



**KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS**

Andrius Staniulis

**SEISMINIO POVEIKIO VEIKIAMO RĖMO PAGAL EUROKODĄ
TYRIMAI**

Baigiamasis magistro projektas

Vadovas

Lekt. dr. Nerijus Adamukaitis

KAUNAS, 2015

KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS
STATYBINIŲ KONSTRUKCIJŲ KATEDRA

TVIRTINU

Katedros vedėjas

Doc. dr. Mindaugas Augonis

SEISMINIO POVEIKIO VEIKIAMO RĖMO PAGAL EUROKODĄ
TYRIMAI

Baigiamasis magistro projektas
Statybos inžinerija (kodas 621H20001)

Vadovas

Lekt. dr. Nerijus Adamukaitis

Recenzentas

Birutė Adomaitienė

Projektą atliko

STM-3 gr. stud. Andrius Staniulis

KAUNAS, 2015

PARENGTO BAIGIAMOJO DARBO SAVARANKIŠKUMO PATVIRTINIMAS

Patvirtinu, kad parengtas (bakalauro, magistro) baigiamasis darbas

„Seisminio poveikio veikiamo rėmo pagal Eurokodą tyrimai“

(įrašyti pavadinimą)

- atliktas savarankiškai ir nebuvo kaip visuma pateiktas jokiame dėstomajame dalyke atsiskaityti šiame ar ankstesniuose semestruose;
- nebuvo pateiktas atsiskaityti kitame KTU fakultete arba kitoje Lietuvos aukštojoje mokykloje;
- turi visas į baigiamojo darbo literatūros sąrašą įtrauktą informacijos šaltinių nuorodas.

(vardą ir pavardę įrašyti ranka)

(parašas)

Data
2015-05-15

KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS
STATYBINIŲ KONSTRUKCIJŲ KATEDRA

Magistro baigiamasis projektas

SEISMINIO POVEIKIO VEIKIAMO RĖMO PAGAL EUROKODĄ TYRIMAI

Andrius Staniulis

Anotacija

Magistro baigiamajame projekte nagrinėjama seisminio poveikio veikiamas rėmas.

Pagrindinis tikslas – ištirti seisminio poveikio įtaką rėmams pagal Eurokodą. Tam tikslui pasiekti sudaryti trys skaičiuojamieji rėmai, iš kurių vienas skaičiuojamas šoninės jėgos metodu pagal Eurokodą ir poto atliekama visų rėmų analizė kompiuterine programa.

Baigiamajame magistro projekte ištirtas seisminis poveikis rėmui remiantis Eurokodu, naudojant šoninės jėgos analizės metodą. Atlikta stipri kolonas - silpna sija, silpna kolona – stipri sija, standaus rėmų analizė kintant ataskaitiniui grunto pagreičiui esant vienodam B grunto tampriosios reakcijos spektrui. Pateikiami skaičiavimai ir analizės duomenys iš kompiuterinės programos. Visų tyrimų rezultatai lyginami tarpusavyje, pateikiamos išvados.

Reikšminiai žodžiai: Eurokodas, seisminis poveikis, grunto ataskatinis pagreitis, grunto tampriosios reakcijos spektras.

KAUNAS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND ARCHITECTURE
DEPARTMENT OF BUILDINGS STRUCTURES

Master final project

RESEARCH OF FRAME LOADED BY TO SEISMIC IMPACT ACCORDING TO
EUROCODE

Andrius Staniulis

Summary

This master final project analyses frame exposed to seismic impact.

The main purpose of this final project is to research frames exposed to seismic impact according to eurocode. For this reason there were designed three frames. One of them was analysed using lateral force method. After that all frames were analysed by calculation software.

This master final project examines the seismic impact exposed frames according to eurocode by lateral force method. Analyses of strong column – weak beam, strong beam – weak column, rigid frames have been done using variable reference ground acceleration under the same elastic horizontal ground acceleration response spectrum.

The calculation and analyses results were made. The results are compared with each other with conclusions.

Keywords: Eurocode, seismic impact, reference ground acceleration, elastic horizontal ground acceleration response spectrum.

Turinys

PAVEIKSLŲ SĄRAŠAS	8
LENTELIŲ SĄRAŠAS	10
ĮVADAS	11
1. Literatūros apžvalga	13
1.1. Seisminė inžinerija	13
1.2. Konstrukcijų virpesiai	16
1.3. Atsparių žemės drebėjimui konstrukcijų projektavimas	20
1.4. Seisminis poveikis.....	22
1.5. Žemės drebėjimui atsparių pastatų charakteristikos.....	28
1.6. Konstrukcijos analizė	29
1.7. Saugos patikros	35
2. SKAIČIAVIMAI PAGAL METODIKAS.....	37
2.1. Skaičiuojamosios schemos.....	37
2.2. Skaičiavimų atlikimo tvarka.....	38
3. SILPNA SIJA – STIPRI KOLONA SKAIČIAVIMAS.....	39
3.1. Pagrindiniai ir pradiniai duomenys skaičiavimui.....	39
3.2. Stiprumo ir standumo tikrinimas sijoms	40
3.3. Silpna sija - Stipri kolona tikrinimas.....	41
3.4. Vidinės kolonos tikrinimas.....	42
3.5. Seisminės masės vertinimas	44
4. ANALIZĖ IR REZULTATAI.....	45
4.1. Analizė remiantis šoninės jėgos metodu	45
4.2. Rezultatai.....	46
5. Šoninės jėgos metodo analizės pagrindai.....	52
5.1. Šoninės jėgos analizės metodo žingsniai	52
6. SEISMINĖ ANALIZĖ „SOFISTIK“ PROGRAMA	57

6.1. Skaičiavimų pradiniai duomenys	57
6.2. Skaičiavimas.....	57
6.3. Atliktų skaičiavimų rezultatai ir jų palyginimas	65
IŠVADOS	69
LITERATŪRA	70
PRIEDAI.....	71
1 priedas. Sofistik skaičiavimų ataskaitos ištrauka silpna sija – stipri kolona rėmui	72
2 priedas. Sofistik skaičiavimų ataskaitos ištrauka stipri sija – silpna kolona rėmui	86
3 priedas. Sofistik skaičiavimų ataskaitos ištrauka standžiam rėmui	100

PAVEIKSLŲ SĄRAŠAS

1 pav. Tektoninių plokščių zonos	13
2 pav. Tektoninių plokščių vidiniai lūžiai	14
3 pav. P ir S tipo seisminės bangos poveikis pastatui ir jų sklidimas	15
4 pav. Love ir Reilėjaus tipo seisminės bangos poveikis pastatui ir jų sklidimas	16
5 pav. Slopinamųjų virpesių grafikas	17
6 pav. Didelio slopinimo atvejų grafikas	18
7 pav. Rezonanso grafikas	19
8 pav. Dviatramės sijos virpesių formos (modos)	20
9 pav. Daugiaaukščio pastato virpesių formos (modos)	20
10 pav. Stiebo virpesių formos (modos)	20
11 pav. Tampriosios reakcijos spektro forma	25
12 pav. A – E grunto tipų rekomenduojamojo 1 tipo tampriosios reakcijos spektrai (5 % slopinimas) 26	26
13 pav. A – E grunto tipų rekomenduojamojo 2 tipo tampriosios reakcijos spektrai (5 % slopinimas)	26
14 pav. Silpna sija - Stipri kolona (I rėmas)	37
15 pav. Silpna kolona - Stipri sija (II rėmas)	37
16 pav. Standus rėmas (III rėmas)	38
17 pav. Skaičiuojamasis rėmas ir planas	39
18 pav. Momentų diagrama nuo šoninių jėgų.....	47
19 pav. Skersinių jėgų diagrama nuo šoninių jėgų	47
20 pav. Momentų diagrama nuo nuolatinių ir kintamų apkrovų neįvertinus šoninių jėgų poveikio	48
21 pav. Momentų diagrama nuo nuolatinių ir kintamų apkrovų įvertinus šoninių jėgų poveikį.....	48
22 pav. Pirmoji virpesių moda.....	49
23 pav. Antroji virpesių moda	49
24 pav. Šoninės jėgos metodo analizės darbo žingsniai	52

25 pav. Skaičiuojamasis rėmas	53
26 pav. Šoninės jėgos apkrovų modelis	54
27 pav. Šoninės jėgos poslinkių formos φ	54
28 pav. Poslinkių kreivės nuo skersinės jėgos konvertavimas į laikomosios galios kreivę.	55
29 pav. Kontrolinio taško poslinkio priklausomybė nuo skersinės pagrindo jėgos.....	55
30 pav. Pirmas skaičiuojamasis rėmas	58
31 pav. Įtempiai konstrukcijoje nuo nuolatinių apkrovų.	59
32 pav. Konstrukcijos pirmoji virpesių moda.....	60
33 pav. Virpesių modų rezultatų suvestinė	60
34 pav. Šoninės jėgos poveikio diagrama	61
35 pav. Laikomosios galios kreivė	62
36 pav. Elastinis atsako spektras įvertinus 5% slopinimą.	62
37 pav. Kontrolinio taško poslinkio priklausomybė nuo skersinės pagrindo jėgos	63
38 pav. A-D diagrama	63
39 pav. Charakteristinio konstrukcijos darbo taško radimo diagrama.....	64
40 pav. Charakteristinio konstrukcijos darbo taško apkrovų atvejis.	64
41 pav. Pagrindo šlyties jėgos priklausomybė nuo žemės grunto ataskaitinio pagreičio	66
42 pav. Konstrukcijos maksimalūs įtempiai veikiant seisminiui poveikiui	66
43 pav. Kontrolinio taško priklausomybė nuo žemės grunto ataskaitinio pagreičio esant vienodai pagrindo šlyties jėgai	67
44 pav. Kontrolinio taško priklausomybė nuo žemės grunto ataskaitinio pagreičio esant vienodai šlyties jėgai I rėmui.	67
45 pav. Charakteristinio konstrukcijos darbo taško poslinkio priklausomybė nuo žemės grunto ataskaitinio pagreičio.....	68

LENTELIŲ SĄRAŠAS

1 lentelė. Gruntų tipai.....	23
2 lentelė. Rekomenduojama 1 tipo tampriosios reakcijos spektro apibūdinimo parametrų reikšmės	25
3 lentelė. Rekomenduojama 2 tipo tampriosios reakcijos spektro apibūdinimo parametrų reikšmės	25
4 lentelė. Vertikaliosios tampriosios reakcijos spektro apibūdinimo parametrų rekomenduojamos reikšmės	27
5 lentelė. Rezultatai gauti atlikus skaičiavimus šoninės jėgos metodu	50
6 lentelė. Rezultatai gauti atlikus skaičiavimus šoninės jėgos metodu esant skirtingiems grunto ataskaitiniams pagreičiams	51
7 lentelė. Silpna sija – stipri kolona rėmo (I rėmo) rezultatai	65
8 lentelė. Stipri sija – silpna kolona rėmo (II rėmo) rezultatai	65
9 lentelė. Standaus rėmo (III rėmo) rezultatai	65

IVADAS

Tobulėjant statybos technologijoms, statybinėms medžiagoms ir jų savybėms, siektinu tikslu tapo ne tik pastatų, statinių stiprumas, patikimumas, kokybė, bet ir saugumas. Pastatų saugumas ypač aktualus seisminiuose regionuose, kur beveik nuolatos vyksta žemės drebėjimai, kurie itin pavojingi pastatams ir statiniams.

Projektuojant pastatus seisminiuose regionuose būtina atsižvelgti į seismines apkrovas, susidarančias dėl vykstančių žemės drebėjimų. Tai privaloma įvertinti jau pradinėje pastato projektavimo stadijoje, nes nuo to priklauso būsimos pastato forma, pamatai, jungtys tarp konstrukcijų ir t. t. Seisminės konstrukcijos patikimumas labai priklauso nuo jos kritinių sričių arba elementų elgsenos, visos konstrukcijos, ypač tų sričių, sandara turi būti tokia, kad išliktų laikomoji galia, reikalinga būtinoms jėgoms perduoti ir energijai išsklaidyti ciklinio poveikio metu.

Šiame darbe nagrinėjami seisminio poveikio veikiami trys skirtingi skaičiuojamieji daugiaaukščiai rėmai. Remiantis Eurokodu 8 pateiktais analizės metodais, atliekami rėmų tyrimai, juos apkraunant seisminėmis apkrovomis, t. y. įvertinant horizontalius poslinkius bei dėl tų poslinkių atsirandančias papildomas įrašas konstrukciniuose elementuose. Skaičiuojama pagrindo šlyties jėga, konstrukcijos virpesių periodas, taškų poslinkiai, randami maksimalūs konstrukcijos įtempiai.

Pritaikomas kompiuterinis skaičiavimo paketas „Sofistik“, suteikiantis galimybę imituoti galimas poveikių apkrovas ir atvaizduoti pasekmes.

Darbo tikslas: ištirti seisminio poveikio veikiamą rėmą pagal Eurokodą.

Baigiamojo magistro darbo uždaviniai

1. Apžvelgus mokslinę literatūrą, išanalizuoti seisminio poveikio įtaką pastatų konstrukcijoms ir jų pastovumui.
2. Remiantis Eurokodu 8, sudaryti daugiaaukščio pastato tris skirtingus skaičiuojamuosius rėmus: silpna sija – stipri kolona, stipri sija – silpna kolona, standus rėmas.
3. Atlikti pasirinkto daugiaaukščio pastato skaičiuojamojo rėmo analizę šoninės jėgos analizės metodu pagal Eurokodo 8 metodiką.
4. Atlikti visų skaičiuojamųjų rėmų analizę kompiuterine programa, veikiant seisminiui poveikiui.
5. Palyginti skaičiuojamųjų rėmų pagrindo šlyties jėgas, periodus, kontrolinių taškų poslinkius, maksimalius konstrukciją veikiančius įtempius, skaičiavimą pagal Eurokodo 8 metodiką su rezultatais gautais kompiuterine programa.

DARBO TEMOS NAUJUMAS IR AKTUALUMAS

Darbo temos aktualumas – skaičiuojant daugiaaukščių pastatų konstrukcinius elementus labai svarbu įvertinti momentų persiskirstymus bei papildomus momentus, virpesius, atsirandančius dėl seisminio poveikio. Toks pavojingiausių derinių nustatymas ypač svarbus svarbiems objektams pvz. Ignalinos atominei elektrinei. Taip pat pastatams priskiriamiems RC3 patikimumo klasei (teatrų, kino teatrų salėms ir t. t.). Tokių poveikių įvertinimas nėra reglamentuotas LR statybos techniniuose reglamentuose.

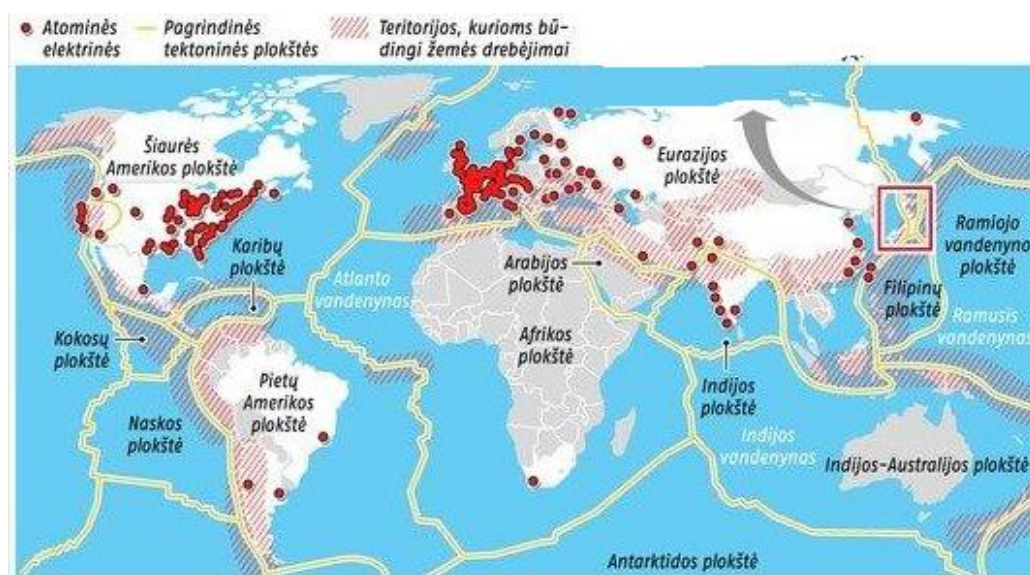
Darbo mokslinis naujumas – atlikta daugiaaukščio pastato šoninės jėgos analizė, išnagrinėti ir išanalizuoti trys skirtingi skaičiuojamieji rėmai įvertinant jų trūkumus ir privalumus, išskirta supaprastinto skaičiavimo metodo trūkumai.

1. LITERATŪROS APŽVALGA

1.1. Seisminė inžinerija

Seisminė inžinerija – mokslo sritis nagrinėjanti žemės drebėjimų ar kitų reiškinių (sprogimų, smūgių) poveikį pastatams ar inžineriniams statiniams. Žemėje įvyksta tūkstančiai žemės drebėjimų, sprogimų, kurie padaro didelės žalos turtui ir net kartais pareikalauja žmonių gyvybių.

Dauguma žemės drebėjimų būna silpni, tačiau neretai pasitaiko ir stiprių. Dažniausiai žemės drebėjimai įvyksta tektoninių plokščių sandūroje (1 pav.). Išskiriamos dvi pagrindinės zonos: Ramiojo vandenyno pakrantėse esančiose Ugnies žiede ir Alpinėje zonoje, esančioje nuo Himalajų kalnyno link Viduržemio jūros.



1 pav. Tektoninių plokščių zonos [5]

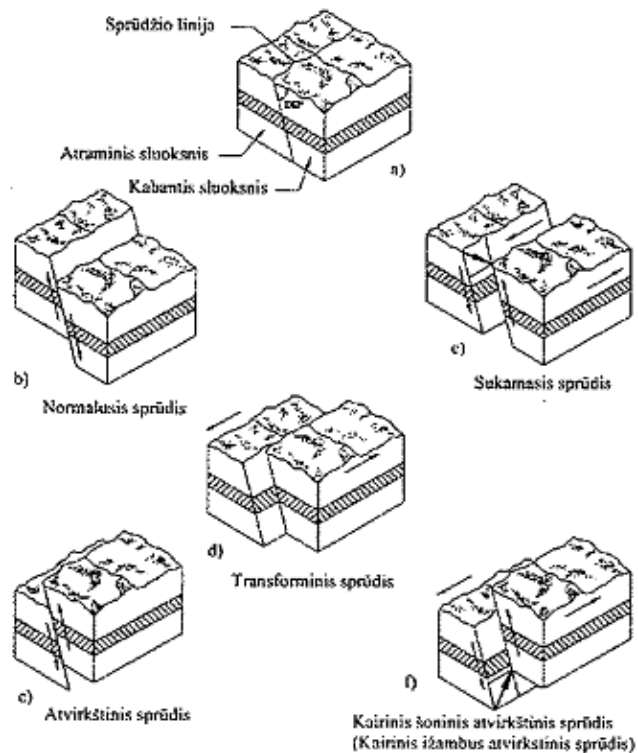
Pastatams ir inžineriniams statiniams nustatyti seisminį poveikį lengviausia įvertinant grunto judesius (poslinkius) – žemės drebėjimo sukulto grunto pagreitį. Tokiems matavimas naudojami specialūs akselerografai, skirti išmatuoti didelius poslinkius. Žemės drebėjimo sukelti grunto poslinkiai vienu metu matuojami trejomis kryptimis: horizontaliai (skersai ir išilgai) ir bei vertikalčiai. Dažniausiai žemės drebėjimai visi būna skirtingų trukmių ir dydžių. [2]

Seisminės bangos

Judant tektoninėms plokštėms tarp jų įvyksta susidūrimai. Dažniausiai toki susidūrimai vyksta plokščių pakraščiuose, todėl ten įvyksta daugiausiai žemės drebėjimų. Tačiau neretai pasitaiko didžiuliai žemės drebėjimai, kurie įvyksta plokštės viduryje dėl vidinių plokščių lūžių (trūkių). Išskiriamos šešios pagrindinės tokių lūžių (poslinkių) grupės (2 pav.) [4]:

- a) Paprastasis sprūdis;
- b) Normalusis sprūdis;
- c) Sukamasis sprūdis;

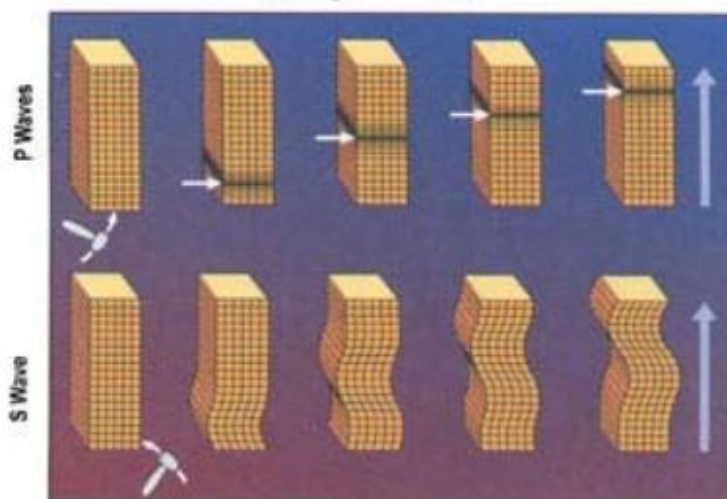
- d) Transforminis sprūdis;
- e) Atvirkštinis sprūdis;
- f) Kairinis šoninis atvirkštinis sprūdis.



2 pav. Tektoninių plokščių vidiniai lūžiai [2]

Žemės drebėjimą sukelia dviejų tipų giluminės seisminės bangos:

- **P tipo bangos** – tai yra greičiausios pirminės bangos, kurios sukelia dalelių virpėjimą išilgai sklidimo krypties. Tokios bangos sklinda bet kioje aplinkoje (kietoje, skystoje, dujinėje). P tipo bangos yra kompresinės ir veidamos pastatą jį kilnoja aukštyn žemyn (3 pav.) [3]
- **S tipo bangos** – tai yra antrinės bangos sekančios po P tipo bangų. Dar kitaip vadinamos skersinėmis bangomis. Sklisdama banga daleles virpina statmena kryptimi išilginėms bangoms. Banga sklinda lėčiau negu P tipo, tačiau daro didesnę žalą. S tipo bangos sklinda tik per kietą uolyną t.y. skystoje terpėje tokios bangos sklirti negali. [3]

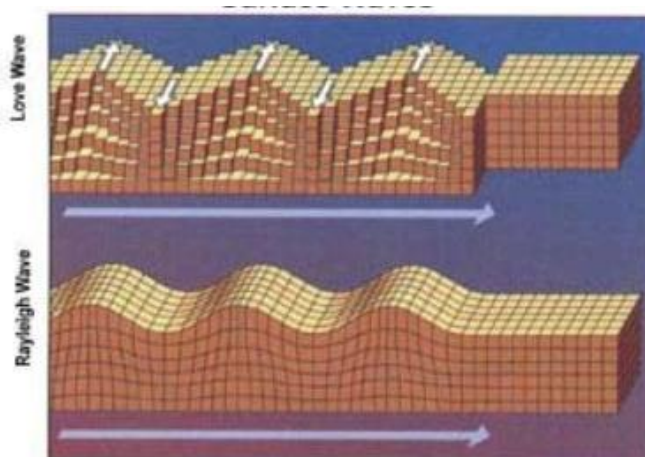


3 pav. P ir S tipo seisminės bangos poveikis pastatui ir jų sklidimas [3]

Taip pat žemės drebėjimą sukelia dviejų tipų paviršinės seisminės bangos. Jos sklinda lėčiau negu giluminės bangos, bet arčiau paviršiaus.

- **Love tipo bangos** – juda panašiai, kaip S tipo bangos, tik gruntas juda į šonus horizontalėje. (4 pav.). Tokios bangos neturi vertikalios poslinkio komponentės. [3]
- **Reilėjaus tipo bangos (Rayleigh)** – bangai sklindant gruntas juda abejomis kryptimis t.y. vertikaliai ir horizontaliai bangos sklidimo kryptimi (4 pav.). Jos gali lūžti ir atsispindėti nuo skirtingų gruntų uolienu.

