tvarů kmitání.

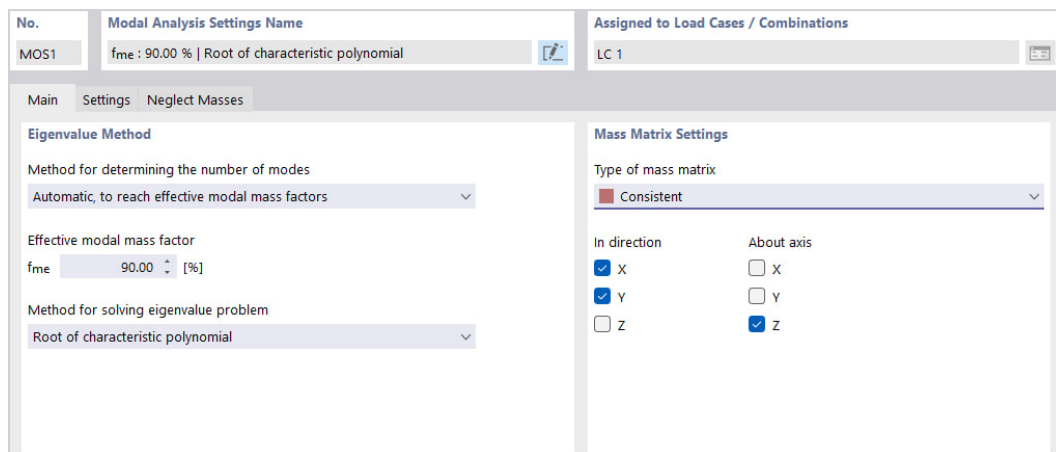
2.4 Modální analýza

Během modální analýzy byly stanoveny klíčové parametry vlastního kmitání konstrukce, zahrnující vlastní frekvence a periody, vlastní tvary kmitání, modální hmoty a faktory účinných modálních hmot. Tyto parametry byly následně porovnány mezi prutovým a deskostěnovým modelem. Na základě výsledků tohoto porovnání byl 1D model dále upraven tak, aby co nejpřesněji odpovídal dynamickému chování 3D modelu.

Pro modální analýzu bylo nezbytné správně nastavit parametry výpočtu. Metoda řešení problému vlastních hodnot byla zvolena na základě výpočtu pomocí kořenů charakteristického polynomu. Typ hmotnostní matice byl nastaven jako konzistentní, přičemž byla zahrnuta rotační tuhost ve směrech vodorovných os x a y kolem svislé osy z .

Pro modální analýzu bylo nezbytné nastavit parametry výpočtu. Metoda řešení problému vlastních hodnot byla zvolena na základě výpočtu pomocí kořenů charakteristického polynomu. Typ matice byl nastaven jako konzistentní, rotační ve směrech vodorovných os x a y a kolem svislé osy z . Počet vlastních tvarů byl zvolen tak, aby bylo dosaženo faktoru účinných modálních hmot ve výši 90 %.

Při modální analýze byla z výpočtu záměrně vyloučena hmota pod úrovní terénu, konkrétně hmota podlaží garáží. Toto zjednodušení reflektuje skutečnost, že podzemní část konstrukce má minimální vliv na dynamickou odezvu budovy.



Obr. 2.23: Nastavení parametrů modální analýzy

Nejprve byla provedena modální analýza na prostorovém modelu s cílem stanovit klíčové parametry vlastního kmitání pro následné porovnání s prutovým modelem. Zkoumané hodnoty zahrnovaly vlastní frekvenci f , vlastní periodu T , faktor účinné modální hmoty ve směru translačního pohybu f_{me} a faktor účinné modální hmoty

ve směru rotačního pohybu $f_{m\phi}$. Rozhodující jsou vlastní tvary s největší účinnou modální hmotou ve směru vodorovných os x a y .

Z výsledků modální analýzy je zřejmé, že rozhodující jsou první dva vlastní tvary konstrukce. První vlastní tvar odpovídá kmitání ve směru osy x , zatímco druhý vlastní tvar odpovídá kmitání ve směru osy y . Třetí vlastní tvar je charakteristický pro torzní (krouticí) kmitání konstrukce kolem svislé osy z . Souhrnná tabulka č. 2.18 s výsledky modální analýzy je uvedena níže.

Tab. 2.18: Parametry vlastního kmitání u 3D modelu

N ^o	f [Hz]	T [s]	m_{eX} [kg]	m_{eY} [kg]	$m_{e\phi Z}$ [kg]	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	$f_{m\phi Z}$ [-]
1	0.517	1.933	6109870.0	372.4	12183.80	0.878	0.000	0.000
2	0.620	1.614	287.3	5289910.0	23625100.00	0.000	0.760	0.031
3	0.855	1.169	7.6	214271.0	6.16e+08	0.000	0.031	0.816
4	2.186	0.457	485172.0	5.7	17557.90	0.070	0.000	0.000
5	3.810	0.262	10.9	128817.0	64039000.00	0.000	0.019	0.085
6	4.317	0.232	214.7	927437.0	12879700.00	0.000	0.133	0.017
Σ	-	-	6595560.0	6560810.0	7.16e+08	0.947	0.942	0.950

Následně byla provedena modální analýza se stejným nastavením i na 1D modelu. Stejně jako u 3D modelu byly dominantní první dva vlastní tvary. Na rozdíl od 3D modelu třetí vlastní tvar u 1D modelu neodpovídá torznímu kmitání, ale představuje druhý vlastní tvar s kmitající hmotou ve směru osy x . Podrobná tabulka č. 2.19 s výsledky modální analýzy je uvedena níže.

Tab. 2.19: Parametry vlastního kmitání u 1D modelu

N ^o	f [Hz]	T [s]	m_{eX} [kg]	m_{eY} [kg]	$m_{e\phi Z}$ [kg]	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	$f_{m\phi Z}$ [-]
1	0.618	1.619	4759520.0	0.0	0.00	0.687	0.000	0.000
2	0.682	1.465	0.0	4756780.0	0.00	0.000	0.686	0.000
3	3.877	0.258	1338990.0	0.0	0.00	0.193	0.000	0.000
4	4.281	0.234	0.0	1338420.0	0.00	0.000	0.193	0.000
5	10.955	0.091	442797.0	0.0	0.00	0.064	0.000	0.000
6	12.082	0.083	0.0	442307.0	0.00	0.000	0.064	0.000
Σ		-	6541310.0	6537510.0	0.00	0.944	0.931	0.000

Torzní kmitání u budov vzniká v důsledku nesymetrického rozložení hmoty, které může být způsobeno nepravidelným tvarem konstrukce. V našem případě je torzní kmitání způsobeno převisem, který začíná od 7. NP ve výšce 29,98 m a pokračuje až do posledního podlaží. Vliv převisu na prutový model byl zohledněn pomocí rotující

hmoty m_{rot} kolem svislé osy z . Rotující hmota byla zadána jako moment setrvačnosti hmoty I_Z .

Moment setrvačnosti rotujícího tělesa I_Z závisí na rozložení hmoty vzhledem k ose rotace. Je ovlivněn jak velikostí hmoty m_{rot} , tak její vzdáleností r od osy rotace. Moment setrvačnosti rotujícího tělesa I_Z se vypočítá podle následujícího vzorce č. 2.15. [16]

$$I_Z = m_{rot} \cdot r^2 \quad (2.15)$$

kde

I_Z je moment setrvačnosti rotujícího tělesa;

m_{rot} je hmota rotujícího tělesa;

r je vzdálenost rotujícího tělesa od osy rotace.

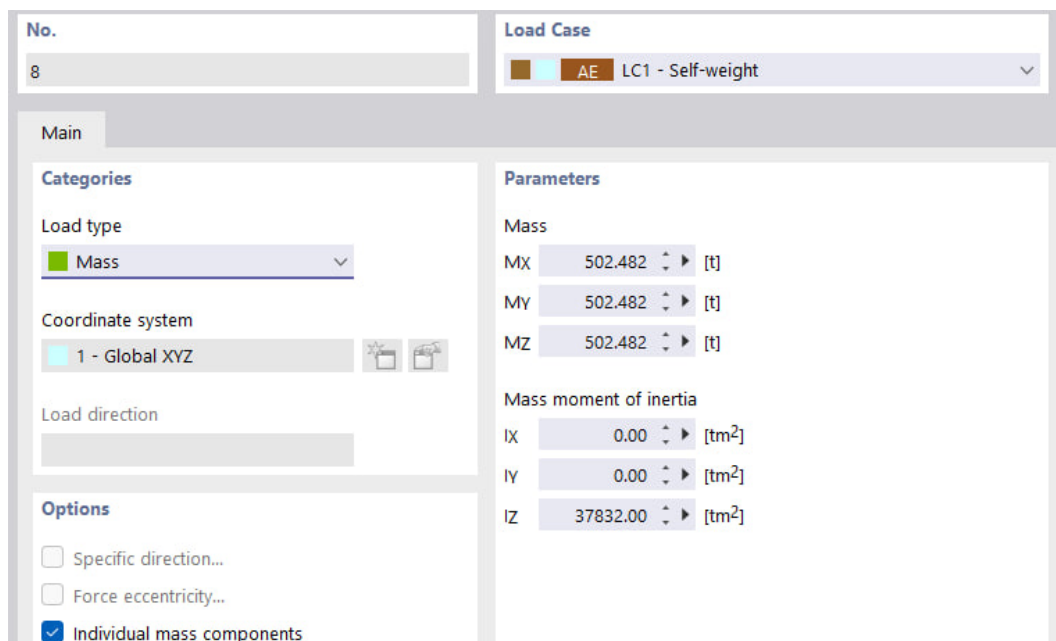
Vzdálenost r byla stanovena na hodnotu 8,677 m na základě výpočtu polohy těžiště celé budovy, který byl proveden s využitím přídatného modulu Model budovy. Tato vzdálenost r představuje odstup mezi převisem a těžišťovou svislou osou z , kolem níž dochází k rotaci hmoty a vzniku torzního kmitání. Tabulka č. 2.20 obsahuje výsledky vypočteného momentu setrvačnosti rotujícího tělesa I_Z pro jednotlivá podlaží umístěná nad převisem.

Tab. 2.20: Moment setrvačnosti rotujícího tělesa I_Z nad převisem

Nº NP	m [t]	$I_Z[tm^2]$
7	502.482	37832.0
8	502.482	37832.0
9	528.357	39780.2
10	479.232	36081.5
11	479.232	36081.5
12	479.232	36081.5
13	479.232	36081.5
14	463.911	34928.0
15	238.477	17955.0

Moment setrvačnosti I_Z byl zahrnut do jednotlivých složek hmot v uzlovém zatížení prutového modelu. Příklad pro 7. NP je znázorněn na následujícím obrázku č. 2.24.