Abiejų tipų paviršinės bangos sukelia paviršinių žemės drebėjimą. Priklausomai nuo žemės drebėjimo amplitudės, paviršinių bangų amplitudė bangai tolstant mažėja lėčiau negu giluminių bangų, todėl jos yra pagrindinės žemės drebėjimo komponentės. Šios bangos yra labiausiai pavojingos bei destruktivos. [3]



4 pav. Love ir Reilėjaus (Rayleigh) tipo seisminės bangos poveikis pastatui ir jų sklidimas [3]

Didžiausią įtaką pastatų ar inžinerinių statinių pastovumui turi žemės grunto judėjimo pagreitis (A_g).

1.2. Konstrukcijų virpesiai

Vieno laisvės laipsnio konstrukcijos laisvieji virpesiai

Konstrukciją paveikus t.y. išvedus iš pusiausvyros ji stengiasi grįžti į savo pradinę padėtį ir tada ji pradeda virpėti. Jei jos toliau nebeveikia jokios pašalinės ar išorinės jėgos, tokius virpesius galima vadinti laisvaisiais virpesiais. Tokiu atveju lieka tik viena, pati svarbiausia jėga – atstatomoji. Ši jėga stengiasi gražinti iš pusiausvyros išvestą konstrukciją į pradinę. Dažniausiai tokia jėga būna tiesinė ir priklauso nuo atstumo:

$$F_x = -k \cdot u \quad (1.2)$$

čia: F_x – gražinančiosios (atstojamosios) jėgos projekcija į x ašį;

u – virpančio kūno poslinkio projekcija į tą pačią ašį;

k – standumas.

Minusas parodo, kad atstojamoji jėga veikia priešinga kryptimi, negu kūną paveikusi jėga. Atstojamoji jėga gali būti ir netiesinė, pavyzdžiui:

$$F_x = -k \cdot u^3 \quad (1.2)$$

Taip pat atstojamoji jėga gali priklausyti ne tik nuo poslinkio tačiau ir nuo laiko. Dažniausiai jėgos būna tiesinės tik esant nedideliems virpančio kūno poslinkiams, o poslinkiams didėjant nukrypsta nuo tiesinės priklausomybės. Kai jėga netiesinė, tai laisvųjų virpesių periodas ir savasis dažnis priklauso virpesių amplitudės. Kai jėga standi, tai didėjant virpesių amplitudei, didėja ir dažnis. Jei jėga liauna, tai atvirkščiai – amplitudei didėjant dažnis mažėja. Svarbu pažymėti, jei atstojamoji jėga tiesinė, tai laisvųjų virpesių savasis dažnis ir periodas nuo virpesių amplitudės nepriklauso. [2]

Remiantis Niutono dėsniumi, jog jėga lygi masės ir pagreičio sandaugai ir žinodami, kad pagreitis yra antroji poslinkio išvestinė atstojamąją jėgą galime užrašyti taip:

$$F_x = m \cdot \ddot{u} \quad (1.3)$$

Į šia lygtį įrašę (1.1) lygtį gauname laisvųjų virpesių diferencialinę lygtį:

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = 0 \quad (1.4)$$

Žinodami, kad savasis kampinis dažnis ω_0 lygus:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1.5)$$

Perrašome (1.4) lygtį ir gauname:

$$\ddot{u} + \omega_0^2 u = 0 \quad (1.6)$$

Ši lygtis turi du nepriklausomus sprendinius $\sin \omega_0 t$ ir $\cos \omega_0 t$, todėl bendrasis sprendinys:

$$u = A \cos \omega_0 t + B \sin \omega_0 t \quad (1.7)$$

Čia A ir B – konstantos. Jei vietoje jų įrašysime $A = b \sin \alpha$ ir $B = b \cos \alpha$ gausime:

$$u = b \sin(\omega_0 t + \alpha) \quad (1.8)$$

Bet kuriuo atveju u kitimas išreiškiamas trigonometrinėmis periodinėmis funkcijomis, kurių periodas 2π . Jei laiką, kuriam praėjus judesys kartojais, pažymėsime τ_0 , tai turėsime $2\pi = \omega_0 \tau_0$, todėl savasis virpesių periodas bus lygus:

$$\tau_0 = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{1}{f_0} \quad (1.9)$$

Periodas τ_0 atvirkščias dydis savajam svyravimų dažniui f_0 . Jis parodo kiek svyravimų įvyko per laiko vienetą, dažniausiai sekundę. Dažnis matuojamas hercais Hz.

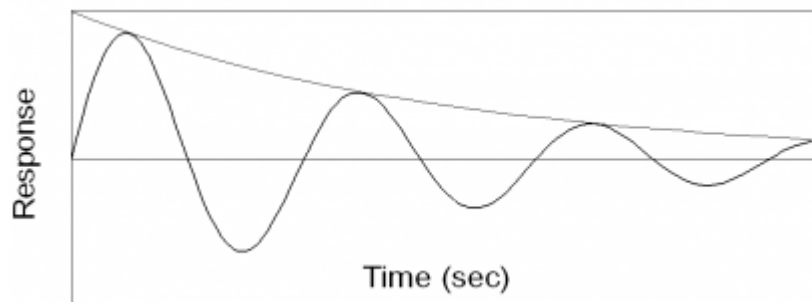
Slopinamieji virpesiai

Virpesiai, kuriuose veikia jėgos, dažniausiai priklausančios nuo \dot{u} greičio, yra slopinamieji. Tokių virpesių diferencialinė lygtis yra:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_0\dot{u} + \omega_0^2u = 0 \quad (1.10)$$

Čia nedimensinis skaičius $\zeta = \frac{c}{2m\omega_0} = \frac{c}{c_{cr}}$ vadinamas slopinimo santykiu, o proporcingumo koeficientas c vadinamas slopinimo koeficientu. c_{cr} – kritinis slopinimo koeficientas. Slopinimo santykis yra labai patogus aprašant realių konstrukcijų slopinimą, dažniausiai jis neviršija 0,02 reikšmės. [2]

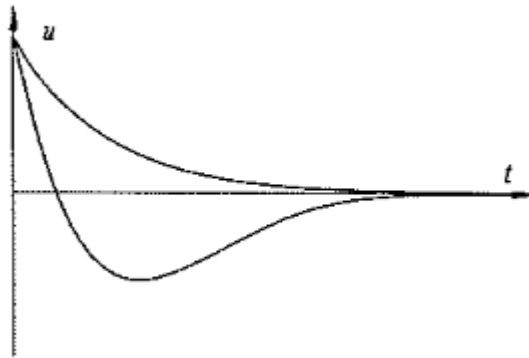
Reikia pažymėti tai, jog mažas slopinimas beveik nekeičia laisvųjų virpesių savojo dažnio, bet ryškiai gesina tų virpesių amplitudę (5 pav.). Laikui bėgant amplitudė palaipsniui mažėja, bet niekada netampa lygia nuliui. Iš to daroma išvada, jog virpesiai niekada nesibaigia. [8]



5 pav. Slopinamųjų virpesių grafikas [8]

Nors beveik visos slopinančios jėgos yra netiesinės, tačiau jas pakeitus tiesinėmis, paklaidos yra labai mažos, bet ženkliai palengvina skaičiavimus.

Jei slopinimas labai didelis ($c = c_{cr} = 2m\omega_0 = 2\sqrt{km}$) svyravimų apskritai nebelieka. Išstumtas kūnas iš pusiausvyros padėties tiesiog grįžta į ją. Jei jis buvo labai stipriai pastumtas, tai grįždamas gali vieną kartą pereiti pusiausvyros padėtį ir grįžti atgal. Antrą kartą pereiti pusiausvyros padėties nebegali.



6 pav. Didelio slopinimo atvejų grafikas [2]

Pati svarbiausia išvada, jog laikui bėgant po kurio laiko laisvieji virpesiai užgęsta ir lieka tik priverstiniai virpesiai, kurie tęsiasi tol, kol veikai žadinančioji jėga.

Priverstiniai virpesiai

Virpesiai vadinami priverstiniais kai kūną veikai žadinanti jėga. Tokia jėga gali būti grunto svyravimai ar jėgos impulsai sukelti sprogo, smūgio. Žadinanti jėga išreiškiama laiko funkcija:

$$P = P(t) \quad (1.11)$$

Paprasčiausias žadinimas vadinamas harmonini ir užrašomas:

$$P_x = P_0 \sin \omega t \quad (1.12)$$

Priverstinių virpesių sprendinį galime užrašyti:

$$u_p = u_{st0} R_d \sin(\omega t - \phi) \quad (1.13)$$

čia: u_{st0} – statinis poslinkis;

R_d – dinaminis daugiklis;

ϕ – fazės kampas

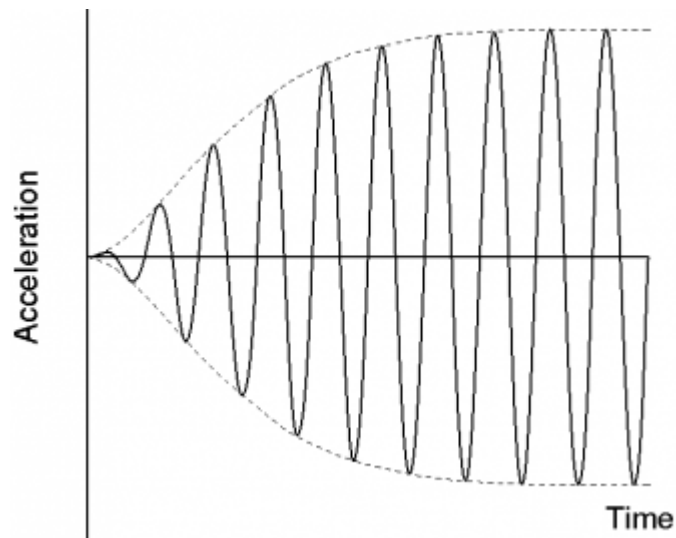
Palyginę žadinančią jėga (1.11) ir priverstinius virpesius (1.13) galima pastebėti, jog kai $\omega < \omega_0$ (žadinančios harmoninės jėgos kampinis dažnis mažesnis už laisvųjų virpesių kampinį dažnį), tai žadinančios jėgos ir priverstinių virpesių fazės sutampa. O kai $\omega > \omega_0$, tai minėtos fazės skiriasi $\pi = 180^\circ$. Šis skirtumas rodo, kad poslinkis u_p ir žadinanti jėga maksimalias teigiamas reikšmes įgyja ne tuo pačiu metu, o tarp tų laiko momentų, kur fazės skirtumas $\phi = \pi$. [2]

Kai žadinančios jėgos dažnis ω yra mažas, tai dinaminis daugiklis R_d artimas vienetui. Žadinančios jėgos dažniui artėjant prie laisvųjų virpesių savojo dažnio, dinaminis daugiklis neapibrėžtai auga. Tokia virpesių savybė esant tam tikriems žadinančios jėgos dažniams žymiai padidėti vadinama rezonansu.

Jei žadinančios jėgos dažnis sutampa su laisvųjų virpesių dažniu $\omega = \omega_0$ arba $f = f_0$, tai atsiranda rezonansas. Priverstinių virpesių sprendinys esant rezonansui užrašomas taip:

$$u_p = -\frac{u_{st0}}{2} \omega_0 t \cos \omega_0 t \quad (1.14)$$

Svarbiausias skirtumas lyginant su ankstesniu sprendiniu – daugiklis t prieš kosinuso funkciją. Jis rodo, kad rezonuojančios konstrukcijos priverstinių virpesių amplitudė neapibrėžtai didėja laikui bėgant (8 pav.). Jei virpesių savasis dažnis didelis, tai amplitudė auga greitai. Esant mažam savajam dažniui, rezonansinė amplitudė auga lėčiau ir reikia daugiau laiko, kad ji išaugtų. Iš tikrųjų virpesių amplitudė auga iki tam tikros reikšmės, o po to virpesiai išnyksta arba keičiasi. Virpesiai taip pat gali pasibaigti, jei konstrukcija suyra arba sugriūna. [2]



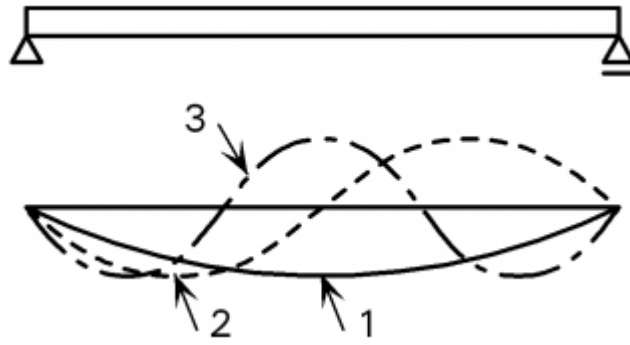
7 pav. Rezonanso grafikas [8]

Be to reikia atsižvelgti į tai, jog čia nagrinėjama tiesiškai veikianti atstatomoji jėga. Esant netiesiniai jėgai ir augant amplitudei keičiasi ir laisvųjų virpesių savasis dažnis, todėl virpanti konstrukcija pati nutolsta nuo rezonanso. Jei rezonansas vyksta slopinančioje sistemoje, tai virpesių amplitudė auga eksponentiškai, tačiau tik tam tikros ribos, o po to išlieka pastovi dėl slopinimo. [8]

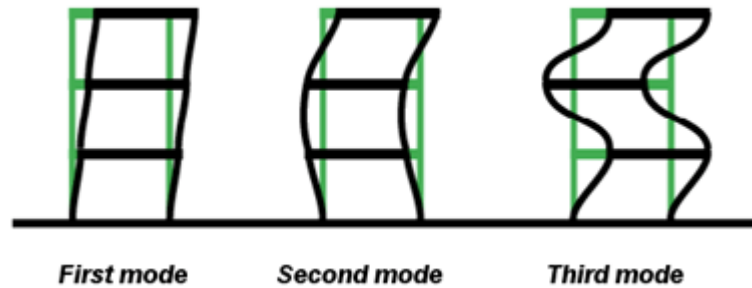
Taip pat reikia atsižvelgti į tai, kad jei harmoninės jėgos žadina n laisvės laipsnių sistemą, tai ta sistema turės n rezonansų. Rezonansų metu visų kūnų amplitudės didėja, o kūnų priverstinių virpesių amplitudžių santykiai artėja prie tokių santykių, kokie yra kūnams laisvai virpant būtent nuo laisvųjų virpesių savuoju dažniu, kuris rezonuoja.

Savosios virpesių formos

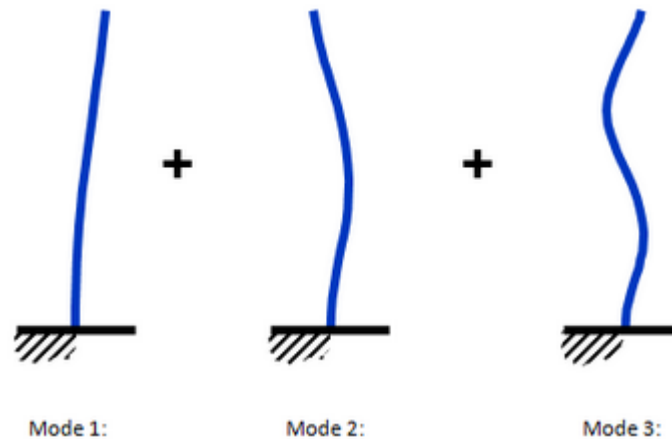
Beveik kiekviena pagrindinė konstrukcija turi savo virpesių formą (modą). Toliau pateikiamos pagrindinės virpesių modos.



8 pav. Dviatramės sijos virpesių formos (modos) [9]



9 pav. Daugiaaukščio pastato virpesių formos (modos) [7]



10 pav. Stiebo virpesių formos (modos) [6]

1.3. Atsparių žemės drebėjimui konstrukcijų projektavimas

Toks projektavimas taikomas seisminiuose regionuose statomiems pastatams ir inžineriniams statiniams projektuoti. Jis skirtas užtikrinti, kad vykstant žemės drebėjimams:

- Butų apsaugotos žmonių gyvybės;
- Žala būtų kuo mažesnė;
- Civilinei apsaugai svarbios konstrukcijos išliktų tinkamos naudoti.

Dėl atsitiktinio seisminių įvykių pobūdžio ir ribotų išteklių, skirtų apsaugoti nuo tų įvykių poveikių, pasiekti išvardintus tikslus įmanoma tik iš dalies ir jie matuojami tikimybiniais rodikliais. Apsaugos, kurią galima suteikti įvairių kategorijų pastatams, didumas, kuris gali būti matuojamas tik tikimybiniais rodikliais, priklauso nuo optimalaus išteklių pasiskirstymo ir todėl skirtingose šalyse gali

skirtis, atsižvelgiant į santykinę seisminės rizikos svarbą kitų rūšių rizikos atžvilgiu ir į pasaulinius ekonominius išteklius.

Be to projektuojant daroma prielaida, kad statybos metu ir vėliau eksploatuojant konstrukcija nebus keičiama, nebent tai būtų tinkamai pagrįsta ir patikrinta. Dėl savito seisminės reakcijos pobūdžio minėta nuostata galioja net tiems pokyčiams, kurie didina konstrukcijos laikomąją galią. [1]

Pagrindiniai reikalavimai

Seisminiuose regionuose statomos konstrukcijos turi būti suprojektuotos ir sukonstruotos taip, kad gana patikimai būtų laikomasi toliau nurodytų reikalavimų:

- a) Nesugriuvimo reikalavimas. Konstrukcija turi būti suprojektuota ir sukonstruota, kad išlaikytų nustatytą skaičiuotinį seisminį poveikį be vietinės ar visuminės griūties, t.y. po seisminių įvykių išlaikytų savo konstrukcinę gają ir liekamąją laikomąją galią. Skaičiuotinis seisminis poveikis išreiškiamas: 1) atskaitiniu seisminiu poveikiu, susijusiu su atskaitine viršijimo per 50 metų arba per atskaitinį pasikartojimo periodą T_{NCR} tikimybė P_{NCR} ir 2) svarbos rodikliu γ_1 , kurį taikant atsižvelgiama į patikimumo diferenciaciją. Rekomenduojamos reikšmės:

$$P_{NCR} = 10\% \text{ ir } T_{NCR} = 475 \text{ metai. [1]}$$

- b) Pažaidos apribojimo reikalavimas. Konstrukcija turi būti suprojektuota ir sukonstruota taip, kad atlaikytų seisminį poveikį, kurio atsiradimo tikimybė didesnė nei skaičiuotinio seisminio poveikio, be pažaidos ir susijusių naudojimo apropojimų, kurių kaina būtų neproporcingai didelė, palyginti su pačios konstrukcijos kaina. Seisminio poveikio, į kurį reikia atsižvelgti laikantis pažaidos apribojimo reikalavimo, viršijimo per 10 metų ir per pasikartojimo periodą T_{DLR} tikimybė yra P_{DLR} . Rekomenduojamos reikšmės: $P_{DLR} = 10\%$ ir $T_{DLR} = 95 \text{ metai. [1]}$

Norint laikytis pagrindinių reikalavimų turi būti patikrinti šie ribiniai būviai: saugos ir pažaidos apribojimo būviai.

Saugos ribiniai būviai – tai būviai, susiję su griūtimi arba kitomis konstrukcijos irties formomis, kurios gali kelti pavojų žmonių saugai. Turi būti patikrinta, ar konstrukcinė sistema turi atitinkamose 8 Eurokodo dalyse numatytą laikomąją galią ir energijos išsklaidymo gebą. Konstrukcijai priskiriama laikomoji galia ir energijos išsklaidymo geba susijusios su netiesinės reakcijos išnaudojimu. Eksploataciniu požiūriu tokią laikomosios galios ir energijos išsklaidymo gebos pusiausvyrą apibūdina elgsenos faktorius q ir susijusi stamantrumo klasė. Ribiniu atveju, projektuojant konstrukcijas, klasifikuojamas kaip mažo sklaidumo, paprastai elgsenos faktorius negali būti imamas didesnis kaip 1,5, kurį taikant atsižvelgiama į viršstiprius. Plieniniams arba kompozitiniams plienbetoniniams pastatams ši ribinė koeficiento q reikšmė gali būti imama nuo 1,5 iki 2. Sklaidančiųjų konstrukcijų

faktorius imamas didesnis už minėtas ribines reikšmes, atsižvelgiant į histerezinį energijos išsklaidymą, kuris vyksta specialiai suprojektuotose srityse, vadinamose kritinėmis sritimis. [1]

Visa konstrukcija turi būti patikrinta siekiant užtikrinti, kad, veikiant skaičiuotinam seisminiam poveikiui, ji išlieka pastovi. Turi būti atsižvelgiant tiek į negriuvimą tiek į neslydimą. Taip pat turi būti patikinta, ar pamato elementai ir pamato pagrindas gali be reikšmingų nuolatinių deformacijų atlaikyti įrašas, atsirandančias dėl aukštutinės konstrukcijos reakcijos. Atliekant analizę turi būti atsižvelgta į galimą antrosios eilės poveikių įtaką įrašų dydžiui. Patikrinti ar veikiant skaičiuotinam seisminiam poveikiui, nekonstrukcinių elementų elgsena nekelia pavojaus žmonėms ir neturi neigiamo poveikio konstrukcijų lementų reakcijai.

Pažaidos apribojimo būviai – tai būviai, susiję su pažaida, kurią viršijus nebesilaikoma nustatytu eksploataavimo sąlygų. Pakankamas apsaugos nuo nepriimtinos pažaidos laipsnis turi būti užtikrintas laikantis deformacijų apribojimų ir kitų susijusių apribojimų, pateiktų 8 Eurokode. [1]

Specialios priemonės

Kiek įmanoma, konstrukcijos turi būti paprastos ir taisyklingos formos horizontaliojoje ir vertikaliojoje plokštumose. Jei būtina, tai gali būti realizuota mazgais padalijant konstrukciją į dinamiškai nepriklausomas dalis. Norint užtikrinti bendrą sklaidančiąją ir stamantriąją elgseną, turi būti vengiama trapiosios irties arba pirmalaikio nestabilių mechanizmų susidarymo. Tuo tikslu, turi būti taikoma laikomosios galios projektavimo procedūra, kuri taikoma skirtingų konstrukcinių komponentų laikomosios galios hierarchijai sudaryti ir irties pobūdžiui pasiekti, kad būtų užtikrintas tinkamas plastinis mechanizmas ir išvengta trapiosios irties. [1]

Seisminės konstrukcijos patikimumas labai priklauso nuo jos kritinių sričių arba elementų elgsenos, visos konstrukcijos, ypač tų sričių, sandara turi būti tokia, kad išliktų laikomoji galia, reikalinga būtinoms jėgoms perduoti ir energijai išsklaidyti ciklinio poveikio metu. Tuo tikslu projektuojant reikia atkreipti ypatingą dėmesį į konstrukcinių elementų jungčių ir sričių, kuriose numatoma netiesinė elgsena, konstrukciją.

Pamatų standis turi būti pakankamas, kad kuo tolygiau būtų galiam perduoti aukštutinės konstrukcijos poveikius gruntui.

1.4. Seisminis poveikis

Seisminis pavojus daugiausiai apibūdinamas vienu parametru, .t.y. A tipo grunto (1 lent.) atskaitiniu didžiausiuoju pagreičiu a_{gR} . Papildomi savitų tipų konstrukcijoms būtini parametrai nurodyti atitinkamose 8 Eurokodo dalyse.

1 lentelė. Grunto tipai [1]

Grunto tipas	Stratigrafinio profilio aprašas	Parametrai		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT} \left(\frac{smūgių}{30cm} \right)$	c_u (kPa)
A	Uoliena arba kitokia uolienos tipo geologinė formacija, įskaitant ne daugiau kaip 5m storio silpnesnės medžiagos paviršinį sluoksnį.	>800	-	-
B	Labai tankaus smėlio, žvyro arba labai standaus molžemio nuosėdos, kurių storis nemažesnis kaip keleto dešimčių metrų ir kurioms būdingas tolydus mechaninių savybių stiprėjimas didėjant gyliui.	360-800	>50	>250
C	Gilios tankaus arba vidutinio tankio smėlio, žvyro arba standaus molžemio nuosėdos, kurių storis – nuo keleto dešimčių iki daugelio šimtų metrų.	180-360	15-50	70-250
D	Palaido arba vidutinio nesankibaus grunto (su minkštais sankibiais sluoksniais arba be jų) arba daugiausia minkšto iki kieto sankibaus grunto nuosėdos.	<180	<15	<70
E	Grunto profilis, sudarytas iš paviršinio samplovų sluoksnio, kurio v_s reikšmė atitinka C arba D tipo gruntą, o storis yra maždaug 5m iki 20m; po juo yra standesnė medžiaga, kurios $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Nuosėdos, sudarytos arba turinčios ne mažesnio kaip 10 m storio minkšto molžemio (sąnašų) sluoksnį, kurio aukštas plastiškumo indeksas (PI>40) ir kuriame yra didelis kiekis vandens.	<100 (orientacinis)	-	10-20
S ₂	Suskystėjusio grunto ar jautrių molžemių nuosėdos arba bet kuris kitas grunto profilis neįtrauktas į A-E ir S ₁ tipus.			

Nacionalinių institucijų kiekvienai seisminei sričiai pasirinktas ataskaitinis didžiausias grunto pagreitis priklauso nuo jų pasirinkto seisminio poveikio atskaitinio pasikartojimo periodo T_{NCR} (arba atskaitinės viršijimo per 50 metų tikimybės P_{NCR}) pagal nesugriuvimo reikalavimą. Šiam ataskaitiniam pasikartojimo periodui priskiriamas svarbos rodiklis $\gamma_1 = 1,0$. Kai pasikartojimo periodas skiriasi nuo atskaitinio, A tipo grunto skaičiuotinis pagreitis a_g lygus a_{gR} , padaugintam iš svarbos rodiklio γ_1 ($a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1$). Kai seismingumas mažas, tam tikrų tipų ar kategorijų konstrukcijoms gali būti taikoma sutrumpinta arba paprastesnė seisminio projektavimo metodika. O jei seismingumas yra labai mažas, 8 Eurokodo nuostatų laikytis nebūtina.

Žemės drebėjimo judesys bet kuriame konkrečiame paviršiaus taške išreiškiamas tampriosios grunto pagreičio reakcijos spektru – tampriosios reakcijos spektru. Tampriosios reakcijos forma imama tokia pati abiem seisminio poveikio lygiams, nustatytiems pagal nesugriuvimo reikalavimą ir pažaidos apribojimo reikalavimą. Horizontalusis seisminis poveikis apibrėžiamas dviem statmenomis komponentėmis, kurios laikomos nepriklausomomis ir išreikštos tuo pačiu reakcijos spektru. Trims seisminio poveikio komponentėms gali būti priskirta viena ar kelios alternatyvios reakcijos spektro formos, atsižvelgiant į seisminius šaltinius ir jų sukulto žemės drebėjimo dydį. [1]

Horizontaliosios tampriosios reakcijos spektras

Tampriosios reakcijos į horizontaliąsias seisminio poveikio komponentes spektras $S_e(T)$ apibrėžiamas šiomis išraiškomis:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (1.15)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (1.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (1.17)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (1.18)$$

Čia: $S_e(T)$ – tampriosios reakcijos spektras;

T – tiesinės vieno laisvės laipsnio sistemos virpesių periodas;

a_g – A tipo grunto skaičiuotinis pagreitis ($a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1$);

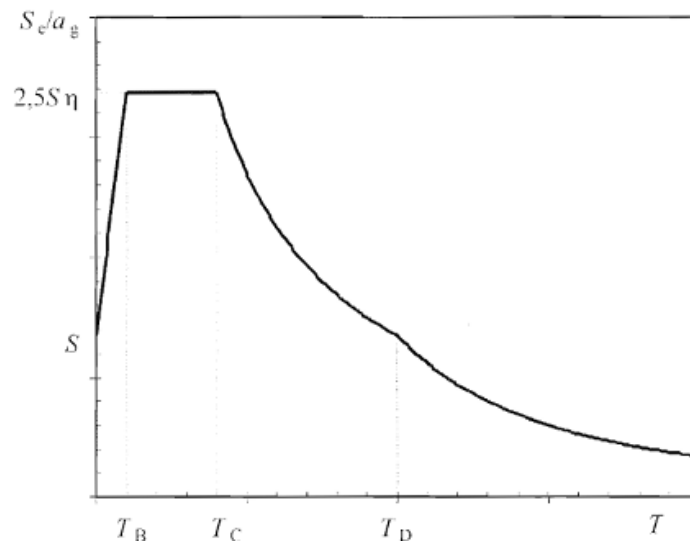
T_B – pastovaus spektrinio pagreičio atšakos periodo apatinė riba;

T_C – pastovaus spektrinio pagreičio atšakos periodo viršutinė riba;

T_D – pastovaus poslinkio reakcijos intervalo spektre pradžios reikšmė;

S – grunto koeficientas;

η – pataisos dėl slopinimo koeficientas, kurio 5% klampiojo slopinimo standartinė reikšmė $\eta = 1$



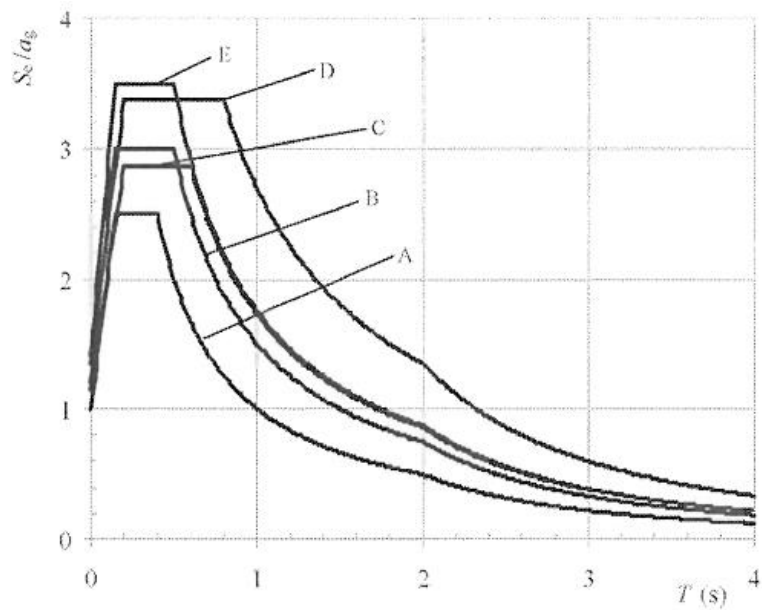
11 pav. Tampriosios reakcijos spektro forma [1]

2 lentelė. Rekomenduojama 1 tipo tampriosios reakcijos spektro apibūdinimo parametrų reikšmės

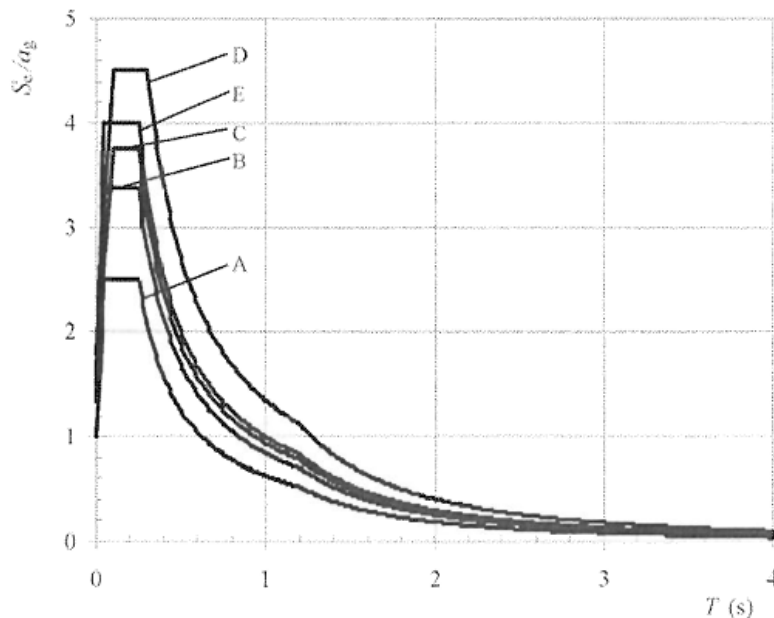
Grunto tipas	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

3 lentelė. Rekomenduojama 2 tipo tampriosios reakcijos spektro apibūdinimo parametrų reikšmės

Grunto tipas	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
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



12 pav. A – E grunto tipų rekomenduojamojo 1 tipo tampriosios reakcijos spektrai (5 % slopinimas) [1]



13 pav. A – E grunto tipų rekomenduojamojo 2 tipo tampriosios reakcijos spektrai (5 % slopinimas) [1]

Pataisos dėl slopinimo koeficiento reikšmės gali būti nustatytos tokia išraiška:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (1.19)$$

Čia ξ yra konstrukcijos klampiojo slopinimo santykis, išreikštas procentais.

Tampriosios poslinkio reakcijos spektras $S_{De}(T)$ turi būti gautas tiesiogiai transformuojant tampriosios pagreičio reakcijos spektrą $S_e(T)$ pagal:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (1.20)$$

Ši išraiška paprastai turi būti naudojama, kai virpesių periodas neviršija 4,0 s. kai konstrukcijų virpesių periodai ilgesni kaip 4,0 s, įmanoma išsamiau išreikšti poslinkio spektrą naudojant atvirkštinę išraišką (1.20) formulei.

Vertikaliosios tampriosios reakcijos spektras

Vertikalioji seisminio poveikio komponentė turi būti išreikšta tampriosios reakcijos spektru $S_{ve}(T)$, naudojant šias išraiškas:

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (1.21)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (1.22)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (1.23)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (1.24)$$

4 lentelė. Vertikaliosios tampriosios reakcijos spektro apibūdinimo parametrų rekomenduojamos reikšmės [1]

Grunto tipas	a_{vg}/a_g	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
1 tipas	0,90	0,05	0,15	1,0
2 tipas	0,45	0,05	0,15	1,0

Skaičiuotinis grunto poslinkis

Jeigu specialūs tyrimai, grindžiama turima informacija, nerodo kitaip, skaičiuotinis grunto poslinkis d_g , atitinkantis skaičiuotinį grunto pagreitį, gali būti apytiksliai apskaičiuotas šia išraiška:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (1.25)$$

Tampriosios analizės skaičiuotinis spektras

Konstruktinių sistemų geba atlaikyti netiesinio intervalo seisminius poveikius paprastai leidžia jas projektuoti mažesnės seisminių jėgų laikomosios galios nei ta, kuri atitinka tampriąją reakciją.

Norint išvengti detalios netamprios konstrukcijos analizės projektuojant, į konstrukcijos gebą išsklaidyti energiją daugiausiai stamantriąją jos elementų elgsena ir kitais mechanizmais atsižvelgiama atliekant tampriąją analizę, pagrįsta reakcijos spektru, sumažintu atsižvelgiant į tamprųjį spektrą vadinamu – skaičiuotiniu spektru. Šis sumažinimas atliekamas naudojant elgsenos faktorių.

Elgsenos faktorius q yra seisminių jėgų, kurias konstrukcija patirtų, jei jos reakcija būtų visiškai tampri ir būtų 5 % klampusis slopinimas, ir seisminių jėgų, kurios gali būti taikomos projektuojant pagal įprastą tampriosios analizės modelį, užtikrinantį pakankamą konstrukcijos reakciją, santykio aproksimaciją. Atitinkamas stamantrumo klases atitinkančios įvairių medžiagų ir konstrukcinių sistemų elgsenos faktorius q reikšmės, kuriomis atsižvelgiama ir į kitokį nei 5 % klampųjį slopinimą, pateikiama įvairiose 8 Eurokodo dalyse. Elgsenos faktoriaus q reikšmė skirtingomis horizontaliosiomis konstrukcijos kryptimis gali skirtis, tačiau stamantrumo klasė visomis kryptimis turi būti vienoda. [1]

Horizontaliųjų seisminio poveikio komponentių skaičiuotinis spektras $S_d(T)$ turi būti apibrėžtas šiomis išraiškomis:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (1.26)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (1.27)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (1.28)$$

$$T_D \leq T \leq 4S: S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (1.29)$$

Čia: $S_d(T)$ – skaičiuotinis spektras;

q – elgsenos faktorius;

β – horizontaliojo skaičiuotinio spektro žemiausias reikšmės koeficientas.

Rekomenduojama reikšmė $\beta = 0,2$

Vertikaliosios seisminio poveikio komponentės skaičiuotinis spektras nusakomas (1.26-1.29) išraiškomis, a_g pakeičiant į skaičiuotinį grunto pagreitį vertikaliaja kryptimi a_{vg} , S imant lygų 1,0, o kitus parametrus iš 4 lentelės. Paprastai vertikaliajai seisminio poveikio komponentei taikomas elgsenos faktorius q iki 1,5, atitinkantis visas medžiagas ir konstrukcines sistemas.

1.5. Žemės drebėjimui atsparių pastatų charakteristikos

Seisminiuose regionuose į seisminio pavojaus aspektą turi būti atsižvelgiama pradiniais koncepcinio pastato projektavimo etapais, kad galima būtų sukurti konstrukcinę sistemą, kuri už priimtina kainą atitiktų pagrindinius reikalavimus. Pagrindiniai tokį koncepcinį projektavimą reglamentuojantys principai: [1]

- Konstrukcijos paprastumas. Konstrukcijos paprastumas, kuriam būdingos aiškios ir tiesioginės seisminių jėgų perdavimo trajektorijos, yra svarbus siektinas tikslas, nes paprastų konstrukcijų modeliavimas, analizė, matmenų parinkimas, detalizavimas ir konstravimas yra labiau apibrėžtas, todėl seisminės elgsenos prognozė yra gerokai patikimesnė.
- Tolygumas, simetrija ir dubliavimas. Horizontaliosios projekcijos tolygumą atitinka tolygus konstrukcijų elementų išdėstymas, leidžiantis trumpai ir tiesiogiai perduoti inercijos jėgas, kurias sukelia išskirstytos pastato masės. Jei yra būtina, seisminį tolygumą galima pasiekti seisminiais lankstais padalijus visą pastatą į dinamiškai nepriklausomas dalis.

- Abikryptė laikomoji galia ir standumas. Horizontalusis seisminis judesys yra abikryptis, todėl pastato konstrukcija turi galėti išlaikyti horizontaliuosius poveikius bet kuria kryptimi. Konstrukciniai elementai turi būti išdėstomi horizontaliai pagal stačiakampę konstrukcinę struktūrą, kuri užtikrina panašios laikomosios galios ir standumo charakteristikas abėjoms pagrindinėms kryptims.
- Sukamoji galia ir standumas. Be šoninės laikomosios galios ir standumo, pastato konstrukcija turi turėti pakankamą sukamąją galią ir standumą, kad neatsirastų sukamųjų judesių, galinčių sukleti netolygius įvairių konstrukcijų elementų įtempius. Šia prasme akivaizdų privalumą turi tokia pirminių seisminį poveikį atlaikančių elementų sistema, pagal kurią jie išdėstyti pastato pakraščiuose.
- Diafragminė elgsena aukštų lygiu. Pastatuose bendrai konstrukcijos seisminei elgsenai didelę įtaką turi perdangos (taip pat stogas). Jos veikia kaip horizontaliosios diafragmos, kurios sukaupia ir perduoda inercijos jėgas vertikalioms konstrukcijos ir katu užtikrina, kad tos konstrukcijos atlaiko horizontaliuosius seisminius poveikius. Perdangų sistemos turi pasižymėti standumu bei laikomąja galia ir turėti veiksmingą jungtį su vertikaliomis konstrukcijų sistemomis. Ypatingas dėmesys turėtų būti kreipiamas į dideles angas, išėstas horizontalias formas.
- Pamato tikimas. Atsižvelgiant į seisminį poveikį, pamato ir jungties su aukštutine konstrukcija projektavimas ir konstravimas turi užtikrinti, kad visas pastatas, inžinerinis statinys bus veikiamas tolygaus seisminio sužadinimo. Kai konstrukciją sudaro nedaug konstrukcinių sienų, tai paprastai pasirenkama standus, dėžinio tipo arba briaunotasis pamatas su pamatine arba dengiamąja plokšte.

1.6. Konstrukcijos analizė

Modeliavimas

Pastato modelis turi tinkamai perteikti standžio ir masės pasiskirstymą, kad būtų tinkamai atsižvelgta į visas reikšmingas deformacijų formas ir inercijos jėgas vykstant nagrinėjamam seisminiam poveikiui. Modelis taip pat turi būti toks, kad būtų atsižvelgta į pastato deformuojamumą. Be to privaloma atsižvelgti ir į nekonstrukcinius elementus, kurie gali turėti poveikį pirminės seisminės konstrukcijos reakcijai.

Kai galima laikyti, kad pastato perdangų diafragmos savo plokštumoje yra standžios, kiekvienos perdangos masės inercijos momentai gali būtų sutelkti sunkio centre. Tai leidžia supaprastinti skaičiavimus.

Norint atsižvelgti į masių vietos neapibrėžtinumą ir erdvinį seismo judesio kitimą, turi būti laikoma, kad apskaičiuotas kiekvieno aukšto i masės centras nuo savo vardinės vietos kiekviena kryptimi pasislenka ypatingu ekscentricitetu:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (1.30)$$

Čia: e_{ai} - aukšto i masės centro ypatingasis ekscentricitetas vardinės jo vietos atžvilgiu, visiems aukštams imamas ta pačia kryptimi.

L_i – seismo poveikio kryptiniai statmenai perdangos matmuo.

Analizės metodai

Seisminiai poveikiai ir kiti poveikiai, įtraukti į tą pačią skaičiuotiną seisminę situaciją, gali būti nustatyti remiantis tiesine tampriąja konstrukcijos elgsena. Standartinis seisminių poveikių nustatymo metodas turi būti modalinė reakcijos spektro analizė naudojant tiesinį tamprųjų konstrukcijos modelių ir skaičiuotinį spektrą. Atsižvelgiant į pastato konstrukcijos charakteristikas gali būti taikomi šie tampriosios analizės tipai:

- a) Šoninės jėgos analizės metodas;
- b) Modalinės reakcijos spektro analizė.

Kaip tiesinio metodo alternatyva gali būti taikomas ir netiesinis metodas:

- c) Netiesinė statinė (visaplastė) analizė;
- d) Netiesinio kitimo per laiką (dinaminė) analizė.

Netiesinė analizė turi būti tinkamai pagrįsta atsižvelgiant į seisminių poveikių, taikoma sudėtinį modelį, analizės rezultatų vertinimo metodą ir reikalavimus. Konstrukcijos neizoliuotu pagrindu, projektuojamos remiantis netiesine (visaplaste) analize ir netaikant elgsenos faktorius q , turi atitikti visus keliamus reikalavimus ir taisykles keliamas sklaidančiosioms konstrukcijoms.

Tiesinė tamprioji analizė gali būti atliekama naudojant du plokštuminius modelius – po vieną abiem pagrindinėm kryptim. Jei naudojamas erdvinis modelis, skaičiuotinis seisminis poveikis turi būti taikomas visomis reikšmingomis kryptimis (atsižvelgiant į pastato konstrukcinę schemą) ir joms statmenomis horizontaliosiomis kryptimis.

Šoninės jėgos analizės metodas

Šis metodas gali būti taikomas pastatams, kurių reakcijai reikšmingo poveikio neturi virpesių modos, aukštesnės už pagrindinę modą kiekvieną pagrindinę kryptimi. Taip pat turi būti tenkinamos dvi pagrindinės sąlygos:

- a) Pastatų virpesių pagrindiniai periodai T_1 abiem pagrindinėm kryptimis yra mažesni už šias reikšmes:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (1.31)$$

čia T_C imamas iš 2 ir 3 lentelės.

b) Pastatai atitinka vertikalojo taisyklingumo kriterijus.

Pagrindo seisminė šlyjamoji jėga F_b kiekviena horizontaliaja kryptimi, kuria analizuojamas pastatas, turi būti apskaičiuota:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (1.32)$$

Čia: $S_d(T_1)$ – skaičiuotinė spektro ordinatė, kai periodas lygus T_1 ;

T_1 – pagrindinis pastato šoninio judesio nagrinėjama kryptimi periodas;

m – visa pastato masė virš pamato arba standžiojo pusrūsio;

λ – pataisos koeficientas, kurio reikšmė lygi: $\lambda = 0,85$, jei $T_1 \leq 2T_C$ ir pastatas daugiau kaip dviejų aukštų, arba $\lambda = 1,0$ – kitais atvejais.

T_1 gali būti nustatytas Reilėjaus metodu arba iki 40 m aukščio pastatų reikšmė gali būti aproksimuota taip:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (1.33)$$

C_t – lenkimui atsparių erdvinių plieninių rėmų – 0,085, lenkimui atsparių erdvinių g/b ir plieninių rėmų su ekscentriškais ryšiais – 0,075, o visų kitų konstrukcijų – 0,050;

H – pastato aukštis nuo pamato arba standžiojo pusrūsio viršaus, m.

Arba apskaičiuota:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (1.34)$$

d- šoninis tamprusis pastato viršaus poslinkis dėl horizontaliaja kryptimi veikiančių sunkio apkrovų, m.

Horizontaliųjų seisminių jėgų pasiskirstymas. Pagrindinių modų formos horizontaliosiomis pastato analizės kryptimis gali būti apskaičiuotos taikant statybinės dinamikos metodus arba aproksimuotos pagal horizontaliuosius poslinkius. Seisminės įrašos taikant horizontaliąsias jėgas F_i visuose aukštuose:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (1.35)$$

Čia: F_i – aukšte i veikianti horizontalioji jėga;

F_b – pagrindinės seisminės šlytis pagal (1.32) išraišką;

s_i, s_j – masių m_i ir m_j poslinkiai pagal pamatines modos formą;

m_i, m_j – aukštų masės.

Kai pagrindinės modos forma aproksimuojama horizontaliaisiais poslinkiais, tiesiškai didėjančios su lyg aukščiu, horizontaliosios jėgos F_i turi būti apskaičiuota pagal:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (1.36)$$

Čia z_i, z_j – yra masių aukščiai virš seisminio poveikio veikimo lygio.

Sukamieji poveikiai. Jei šoninis standis ir masė yra simetriškai pasiskirstyti horizontaliojoje plokštumoje ir į ypatingąjį ekscentricitetą neatsižvelgiama, į ypatinguosius sukamuosius poveikius atsižvelgiama taip: atskirų apkrovų laikančių elementų įrašas padauginant iš koeficiento δ , apskaičiuoto:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (1.37)$$

Čia: x – atstumas nuo nagrinėjamo elemento iki pastato amsės centro;

L_e – atstumas tarp dviejų kraštinių šoninę laikančių elementų.

Modalinė reakcijos spektro analizė

Šis analizės metodas taikomas tada, kai pastatai neatitinka reikalavimų, pagal kuriuos juos būtų galima skaičiuoti, kaip šoninės jėgos metodo analize. Šiame metode turi būti atsižvelgta į visų virpesių modų reakciją, reikšmingai prisidedančios prie visuminės reakcijos.

Pagrindiniai reikalavimai:

- Modų, į kurias atsižvelgiama, modalinių masių suma sudaro ne mažiau, kaip 90% visos konstrukcijų masės;
- Yra atsižvelgiama į visas modas, kurių modalinės masės yra didesnės negu 5% visos masės.

Jei išdėstytų reikalavimų neįmanoma laikytis, mažiausias modų skaičius k , į kurias reikia atsižvelgti atliekant erdvinę analizę turi tenkinti šias dvi sąlygas:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (1.38)$$

$$T_k \leq 0,20 s \quad (1.39)$$

k – modų, į kurias atsižvelgiama skaičius;

n – aukštų skaičius virš pamato;

T_k – k modos virpesių periodas.

Modalinių reakcijų derinys. Reakcija į dvi modas, gali būti imama kaip nepriklausoma viena nuo kitos, jei periodai T_i ir T_j atitinka (kai $T_j \leq T_i$) šią sąlygą:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (1.40)$$

Jei sąlyga tenkinama, tuomet didžiausioji seisminės įrašos E_E reikšmė bus lygi:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (1.41)$$

Čia: E_E – nagrinėjama seisminė įraša (jėga, poslinkis ir pan.);

E_{Ei} – šios seisminės įrašos dėl virpesių modą i .

Sukamieji poveikiai. Jei atliekant analizę naudojamas erdvinis modelis, ypatingieji sukamieji poveikiai gali būti nustatyti kaip gaubtinė poveikių, atsirandančių veikiant statinėms apkrovoms, kurias sudaro sukamųjų momentų M_{ai} aplink kiekvieno aukšto i vertikaliają ašį rinkiniai:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (1.42)$$

Čia: M_{ai} – aplink aukšto i vertikaliają ašį veikiantis sukamasis momentas;

e_{ai} – aukšto i masės ypatingasis ekscentricitetas;

F_i – aukšte i veikianti horizontalioji jėga.