Zohlednění rotující hmoty vedlo ke vzniku torzních vlastních tvarů v 1D modelu. Je však důležité zdůraznit, že tyto torzní vlastní tvary neovlivnily vlastní tvary ve směrech vodorovných os souměrnosti x a y . Na rozdíl od 3D modelu nedochází v torzních vlastních tvarech 1D modelu k pohybu hmoty ve směrech os x a y . Výsledné hodnoty jsou znázorněny v tabulce č. 2.21.



Obr. 2.24: Jednotlivé složky hmoty v 7. NP 1D modelu

Tab. 2.21: Parametry vlastního kmitání u 1D modelu s rotující hmotou

N ^o	f [Hz]	T [s]	m_{eX} [kg]	m_{eY} [kg]	$m_{e\phi Z}$ [kg]	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	$f_{m\phi Z}$ [-]
1	0.618	1.619	4759520.0	0.0	0.00	0.687	0.000	0.000
2	0.682	1.465	0.0	4756780.0	0.00	0.000	0.686	0.000
3	0.925	1.082	0.0	0.0	3.08e+08	0.000	0.000	0.985
4	3.427	0.292	0.0	0.0	4253060.00	0.000	0.000	0.014
5	3.877	0.258	1338990.0	0.0	0.00	0.193	0.000	0.000
6	4.281	0.234	0.0	1338420.0	0.00	0.000	0.193	0.000
7	6.473	0.154	0.0	0.0	285006.00	0.000	0.000	0.001
8	9.147	0.109	0.0	0.0	76647.70	0.000	0.000	0.000
9	10.955	0.091	442797.0	0.0	0.00	0.064	0.000	0.000
10	11.183	0.089	0.0	0.0	32953.00	0.000	0.000	0.000
11	12.082	0.083	0.0	442307.0	0.00	0.000	0.064	0.000
Σ	-	-	6541310.0	6537510.0	3.13e+08	0.944	0.943	1.000

Celková účinná modální hmota ve směru rotačního pohybu $m_{e\phi Z}$ nevykazovala úplnou shodu s dynamickým chováním 3D modelu. Z tohoto důvodu byl moment setrvačnosti hmoty I_Z upraven tak, aby lépe reflektoval torzní odezvu konstrukce.

Pro podlaží pod převisem byly následně přidány jednotlivé komponenty hmoty v RFEM, což umožnilo přesnější rozložení rotační hmoty a zlepšení souladu mezi 1D a 3D modelem. Výpočet momentu setrvačnosti hmoty I_Z pro podlaží pod převisem

je přehledně uveden v tabulce č. 2.22.

Tab. 2.22: Moment setrvačnosti hmoty pod převisem

N ^o NP	m [t]	I _Z [tm ²]
Garáží	751.67	56593.11
1	542.19	40821.36
2	437.16	32913.77
3	439.58	33095.97
4	439.58	33095.97
5	432.62	32572.34
6	485.95	36587.35

Modální analýza na 1D modelu byla znovu provedena s upravenými rotujícími hmotami. Výsledné hodnoty vlastního kmitání 1D modelu jsou uvedeny v následující tabulce č. 2.23.

Tab. 2.23: Parametry vlastního kmitání u 1D modelu s upravenou rotující hmotou

N ^o	f [Hz]	T [s]	m_{eX} [kg]	m_{eY} [kg]	$m_{e\phi Z}$ [kg]	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	$f_{m\phi Z}$ [-]
1	0.618	1.619	4759520.0	0.0	0.00	0.687	0.000	0.000
2	0.682	1.465	0.0	4756780.0	0.00	0.000	0.686	0.000
3	0.857	1.167	0.0	0.0	4.64e+08	0.000	0.000	0.803
4	2.621	0.382	0.0	0.0	40058800.0	0.000	0.000	0.069
5	3.877	0.258	1338990.0	0.0	0.00	0.193	0.000	0.000
6	4.179	0.239	0.0	0.0	14375400.0	0.000	0.000	0.025
7	4.281	0.234	0.0	1338420.0	0.00	0.000	0.193	0.000
8	6.077	0.165	0.0	0.0	3237950.0	0.000	0.000	0.006
9	7.560	0.132	0.0	0.0	2350460.0	0.000	0.000	0.004
10	9.064	0.110	0.0	0.0	785984.0	0.000	0.000	0.001
11	10.516	0.095	0.0	0.0	261958.0	0.000	0.000	0.000
12	10.955	0.091	442797.0	0.0	0.0	0.064	0.000	0.000
13	12.018	0.083	0.0	0.0	383233.0	0.000	0.000	0.001
14	12.082	0.083	0.0	442307.0	0.0	0.000	0.064	0.000
Σ	-	-	6541310.0	6537510.0	5.26e+08	0.944	0.943	0.909

Jak bylo uvedeno výše, přidání rotující hmoty neovlivnilo vlastní tvary ve směrech vodorovných os x a y . Rozložení hmoty v torzních vlastních tvarech nyní vykazuje lepší shodu s výsledky 3D modelu.

Pro posouzení kompatibility mezi 3D a 1D modelem je klíčové porovnat dominantní vlastní tvary, u nichž kmitá největší hmota.

Z tabulek č. 2.18 a č. 2.19 je patrné, že dominantní jsou první tři vlastní tvary – první vlastní tvar ve směru osy x , ve směru osy y a první torzní vlastní tvar.

Tabulka č. 2.24 přehledně znázorňuje rozdíl hodnot prvního vlastního tvaru ve směru osy x mezi prutovým a deskostěnovým modelem.

Tab. 2.24: Srovnání prvního vlastního tvaru ve směru osy x

	f [Hz]	T [s]	m_{eX} [kg]	f_{meX} [-]
3D model	0.517	1.933	6109870.0	0.878
1D model	0.618	1.619	4759520.0	0.687
Rozdíl [%]	19.54	16.24	22.10	21.75

Rozdíl hodnot přibližně 20 % je považován za přijatelný, jelikož ve směru osy x působí převis, který významně ovlivňuje rozložení hmoty v rámci modální analýzy. Vliv převisu nebylo možné v prutovém modelu zohlednit s absolutní přesností, což je způsobeno zjednodušením konstrukce.

Tabulka č. 2.25 přehledně uvádí rozdíl hodnot prvního vlastního tvaru ve směru osy y mezi prutovým a prostorovým modelem.

Tab. 2.25: Srovnání prvního vlastního tvaru ve směru osy y

	f [Hz]	T [s]	m_{eY} [kg]	f_{meY} [-]
3D model	0.620	1.614	5289910.0	0.760
1D model	0.682	1.465	4756780.0	0.686
Rozdíl [%]	10.0	9.23	10.08	9.74

Rozdíl hodnot ve směru osy y přibližně 10 % je považován za přijatelný. Menší odchylka ve srovnání s prvním vlastním tvarem ve směru osy x je způsobena orientací převisu. Převis je orientován rovnoběžně s osou x , a proto má výraznější vliv na rozložení hmoty a následný pohyb konstrukce právě ve směru této osy.

Srovnání torzního vlastního tvaru mezi 1D a 3D modelem je uvedeno v tabulce č. 2.26.

Tab. 2.26: Srovnání prvního torzního vlastního tvaru

	f [Hz]	T [s]	$m_{e\phi Z}$ [kg]	$f_{m\phi Z}$ [-]
3D model	0.855	1.169	6.16e+08	0.816
1D model	0.857	1.167	4.64e+08	0.803
Rozdíl [%]	0.23	0.17	24.68	1.59

Navzdory tomu, že vlastní frekvence modelů vykazují velmi malou odchylku 0,23 %, dochází k rozdílu 24,68 % v účinné modální hmotě rotující kolem osy z . Tento

rozdíl je považován za přijatelný, protože dokonalé sladění torzních vlastních tvarů není možné kvůli odlišnému rozložení hmoty v detailnějším 3D modelu.

Grafické zobrazení prvních vlastních tvarů konstrukce u 1D a 3D modelu je uvedeno v příloze A.

Oba modely lze považovat za srovnatelné a vhodné pro následné dynamické analýzy. Odchytky zjištěné při porovnání výsledků jsou v přijatelných mezích, což umožňuje jejich další využití pro podrobné výpočty a analýzy dynamického chování konstrukce.

2.5 Metoda náhradní příčné síly

Metoda náhradní příčné síly představuje zjednodušenou analytickou metodu pro hodnocení dynamické odezvy konstrukcí vystavených seismickému zatížení. Klíčovým prvkem této analýzy je návrhové spektrum odezvy $S_d(T)$, které popisuje dynamické chování konstrukce. Tato metoda umožňuje analyticky určit celkovou základovou smykovou sílu F_b ve dvou horizontálních půdorysných směrech, přičemž výsledky lze následně porovnat s výstupy získanými pomocí přesnějších metod, jako je spektrální analýza [10]

2.5.1 Hodnoty parametrů návrhového spektra odezvy

Pro správné určení spektra odezvy je nezbytné přesně definovat typ terénu v souladu s normou Eurocode 8 (EN 1998-1:2004), která stanovuje požadavky na návrh seismicky odolných konstrukcí. Podrobnější kritéria a metodika pro stanovení parametrů návrhového spektra odezvy byly podrobně popsány v teoretické části práce.

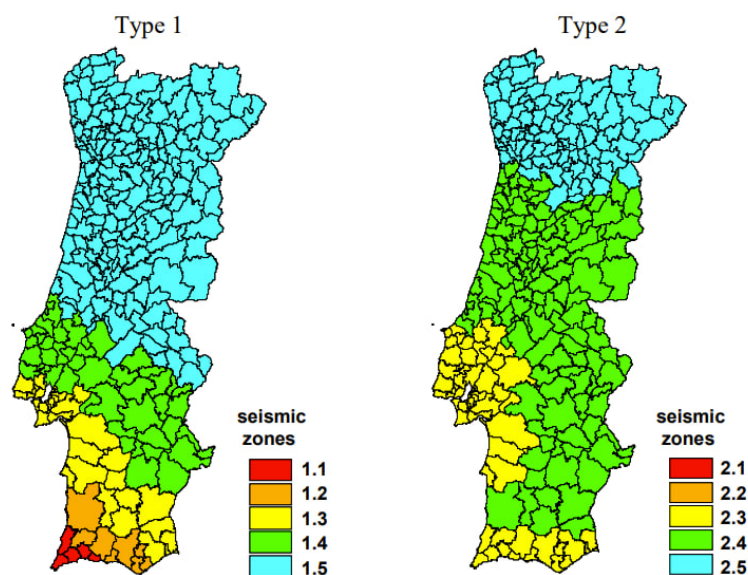
Zvolená budova, označená písmenem I, se nachází v areálu Vlněna v České republice, která není považována za seismicky aktivní oblast.

Z tohoto důvodu byla pro účely analýzy dynamického chování konstrukce zvolena alternativní lokalita situovaná v seismicky aktivní oblasti. Jako vhodné umístění bylo vybráno město Aveiro v Portugalsku, kde autor absolvoval studijní pobyt v rámci programu Erasmus+ během bakalářského studia.

Typ základové půdy byl zvolen jako typ B, který dle obrázku č. odpovídá usazeninám velmi hustého písku, šterku nebo velmi tuhé hlíny s tloušťkou alespoň několika desítek metrů. Tento typ terénu je charakteristický postupným zvyšováním mechanických vlastností s rostoucí hloubkou. [10]

Dalším klíčovým parametrem návrhového spektra odezvy $S_D(T)$ je maximální charakteristické půdní zrychlení a_{gr} . Hodnota a_{gr} závisí na seismické oblasti a zvoleném typu spektra, které odpovídá seismické aktivitě dané lokality. Hodnoty půdního zrychlení lze odvodit ze zónových map uvedených v národních přílohách normy Eurocode 8 (EN 1998-1) nebo získat z jiných relevantních odborných zdrojů.

Zónové mapy pevninského Portugalska jsou znázorněny na následujícím obrázku č. 2.25.



Obr. 2.25: Seismická zonace pevninského Portugalska podle národní přílohy normy NP EN 1998-1 [17]

Podle obrázku č. 2.25 se město Aveiro nachází v modré zóně pro typ 1 a v zelené zóně pro typ 2.

Maximální charakteristické půdní zrychlení a_{gr} bylo získáno z podkladů předmětu *Dynamics and Seismic Engineering*, který vyučoval docent Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues na Universidade de Aveiro během studijního pobytu Erasmus+. [12]

PORTUGAL CONTINENTAL		AÇÃO SÍSMICA			
Código do Município	Designação	Tipo 1 (sismo afastado)		Tipo 2 (sismo próximo)	
		Zona Sísmica	Aceleração de Referência (a_g) (m/s ²)	Zona Sísmica	Aceleração de Referência (a_g) (m/s ²)
0105	Aveiro	1.6	0.35	2.4	1.10

Obr. 2.26: Hodnoty půdního zrychlení a_{gr}

Hodnota maximálního charakteristického půdního zrychlení a_{gr} byla stanovena na 0,35 m/s² pro spektrum odezvy prvního typu a 1,1 m/s² pro spektrum odezvy druhého typu.

Pro výpočet návrhového spektra odezvy $S_D(T)$ je nezbytné stanovit hodnotu maximálního půdního zrychlení a_g . Vzhledem k tomu, že konstrukce plní funkci kancelářské budovy, byl zvolen faktor významnosti $\gamma_I = 1,0$. Z toho vyplývá, že hodnota maximálního půdního zrychlení a_g je totožná s hodnotou a_{gr} .

Dalším klíčovým parametrem, který ovlivňuje návrhové spektrum odezvy $S_D(T)$, je koeficient půdy S , který zohledňuje vliv typu půdy. Hodnota tohoto koeficientu

je stanovena v normě Eurocode 8 EN 1998-1:2004 .

Dalšími významnými parametry jsou mezní periody T_B , T_C a T_D , které určují tvar spektra odezvy a jsou závislé na charakteru základové půdy. Hodnoty koeficientu půdy S a period T_B , T_C a T_D pro zvolený typ půdy jsou přehledně uvedeny v tabulce č. 2.27.

Tab. 2.27: Hodnoty definující tvar spektra odezvy pro typ půdy B

Druh spektra	S	T_B	T_C	T_D
1	1,2	0,15	0,5	2,0
2	1,35	0,05	0,25	1,2

Dalším důležitým parametrem při stanovení návrhového spektra odezvy $S_D(T)$ je korekční faktor tlumení η , který závisí na viskózním tlumicím poměru konstrukce ξ . Pro danou konstrukci byla hodnota viskózního tlumicího poměru ξ zvolena ve výši 5%. Na základě této hodnoty vychází korekční faktor tlumení η rovný 1,0.

Hodnota faktoru chování q závisí na typu konstrukčního systému a zvolené třídě duktility. Analyzovaná konstrukce kombinuje prvky rámového systému a stěnového systému, což odpovídá duálnímu konstrukčnímu systému. Pro danou konstrukci byla zvolena střední třída duktility (DCM).

Dále bylo nutné stanovit hodnotu multiplikačního faktoru α_0/α_1 . Vzhledem ke zjednodušení modelu, který je považován za symetrický v půdorysu a vícepodlažní rámově-ekvivalentní duální, byla hodnota tohoto faktoru určena jako 1,3 dle tabulky v teoretické části práce č. 1.5.

Dalším klíčovým parametrem je k_w , jehož hodnota je podle výrazu č. 1.67 rovna 1,0. Na základě těchto parametrů byla pomocí vzorce č. 1.66 stanovena výsledná hodnota faktoru chování q .

$$q = 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1 = 3,9 \quad (2.16)$$

2.5.2 Výpočet horizontálního návrhového spektra odezvy

Hodnota návrhového spektra odezvy $S_D(T)$ závisí na vlastní periodě konstrukce, která byla stanovena na základě výsledků modální analýzy. Následně bylo nutné určit, do kterého intervalu spadá tato vlastní perioda v závislosti na hodnotách mezních period T_B , T_C a T_D

Norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004 umožňuje zjednodušený výpočet základní periody vlastního kmitání konstrukce T_1 dle výrazu č. 1.79.

Analyzovaná konstrukce dosahuje celkové výšky 63,68 m, včetně podzemní garáže. Výška budovy H měřená od vrcholu tuhé základové desky činí 60,68 m, což

překračuje maximálně přípustnou hodnotu 40 m stanovenou normou. Při zjednodušeném výpočtu byla tato podmínka zanedbána. Součinitel C_t byl zvolen ve výši 0,075, což odpovídá konstrukčnímu systému momentově tuhých prostorových železobetonových rámu. Následně byla vypočtena základní perioda vlastního kmitání konstrukce T_1 na základě zjednodušeného vztahu č. 1.79.

$$T_1 = 0,075 \cdot 60,68^{3/4} = 1,63s \quad (2.17)$$

Z modální analýzy provedené v programu RFEM pro prutový model byly získány první dominantní periody ve směrech půdorysných os x a y které činí 1,619 a 1,465 sekund, respektive. Pro deskostěnový model byly odpovídající periody stanoveny na 1,933 s ve směru osy x a 1,614 s ve směru osy y .

Analyticky spočítaná základní perioda konstrukce T_1 dle vzorce č. 2.17 se výrazně neliší od numerického výpočtu. Tím byl zjednodušeně ověřen výpočet základní periody konstrukce T_1 v rámci výpočtu návrhového spektra odezvy $S_D(T)$.

Pro výpočet návrhového spektra odezvy $S_d(T)$ byly využity vlastní periody konstrukce získané z výsledků modální analýzy pro prutový model. Před samotným výpočtem návrhového spektra $S_d(T)$ bylo nezbytné ověřit podmínky použití metody náhradní příčné síly pro první a druhý druh návrhového spektra odezvy.

Nejprve byla ověřena podmínka vlastních period T ve směru x a y pro návrhové spektrum odezvy prvního druhu v souladu s výrazem č. 1.77.

$$1,619s \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C = 4 \cdot 0,5 = 2,0s \\ 2,0s \end{cases} \quad (2.18)$$

$$1,465s \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C = 4 \cdot 0,5 = 2,0s \\ 2,0s \end{cases} \quad (2.19)$$

Druhá podmínka se vztahuje k pravidelnosti konstrukce po výšce. V rámci této diplomové práce byla tato podmínka považována za splněnou, což umožnilo aplikaci analytického výpočtu metodou náhradní příčné síly, a to i přes existenci převisu v konstrukci.

Následně byla ověřena podmínka vlastní periody pro návrhové spektrum odezvy druhého druhu podle výrazu č. 1.77.

$$1,619s \not\leq \begin{cases} 4 \cdot T_C = 4 \cdot 0,25 = 1,0s \\ 2,0s \end{cases} \quad (2.20)$$

$$1,465 \text{ s} \not\leq \begin{cases} 4 \cdot T_C = 4 \cdot 0,25 = 1,0 \text{ s} \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (2.21)$$

Podmínka vlastních period T pro návrhové spektrum $S_d(T)$ druhého druhu nebyla splněna ani ve směru osy x , ani ve směru osy y .

Výpočet konstrukce na odezvu seismickým účinkem byl proveden pouze s využitím návrhového spektra $S_d(T)$ prvního druhu. Návrhové spektrum odezvy $S_d(T)$ bylo vypočteno podle výrazu č. 1.75, protože hodnota periody T prutového modelu spadá do intervalu mezi mezními periodami T_C a T_D .

$$0,5 \text{ s} \leq 1,619 \text{ s} \leq 2,0 \text{ s} \quad (2.22)$$

$$0,5 \text{ s} \leq 1,465 \text{ s} \leq 2,0 \text{ s} \quad (2.23)$$

Výpočet návrhového spektra odezvy $S_d(T)$ pro vlastní periodu T ve směru osy x vychází z výrazu č. 1.75

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] = 0,35 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,5}{1,619} \right] = 0,083 \text{ m/s}^2 \\ \geq \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,35 = 0,7 \text{ m/s}^2 \end{cases} \quad (2.24)$$

Výpočet návrhového spektra odezvy $S_d(T)$ pro vlastní periodu T ve směru osy y byl proveden analogicky dle postupu použitých pro směr osy y .

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] = 0,35 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,5}{1,465} \right] = 0,092 \text{ m/s}^2 \\ \geq \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,35 = 0,7 \text{ m/s}^2 \end{cases} \quad (2.25)$$

Hodnota faktoru β byla zvolena rovna 0,2, což odpovídá doporučené hodnotě uvedené v normě 8 EN 1998-1:2004.

Pro kontrolu výpočtu a vykreslování tvaru návrhového spektra odezvy $S_d(T)$ byly použity podklady, vypracované docentem Hugem Filipem Pinheiro Rodriguesem na Univerzitě v Aveiru v rámci výuky předmětu Dynamic and Seismic Engineering během studijního pobytu Erasmus+.

K tomuto účelu byl použit Excelový nástroj, který umožňuje zvolit lokalitu v Portugalsku, zadat parametry spektra odezvy a následně získat hodnoty a tvar pružného $S_e(T)$ a návrhového spektra odezvy $S_d(T)$ pro horizontální a vertikální směr, stejně jako pro spektrum odezvy prvního a druhého druhu.

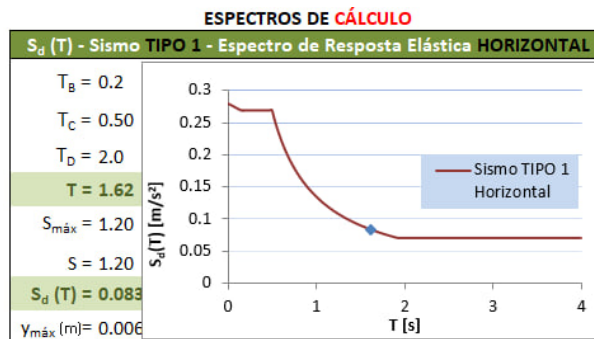
Hodnota a tvar návrhového spektra odezvy $S_d(T)$ prvního druhu pro vodorovné seismické účinky jsou znázorněny na následujících obrázcích.