Netiesiniai metodai

Tampriajai analizei taikomas matematinis metodas turi būti išplėstas, kad apimtų konstrukcijų laikomąją galią ir jų elgseną viršijus tamprumo ribą. Galima daryti prielaidą, kad įtempiams pasiekus takumo reikšmę, standis lygus nuliui. Į tai turi būti atsižvelgiama nagrinėjimo metu. Seisminis poveikis turi veikti tiek teigiama, tiek neigiama kryptimi, o analizuoti imamos pačios didžiausios sukeltos seisminės įrašos. [1]

Netiesinė statinė (visaplastė) analizė. Atliekama pastovių sunkio apkrovų ir vienodai didėjančių horizontalių apkrovų sąlygomis. Ji gali būti taikoma naujai projektuojamų ir esamų pastatų konstrukciniai kokybei įvertinti remiantis:

- a) Viršstiprio santykio α_u/α_1 reikšmėms patikrinti arba patikslinti;
- b) Numatytiems plastiniams mechanizmomams ir pažaidos pasiskirstymui apytiksliai įvertinti;
- c) Esamų ir modifikuotų pastatų konstrukcinei kokybei įvertinti;
- d) Kaip alternatyva tiesinei tampriajai analizei, kuri atliekama naudojantis elgsenos faktoriumi q .

Turi būti taikomi bent du vertikalieji šoninių apkrovų pasiskirstymai. Šoninės apkrovos turi veikti modelio masių vietose.

Seisminio poveikio komponentių įrašų derinys

Paprastai turi būti laikoma, kad horizontaliosios seisminio poveikio komponentės veikia vienu metu. Į horizontaliąsias seisminio poveikio komponentes atsižvelgiama taip: 1) konstrukcijos reakcija į kiekvieną komponentę turi būti vertinama atskirai, taikant modalinės reakcijos derinio taisykles; 2) didžiausioji konstrukcijos įraša dėl dviejų horizontalių seisminio poveikio komponentių gali būti apytiksliai apskaičiuota kaip kvadratinė šaknis iš kiekvienos komponentės kvadratų sumos.

Tiksliau šios įrašos apskaičiuojamos šiais dviem deriniais:

$$E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} \quad (1.43)$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (1.44)$$

"+" – reiškiasi turi būti derinama su;

E_{Edx} – įrašos dėl seisminio poveikio išilgai pasirinktos konstrukcijos x ašies;

E_{Edy} - įrašos dėl seisminio poveikio išilgai pasirinktos konstrukcijos y ašies.

Kiekvieno derinių ženklas turi būti toks, kad būtų pats nepalankiausias nagrinėjamai įrašai.

Jei a_{vg} yra didesnis negu kaip 0,25 g ($2,5 \text{ m/s}^2$), į vertikalią seisminio poveikio komponentę reikia atsižvelgti šiais atvejais:

- Kai yra horizontalieji arba beveik toki konstrukciniai elementai su ne mažesniu kaip 20 m tarpumi;
- Kai yra horizontalieji arba beveik toki ilgesni kaip 5 m gaminiai komponentai;
- Kai yra atraminės kolonų sijos;
- Kai konstrukcijos yra izoliuotu pagrindu.

Įrašoms skaičiuoti naudojami toki deriniai:

$$E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} + 0,30 \cdot E_{Edz} \quad (1.45)$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30 \cdot E_{Edz} \quad (1.46)$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} + E_{Edz} \quad (1.47)$$

"+" – reiškiasi turi būti derinama su;

E_{Edx} ir E_{Edy} – apibrėžtos anksčiau (1.43-1.44);

E_{Edz} – vertikaliosios seisminio poveikio komponentės sukeltos įrašos.

Poslinkio skaičiavimas

Jei atliekama tiesinė analizė, skaičiuotino seisminio poveikio sukelti poslinkiai turi būti apskaičiuoti remiantis tampriosios konstrukcijos sistemos deformacijomis ir taikant šią lygtį:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (1.48)$$

Čia: d_s – skaičiuotinio seisminio poveikio sukeltas konstrukcinės sistemos taško poslinkis;

q_d – poslinkio elgsenos faktorius, laikomas lygiu q , jei nenurodyta kitaip;

d_e – to paties konstrukcinės sistemos taško poslinkis, nustatytas tiesine analize, pagrįsta skaičiuotiniu reakcijos spektru.

1.7. Saugos patikros

Saugos ribinis būvis

Laikoma, kad nesugriuvimo reikalavimo (saugos ribinio būvio) pagal skaičiuotinę seisminę situaciją laikomasi, jei paisoma laikomosios galios, stamantrumo, pusiausvyros, pamato pastovumo ir seisminių jungčių reikalavimų. Laikomosios galios reikalavimas: [1]

$$E_d \leq R_d \quad (1.49)$$

Čia:

E_d – skaičiuotinė įraža pagal skaičiuotinę seisminę situaciją;

R_d – atitinkanti skaičiuotinė elemento laikomoji galia, apskaičiuota remiantis naudojamai medžiagai skirtomis taisyklėmis ir atitinkamais mechaniniais modeliais, kurie pateikti 8 Eurokode.

Visuminio stamantrumo reikalavimas. Reikia atlikti patikrinimą ar konstrukcinei elementai ir visa konstrukcija yra pakankamo stamantrumo, įvertinant stamantrumo išnaudojimą, kuris priklauso nuo pasirinkto sistemos ir elgsenos faktoriaus. Taip pat turi būti laikomasi specialių medžiagos reikalavimų, įskaitant ir laikomosios galios. [1]

Pagrindinis pusiausvyros reikalavimas tas, kad pastato konstrukcija turi likti pastovi virtimo ar slydimo atžvilgiu, skaičiuotinei seisminei situacijai. Ypatingais atvejais pusiausvyra gali būti patikrinta energijos pusiausvyros metodais.

Pamato sistema turi atitikti jam keliamus reikalavimus išvardintus 8 Eurokode. Pamato elementų įražos turi būti nustatytos laikantis laikomosios galios reikalavimų, atsižvelgiant į viršstiprius, tačiau jie negali viršyti įražų. Skaičiuotinė pamatų įražų reikšmė nustatoma taip:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (1.50)$$

Čia:

γ_{Rd} – viršstiprio koeficientas, imamas lygus 1,0, kai $q \leq 3$ arba 1,2 – kitais atvejais;

$E_{F,G}$ – neseisminės įražos, įtrauktos į skaičiuotinės seisminės situacijos poveikių derinį;

$E_{F,E}$ – skaičiuotinės seisminės situacijos analize nustatyta įražas;

Ω – sklaidančiosios srities arba i elemento, kuris turi didžiausią poveikį įražai reikšmė.

Pažaidos apribojimas

Laikoma, kad pažaidos apribojimo laikomasi, jei veikiant seisminiam poveikiui postūmis tarp aukštų yra apribotas taip:

- a) Kai pastatuose yra prie konstrukcijos pritvirtintų nekonstrukcinių lementų iš trapių medžiagų:

$$d_r v \leq 0,005h \quad (1.51)$$

b) Kai pastatuose yra stamantriųjų nekonstrukcinių elementų:

$$d_r v \leq 0,0075h \quad (1.52)$$

c) Kai pastatuose yra nekonstrukcinių lementų, pritvirtintų taip, kad netrukdytų konstrukcijos deformacijoms, arba nėra nekonstrukcinių elementų:

$$d_r v \leq 0,010h \quad (1.53)$$

Čia:

d_r – skaičiuotinis postūmis tarp aukštų;

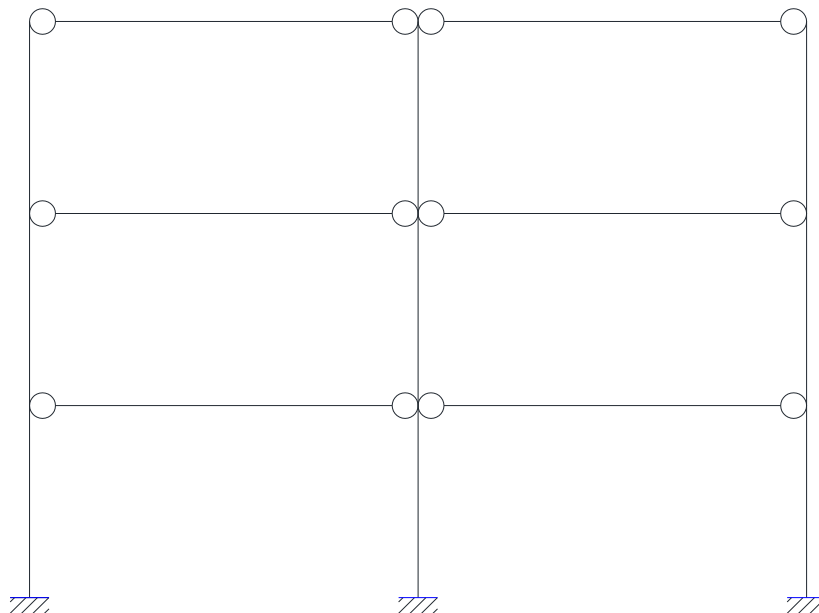
h - aukšto aukštis;

v – pataisos koeficientas, kurį taikant atsižvelgiama į seisminio poveikio kartojimosi periodą.

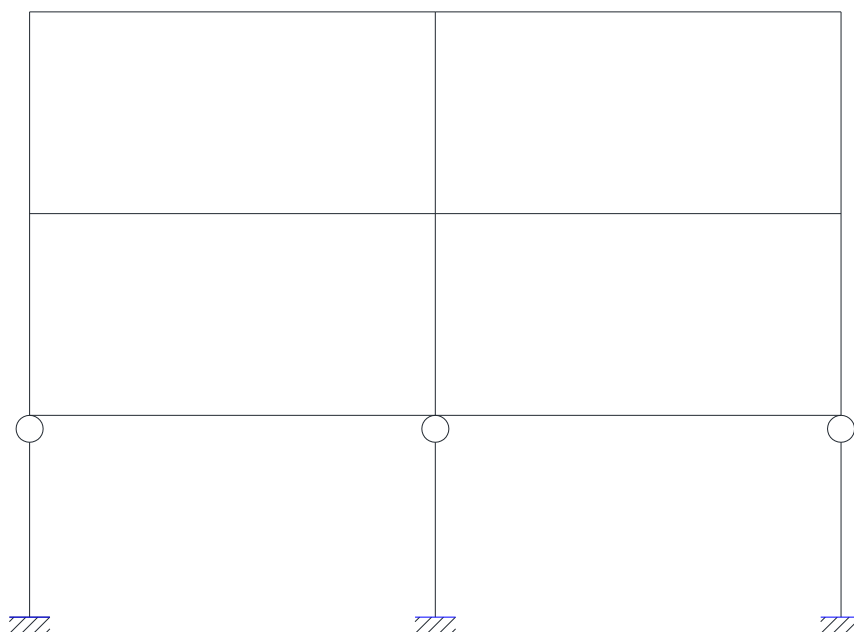
2. SKAIČIAVIMAI PAGAL METODIKAS

2.1. Skaičiuojamosios schemas

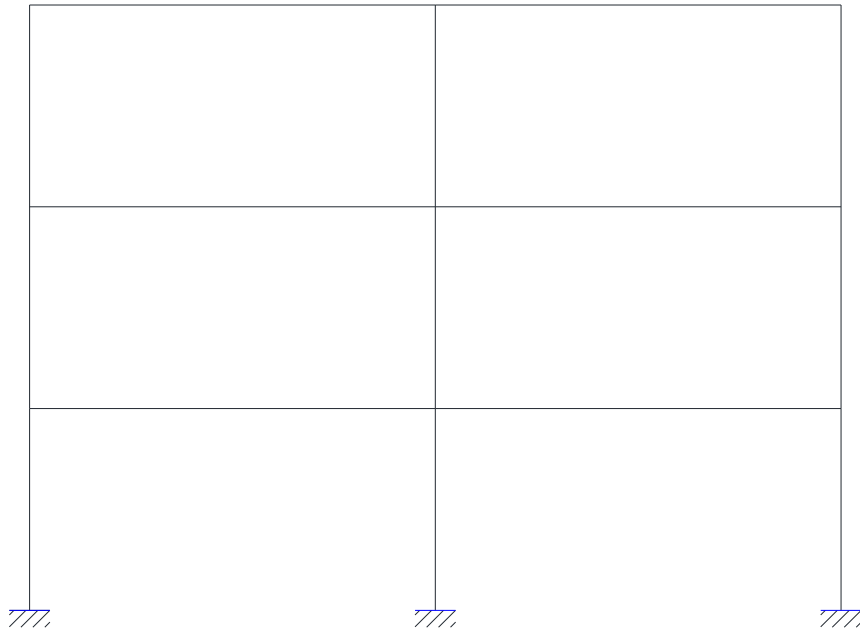
Visiems tolimesniems šio darbo skaičiavimams bus naudojamos trys pagrindinės skaičiuojamosios schemas:



14 pav. Silpna sija - Stipri kolona (I rėmas)



15 pav. Stipri sija / silpna kolona (II rėmas)



16 pav. Standus rėmas (III rėmas)

Atliekant preliminarius skaičiavimus galimi du skaičiavimo variantai:

1. Šoninės jėgos metodas
2. Spektrinės analizės metodas

Skaičiavimui pagal metodikas pasirinktas pirmasis rėmas.

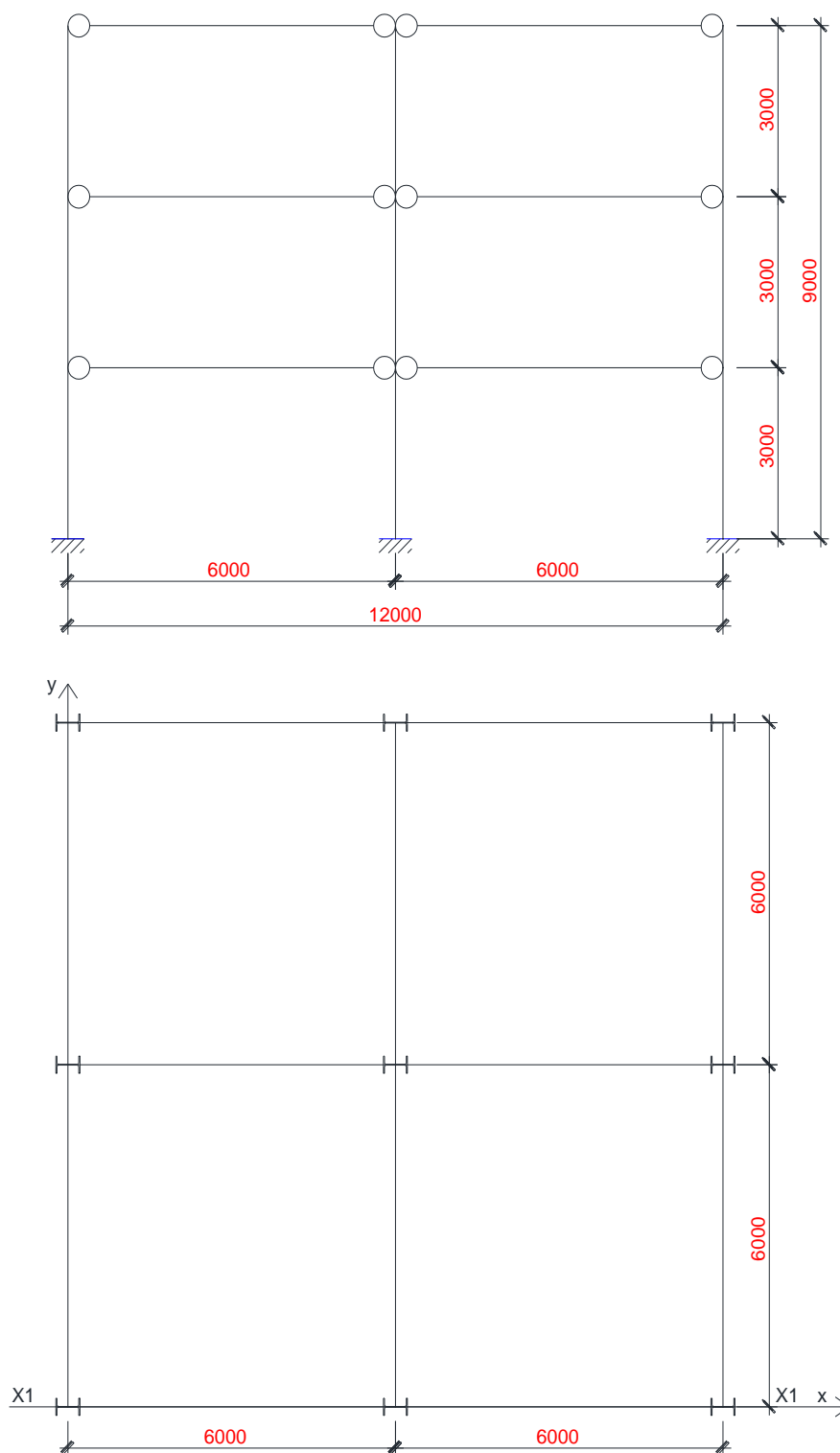
2.2. Skaičiavimų atlikimo tvarka

Išskiriami šie pagrindiniai žingsniai, atliekant skaičiavimus pagal metodikas:

1. Parenkami sijų skerspjūviai;
2. Parenkami kolonų skerspjūviai pagal Silpna sija / Stipri kolona;
3. Tikrinama kolonos stiprumas gniuždymui ir lenkimui apatiniaame aukšte nuo nuolatinių apkrovų;
4. Visos konstrukcijos seisminės masės apskaičiavimas;
5. Analizė pagal konstrukcijos periodą;
6. Analizė remiantis šlyties ir šonine jėgomis;
7. Dinaminė analizė skaičiuojamojo rėmo;
8. Dinaminė analizė įvertinus visas apkrovas;
9. Pastovumo tikrinimas;
10. Įlinkių tikrinimas;
11. Tikrinamas skerspjūvių atsparumas pagal 7 ir 8 punktus.

3. SILPNA SIJA – STIPRI KOLONA SKAIČIAVIMAS

3.1. Pagrindiniai ir pradiniai duomenys skaičiavimui



17 pav. Skaičiuojamasis rėmas ir planas

Pagrindiniai duomenys:

- $a_{gr} = 1,0 \text{ m/s}^2$ – B tipo grunto ataskaitinis didžiausias pagreitis;
- Pastato tipas – administracinis. Pastato svarbos koef. $\gamma_1 = 1,0 \rightarrow tuomet a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr} = 1,0 \cdot 1,0 = 1,0 \text{ m/s}^2$;
- Naudojimo apkrova perdangai $Q = 2 \text{ kN/m}^2$;
- Grunto tipas B: $S = 1,2s$ $T_B = 0,15s$ $T_C = 0,5s$ $T_D = 2,0s$
- Konstrucijos elgsenos faktorius: $q = 4$ (numatyti ryšiai);
- Plienai S355 klasės.

3.2. Stiprumo ir standumo tikrinimas sijoms

Priimta, jog sijos įtvirtintos abejais galais. Tikrinama sijos x ašies kryptimi.

Įlinkio tikrinimas.

Tarpatramis $l = 6m$;

Grindų apkrova (apytiksliai 5 kN/m^2) $6 \text{ m} \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 30 \text{ kN/m}$;

Priimta sienų apkrova 3 kN/m ;

Naudojimo apkrova $6 \text{ m} \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 12 \text{ kN/m}$

Sijai tenkanti apkrova:

$$p = G + Q = 30 + 3 + 12 = 45 \text{ kN/m} \quad (3.1)$$

Čia G – nuolatinės apkrovos;

Q – kintamos apkrovos.

Tikrinamas ribinis įlinkis pagal Eurokodą (EC):

$$f = \frac{p \cdot l^4}{384 \cdot EI} = \frac{l}{300} \quad (3.2)$$

$$I_{reik} = \frac{300 \cdot p \cdot l^3}{384 \cdot E} = \frac{300 \cdot 45 \cdot 6^3}{384 \cdot 0,21 \cdot 10^9} = \frac{2916000}{8,064 \cdot 10^{10}} = 3616,07 \text{ cm}^4 \quad (3.3)$$

Parentamas minimalus sijos skerspjūvis x krypti:

$$IPE 240 (I = 3892 \text{ cm}^4)$$

Sijos atsparumas lenkimui x kryptimi:

Skaičiuojamoji apkrova:

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 33 + 1,5 \cdot 12 = 62,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3.4)$$

Pastaba: patikimumo koeficientai parinkti pagal EC.

Skaičiuojamas lenkimo momentas:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{62,55 \cdot 6^2}{12} = 188 \text{ kNm} \quad (3.5)$$

Skaičiuojamas minimalus reikiamas atsparumo momentas:

$$W_{pl,min} = \frac{M}{f_y} = \frac{188 \cdot 10^6}{355} = 530 \text{ cm}^3 \quad (3.6)$$

Parenkamas minimalus galimas sijos skerspjūvis:

$$IPE 300 (W_{pl,x} = 628 \text{ cm}^3)$$

Sijų parinkimas y ašies atžvilgiu.

Kadangi apkrovos abejomis kryptimis vienodos (tarpatramis lygus $l = 6\text{m}$), todėl priimu sijų skerspjūvius abejomis kryptimis (x ir y ašių atžvilgiu) lygų:

$$IPE 300 (W_{pl} = 628 \text{ cm}^3 \quad I = 8356 \text{ cm}^4)$$

Pastaba: pateiktas minimalus reikiamas skerspjūvis, kuris po to perskaičiuojamas atliekant Silpna sija / standi koloną tikrinimą.

Priimta kolona HEA 320, kurios duomenys:

$$\begin{aligned} I_{x, str} &= 22930 \text{ cm}^4 & W_{plx} &= 1628 \text{ cm}^3 \\ I_{y, weak} &= 6985 \text{ cm}^4 & W_{ply} &= 709,7 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

3.3. Silpna sija - Stipri kolona tikrinimas

Pagrindinė „Silpna sija - Stipri kolona“ tikrinimo sąlyga yra: [12]

$$\sum M_{RC} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (3.7)$$

Čia: M_{RC} – mazge susijungiančių kolonų lenkiamosios galios skaičiuotinių reikšmių suma dominančia kryptimi.

M_{Rb} - mazge susijungiančių sijų lenkiamosios galios skaičiuotinių reikšmių suma dominančia kryptimi.

Pagrindinė sąlyga gali būti išreikšta taip:

$$\sum f_{yd, kolona} \cdot W_{pl, kolona} \geq 1,3 \sum f_{yd, sija} \cdot W_{pl, sija} \quad (3.8)$$

Kadangi sijai ir kolonai naudojamas tos pačios klasės plienas (S355), pertvarkoma 3.8 lygtis ir gaunama:

$$\sum W_{pl, kolona} \geq 1,3 \sum W_{pl, sija} \quad (3.9)$$

Skaičiavimas

Išoriniame mazge jungiasi viena sija ir dvi kolonos, todėl tikrinamas skaičiuojamas pagal (y ašis):

$$2 \sum W_{pl,kolona} \geq 1,3 \sum W_{pl,sija} \quad (3.10)$$

$$2 \cdot 709,7 = 1419,4 \text{ cm}^3 < 1,3 \cdot 1383 = 1797,9 \text{ cm}^3$$

Sąlyga nėra tenkinama. Keičiama kolonos ir sijos skerspjūviai. Priimamas sijoms skerspjūvis: HEA 300 $I = 18260 \text{ cm}^3$ $W_{pl} = 1383 \text{ cm}^3$

Priimamas kolonomis skerspjūvis:

$$\text{HEA 450 } I_{x, \text{str}} = 63720 \text{ cm}^4 \quad W_{plx} = 3216 \text{ cm}^3$$

$$I_{y, \text{weak}} = 9465 \text{ cm}^4 \quad W_{ply} = 965,5 \text{ cm}^3$$

Perskaičiuojama sąlyga (2.10):

$$2 \cdot 965,5 = 1931 \text{ cm}^3 > 1,3 \cdot 1383 = 1797,9 \text{ cm}^3$$

Sąlyga tenkinama.

Tikrinama sąlyga vidiniame mazge, kur jungiasi dvi kolonos ir dvi sijos (x ašis):

$$2 \sum W_{pl,kolona} \geq 2 \cdot 1,3 \sum W_{pl,sija} \quad (3.11)$$

$$3216 \text{ cm}^3 > 1,3 \cdot 1383 = 1797,9 \text{ cm}^3$$

Sąlyga tenkinama.

Priimu, kad abejomis kryptimis sijos priimamos HEA 300, kurios tenkina SSSK, kai kolona yra HEA 450 ir išdėliota pagal pateiktą planą.

3.4. Vidinės kolonos tikrinimas

Centriškai gniuždomos kolonos tikrinimas.

Kolonai tenkantis apkrovos plotas $6 \cdot 6 = 36 \text{ m}^2$;

Grindų apkrova $36 \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 180 \frac{\text{kN}}{\text{kolonai}}$;

Sienų apkrova $(6 + 6) \cdot 3 = 36 \text{ kN/kolonai}$;

Rėmo apkrova $10,6 \frac{\text{kN}}{\text{kolonai}}$;

Naudojimo apkrova $Q = 2 \cdot 36 = 72 \text{ kN}$

Skaičiuojamoji apkrova tenkanti kolonai:

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot (180 + 36 + 10,6) + 1,5 \cdot 72 = 414 \text{ kN} \quad (3.12)$$

Gniuždymo jėga kolonos apačioje:

$$6 \cdot 414 = 2484 \text{ kN}$$

Apytiksliai jėgos petis lygus aukšto aukščiui t.y. 3,0 m;

Liaunumas (HEA 450 $i = 7,29\text{cm}$):

$$\frac{300}{7,29} = 41,2$$

Eulerio liaunumas:

$$\lambda_E = 76,4 \text{ (S355)}$$

$$\frac{41,2}{76,4} = 0,54 = \bar{\lambda}$$

Iš čia seka, jog:

$$x = 0,85$$

Kolonos skerspjūvis: $A = 178 \text{ cm}^2$

Tikrinama centriškai gniuždomo elemento sąlyga:

$$N_{b,Rd} = x \cdot A \cdot f_{yd} = 0,85 \cdot 17800 \cdot 355 = 5371 \text{ kN} > 2484 \text{ kN} \quad (3.13)$$

Sąlyga tenkinama.

Plastinio atsparumo tikrinimas.

Ašinė jėga randama, kaip trijų aukštų apkrovos visuma:

$$N_{Ed} = G + \psi_{2i} \cdot Q = (226,6 + 0,3 \cdot 72) \cdot 3 = 745 \text{ kN} \quad (3.14)$$

Čia: $\psi_{2i} = 0,3$ – administracinėms patalpoms.

Kolonai HEA 450:

$$N_{b,Rd} = A \cdot f_{yd} = 17800 \cdot 355 = 6319 \text{ kN} \quad (3.15)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{745}{6319} = 0,118 \quad (3.16)$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{17800 - 2 \cdot 300 \cdot 21}{17800} = 0,29 > 0,118 \quad (3.17)$$

Apskaičiuojamas skaičiuotinis skerspjūvio lenkiamasis atsparis pagal takumo ribą :

$$M_{pl,y,Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl,y,Rd} = 355 \cdot 3216 \cdot 10^3 = 1141,68 \text{ kNm} \quad (3.18)$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5 \cdot a} = 1141,68 \cdot 10^6 \cdot \frac{1 - 0,118}{1 - 0,5 \cdot 0,29} = 1178 \text{ kNm} \quad (3.19)$$

Kai $n < a$, tai:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 355 \cdot 965,5 \cdot 10^3 = 343 \text{ kNm} \quad (3.20)$$

Matome, gauti lenkiamieji skerspjūvio atspariai $M_{N,y,Rd} = 1178 \text{ kNm}$ ir $M_{N,z,Rd} = 343 \text{ kNm}$ yra ženkliai didesni negu tie, kurie buvo naudoti elementų tikrinimui.

3.5. Seisminės masės vertinimas

Atliekant seisminės masės skaičiavimus masė vertinama kilogramais (kg).

Vieno aukšto bendras plotas: $12 \cdot 12 = 144 \text{ m}^2$

Grindų apkrova: $G_{grindų} = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 144 \text{ m}^2 = 72000 \text{ kg/aukštui}$

Pertvaros ir fasadai: $6 \cdot 12 = 72\text{m} \rightarrow 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \rightarrow 21600 \text{ kg/aukštui}$

Stogo apkrova: $G_{stogo} = 16000\text{kg}$ – įvertinus kondicionierius ir visa kitą įrangą.

Metalinio karkaso apkrova:

$$\text{Kolonos HEA 450} \rightarrow 2,9 \cdot 9 \cdot 140 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 3654 \text{ kg}$$

$$\text{Sijos HEA 300} \rightarrow 6,0 \cdot 12 \cdot 88,3 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 6358 \text{ kg}$$

Naudojimo apkrova:

$$\psi_{2i} \cdot Q \cdot 144 = 0,3 \cdot 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 144 \text{ m}^2 = 8640 \text{ kg/aukštui}$$

Vieno aukšto seisminė masė lygi:

$$72000 + 21600 + (3654 + 6358) + 8640 = 112252 \text{ kg}$$

Visa seisminė masė pastatui (3 aukštai):

$$m = 3 \cdot 112252 = 336756 \text{ kg} \quad (3.21)$$

Iš skaičiavimų matosi, jog didžiąją dalį seisminės masės sudaro perdanga su grindimis. Todėl norint sumažinti žemės drebėjimo poveikį viena iš alternatyvų būtų pakeisti grindų konstrukciją į lengvesnę. Be to tai būtų ir ekonomiškiau.

4. ANALIZĖ IR REZULTATAI

4.1. Analizė remiantis šoninės jėgos metodu

Apskaičiuojamas pagrindinis konstrukcijos svyravimų periodas:

$$T = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (4.1)$$

Čia: $C_t = 0,085$ – koeficientas įvertinantis plieninio rėmo atsparumą momentams;

$H = 3 \cdot 3 = 9 \text{ m}$ – aukštų skaičius padangintas iš aukšto aukščio.

Atliekamas skaičiavimas pagal 4.1 formulę:

$$T = 0,085 \cdot 9^{\frac{3}{4}} = 0,44 \text{ s}$$

Skaičiuojama periodą atitinkanti skaičiuotinio spektro ordinatė $S_d(T)$ kai : $T_C < T < T_D$

$$S_d(T) = (2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C) / (q \cdot T) \quad (4.2)$$

Čia: a_g – B tipo grunto skaičiuotinis pagreitis;

S – grunto koeficientas;

T_C – pastovaus spektrinio pagreičio atšakos periodo viršutinė riba;

T – konstrukcijos svyravimo periodas;

q – konstrukcijos elgsenos faktorius lygus 4.

Atliekamas skaičiavimas pagal 3.2 formulę:

$$S_d(T) = \frac{2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,5}{4 \cdot 0,44} = 0,49 \text{ m/s}^2$$

Skaičiuojama seisminės šlyties (shear) jėga:

$$F_{bR} = m \cdot S_d(T) \cdot \lambda \quad (4.3)$$

Čia: m – seisminė masė;

λ – koeficientas lygus 0,85, kai $T_1 \leq 2T_C$ ir pastatas daugiau kaip dviejų aukštų.

Atliekamas skaičiavimas:

$$F_{bR} = 336,8 \cdot 10^3 \cdot 0,49 \cdot 0,85 = 138,8 \text{ kN} \approx 139 \text{ kN}$$

F_{bR} yra jėga tenkanti pastatui abiejų ašių x ir y kryptimis. Taip yra todėl, jog periodas (T) skaičiuotas supaprastintu būdu, naudojant tik pastato aukštį (H). Todėl galime teigti, kad x kryptimi vienam rėmui jėga bus lygi:

$$\frac{F_{bR}}{3} = \frac{139}{3} = 46,5 \text{ kN} \quad (4.4)$$

Norint įvertinti tempimo efektą skaičiavimuose šlyties jėga (F_{bR}) reikia padauginti iš koeficiento δ :

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot x/L \quad (4.5)$$

Čia: x/L – įvertinama atstumas iki centro, todėl lygu 0,5;

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot 0,5 = 1,3$$

Skaičiuojama šlyties jėga įvertinus tempimą:

$$F_{bx} = F_{bR} \cdot \delta = 46,5 \cdot 1,3 = 60 \text{ kN} \quad (4.6)$$

Kadangi pagrindinės modos forma aproksimuojama horizontaliaisiais poslinkiais, tiesiškai didėjančiais su aukščiu, horizontaliosios jėgos turi būti apskaičiuojamos taip:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i}{\sum z_j} \quad (4.7)$$

Čia: z_i ir z_j yra masių aukščiai virš seisminio poveikio veikimo lygio (pamato arba standžiojo pusrūsio viršaus).

Skaičiuojama aukštams tenkančios horizontaliosios jėgos įvertinus tempimą (pagal 4.6 formulę):

$$F_1 = 60,0 \cdot \frac{3}{18} = 10 \text{ kN}$$

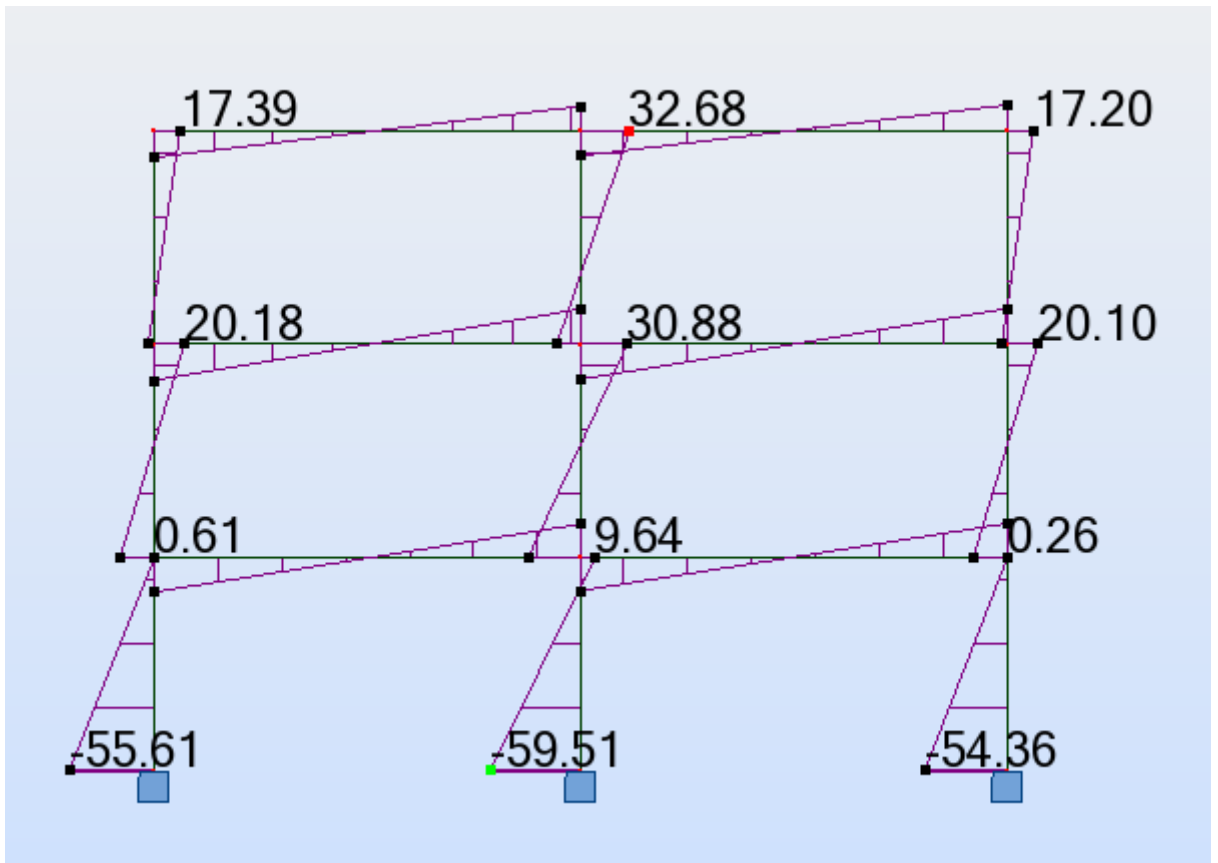
$$F_2 = 60,0 \cdot \frac{6}{18} = 20 \text{ kN}$$

$$F_3 = 60,0 \cdot \frac{9}{18} = 30 \text{ kN}$$

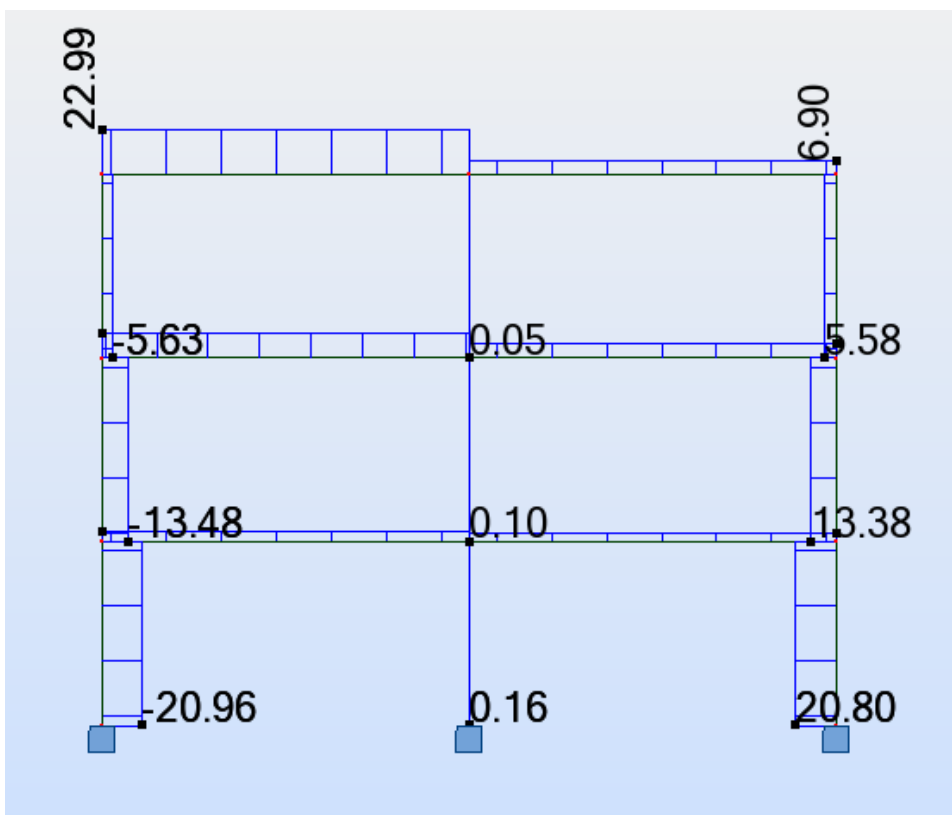
Pagal nustatytas horizontaliąsias jėgas F_i , jos turi būti išskirstytos šonine apkrova laikančioje sistemoje, darant prielaidą, kad perdangos savo plokštumoje yra standžios.

4.2. Rezultatai

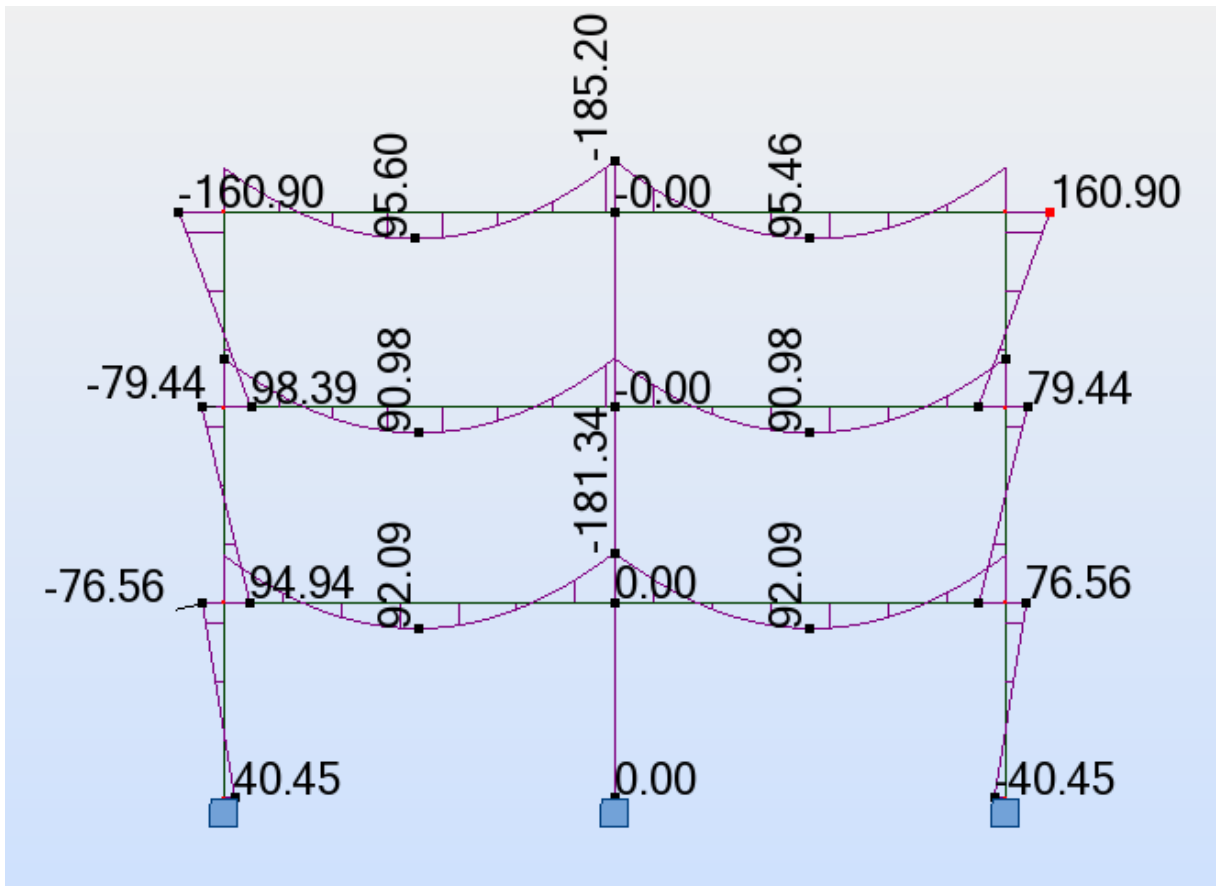
Rezultatuose pateikiama šoninės jėgos metodu gauta momentų diagrama, skersinių jėgų diagrama skaičiuojamajam rėmui ir surašoma rezultatų lentelė.



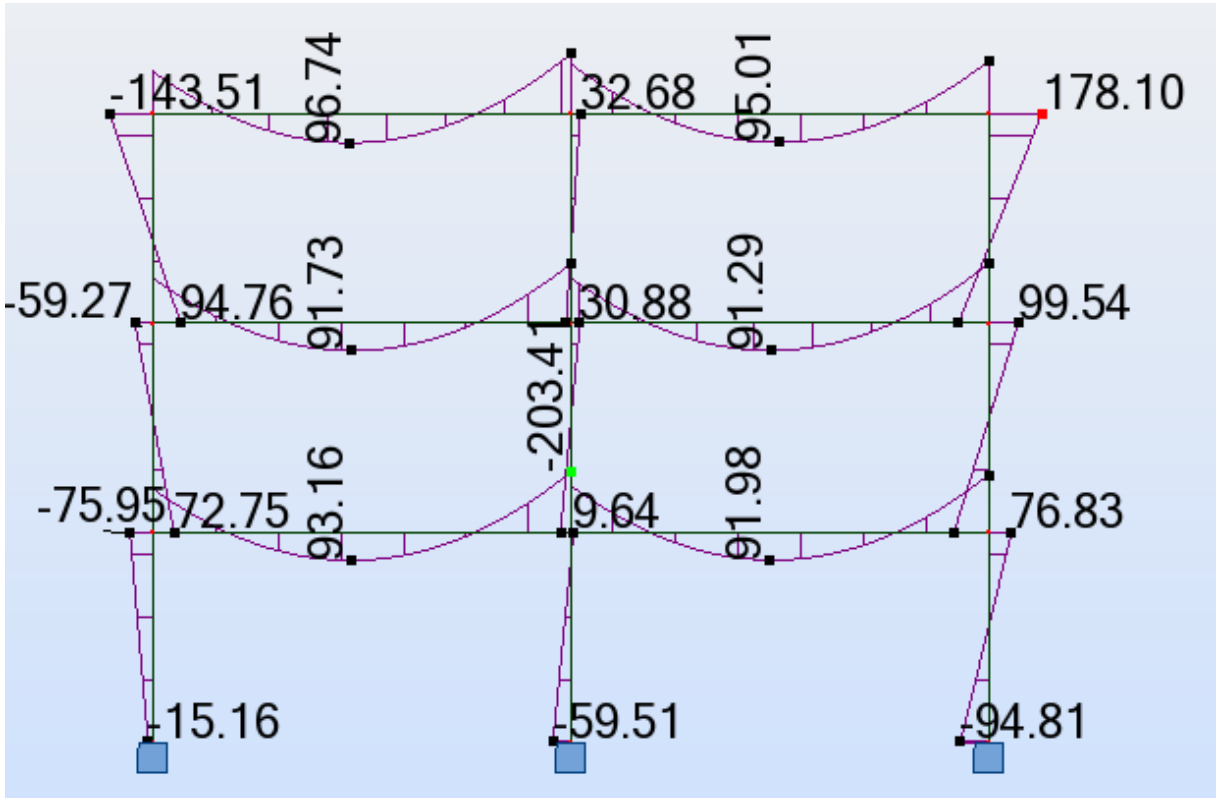
18 pav. Momentų diagrama nuo šoninių jėgų.



19 pav. Skersinių jėgų diagrama nuo šoninių jėgų.

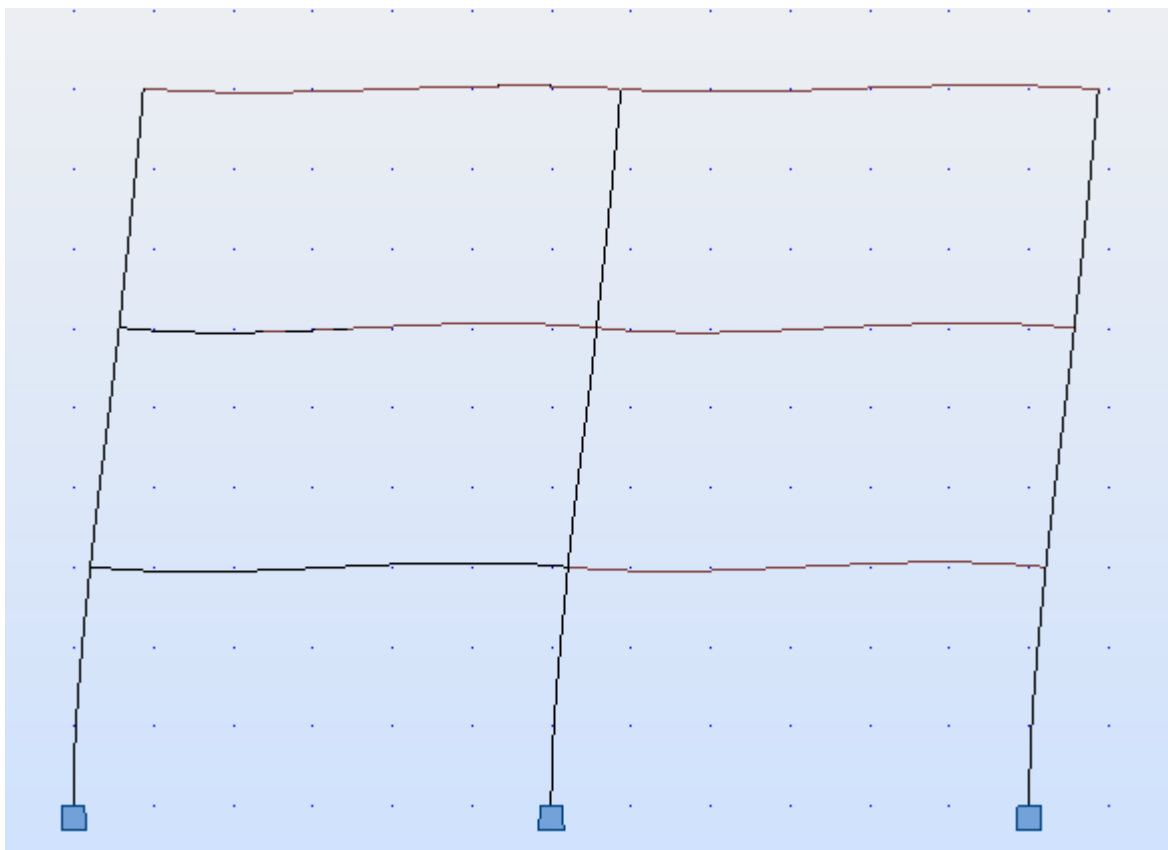


20 pav. Momentų diagrama nuo nuolatinių ir kintamų apkrovų neįvertinus šoninių jėgų poveikio.