DADOS DE ENTRADA	
LOCALIDADE	Aveiro
TIPO DE TERRENO	B
CLASSE IMPORTÂNCIA	II
q	3.9
ξ [%]	5
DADOS DA ESTRUTURA	
Período (T)	
T [s]	1.62

Atenção ao valor de 'q' - ver a Nota!!

SISMO		RESUMO
	Tipo 1	Tipo 2
γ_I	1.00	1.00
a_{gR}	0.35	1.10 [m/s ²]
a_g	0.35	1.10 [m/s ²]
a_{vE}	0.26	1.05 [m/s ²]
T	1.62 [s]	
η	1.00	
		TIPO 1 Horizontal
		$T_B = 0.15$
		$T_C = 0.50$
		$T_D = 2.00$
		$S = 1.20$
		TIPO 2 Horizontal
		$T_B = 0.05$
		$T_C = 0.25$
		$T_D = 1.20$
		$S = 1.34$

Obr. 2.27: Parametry spektra odezva z podkladu z Aveiro



Obr. 2.28: Tvar spektra odezva z podkladu z Aveiro

Hodnota spektra odezvy $S_d(T)$ pro první vlastní periodu T ve směru osy x činí $0,083 \text{ m/s}^2$. Tato hodnota odpovídá výsledku analytického výpočtu provedeného podle výrazů č.2.24.

2.5.3 Výpočet základové smykové síly a vodorovných seizmických sil

Základová smyková síla F_b byla vypočtena dle vztahu č. . Při výpočtu byla uvažována hmotnost m konstrukce nad základy ve výši 6929,7 tun. Korekční faktor λ byl stanoven jako 1,0, protože vlastní periody T ve směru os x a y překračují dvojnásobek mezní hodnoty T_C , která je rovna 0,5 s. Ověření této podmínky je uvedeno v následujících dvou vztazích č. 2.26 pro směr x a č.2.27 pro směr y .

$$1,619 \text{ s} \geq 2 \cdot T_C = 2 \cdot 0,5 = 1 \text{ s} \quad (2.26)$$

$$1,465 \text{ s} \geq 2 \cdot T_C = 2 \cdot 0,5 = 1 \text{ s} \quad (2.27)$$

Následně byl proveden výpočet základové smykové síly F_{bx} ve směru osy x . Výsledek je uveden ve výrazu č. 2.28.

$$F_{bx} = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0,083 \cdot 6929,7 \cdot 1,0 = 575,17 \text{ kN} \quad (2.28)$$

Analogickým způsobem byl proveden výpočet základové smykové síly F_{by} ve směru osy y . Tento výpočet vycházel ze stejných postupů jako výpočet ve směru osy x a byl realizován podle výrazu č. 2.29.

$$F_{by} = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0,092 \cdot 6929,7 \cdot 1,0 = 637,53 \text{ kN} \quad (2.29)$$

Nejprve bylo provedeno rozložení základové smykové síly F_b do jednotlivých podlaží pomocí horizontálních sil, a to na základě výrazu č. 1.80. Tento výpočet využívá hodnot posunů hmot s_i a s_j v základních tvarech vlastního kmitání.

Hodnoty posunů hmot s_i a s_j byly převzaty z výsledků modální analýzy na prutovém modelu. Rozložení základové smykové síly bylo vypočteno pro směry x a y s využitím hodnot F_{bx} a F_{by} , dle výrazu č. 2.28 a 2.29.

Tabulky č.2.28 a č.2.29 přehledně uvádějí výsledky tohoto výpočtu, včetně rozdělení sil do jednotlivých podlaží.

Tab. 2.28: Vodorovné sily F_i ve směru x z posunů hmot s_i

Nº	m [t]	s_i [m]	ms_i	F_i [kN]
1. NP	542.19	0.029	15.82	2.99
2. NP	437.16	0.060	26.40	5.00
3. NP	439.58	0.103	45.06	8.53
4. NP	439.58	0.154	67.54	12.78
5. NP	432.62	0.213	92.00	17.41
6. NP	485.95	0.278	135.27	25.60
7. NP	502.48	0.348	174.74	33.07
8. NP	502.48	0.421	211.79	40.08
9. NP	528.36	0.499	263.48	49.87
10. NP	479.23	0.578	277.22	52.47
11. NP	479.23	0.660	316.37	59.88
12. NP	479.23	0.743	356.12	67.40
13. NP	479.23	0.827	396.23	74.99
14. NP	463.91	0.911	422.55	79.97
15. NP	238.48	1.000	238.48	45.13
Σ				575.17

Tab. 2.29: Vodorovné sily F_j ve směru y z posunů hmot s_j

Nº	m [t]	s_j [m]	ms_j	F_j [kN]
1. NP	542.19	0.0290	15.70	3.29
2. NP	437.16	0.0601	26.27	5.52
3. NP	439.58	0.1022	44.91	9.43
4. NP	439.58	0.1533	67.37	14.14
5. NP	432.62	0.2123	91.86	19.28
6. NP	485.95	0.2779	135.06	28.35
7. NP	502.48	0.3473	174.53	36.64
8. NP	502.48	0.4211	211.59	44.42
9. NP	528.36	0.4983	263.28	55.27
10. NP	479.23	0.5781	277.06	58.16
11. NP	479.23	0.6599	316.24	66.38
12. NP	479.23	0.7429	356.01	74.73
13. NP	479.23	0.8266	396.14	83.16
14. NP	463.91	0.9107	422.49	88.69
15. NP	238.48	1.0000	238.48	50.06
Σ				637.53

Norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004 umožňuje provést výpočet vodorovných seismických sil F_i pomocí druhé metody, podle výrazu č. 1.81. Dvě následující tabulky č. 2.30 a č. 2.31 uvádějí výsledky tohoto výpočtu.

Tab. 2.30: Vodorovné sily F_i ve směru x z výšky hmot z_i

Nº	m [t]	z_i [m]	mz_i	F_i [kN]
1. NP	542.19	10.98	5953.2	13.52
2. NP	437.16	14.7	6426.2	14.59
3. NP	439.58	18.52	8141.0	18.49
4. NP	439.58	22.34	9820.2	22.30
5. NP	432.62	26.16	11317.4	25.70
6. NP	485.95	29.98	14568.8	33.08
7. NP	502.48	33.7	16933.6	38.45
8. NP	502.48	37.42	18802.9	42.70
9. NP	528.36	41.14	21736.6	49.36
10. NP	479.23	44.86	21498.3	48.82
11. NP	479.23	48.58	23281.1	52.87
12. NP	479.23	52.3	25063.8	56.91
13. NP	479.23	56.02	26846.6	60.96
14. NP	463.91	59.74	27714.0	62.93
15. NP	238.48	63.68	15186.3	34.48
Σ				575.17

Tab. 2.31: Vodorovné sily F_j ve směru y z výšky hmot z_j

Nº	m [t]	z_j [m]	mz_j	F_j [kN]
1. NP	542.19	10.98	5953.2	14.98
2. NP	437.16	14.7	6426.2	16.17
3. NP	439.58	18.52	8141.0	20.49
4. NP	439.58	22.34	9820.2	24.72
5. NP	432.62	26.16	11317.4	28.49
6. NP	485.95	29.98	14568.8	36.67
7. NP	502.48	33.7	16933.6	42.62
8. NP	502.48	37.42	18802.9	47.33
9. NP	528.36	41.14	21736.6	54.71
10. NP	479.23	44.86	21498.3	54.11
11. NP	479.23	48.58	23281.1	58.60
12. NP	479.23	52.3	25063.8	63.09
13. NP	479.23	56.02	26846.6	67.57
14. NP	463.91	59.74	27714.0	69.76
15. NP	238.48	63.68	15186.3	38.22
Σ				637.53

Získané hodnoty mohou být následně využity pro stanovení seismického zatížení konstrukce a analýzu její odezvy na seismické účinky. Tento výpočet představuje zjednodušenou metodu, která je však vhodná v případech, kdy není možné aplikovat přesnější výpočetní metody, jako je například spektrální analýza.

2.6 Spektrální analýza

Spektrální analýza byla provedena pomocí programu RFEM s využitím přídatného modulu Spektrální analýza. Program RFEM umožňuje dvě možnosti nastavení návrhového spektra odezvy: manuální nastavení tvaru nebo použití spektra odezvy podle normy Eurocode 8 EN 1998-1:2004.

2.6.1 Nastavení spektra odezvy

Při numerickém výpočtu v softwaru RFEM bylo použito návrhové spektrum odezvy $S_d(T)$ se stejnými parametry, které byly uplatněny při analytickém výpočtu metodou náhradní příčné síly. Nastavení návrhového spektra odezvy $S_d(T)$ bylo totožné pro oba půdorysné směry x a y .

Podmínkou použití modální analýzy spektra odezvy je zahrnutí takového počtu vlastních tvarů, aby součet efektivních kmitajících hmot dosáhl minimálně 90% z celkové hmotnosti konstrukce. Tato podmínka byla již splněna při výpočtu pomocí modální analýzy.

V nastavení spektra odezvy v softwaru RFEM je možné zobrazit hodnoty spektra odezvy pro každou jednotlivou použitou vlastní periodu. Současně lze ověřit splnění podmínky, že suma efektivních kmitajících hmot dosahuje alespoň 90 % z celkové hmotnosti konstrukce, jak požaduje norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004.

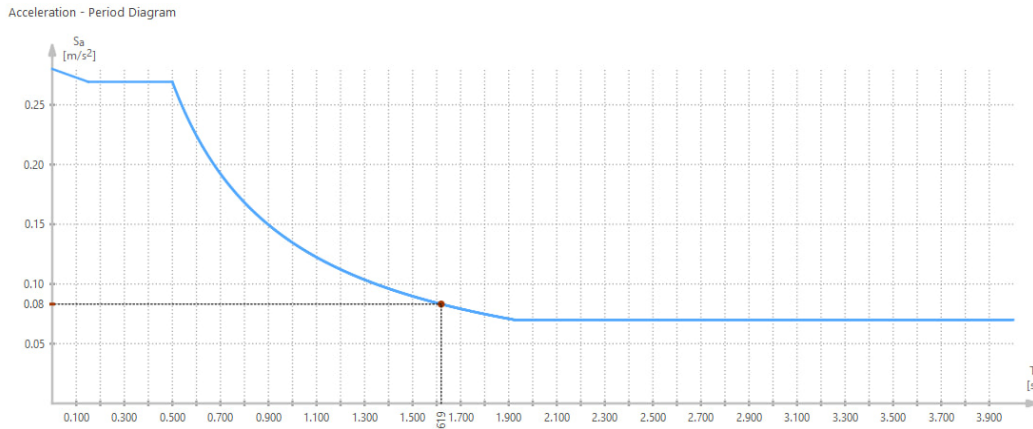
Následující obrázek č. 2.29 znázorňuje část použitých vlastních tvarů a odpovídající procentuální sumu efektivních kmitajících hmot pro prutový model.