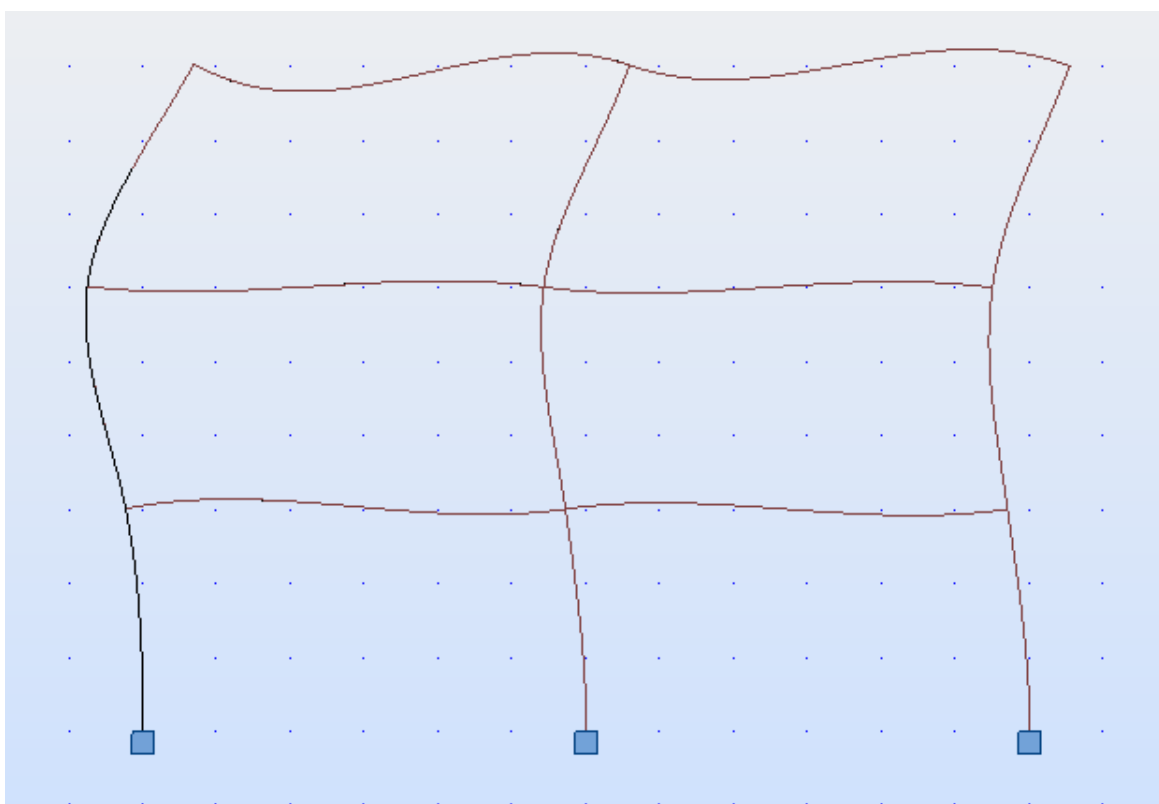


21 pav. Momentų diagrama nuo nuolatinių ir kintamų apkrovų įvertinus šoninių jėgų poveikį.

Žemiau pateikiamos rėmo virpesių modos:



22 pav. Pirmoji virpesių moda.



23 pav. Antroji virpesių moda.

Rezultatų suvestinė:

5 lentelė. Rezultatai gauti atlikus skaičiavimus šoninės jėgos metodu.

Šoninės jėgos metodas: $E_s + G + \psi_{2i} \cdot Q$								
Aukštas	Absolius aukšto poslinkis d_i, m		Tarpaukštinis poslinkis, $(d_i - d_{i-1}), m$		Aukštą veikianti šoninė jėga, V_i, kN		Seisminės šlyties jėga, V_{tot}, kN	
E1	d_1	0,0018	d_{r1}	0,0018	V_1	10	V_{tot1}	60,0
E2	d_2	0,0051	d_{r2}	0,0033	V_2	20	V_{tot2}	50,0
E3	d_3	0,0080	d_{r3}	0,0029	V_3	30	V_{tot3}	20,0

$G + \psi_{2i} \cdot Q = 10,39 kN/m$						
Aukštas	Visa apskaičiuota gravitacinė apkrova aukštui, P_{tot}, kN		Aukšto aukštis, m		Tarpaukštinio poslinkio jautrumas, $(E_i - E_{i-1}), \theta$	
E1	P_{tot1}	3165	h_1	3,0	θ_1	0,020
E2	P_{tot2}	2110	h_2	3,0	θ_2	0,028
E3	P_{tot3}	1055	h_3	3,0	θ_3	0,023

Tikrinamas apskaičiuotų skerspjūvių tinkamumas pagal didžiausius momentus iš momentų diagramos, kurioje įvertinta šoninės jėgos poveikis.

Didžiausias momentas tenkantis sijai yra (trečiame aukšte): $M_{Ed} = 192,95 kNm$

Gautą momento reikšmę reikia padidinti įvertinus tarpaukštinio poslinkio jautrumą:

$$\frac{1}{1 - \theta} = \frac{1}{1 - 0,023} = 1,024 \quad (4.9)$$

Tuomet tikrinimui naudojamas momentas:

$$192,95 \cdot 1,024 = 197,6 kNm \quad (4.10)$$

Sijos skerspjūviai priimti: HEA 300

$$M_{pl,Rd} = 1383 \cdot 10^3 \cdot 355 = 490,9 kNm > 197,6 kNm$$

Sąlyga tenkinama.

Maksimalus momentas tenkantis išoriniai kolonai yra (3 aukšte): $M_{Ed} = 169,0 kNm$

Gautą momento reikšmę reikia padidinti įvertinus tarpaukštinio poslinkio jautrumą:

$$\frac{1}{1 - 0,023} = 1,024$$

Tuomet tikrinimui naudojamas momentas:

$$169,0 \cdot 1,024 = 174 \text{ kNm}$$

Kolonos skerspjūvis priimtas: HEA 450

Tikrinimas atliekamas apie kolonos silpnąją ašį:

$$W_{ply} = 965,5 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = 965,5 \cdot 10^3 \cdot 355 = 342,7 \text{ kNm} > 174 \text{ kNm}$$

Sąlyga tenkinama.

Momentų veikiančių sijas ir kolonas palyginimas.

Pagal momentų diagramas galima pastebėti, jog įvertinus šoninę jėga momentai elementuose padidėja kelis kartus. Pvz. pateiktas žemiau:

$$Sijai \frac{96,07 \text{ kNm}}{49,45 \text{ kNm}} \approx 2 \text{ kartus}$$

$$Kolonai \frac{66,63 \text{ kNm}}{26,18 \text{ kNm}} \approx 2,5 \text{ karto}$$

Todėl atliekant elementų skerspjūvio parinkimus ir tikrinimus būtina atsižvelgti į galimą seisminį poveikį.

Toliau skaičiavimai atliekami keičiant ataskaitinį grunto pagreitį a_{gr} ir supaprastinti skaičiavimų rezultatai pateikiami žemiau lentelėje (6 lentelė):

6 lentelė. Rezultatai gauti atlikus skaičiavimus šoninės jėgos metodu esant skirtingiems grunto ataskaitiniams pagreičiams

$a_{gr}, m/s^2$	I aukštui tenkanti šoninė jėga, kN	II aukštui tenkanti šoninė jėga kN	III aukštui tenkanti šoninė jėga kN	F_{br} , pagrindo šlyties jėga, kN	Kontrolinio taško poslinkis, mm
0,7	7	14	21	98	5,7
1	10	20	30	139	8
1,5	15	30	45	209	11,9
2	20	40	60	279	15,7

5. ŠONINĖS JĖGOS METODO ANALIZĖS PAGRINDAI

Seisminis konstrukcijų projektavimas yra sudėtingas ir sunkus uždavinys inžinieriui konstruktoriui. Jis savo skaičiavimų diapazone gali naudoti paprastą įvairiarūšę atsako spektro analizę (angl. response spectrum analysis – RSA), kuri yra įtraukta į beveik visus šiuolaikinius skaičiavimo ir analizės metodus, arba kompleksiską ir brangią netiesinio spektro atsako istorijos analizę. [16]

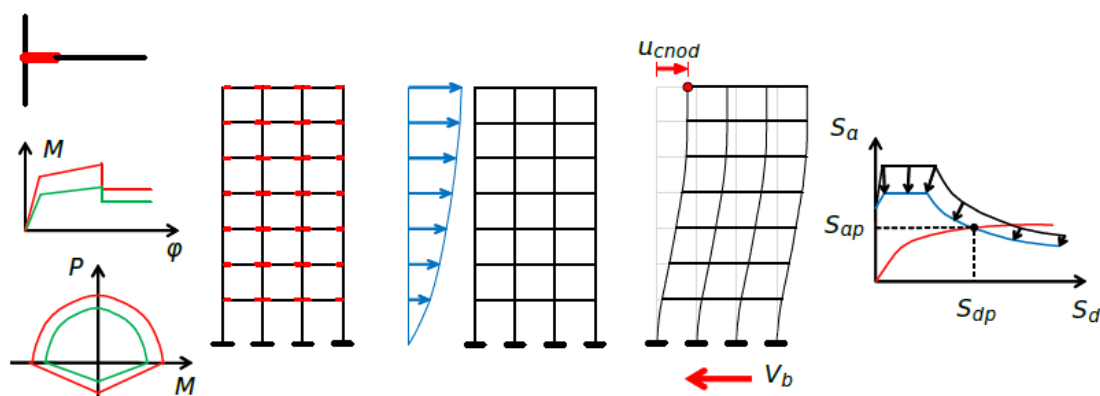
Nepaisant savo didelio tikslumo įvertinant statinio ar pastato seisminį atsaką, netiesinio spektro analizė yra nepritaikoma daugumai nagrinėjamų atvejų sutinkamų realybėje. Nors įvairiarūšė spektro analizė vertindama vidutinį galimą poslinkį, kurį dar atlaiko pastato struktūra, remiasi grubiais netiesinės analizės reikalavimais.

Per pastaruosius metus iš RSA ir netiesinės statinės analizės (N-SP) buvo sukurta naujas analizės tipas – šoninės jėgos metodo analizė (angl. pushover analysis).

Šis analizės tipas priima, jog pastato struktūros galimybė atlaikyti seisminį poveikį yra neatsiejama nuo seisminės pareikalavimo kreivės. Šoninės jėgos metodo tikslas – išanalizuoti pastato darbą esant užduotam seisminiam poveikiui ir palyginti jį su galima pastato geba atlaikyti seisminius poveikius bei apskaičiuoti struktūrinius poreikius.[16]

5.1. Šoninės jėgos analizės metodo žingsniai

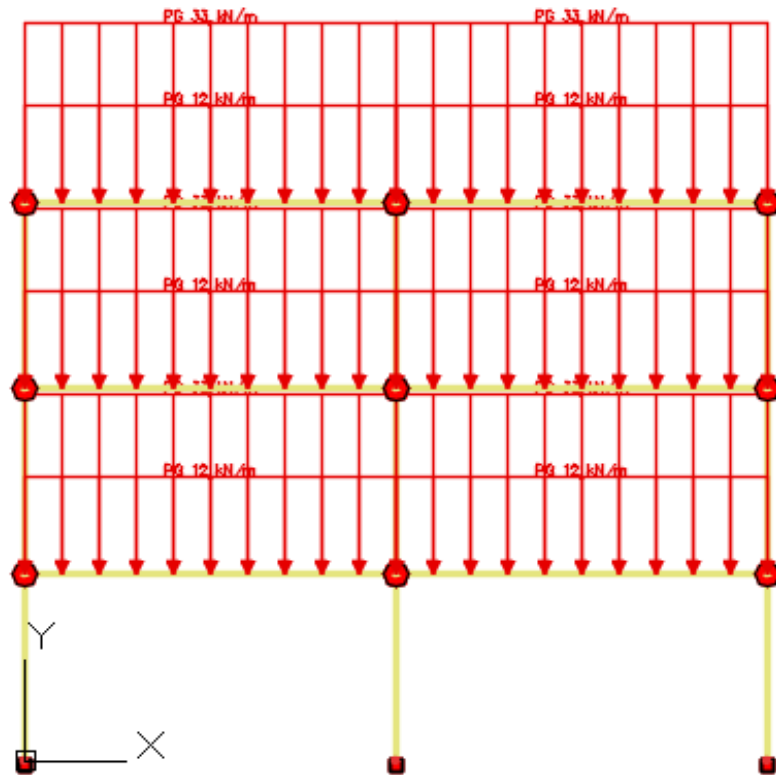
Atliekant skaičiavimus ir analizę programa „Sofistik“ yra išskiriami keturi pagrindiniai atlikimo žingsniai, norint užtikrinti teisingus duomenų įvedimus ir gauti teisingus rezultatus:



24 pav. Šoninės jėgos metodo analizės darbo žingsniai [16]

Pirmas žingsnis

Pirmas žingsnis yra medžiagų savybių apibūdinimas, skerspjūvių parinkimas, skaičiuojamojo rėmo braižymas, apkrovų sudėjimas, šarnyrinių mazgų sudėjimas.



25 pav. Skaičiuojamasis rėmas

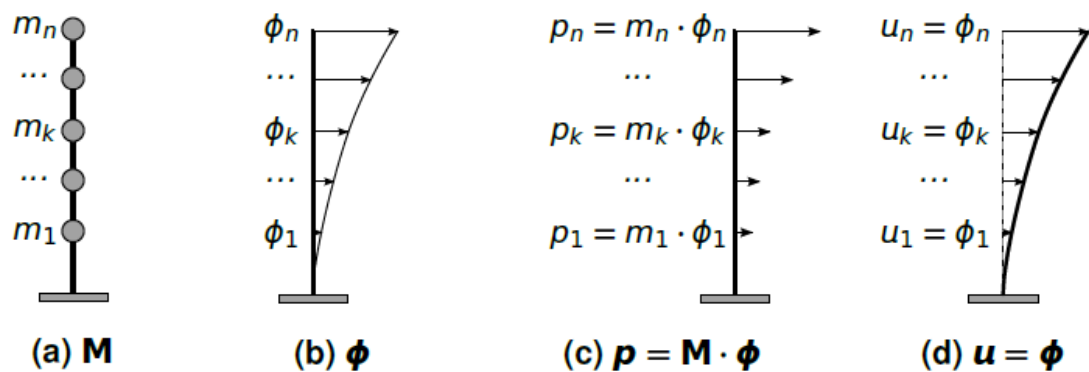
Antras žingsnis

Sekantis žingsnis yra aprašyti stumiančios šoninės jėgos apkrovos modelį. Tai yra vienas svarbiausių etapų, kadangi tolimesniuose skaičiavimuose ir analizėje bus naudojamas būtent šis pasirinktas apkrovos atvejis. Pagal jį bus vertinamos inercijos jėgos, kuomet pastatas bus veikiamas seisminės apkrovos t.y. grunto judėjimo. Šiuo būdu sudaromas apkrovos atvejis kuo įmanoma tikslesnis būtent užsiduotam seisminiui poveikiui. Dažniausiai daroma prielaida, jog apskaičiuotas apkrovų atvejis yra tariamai proporcingas formos poslinkių vektoriui φ . [15]

Tačiau dažniausiai pasirinktas apkrovos atvejis būna proporcingas konstrukcijos virpesių modoms.

Pasirinktu skaičiavimo metodu programoje pirmiausia apskaičiuojamos virpesių modos. Pagal gautas virpesių modas ir nustatius virpesių modą su didžiausia tikimybe (procentais) jei sudaromas apkrovų atvejis.

Šoninės jėgos metodo gauta statinė jėga turėtų atstoti inercijos jėgas, kurias objektas patirs vykstant seisminiai apkrovimui.



26 pav. Šoninės jėgos apkrovų modelis [15]

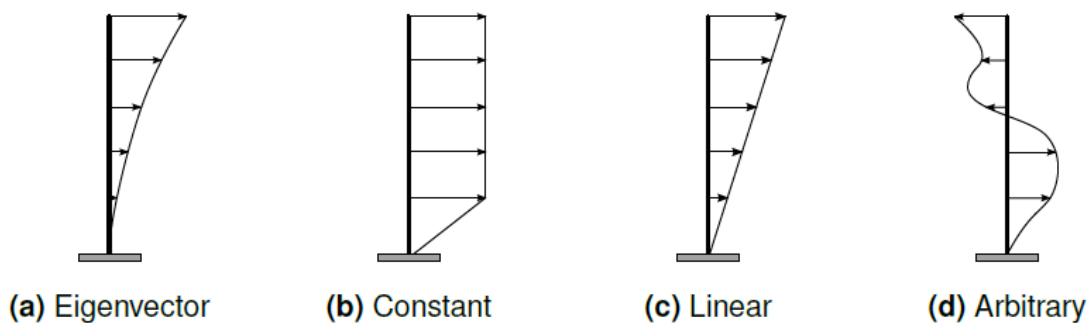
Čia: p – jėgos pateikiamos, kaip išorinės;

u – apkrovos, pateiktos kaip taškų poslinkiai;

M – masių matrica;

φ – poslinkių formos vektorius, kuris įvertinamas pagal 27 pav.

Šoninės jėgos metodo gauta statinė jėga turėtų atstoti inercijos jėgas, kurias objektas patirs vykstant seisminiai apkrovimui.



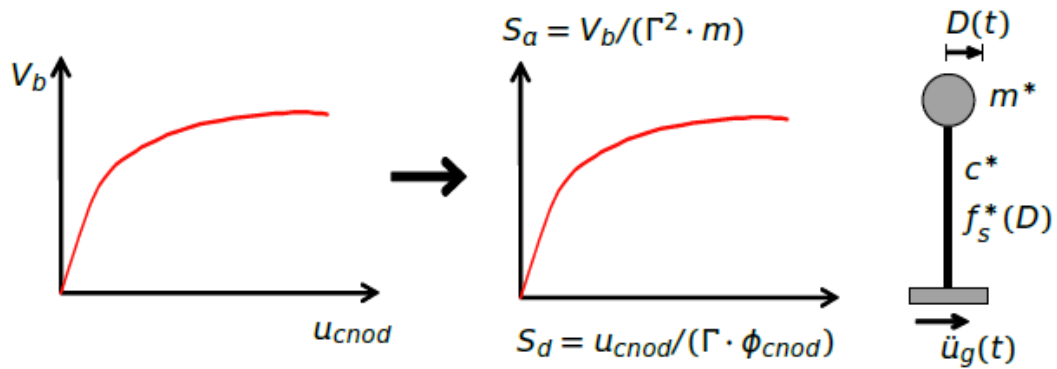
27 pav. Šoninės jėgos poslinkių formos φ . [15]

Šis koeficientas įvertinamas neigiamu apkrovų atveju, turinčiu jau iš anksčiau apskaičiuotus taškų poslinkius pvz. virpesių modos vektorius.

Trečias žingsnis

Analizė toliau atliekama apkraunant konstrukciją monotoniškai didinant apkrovų atvejo apibrėžtą jėga. Taip gaunamos konstrukciją veikiančios šoninės jėgos, kurios apibrėžia inercines jėgas, kurias patiria konstrukcija vykstant seisminiui apkrovimui. Pagrindinis trečiojo žingsnio tikslas – sudaryti konstrukcijos laikomosios galios kreivę.

Programos pagalba sudaroma konstrukcijos veikiamos bazės šoninės jėgos kreivė, kuri toliau konvertuojama į laikomosios galios kreivę (28 pav.).

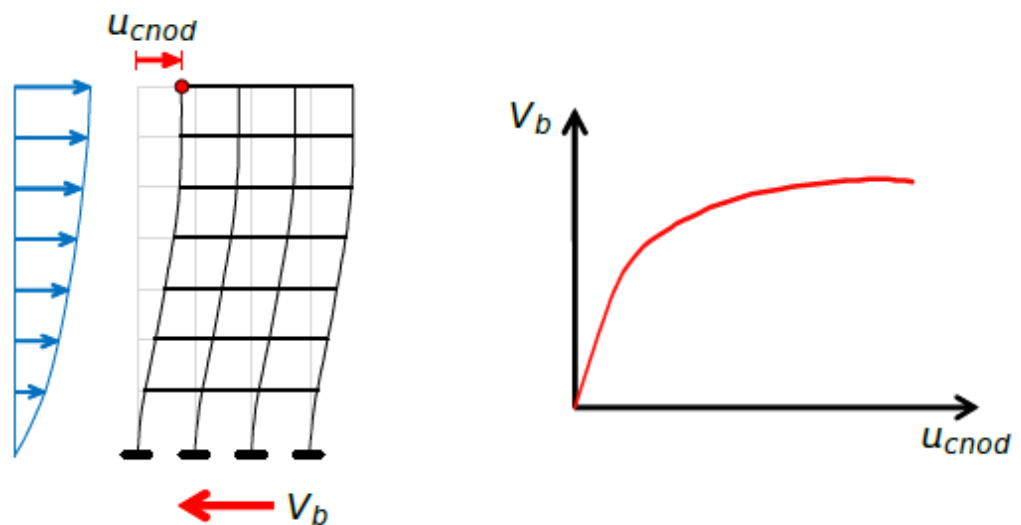


28 pav. Poslinkių kreivės nuo skersinės jėgos konvertavimas į laikomosios galios kreivę. [16]

Ketvirtas žingsnis

Remiantis anksčiau atliktų etapų skaičiavimais atliekama analizė tarp laikomosios galios kreivės ir seisminio poreikio kreivės pagal, kurių palyginimą gali daryti išvadas apie konstrukcijos darbą.

Konstrukcijos geba atlaikyti seisminius poveikius esant kintamam poveikio didėjimui skaičiuojama pagal didžiausią maksimalią jėgą susieta su didžiausiu galimu konstrukcijos poslinkiu. Pagrindo skersinė jėga V_b ir kontrolinis taškas u_{cnod} (29 pav.) gali būti laikomi, kaip maksimali jėga su poslinkiu. [16]



29 pav. Kontrolinio taško poslinkio priklausomybė nuo skersinės pagrindo jėgos. [16]

Norint atlikti šiuos skaičiavimus reikia atlikti:

- pagal pasirinktą charakteristinę jėgą nubraižyti kontrolinio taško poslinkio priklausomybę nuo skersinės pagrindo jėgos (29 pav.);
- transformuoti nubraižytą diagramą į laikomosios galios kreivę;
- perversti elastinio atsako spektrą į elastinio spektro atsaką su 5% slopinimu;

- d) surasti konstrukcijos darbo charakteristinį tašką t.y. laikomosios galios ir neelastinio spektro kreivių susikirtimo taškas. Charakteristinis konstrukcijos darbo taškas leidžia nustatyti apkrovos derinį, kuris bus naudojamas tolimesniuose skaičiavimuose.

6. SEISMINĖ ANALIZĖ „SOFISTIK“ PROGRAMA

6.1. Skaičiavimų pradiniai duomenys

Pagrindiniai duomenys:

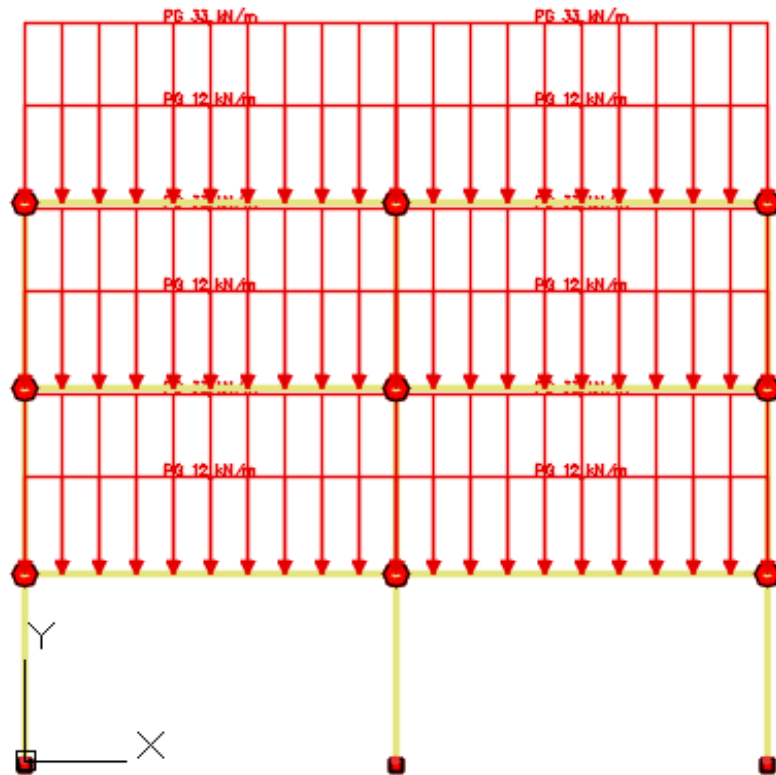
- Skaičiuojamieji rėmai pateikti 14 pav., 15 pav., 16 pav.;
- $a_{gr} = 0,25 \text{ m/s}^2$ – B tipo grunto ataskaitinis didžiausias pagreitis;
- Pastato tipas – administracinis. Pastato svarbos koef. $\gamma_1 = 1,0 \rightarrow tuomet a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr} = 1,0 \cdot 0,25 = 0,25 \text{ m/s}^2$;
- Grunto tipas B: $S = 1,2s$ $T_B = 0,15s$ $T_C = 0,5s$ $T_D = 2,0s$;
- Konstrukcijos elgsenos faktorius: $q = 4$ (numatyti ryšiai);
- Plienas S355 klasės;
- Nuolatinė apkrova $G = 33 \text{ kN/m}$, kintama $Q = 12 \text{ kN/m}$.