Mode Activation									
Mode No.		Natural Period T [s]	Acceleration			Factor for effective modal mass [--]			
			SaX [m/s ²]	SaY [m/s ²]	SaZ [m/s ²]	fmeX	fmeY	fmeZ	
1	<input checked="" type="checkbox"/>	1.619	0.08	0.08		0.687	0.000	0.000	
2	<input checked="" type="checkbox"/>	1.465	0.09	0.09		0.000	0.686	0.000	
3	<input checked="" type="checkbox"/>	1.167	0.12	0.12		0.000	0.000	0.000	
4	<input checked="" type="checkbox"/>	0.382	0.27	0.27		0.000	0.000	0.000	
5	<input checked="" type="checkbox"/>	0.258	0.27	0.27		0.193	0.000	0.000	
6	<input checked="" type="checkbox"/>	0.239	0.27	0.27		0.000	0.000	0.000	
7	<input checked="" type="checkbox"/>	0.234	0.27	0.27		0.000	0.193	0.000	
8	<input checked="" type="checkbox"/>	0.165	0.27	0.27		0.000	0.000	0.000	
Meff. i / Σ M						0.944	0.943	0.000	

Obr. 2.29: Kontrola efektivní kmitající hmoty pro prutový model

Podmínka, že suma efektivních kmitajících hmot musí dosáhnout alespoň 90 % z celkové hmotnosti konstrukce, byla splněna ve směrech osy x a y .

Tvar návrhového spektra odezvy $S_d(T)$ prvního druhu v softwaru RFEM pro prutový model je znázorněn na obrázku č. 2.30.



Obr. 2.30: Tvar návrhového spektra odezvy prvního druhu v RFEM pro prutový model

Dalším krokem bylo zvolit vhodnou metodu superpozice modálních odezev. Norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004 rozlišuje dvě základní metody, a to CQC (Complete Quadratic Combination) a SRSS (Square Root of the Sum of the Squares). Pro rozhodnutí o výběru vhodné metody bylo nutné ověřit podmínku korelace vlastních tvarů dle výrazu č.1.83.

Výraz č. 2.30 znázorňuje ověření podmínky korelace vlastních tvarů pro prutový model. Analogicky, výraz č. 2.31 představuje ověření této podmínky pro deskostěnový model.

$$1,465 \text{ s} \not\leq 0.9 \cdot 1,619 = 1,457 \text{ s} \quad (2.30)$$

$$1,614 \text{ s} \leq 0.9 \cdot 1,933 = 1,740 \text{ s} \quad (2.31)$$

Podmínka pro použití metody SRSS nebyla u prutového modelu splněna. Přestože deskostěnový model tuto podmínku splnil, byla pro oba modely zvolena kombináční metoda CQC. Tento postup umožňuje přesnější porovnání dynamické odezvy konstrukce mezi 1D a 3D modelem. Metoda CQC zaručuje přesnější výpočet, pokud jsou vlastní periody mezi sebou korelované. Hodnota viskózního tlumení byla nastavena na 5 %.

Pro kombinaci směrových účinků bylo použito pravidlo kombinace 100/30 a 30/100, jak je uvedeno v teoretické části práce. Tento přístup umožňuje komplexně zohlednit účinky seismického zatížení ve dvou půdorysných směrech x a y , kdy v jednom směru je zatížení uvažováno ve výši 100 %, zatímco ve druhém směru je zahrnuto na úrovni 30 %.

2.6.2 Výpočet pomocí metody CQC

Výpočet byl proveden na 1D a 3D modelech s využitím horizontálního návrhového spektra odezvy $S_d(T)$. Získané hodnoty odezvy byly vyjádřeny jako posuny ve směrech půdorysných os x a y . Posuny u_x a u_y byly zjišťovány těsně předposledním patře. V případě 1D modelu odpovídá tento posun předposlednímu uzlu na výškové úrovni 59,74 m.

Dalším klíčovým parametrem byla základová smyková síla F_b na úrovni terénu nad stropní deskou garáže, což splňuje podmínku spektrální analýzy, že uvažovaná kmitající hmota je umístěna na úrovni tuhé základové desky.

Posuny u_x a u_y

Nejprve byly vypočteny posuny u_x a u_y . Výsledky pro jednotlivé směry při uvažování 100% účinků jsou přehledně uvedeny v tabulce č. 2.32.

Tab. 2.32: Hodnoty posunu jednotlivých směru x a y CQC

	u_x [mm]	u_y [mm]
3D	8.7	7.5
1D	7.9	7.1
Rozdíl %	9.2	5.3

Rozdíl do 10% je považován za dostatečný a akceptovatelný. Vyšší procentuální odchylka posunů ve směru osy x je způsobena specifickou geometrií konstrukce a orientací převisu, který je zarovnán ve směru osy x .

Následující dvě tabulky zobrazují posuny u_x a u_y při použití kombinačního pravidla 100/30 a 30/100. První tabulka č. 2.33 uvádí výsledky výpočtu, kde bylo uvažováno 100 % zatížení ve směru osy x a 30 % zatížení ve směru osy y . Druhá tabulka č. 2.34 prezentuje výsledky při 30 % zatížení ve směru osy x a 100 % zatížení ve směru y .

Tab. 2.33: Hodnoty posunů podle kombinace 100/30 a CQC

	u_x [mm]	u_y [mm]
3D	8.7	2.3
1D	7.9	2.1
Rozdíl %	9.2	8.7

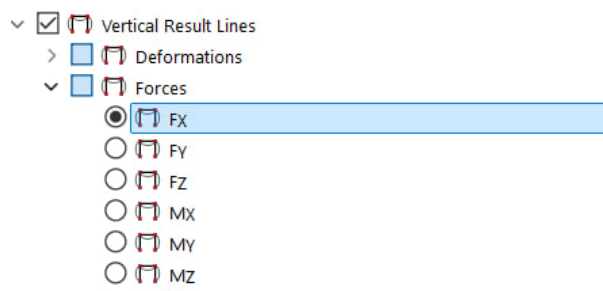
Tab. 2.34: Hodnoty posunů podle kombinace 30/100 a CQC

	u_x [mm]	u_y [mm]
3D	2.7	7.6
1D	2.4	7.1
Rozdíl %	11.1	6.6

Procentuální rozdíl při použití kombinačních pravidel 100/30 a 30/100 je považován za přijatelný.

Základová smyková síla F_b

Pro získání základové smykové síly F_b v jednotlivých směrech x a y byla využita funkce Vertical Results Lines v záložce výsledků, která umožňuje zobrazit průběh smykové síly po celé výšce modelu.



Obr. 2.31: Funkce Vertical Results Lines

Kontrolovaná hodnota základové smykové síly F_b určena na úrovni nad stropní deskou garáže. V 1D modelu odpovídá tato úroveň uzlu, který má podporu zabránující vodorovnému posunu ve směru půdorysných os x a y .

Hodnota základové smykové síly F_b pro 100% zatížení ve směru osy x činí 549,86 kN. Alternativně byla tato hodnota zjištěna za pomoci přídatného modulu Model budovy, který umožňuje zobrazit odezvu konstrukce na seizmické účinky pro jednotlivá podlaží, jak je znázorněno na obrázku č. 2.32.

Story No.	Side	Story Forces	
		Fx [kN]	Fy [kN]
1	Top	549.86	0.00
		-549.86	0.00
	Bottom	549.86	0.00
		-549.86	0.00
0	Top	7974.74	0.00
		-7974.74	0.00
	Bottom	7974.74	0.00

Obr. 2.32: Hodnota základové smykové síly ve směru osy x na 1D modelu

Tabulka č. 2.35 zobrazuje hodnotu základové smykové síly F_b na prutovém a deskostěnovém modelu pro 100% zatížení, působící nezávisle ve směru osy x a ve směru osy y .

Tab. 2.35: Hodnoty F_b jednotlivých směru x a y CQC

	F_{b_x} [kN]	F_{b_y} [kN]
3D	447.21	517.4
1D	549.86	580.24
Rozdíl %	23.0	12.5

Větší rozdíl v základové smykové síle F_{b_x} mezi prutovým a deskostěnovým modelem je především způsoben převisem a rozložením hmoty v konstrukci. Při výpočtu základové smykové síly F_{b_x} pro deskostěnový model byly zohledněny pouze dva vlastní tvary. První vlastní tvar je dominantní, přičemž faktor účinné modální hmoty f_{meX} ve směru osy x činí 0,878. Faktor účinné modální hmoty f_{meX} pro druhý vlastní tvar ve směru osy x je roven 0,07.

Na rozdíl od 1D modelu, kde byly použity tři vlastní tvary s hodnotami faktoru účinné modální hmoty f_{meX} rovnými 0,687, 0,193 a 0,064. Tento rozdíl v počtu a hodnotách faktorů účinné modální hmoty ovlivnil hodnotu síly F_{b_x} .

Při výpočtu základové smykové síly F_{b_x} se používá kmitající hmota m_{eX} a návrhové spektrum odezvy $S_d(T)$. Z obrázku č. 2.30 je zřejmé, že pro nejdelší periodu kmitání T je přiřazena nejmenší hodnota $S_d(T)$. V důsledku toho je v 3D modelu největší kmitající hmota m_{eX} vynásobena nejmenší hodnotou $S_d(T)$, což vede k nižší hodnotě základové smykové síly F_{b_x} ve srovnání s 1D modelem.

Následující dvě tabulky č.2.36 a č. 2.37 znázorňují hodnoty kmitajících hmot m_{eX} a návrhového spektra odezvy $S_d(T)$ pro 1D a 3D model ve směru osy x .

Tab. 2.36: Hodnoty m_{eX} a $S_D(T)$ pro vlastní tvary ve směru x pro 1D

i	m_{eX} [t]	$S_d(T)$ m/s ²
1	4759520	0.08
2	1338990	0.27
3	442797	0.27

Tab. 2.37: Hodnoty m_{eX} a $S_D(T)$ pro vlastní tvary ve směru x pro 3D

i	m_{eX} [t]	$S_d(T)$ m/s ²
1	6109870	0.07
2	485172	0.27

Následně byly získány a porovnány hodnoty F_{b_x} a F_{b_y} za použití kombinačního pravidla 100/30 a 30/100. Výsledky jsou znázorněny v tabulkách č. 2.38 a č.2.39.

Tab. 2.38: Hodnoty základové smykové síly podle kombinace 100/30 a CQC

	F_{b_x} [kN]	F_{b_y} [kN]
3D	448.87	160.69
1D	549.86	174.07
Rozdíl %	22.5	8.3

Tab. 2.39: Hodnoty základové smykové síly podle kombinace 30/100 a CQC

	F_{b_x} [kN]	F_{b_y} [kN]
3D	139.71	519.04
1D	164.96	580.24
Rozdíl %	18.1	11.8

Kombinační pravidlo ovlivnilo výsledky příznivě přibližně o 1%. Ačkoli rozdíl v hodnotách síly F_{b_x} zůstává stále větší u 1D modelu, výsledky jsou považovány za přijatelné.