6.2. Skaičiavimas

Skaičiuojamojo rėmo sudarymas ir skerspjūvių parinkimas

Skaičiuojamieji rėmai naudojami iš tiriamojo darbo antrosios dalies. Elementų skerspjūviai parenkami toki patys, koki buvo apskaičiuotoji antrojoje dalyje. Kolona HEA450, sija HEA 320.

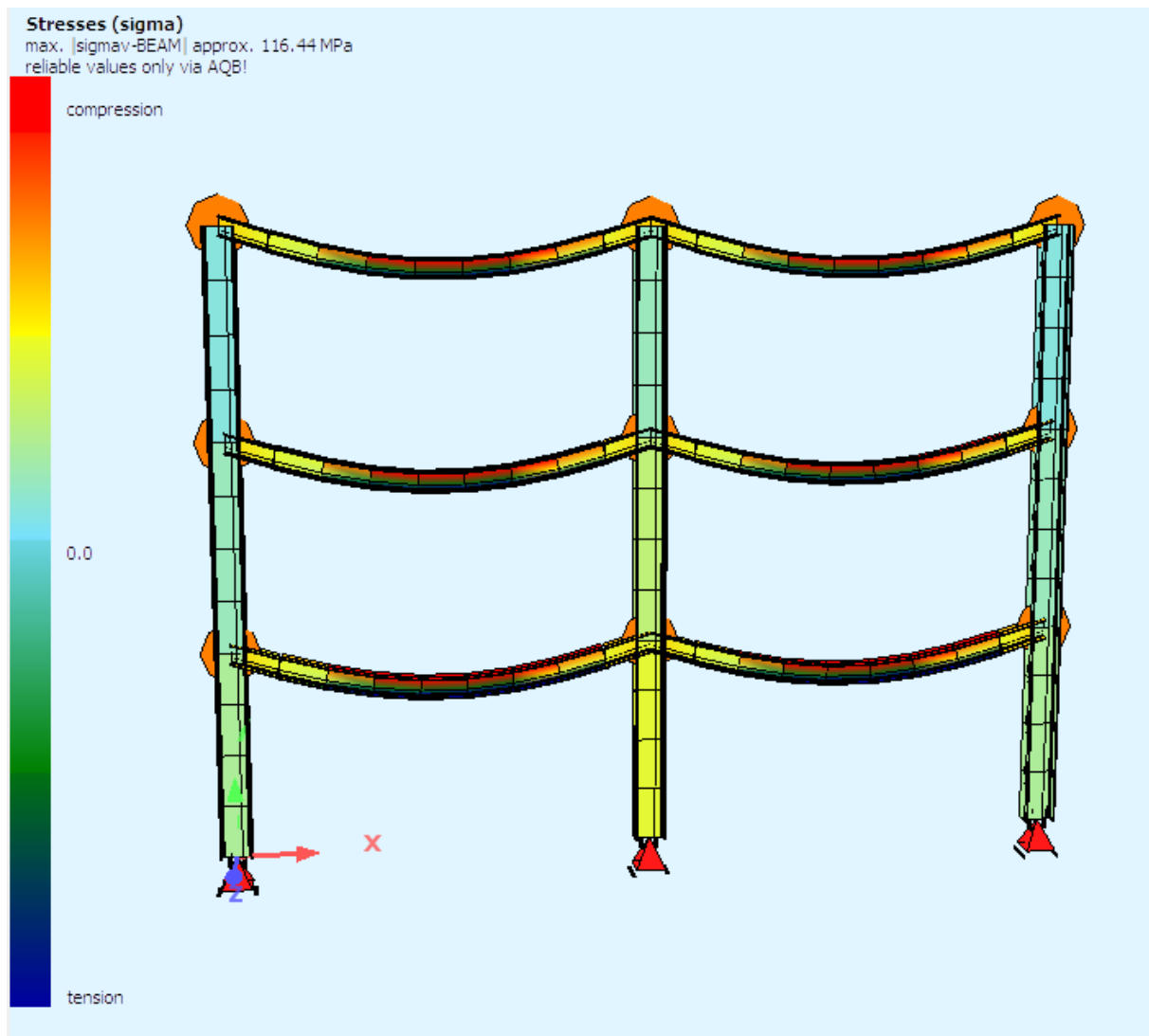
Programoje braižoma skaičiuojamasis rėmas, sudedamos apkrovos, uždedami lankstai, priskiriama reikalingi skerspjūviai. Skaičiuojamasis rėmas pateikiamas 30 pav.



30 pav. Pirmas skaičiuojamasis rėmas

Atliekama tiesinė analizė

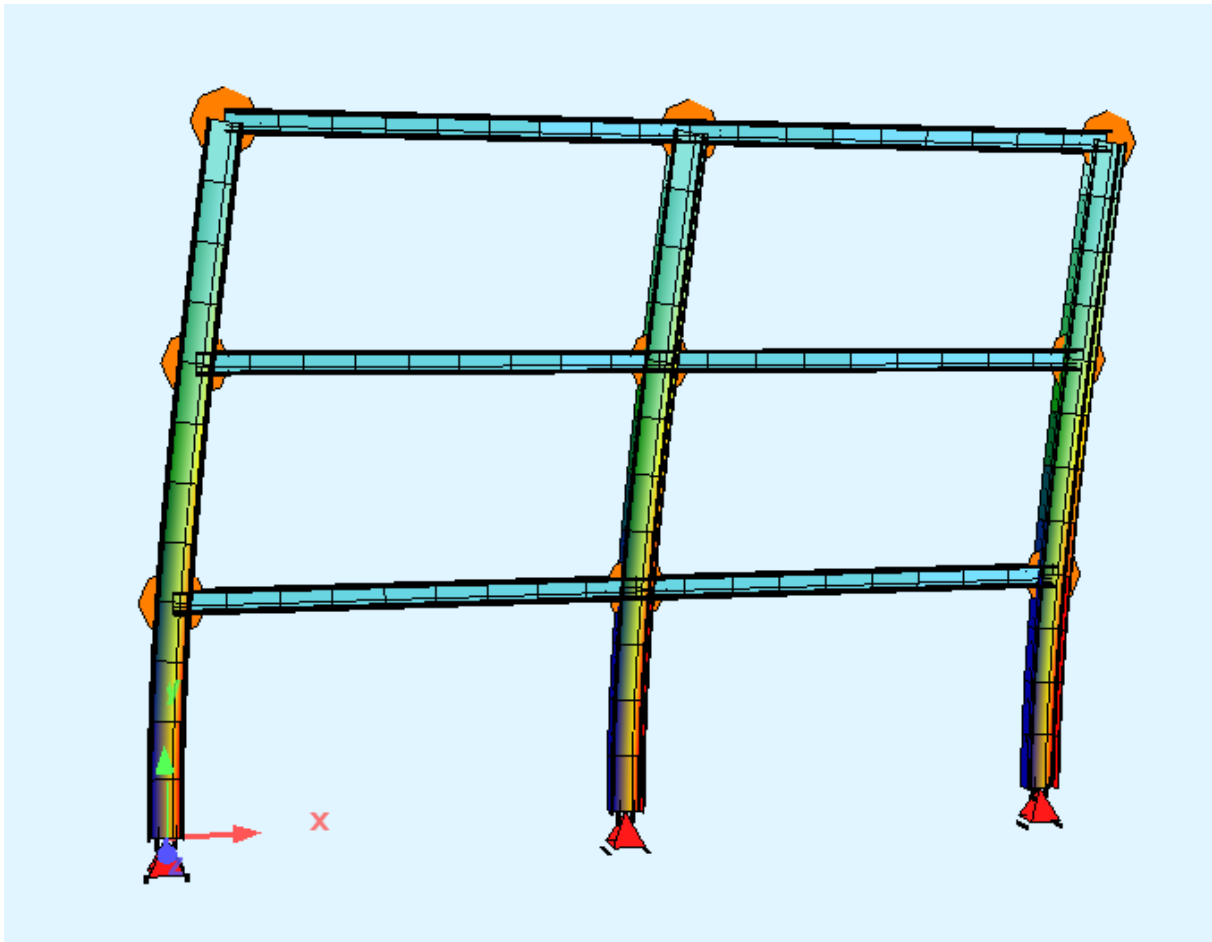
Programa pagal užduotas apkrovas atlieka tiesinę analizę. Sukuria tris apkrovų atvejus. Svarbu paminėti, jog atliekant seisminę analizę yra sukuriama apkrovų atvejai atitinkamai tik savajam svoriui, nuolatinėms apkrovoms bei kintamoms apkrovoms. Rezultatus galima peržiūrėti vizualiai.



31 pav. Įtempiai konstrukcijoje nuo nuolatinių apkrovų.

Virpesių modų skaičiavimas

Virpesių modos skaičiuojamos konvertuojant apkrovas į mases ir sutelkiant jas į vieną tašką. Skaičiavimuose iškart įvertinama savas konstrukcijų svoris, nuolatinės apkrovos konvertuojamos 100%, o kintamos apkrovos vertinamos 30%. Skaičiuojamos 10 virpesių modų. Kiekvienai modai programa apskaičiuoja svyravimų periodą bei pateikia grafiškai rezultatus (32 pav.)



32 pav. Konstrukcijos pirmoji virpesių moda.

Rezultatuose pateikiama svyravimų periodai, dažniai. Taip pat pateikiama procentiškai realiausia virpesių moda, kurioje sutelkta daugiausiai seisminės masės (33 pav.)

Eigenfrequencies

Using Lanczos Method

Iterationsvectors

No.	LC	Eigenvalue [1/sec ²]	relative Error	20		period [sec]	Damping D[%]	f-XX [%]	f-YY [%]	f-ZZ [%]
				omega [1/sec]	frequency [Hertz]					
1	9001	8.0705E+01	0.00E+00	8.984	1.430	0.699	0.000	79.2	0.0	0.0
2	9002	1.2201E+03	0.00E+00	34.929	5.559	0.180	0.000	15.7	0.0	0.0
3	9003	1.4520E+03	7.06E-11	38.105	6.065	0.165	0.000	0.2	0.0	0.0
4	9004	1.5638E+03	8.51E-11	39.545	6.294	0.159	0.000	0.0	59.9	0.0
5	9005	1.6118E+03	4.89E-09	40.147	6.390	0.157	0.000	0.0	0.0	0.0
6	9006	1.6503E+03	2.16E-08	40.624	6.465	0.155	0.000	0.0	0.0	0.0
7	9007	1.7190E+03	1.23E-09	41.461	6.599	0.152	0.000	0.0	12.0	0.0
8	9008	1.7548E+03	6.73E-10	41.890	6.667	0.150	0.000	0.0	6.5	0.0
9	9009	4.9937E+03	9.07E-09	70.666	11.247	0.089	0.000	4.5	0.0	0.0
10	9010	9.1990E+03	1.81E-04	95.911	15.265	0.066	0.000	0.0	0.1	0.0
11		1.1394E+04	7.49E-02	106.742	16.988	0.059				
12		1.1777E+04	6.20E-02	108.522	17.272	0.058		99.7	78.5	0.0

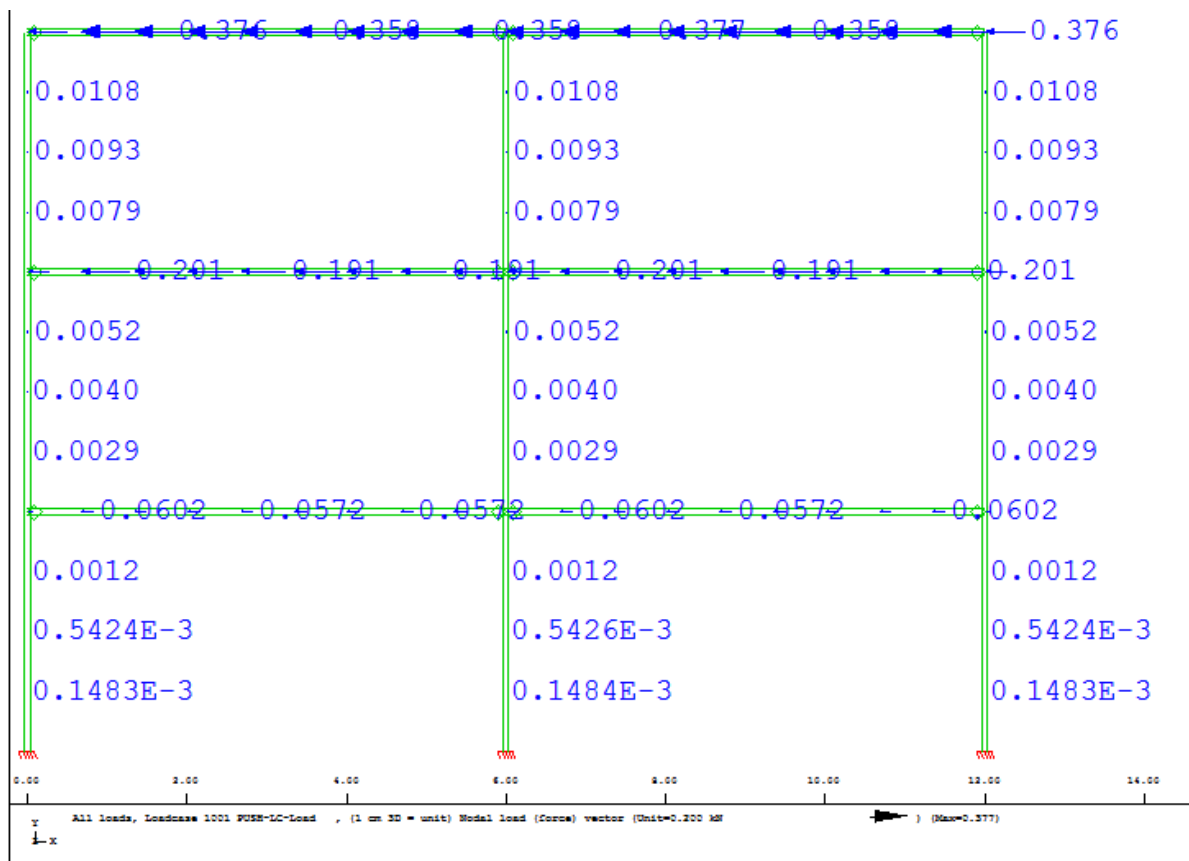
33 pav. Virpesių modų rezultatų suvestinė

Šoninės jėgos apskaičiavimas

Skaičiuojama šoninė jėga, atsirandanti dėl seisminio poveikio, veikianti konstrukciją. Norint ją tiksliai apskaičiuoti reikia skaičiavimuose naudoti prieš tai apskaičiuotą virpesių modos apkrovų atvejį, kuris turi didžiausią tikimybę įvykti. Šiuo atveju tai pirmoji virpesių moda (LC 9001). Rašoma programoje nauja komanda su „TEDDY“ programos pagalba:

```
+prog sofiload urs:5 $ Pushover LC
head Pushover LC
lc 1001 type none titl "PUSH-LC-Load"
acce type node no 0 ax 1 linf -9001
end
```

Ši komanda sugeneruoja šoninės jėgos poveikį nagrinėjamai konstrukcijai pagal užduotą virpesių modą. Gautas rezultatas pateikiamas grafiškai 34 pav.

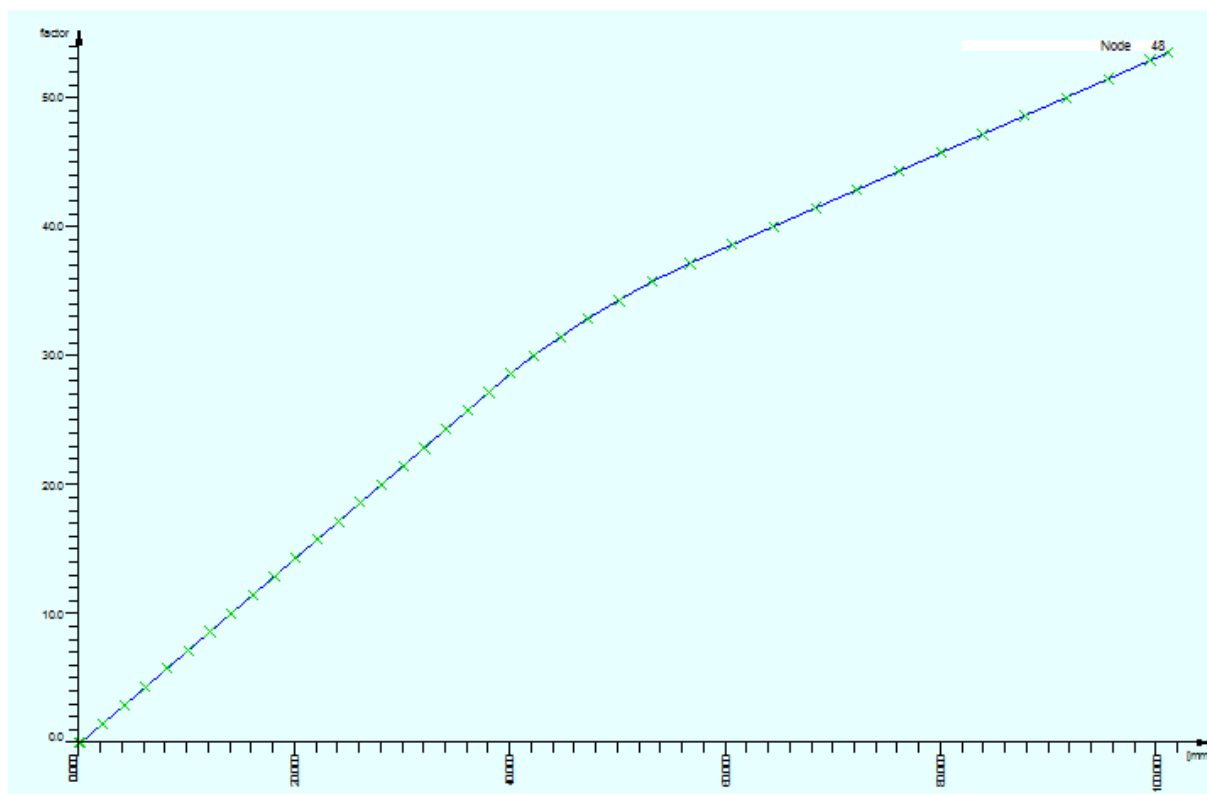


34 pav. Šoninės jėgos poveikio diagrama

Iš gautų rezultatų galima lengvai pastebėti, kad tai buvo sugeneruota pagal pirmąją virpesių modą.

Laikomosios galios kreivė

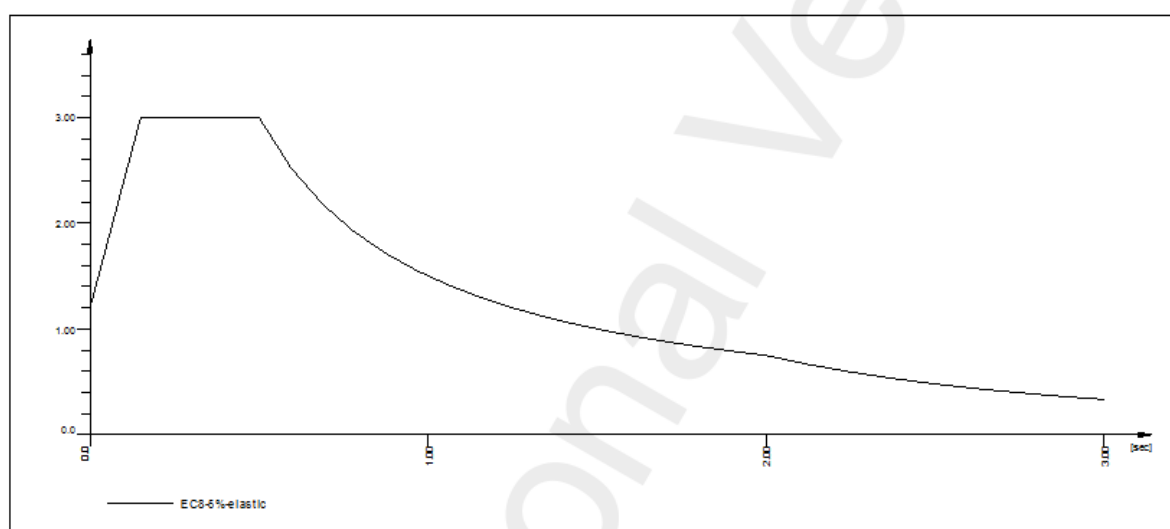
Programos pagalba sudaroma konstrukcijos veikiamos šoninės jėgos kreivė, kuri toliau konvertuojama į laikomosios galios kreivę.



35 pav. Laikomosios galios kreivė

Virpesių slopinimo įvertinimas

Kadangi anksčiau skaičiuojant virpesių modas nebuvo įvertintas atsako spektro slopinimas, jį įvertinu įvesdamas 5% slopinimą į elastingo spektro atsaką (36pav.)

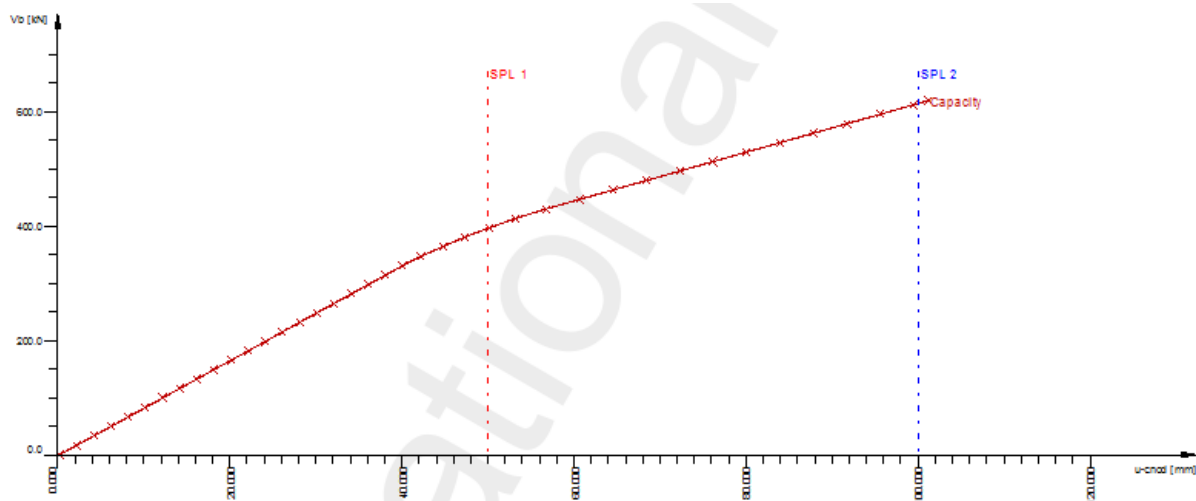


36 pav. Elastinis atsako spektras įvertinamas 5% slopinimą.