Porovnání základové smykové síly F_b s analytickým výpočtem

Pro kontrolu výpočtu spektrální analýzou byla základová síla F_b z 1D modelu porovnána se silou získanou analytickým výpočtem. Při zjednodušeném výpočtu metodou náhradní příčné síly, síly F_{b_x} a F_{b_y} činí 575,17 kN a 637,53 kN, respektive.

Pro analytický výpočet byly použity první dominantní vlastní periody ve směru os x a y , přičemž byla uvažována 100 % hmota nad základovou deskou nad garáží.

Ve skutečnosti však v 1D modelu ve směru osy x kmitá pouze 68,7 % od hmoty m a ve směru osy y 68,6 % v dominantních vlastních tvarech.

Při spektrální analýze byly použity více vlastních tvarů. Proto pro kontrolu byly síly F_{b_x} a F_{b_y} spočítány pouze pro jeden vlastní tvar ve směru os x a y v 1D modelu. Získané hodnoty sil F_{b_x} a F_{b_y} z analytického výpočtu byly vynásobeny faktorem účinné hmoty f_{me} pro jednotlivý směr x a y . Výpočet hodnot sil F_{b_x} a F_{b_y} je uveden ve vztazích č. 2.32 a č. 2.33

$$F_{b_x} = 575,17 \cdot 0,687 = 395,14 \text{ kN} \quad (2.32)$$

$$F_{b_y} = 637,53 \cdot 0,686 = 437,35 \text{ kN} \quad (2.33)$$

Porovnání hodnot je uvedeno v tabulce č. 2.40.

Tab. 2.40: Hodnoty sil F_{b_x} a F_{b_y} z 1D modelu CQC a analytického výpočtu

	F_{b_x} [kN]	F_{b_y} [kN]
Analytické	395.14	437.35
1D model	395.74	437
Rozdíl %	0.15	0.08

2.6.3 Výpočet pomocí metody SRSS

Deskostěnový model splnil podmínku dle výrazu č. 1.83 pro použití kombinačního pravidla SRSS. Prutový model byl těsně na hranici, aby také splnil podmínku nezávislosti vlastních tvarů. Proto byl proveden výpočet posunů a základové smykové síly pomocí kombinace SRSS.

Hodnoty vypočtených posunů u_x a u_y a základové smykové síly F_{b_x} a F_{b_y} podle kombinčního pravidla SRSS jsou znázorněny v následujících tabulkách.

Tab. 2.41: Hodnoty posunů jednotlivých směru x a y SRSS

	u_x [mm]	u_y [mm]
3D	8.7	7.5
1D	7.9	7.1
Rozdíl %	9.2	5.3

Tab. 2.42: Hodnoty posunů podle kombinace 100/30 a SRSS

	u_x [mm]	u_y [mm]
3D	8.8	2.3
1D	7.9	2.1
Rozdíl %	10.2	8.7

Tab. 2.43: Hodnoty posunů podle kombinace 30/100 a SRSS

	u_x [mm]	u_y [mm]
3D	2.7	7.5
1D	2.4	7.1
Rozdíl %	11.1	5.3

Tab. 2.44: Hodnoty F_b jednotlivých směru x a y SRSS

	F_{b_x} [kN]	F_{b_y} [kN]
3D	446.81	508.63
1D	548.84	579.23
Rozdíl %	22.8	13.9

Tab. 2.45: Hodnoty základové smykové síly podle kombinace 100/30 a SRSS

	F_{b_x} [kN]	F_{b_y} [kN]
3D	448.63	158.58
1D	548.84	173.77
Rozdíl %	22.3	9.6

Tab. 2.46: Hodnoty základové smykové síly podle kombinace 30/100 a SRSS

	F_{b_x} [kN]	F_{b_y} [kN]
3D	140.12	510.43
1D	164.65	579.23
Rozdíl %	17.5	13.5

Výsledky získané použitím pravidla SRSS se výrazně neliší od výsledků metody CQC, což potvrzuje nezávislost vlastních tvarů na 1D modelu. Maximální procentuální rozdíl činí přibližně 1 %. Výhodou použití pravidla SRSS je jeho jednoduchost pro analytický výpočet, na rozdíl od metody CQC, která je časově náročnější a vyžaduje podrobnější výpočty. Pro další porovnání byla použita metoda SRSS.

2.7 Praktické využití výsledků

Ne vždy jsou k dispozici nástroje pro provedení spektrální analýzy. Prvním faktorem je cena přídatných modulů, jako je například modul Spektrální analýza v komerčně dostupných programech, což může být nákladné pro malé a střední projekty. Druhým faktorem je časová náročnost. Při použití 3D modelů může výpočet spektrální analýzy trvat desítky minut až hodiny, což může být nepraktické při častých změnách nebo při návrhu složitějších konstrukcí.

V takových případech je možné aplikovat analytický výpočet na zjednodušené modely, což představuje méně nákladné řešení z hlediska dostupnosti přídatného modulu Spektrální analýza. Tento přístup je vhodný pro základní posouzení seismických účinků, pokud není nutné provádět podrobnou analýzu celé konstrukce.

Další možností je aplikovat výsledky pokročilých analýz ze zjednodušených modelů na složitější prostorové modely. Tento postup umožňuje ušetřit čas výpočtu seismické odezvy na detailnějších prostorových modelech. Tato metoda je efektivní při opakovaných úpravách komplexních modelů.

2.7.1 Analytický výpočet vs. Zjednodušený model

Výsledky získané analytickým výpočtem mohou být aplikovány na zjednodušený 1D model při nedostupnosti přídatného modulu spektrální analýzy v komerčních programech. Při analytickém výpočtu metodou náhradní příčné síly byly vodorovné seismické síly spočítány dvěma způsoby.

První metoda využívá vlastní modální posuny konstrukce, které byly získány modální analýzou. Druhá metoda vychází z hmotnosti a výšky podlaží. Tato metoda předpokládá, že posun konstrukce se lineárně zvyšuje s výškou, což znamená, že vyšší podlaží vykazují větší posuny. Tento přístup nevyžaduje znalost modálních posunů konstrukce, čímž dále zjednodušuje výpočet.

Nejprve byl 1D model zatížen silami uvedenými v tabulce č.2.28 a č. 2.29 za použití první metody a předpokladu, že kmitá 100% hmoty. Pro srovnání s analytickým výpočtem na 1D modelu bylo použito spektrum odezvy s plným zatížením ve směru osy x a y . Získané výsledky posunů jsou uvedeny v tabulce č. 2.47.

Tab. 2.47: Hodnoty posunů podle první metody pro 1D model

	u_x [mm]	u_y [mm]
Od spektrální analýzy na 1D	7.9	7.1
Od sil z analytického výpočtu na 1D	11.4	10,4
Rozdíl %	44.3	46.5

Následně byl 1D model zatížen silami spočítanými druhou metodou dle tabulky č. 2.30 a č. 2.31.

Tab. 2.48: Hodnoty posunů podle druhé metody pro 1D model

	u_x [mm]	u_y [mm]
Od spektrální analýzy na 1D	7.9	7.1
Od sil z analytického výpočtu na 1D	10.1	9.2
Rozdíl %	27.85	29.58

Příznivější výsledky posunů byly dosaženy pomocí druhé metody výpočtu vodorovných seismických sil, která využívá hmotnost a výšku podlaží, čímž se eliminuje potřeba znalosti hodnot modálních posunů konstrukce.

Větší posun na 1D modelu při aplikaci vodorovných seismických sil, získaných analytickým výpočtem, potvrzuje zjednodušenost metody náhradní příčné síly.

Získané výsledky mohou sloužit jako hrubý odhad při posouzení konstrukce podle mezního stavu použitelnosti. Norma Eurocode 8 EN 1998-1:2004 definuje hodnoty mezních relativních posunů podlaží, které je nutné dodržet pro zajištění komfortu a bezpečnosti užívání budovy. Tyto výsledky mohou být také využity pro přesnější modely a dimenzování nosných prvků konstrukce při posouzení na mezní stav únosnosti. Vyšší hodnoty posunů získané touto metodou působí ve prospěch bezpečnosti při dimenzování nosných prvků, protože poskytují vyšší rezervy pro odolnost konstrukce vůči seismickému zatížení.

2.7.2 Zjednodušený model vs. Prostorový model

Čas výpočtu hraje klíčovou roli při analýze rozsáhlé konstrukce. Například firma může mít k dispozici přídavný modul Spektrální analýza v komerčním programu. Avšak u větších a detailnějších modelů může výpočet spektrální analýzy na pomalejších počítačích trvat desítky minut, zatímco výpočet pomocí prutového modulu je výrazně rychlejší.

Prostorový model lze zatížit vodorovnými silami, které byly získány spektrální analýzou na 1D modelu. Následně je možné provést statickou analýzu, která určí odezvu konstrukce na seismické zatížení, jež je reprezentováno soustavou statických vodorovných sil. Hledané veličiny jsou posuny a vnitřní síly. Výsledky byly vzájemně porovnány.“

Nejprve byly získány vodorovné síly od seismického zatížení na prutovém modelu spektrální analýzou. Výsledné rozložení základové smykové síly F_b je prezentováno ve formě statických vodorovných sil pro jednotlivá podlaží. Tabulka č. 2.49 zobrazuje hodnoty vodorovné seismické síly F_i pro směry podle os x a y .

Tab. 2.49: Vodorovné síly F_i ve směru x a y od spektrální analýzy na 1D modelu

N ^o	F_i [kN] směr x	F_i [kN] směr y
1. NP	18.55	17.75
2. NP	25.31	24.31
3. NP	33.39	32.21
4. NP	36.56	35.53
5. NP	34.99	34.48
6. NP	34.97	35.37
7. NP	29.46	31.26
8. NP	22.32	25.68
9. NP	16.28	21.36
10. NP	12.43	17.81
11. NP	18.98	24.28
12. NP	36.21	40.89
13. NP	63.69	67.61
14. NP	95.58	98.74
15. NP	70.12	71.95
Σ	548.84	579.23

V následujícím kroku byla síla F_i z tabulky č. 2.49 rozdělena do čtyř rohů jednotlivých podlaží v 3D modelu pro směry podle os x a y . Následně byla zahájena statická analýza s cílem získat odezvu konstrukce.

Výpočet posunů

Posuny u_x a u_y způsobené aplikovanými silami F_i z 1D modelu (z tabulky č. 2.49) byly porovnány s posuny získanými spektrální analýzou na 3D modelu podle kombinace SRSS. Výsledky jsou znázorněny v tabulce č. 2.50.

Tab. 2.50: Hodnoty posunů na 3D modelu od sil F_i a spektrální analýzy

	u_x [mm]	u_y [mm]
Od spektrální analýzy na 3D	8.7	7.5
Od sil F_i ze spektrální analýzy 1D na 3D	11.4	9.2
Rozdíl %	31.0	22.67

Výsledný rozdíl v posunech konstrukce je v přijatelných mezích. Je zřejmé, že není možné úplně na 100 % vyrovnat prutový a deskostěnový model, protože 3D modely zohledňují složitější dynamické interakce a detailnější chování konstrukce.

Nicméně i přes získané rozdíly může být seizmická odezva na 3D modelu, která byla vypočtena zjednodušeným postupem, použita pro další výpočty, například pro dimenzování nosných prvků.

Dalším parametrem, který byl porovnán, je čas výpočtu modální analýzy. Počet vlastních tvarů byl nastaven tak, aby faktor účinných hmot dosáhl 90 %. Čas výpočtu pro 1D model, který zahrnoval 14 vlastních tvarů, činil 9 sekund, zatímco pro 3D model, u kterého bylo spočítáno 6 vlastních tvarů, trval výpočet 3 minuty a 55 sekund.

Pro spektrální analýzu byly použity vlastní tvary získané modální analýzou. Výpočet pro 1D model trval 4 sekundy, pro 3D model 1 minutu a 9 sekund.

Výpočet 3D modelu modální a spektrální analýzou netrval až tak dlouho. Avšak v případě použití větších modelů, kde budova má větší počet vlastních tvarů pro dosažení podmínky 90 % účinné hmoty, a je nutné provádět neustálé úpravy v modelu, čas výpočtu se stává kritickým faktorem.

Výpočet vnitřních sil

Seismická odezva konstrukce je představena nejen posunem konstrukce, ale také vnitřními silami. Pro výpočet a porovnání vnitřních sil byl zvolen jeden nosný prvek v 3D modelu. Analyzovaným prvkem je krajní sloup, který se nachází pod převisem konstrukce na úrovni 3. nadzemního podlaží (3.NP).

Byly porovnány vnitřní síly od aplikovaných sil F_i 1D modelu s vnitřními silami od spektrální analýzy na 3D modelu podle kombinace SRSS.

Porovnávané hodnoty zahrnují posouvající síly V_z, V_y a ohybové momenty M_y, M_z způsobené zatížením vodorovnými silami F_i ve směru os x a y , respektive. Hodnoty aplikovaných sil F_i jsou znázorněny v tabulce č. 2.49. Označení vnitřních sil je podle orientace os průřezu v RFEM, jak je znázorněno na obrázku č. 2.7. Získané vnitřní síly byly porovnány jak v horní části sloupu, tak v dolní. Pro rozlišení byly vnitřní síly označeny dolními indexy $_1$ pro horní část a $_2$ pro dolní část sloupu. Výsledky jsou uvedeny v tabulkách č. 2.51 a č. 2.52.

Tab. 2.51: Vnitřní síly na 3D modelu od sil F_i a spektrální analýzy ve směru osy x

	V_{z1} [kN]	V_{z2} [kN]	M_{y1} [kNm]	M_{y2} [kNm]
Spektrální analýza na 3D	1.59	1.68	3.35	2.91
Od sil F_i na 3D	2.04	2.04	4.19	3.6
Rozdíl %	28.3	21.4	25.1	23.7

Tab. 2.52: Vnitřní síly na 3D modelu od sil F_i a spektrální analýzy ve směru osy y

	V_{y1} [kN]	V_{y2} [kN]	M_{z1} [kNm]	M_{z2} [kNm]
Spektrální analýza na 3D	1.56	1.61	2.71	3.34
Od sil F_i na 3D	2.3	2.3	4	4.8
Rozdíl %	47.4	42.9	47.6	43.7

Získané výsledky jsou porovnatelné. Vnitřní síly ve směru osy y vykazují větší rozdíl než ve směru osy x . Větší rozdíl ve vnitřních silách působí na stranu bezpečnou při dimenzování nosných prvků, protože zajišťuje vyšší rezervy pro odolnost konstrukce vůči seizmickým účinkům.

Provedený výpočet potvrdil, že je možné získat vnitřní síly v rozumných mezích na detailnějším deskostěnovém modelu při použití výsledků spektrální analýzy z zjednodušeného 1D modelu.

Závěr

Diplomová práce se zaměřila na dynamickou analýzu vybrané výškové budovy na účinky zemětřesení. Cílem této práce bylo provést výpočet odezvy zvolené konstrukce na dynamické zatížení podle normy Eurocode 8 EN 1998-1:2004 a porovnat výsledky získané ze zjednodušeného a komplexního prostorového modelu. Modelování probíhalo v komerčním výpočtovém programu RFEM od firmy Dlubal Software.

Konstrukce byla nejprve vymodelována prostorovým deskostěnovým modelem, který co nejvíce odpovídal vybrané budově. Tento model sloužil jako základ pro porovnání výsledků se zjednodušeným modelem. Následně byla konstrukce zjednodušena a vymodelována pomocí prutového modelu, jemuž byly přidány vlastnosti, aby model co nejvíce reprezentoval zvolenou budovu.

Než byla zahájena dynamická analýza, bylo nejprve nutné provést statickou analýzu pro srovnání tuhosti konstrukce mezi zjednodušeným a prostorovým modelem. Prvotně nastavená tuhost v prutovém modelu však neodpovídala detailnějšímu deskostěnovému modelu. Bylo nutné provést několik úprav, než byla tuhost prutového a deskostěnového modelu vzájemně shodná.

Na statickou analýzu navazovala modální analýza. V průběhu této analýzy byly porovnány základní dynamické vlastnosti konstrukce, které se počítají pomocí frekvenční rovnice. Rozdíl první vlastní frekvence ve směru os symetrie x činil 19,54 % a ve směru y 10 %. Rozdílné výsledky byly ovlivněny specifikami konstrukce budovy. Budova má převis ve směru vodorovné osy x , který hlavně ovlivnil rozložení hmoty konstrukce. Pro složitější konstrukce není možné zcela dokonale vyrovnat dynamické vlastnosti mezi zjednodušeným a komplexním prostorovým modelem. Avšak získaný rozdíl do 20 % byl považován za přijatelný pro další dynamické analýzy.

Na modální analýzu navazovala dynamická analýza odezvy konstrukce na seismické zatížení. Pro tuto analýzu bylo použito návrhové spektrum odezvy, jehož parametry byly nastaveny pro lokalitu Aveiro, která se nachází v Portugalsku. Nejprve byl proveden zjednodušený výpočet metodou náhradní příčné síly pro vlastní periody získané v zjednodušeném modelu, aby bylo lépe pochopeno princip použití spektra odezvy. Následně byl proveden komplexnější výpočet spektrální analýzou, a to jak pro kombinaci modálních odezev pomocí metody CQC, tak i SRSS. Získané hodnoty posunu konstrukce a základové smykové síly byly vzájemně porovnány mezi prutovým a deskostěnovým modelem. Pro kombinaci směrových účinků bylo nastaveno pravidlo 100/30 a 30/100 pro vodorovné spektrum odezvy ve směru os souměrnosti x a y . Hodnoty posunu získané při uvažování 100 % zatížení ve směru os x a y se lišily maximálně o 10 % pro metodu CQC. Rozdíl posunu ve směru osy x činí 9,2 %, zatímco ve směru osy y je 5,3 %. Rozdíl pro základovou smykovou sílu činil 23 % ve směru x a 12,5 % ve směru y . Větší rozdíl ve směru x je způsoben

ben především převisem konstrukce, který ovlivnil hodnotu efektivních kmitajících hmot. Prutový model nezohledňuje vliv převisu na 100 %. Použití pravidla kombinace směrových účinků 100/30 a 30/100 mírně zvýšilo hodnotu posunu a základové smykové síly u deskostěnového modelu, přičemž na prutový model nemělo žádný vliv. Následně byla provedena analýza použitím kombinačního pravidla SRSS pro modální odezvu. Získané výsledky jsou téměř shodné s výpočtem pomocí metody CQC, což potvrzuje, že vlastní tvary konstrukce jsou na sobě nezávislé.

Poslední kapitola praktické části se zabývá možnou aplikací výsledků. Nejprve byly aplikovány horizontální síly, které reprezentují seismické zatížení získané metodou náhradní příčné síly. Zjednodušený model byl zatížen těmito silami s cílem vyvolat seismickou odezvu konstrukce a následně porovnat posun s posunem získaným spektrální analýzou na prutovém modelu. Výsledný rozdíl činí 44,3% a 46,5% při použití horizontálních sil závislých na vlastních tvarech konstrukce a 27,85% a 29,58% pro horizontální síly závislé na hmotě a výšce podlaží, a to pro posun ve směru x a y , respektive. Výsledný rozdíl potvrzuje zjednodušenost metody náhradní příčné síly, avšak získané výsledky mohou být použity pouze jako hrubý odhad pro další posouzení konstrukce. Pro efektivnější návrh je lepší použít výsledky z přesnějších metod, jako je spektrální analýza na zjednodušeném nebo prostorovém modelu.

Pro druhou aplikaci výsledků byly použity vodorovné seismické síly získané spektrální analýzou na zjednodušeném modelu. Těmito silami byl zatížen prostorový model, a nejprve byl porovnán posun konstrukce s výsledky spektrální analýzy provedené na tomto modelu. Rozdíl posunu činí 31 % ve směru osy x a 22,67 % ve směru osy y . Tento přístup může být vhodný pro velké a detailnější modely, kde spektrální analýza může trvat desítky minut na prostorovém modelu, zatímco doba výpočtu na zjednodušeném modelu je v řádu minut. Následně byly porovnány hodnoty posouvacích sil a ohybových momentů od seismického zatížení. Rozdíl ve vnitřních silách činí v mezích do 30% pro zatížení ve směru osy x a do 50% pro směr y . Získané výsledky mohou být použity pro dimenzování prvků konstrukce. Větší hodnoty v porovnání se spektrální analýzou na prostorovém modelu jsou na straně bezpečnosti.

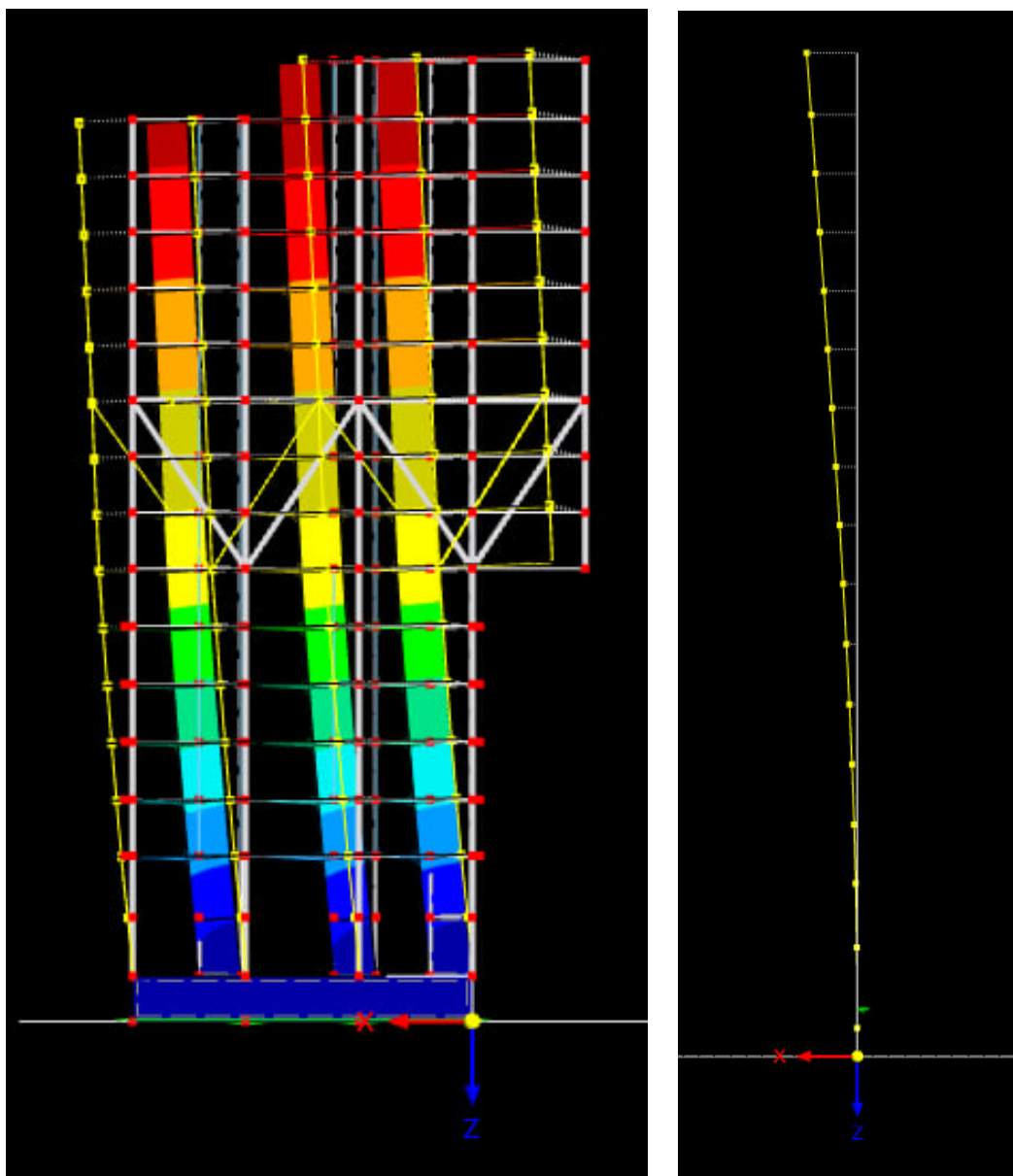
Závěrem lze konstatovat, že analýza konstrukce na účinky zemětřesení je komplexní proces, který zahrnuje různé výpočetní metody. Výpočet může být proveden jak na prostorovém modelu, který poskytuje spolehlivé výsledky, tak na zjednodušeném modelu. U zjednodušeného modelu je však nutné zohlednit specifické vlastnosti a charakteristiky budovy, které se nastavují ručně. Správně nastavený zjednodušený model vykazuje výsledky, které jsou srovnatelné s výsledky prostorového modelu. Tyto výsledky získané na zjednodušeném modelu mohou být následně použity pro další analýzy a posouzení konstrukcí.

Literatura

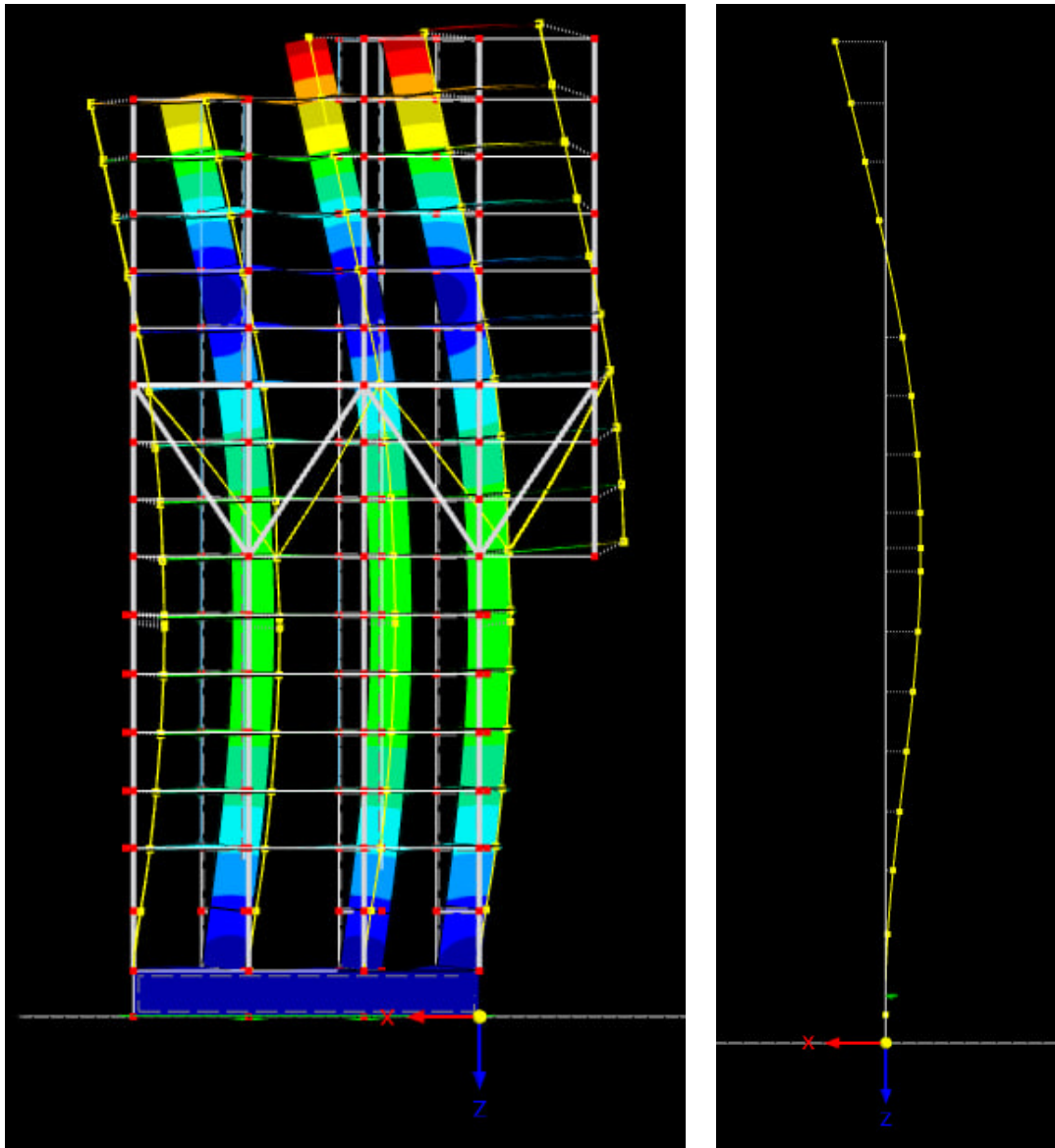
1. RODRIGUES, H. *Přednášky z předmětu Dynamics and Seismic Engineering*. Universidade de Aveiro, 2022.
2. CHOPRA, A. K. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. In: 2nd. New Jersey : Prentice Hall, 2001, s. 844. ISBN 0-13-086973-2.
3. SADASHIVA, V. *Quantifying Structural Irregularity Effects for Simple Seismic Design*. 2010. Dostupné také z: <https://ir.canterbury.ac.nz/handle/10092/5309>. Dis. pr. University of Canterbury. Přístup: 10. ledna 2025.
4. MÁČA, J. *Dynamika stavebních konstrukcí 2 - III MKP – vlastní kmitání*. 2024. Dostupné také z: https://mech.fsv.cvut.cz/homeworks/student/DY02/DSK2_03.pdf. Přístup: 10. ledna 2025.
5. HOFFMANN, S. *Modal Analysis | Solution Methods for Eigenvalue Problem*. 2021. Dostupné také z: <https://www.dlupal.com/en/support-and-learning/learning/videos/003054>. Přístup: 10. ledna 2025.
6. MASARYKOVA UNIVERZITA. *Zemětřesení v ČR a okolí*. 2025. Dostupné také z: <https://www.ipe.muni.cz/public/czech-earthquakes>. Přístup: 10. ledna 2025.
7. BRITANNICA. *Plate Tectonics: Transform Faults*. 2025. Dostupné také z: <https://www.britannica.com/science/seismology>. Přístup: 10. ledna 2025.
8. GEOLOGYSCIENCE. *Earthquakes: Definitions, Causes, Effect, Measurement*. 2023. Dostupné také z: https://geologyscience.com/natural-hazards/earthquakes/earthquakes-and-seismicity/#Basics_of_Earthquakes. Přístup: 10. ledna 2025.
9. MÁČA, J. I. *Úvod do seizmického inženýrství*. 2024. Dostupné také z: https://mech.fsv.cvut.cz/homeworks/student/DY02/DSK2_03.pdf. Přístup: 10. ledna 2025.
10. CEN. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN, 2004. EN 1998-1:2004.
11. EUROCODE APPLIED. *EN 1998 Design Response Spectrum*. 2025. Dostupné také z: <https://eurocodeapplied.com/design/en1998/design-response-spectrum>. Přístup: 10. ledna 2025.

12. RODRIGUES, H.; ELAWADY, M. H. Ductility considerations in seismic design of reinforced concrete frame buildings according to the Eurocode 8. *Innovative Infrastructure Solutions*. 2019, roč. 4, č. 1. Dostupné z DOI: 10.1007/s41062-018-0192-x. Přístup: 10. ledna 2025.
13. CTP. *Building I at Vlněna Complex*. 2025. Dostupné také z: <https://ctp.eu/vlnena/building-i/>. Přístup: 10. ledna 2025.
14. ZBYNĚK, J. K.; ROSTISLAV, K.; ZÍDEK; VLK, Z. *Základy stavební mechaniky: Modul BD01-M02 Průřezové charakteristiky*. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2004.
15. VŠB. *Pružnost a Plasticita - Téma 7: Kroucení*. 2010. Dostupné také z: https://home1.vsb.cz/~kre13/studium/pp_tema07_tisk.pdf. Přístup: 10. ledna 2025.
16. THE ENGINEERING TOOLBOX. *Mass Moment of Inertia*. 2005. Dostupné také z: https://www.engineeringtoolbox.com/moment-inertia-torque-d_913.html. Přístup: 10. ledna 2025.
17. COSTA, A. C.; SOUSA, M.; CARVALHO, A. Seismic Zonation for Portuguese National Annex of Eurocode 8. In: *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China : World Conference on Earthquake Engineering, 2008. Dostupné také z: https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_07-0167.PDF. Přístup: 10. ledna 2025.

A Základní vlastní tvary



Obr. A.1: První vlastní tvar



Obr. A.2: Druhý vlastní tvar