Ieškomas charakteristinis konstrukcijos darbo taškas

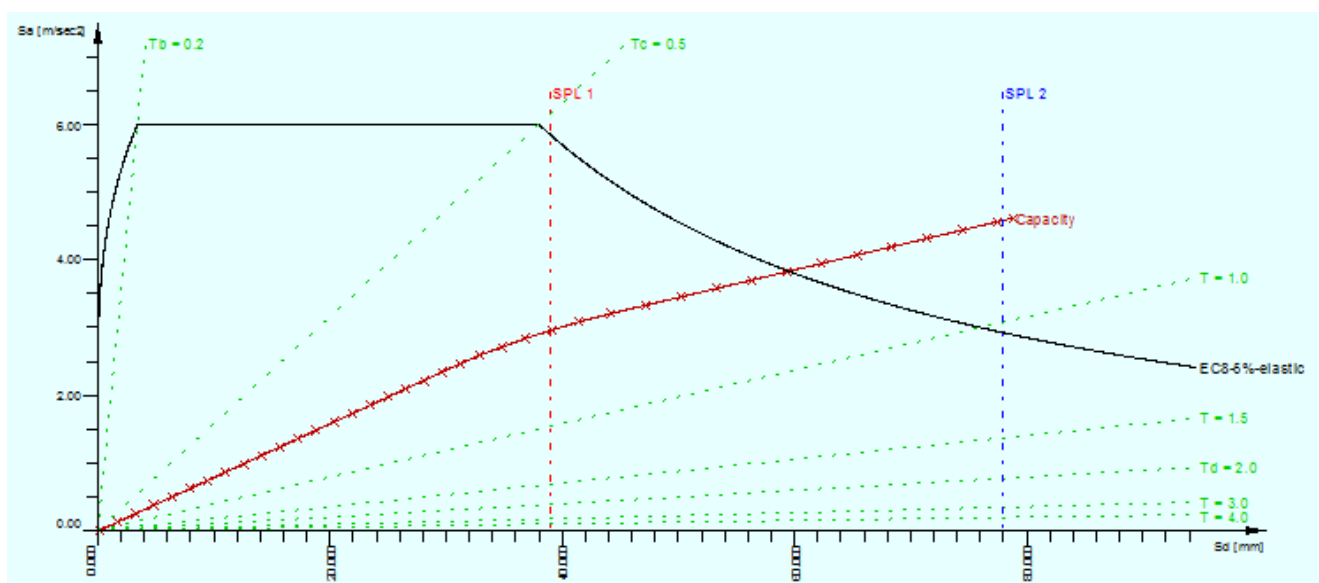
Norint surasti charakteristinį konstrukcijos darbo tašką panaudojama prieš tai sudaryta konstrukcijos laikomosios galios kreivė, elastinis atsako spektras įvertinus 5% slopinimą. Galima teigti, jog šioje skaičiavimo stadijoje atliekama šoninės jėgos metodo analizė.

Pirmiausia sugeneruojama kontrolinio taško poslinkio priklausomybė nuo šoninės jėgos dydžio t.y. nuo bazės skersinės jėgos V_b . (37 pav.)



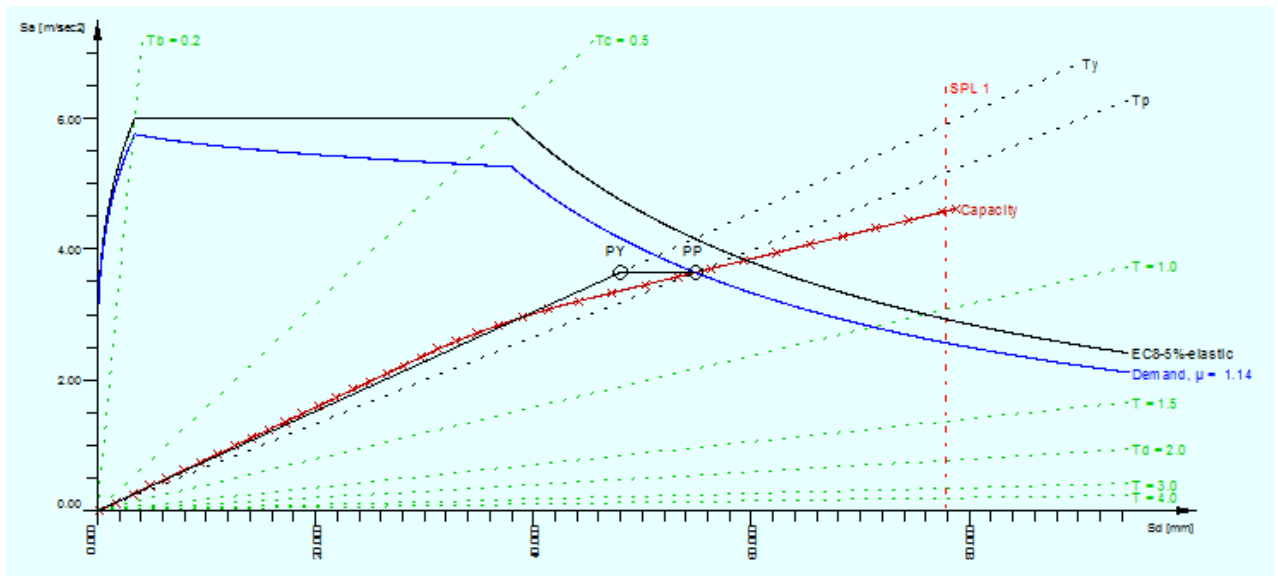
37 pav. Kontrolinio taško poslinkio priklausomybė nuo skersinės pagrindo jėgos.

Toliau sudaryta kreivė suderinama su elastinio atsako spektru (36 pav.). Grafike taip pat matosi grunto atsako spektro periodai. Diagrama kitaip dar vadinama A-D diagrama. Pateikiama rezultatai, kuriuose matosi apkrovų derinys, kontrolinio taško poslinkis esant tam tikrai skersinei pagrindo jėgai, spektrinis poslinkis, akceleracija.



38 pav. A-D diagrama.

Galiausiai viską įvertinus pateikiamas charakteristinis konstrukcijos darbo taškas. (39 pav.):



39 pav. Charakteristinio konstrukcijos darbo taško radimo diagrama.

Juoda linija yra elastinis spektras, o mėlyna – neelastinis spektras. Mėlynos linijos sankirta su laikomosios galios kreive duoda charakteristinį konstrukcijos darbo tašką.

Pagal šį tašką yra nustatoma apkrovų atvejis, kuris bus naudojamas tolimesniuose projektavimo etapuose (40 pav.)

Pushover Analysis - Statistics

	LCC	u-cnod	Vb	Sd	Sa	SPL
	[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[m/sec ²]	[-]
PP		70.491	488.0	54.906	3.64	<I
	1131	72.294	495.7	56.310	3.70	<I
	1132	76.177	512.2	59.334	3.82	<I
	1133	80.059	528.7	62.358	3.95	<I
	1134	83.941	545.3	65.382	4.07	<I
	1135	87.824	561.8	68.406	4.19	<I
	1136	91.706	578.3	71.430	4.32	<I
	1137	95.588	594.8	74.454	4.44	<I
	1138	99.469	611.3	77.477	4.56	<I
	1139	101.189	618.6	78.817	4.62	I-II

LCC capacity load case ; "PP": performance point
u-cnod control node displacement
Vb base shear
Sd spectral displacement
Sa spectral acceleration
SPL structural performance limit

40 pav. Charakteristinio konstrukcijos darbo taško apkrovų atvejis.

Tolimesniems projektavimo etapams galima rinktis arba žemesnį arba aukštesnį apkrovų atvejį. Bendroju atveju patartina imti suinterpoliuotas reikšmes tarp šių dviejų apkrovų atvejų. Charakteristinio konstrukcijos darbo taško fizikinė prasmė – vidinių jėgų, poslinkių, pasisukimų, tarpaukštinių poslinkių ir t.t. apibrėžimas, kai konstrukcija patiria seisminę apkrovą.

Visi trijų rėmų skaičiavimo rezultatai su diagramomis pateikiami prieduose.

6.3. Atliktų skaičiavimų rezultatai ir jų palyginimas

Skaičiavimai buvo atlikti užsiduotiems skaičiuojamiesiems rėmams ir keičiant ataskaitinį grunto pagręitį a_{gr} . Atliktų skaičiavimų supaprastintų rezultatų suvestinės pateikiamos lentelėse (7-9 lent.).

Skaičiavimų rezultatų suvestinė, užsiduotiems skaičiuojamiesiems rėmams, iš „Sofistik“ programos (rezultatai pateikiami charakteristiniui konstrukcijos darbo taškui):

7 lentelė. Silpna sija – stipri kolona rėmo (I rėmo) rezultatai

$a_{gr}, m/s^2$	F_{br} , pagrindo šlyties jėga, kN	Konstrukcijos savasis svyravimų periodas T, s	Kontrolinio taško poslinkis u, mm	Maksimalūs įtempiai konstrukcijoje σ, MPa
0,7	199,5	0,70	24,3	162,40
1	285		34,6	188,22
1,5	406,4		52	212,40
2	488		70,5	275,69

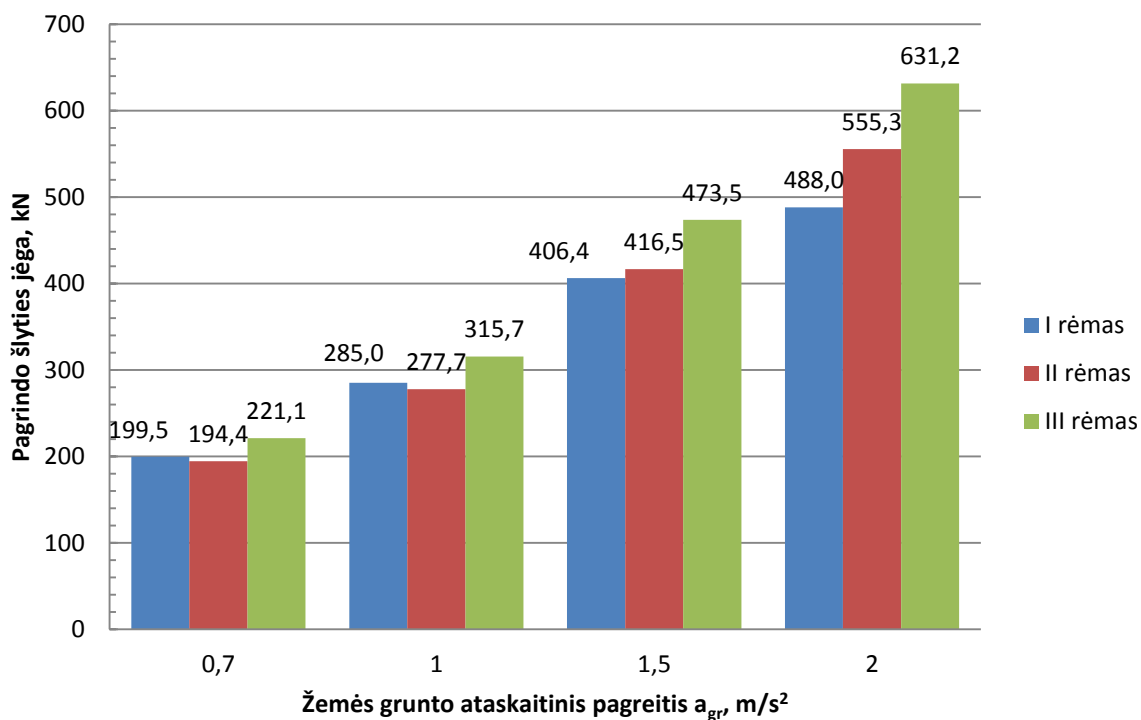
8 lentelė. Stipri sija – silpna kolona rėmo (II rėmo) rezultatai

$a_{gr}, m/s^2$	F_{br} , pagrindo šlyties jėga, kN	Konstrukcijos savasis svyravimų periodas T, s	Kontrolinio taško poslinkis u, mm	Maksimalūs įtempiai konstrukcijoje σ, MPa
0,7	194,4	0,74	25,5	191,68
1	277,7		36,3	224,29
1,5	416,5		54,4	276,49
2	555,3		72,4	332,42

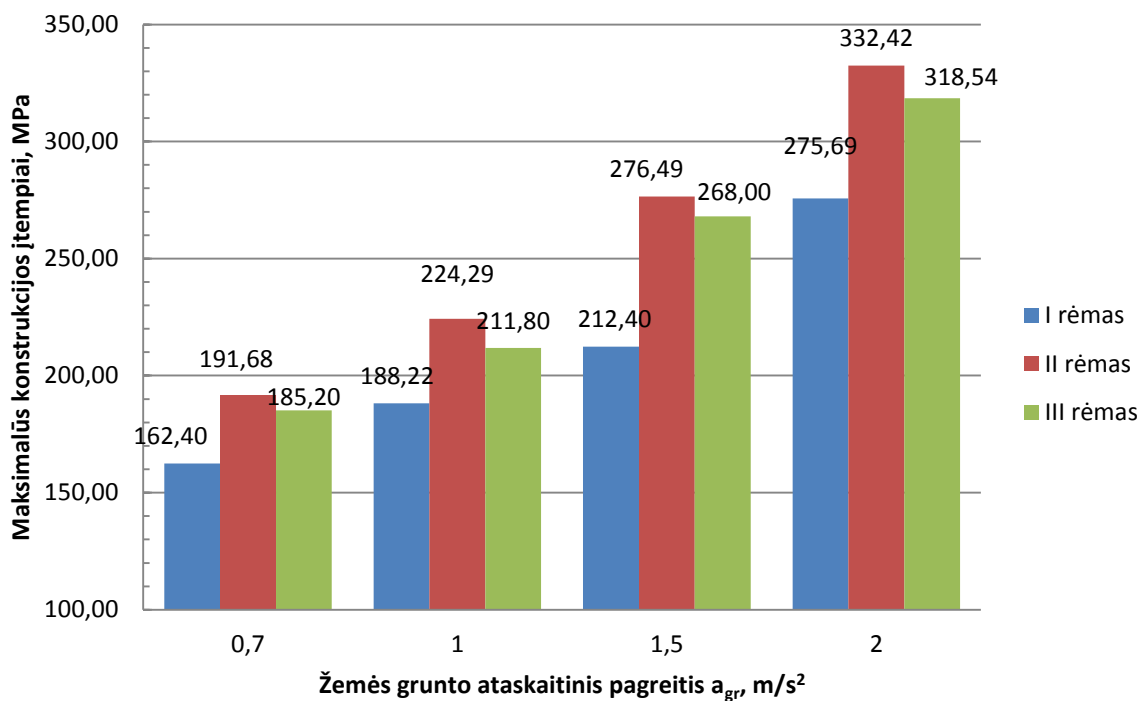
9 lentelė. Standaus rėmo (III rėmo) rezultatai

$a_{gr}, m/s^2$	F_{br} , pagrindo šlyties jėga, kN	Konstrukcijos savasis svyravimų periodas T, s	Kontrolinio taško poslinkis u, mm	Maksimalūs įtempiai konstrukcijoje σ, MPa
0,7	221,1	0,64	22,1	185,20
1	315,7		31,5	211,80
1,5	473,5		47,3	268,00
2	631,2		63	318,54

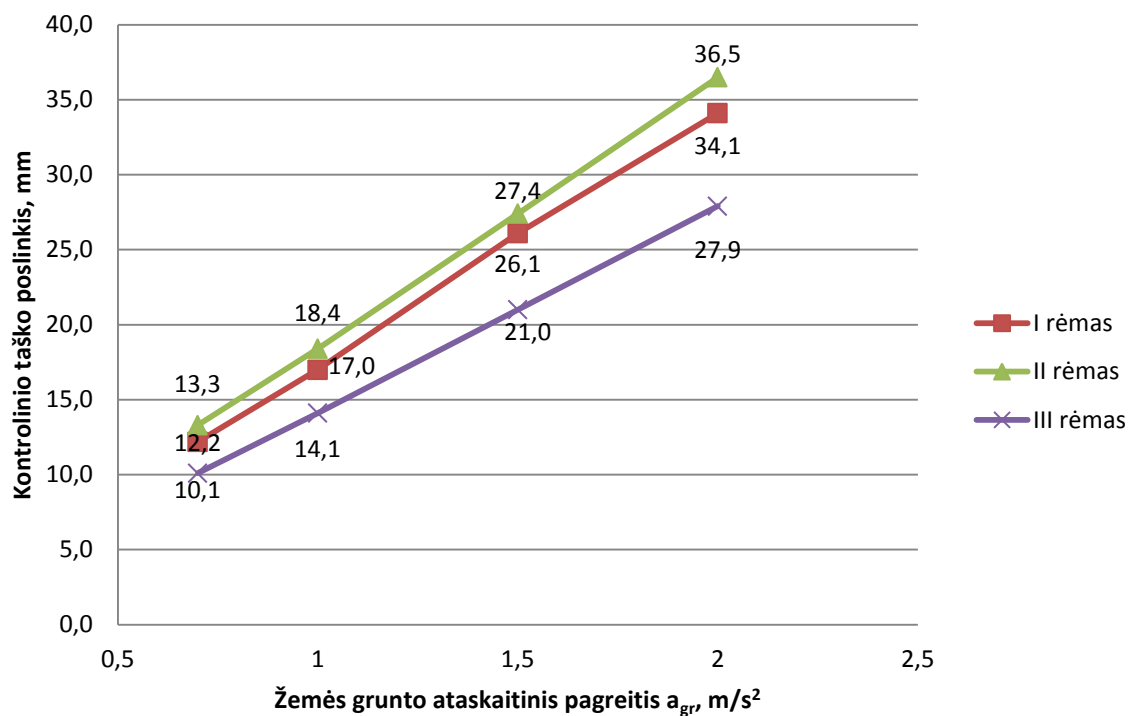
Atliekamas gautų rezultatų palyginimas.



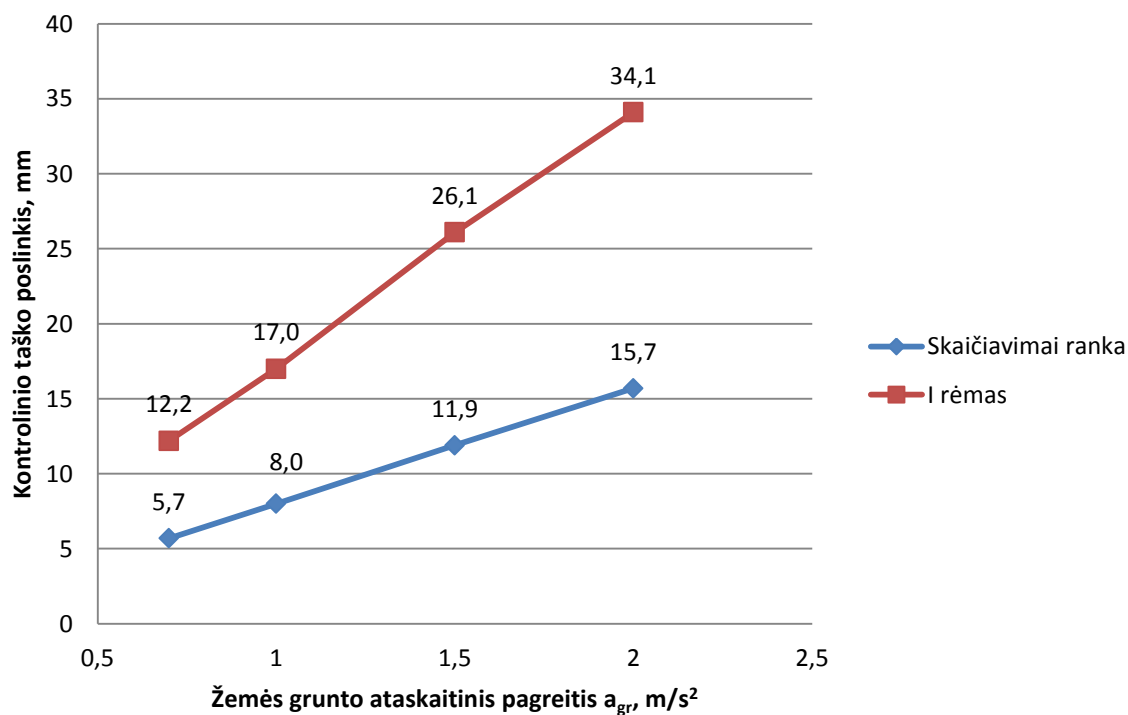
41 pav. Pagrindo šlyties jėgos priklausomybė nuo žemės grunto ataskaitinio pagreičio



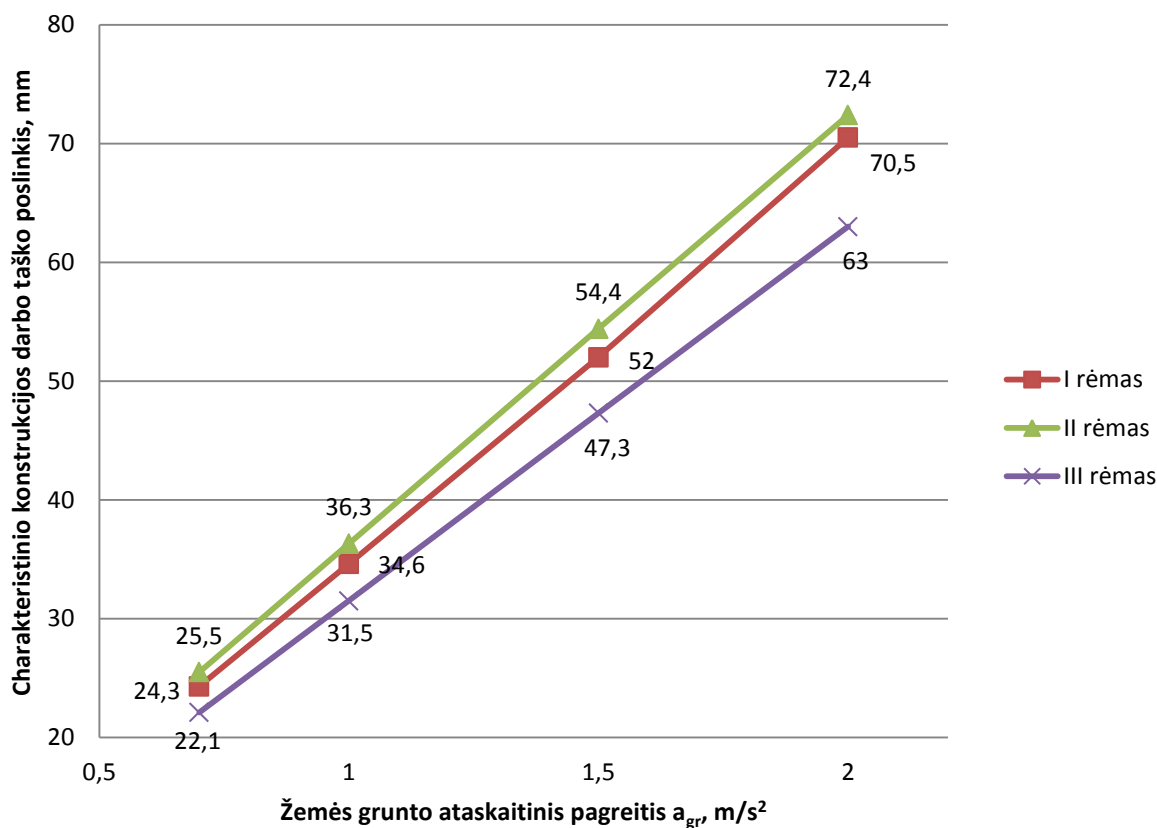
42 pav. Konstrukcijos maksimalūs įtempiai veikiant seisminiui poveikiui



43pav. Kontrolinio taško priklausomybė nuo žemės grunto ataskaitinio pagreičio esant vienodai pagrindo šlyties jėgai



44pav. Kontrolinio taško priklausomybė nuo žemės grunto ataskaitinio pagreičio esant vienodai šlyties jėgai I rėmui.



45 pav. Charakteristinio konstrukcijos darbo taško poslinkio priklausomybė nuo žemės grunto ataskaitinio pagreičio.

Iš atliktų palyginimų matyti, jog didėjant žemės grunto ataskaitiniui pagreičiui konstrukcijos pagrindo šlyties jėga didėja tiesine priklausomybe visiems trims skaičiuojamiesiems rėmams. Labiausiai išsiskiria I rėmas, kuriame įtvirtinimuose prie pagrindo tariamai susidaro plastiniai lankstai, kurie įtakoja šlyties jėgos dydį (41 pav.).

Plastinių lankstų susidarymas taip pat turi įtakos maksimaliems įtempiams konstrukcijose. Iš 42 pav. matyti, jog įtempiai mažiausi, kaip ir šlyties jėga, visais atvejais pirmajame rėme. Didžiausi – antrajame rėme.

Esant vienodai šlyties jėgai, buvo atliktas palyginimas rezultatų gautų atlikus skaičiavimus šoninės jėgos analizės metodu ir rezultatais gautais atlikus skaičiavimus „Sofistik“ programa (skaičiuojamasis rėmas – I rėmas). Pastebėtas beveik dvigubas rezultatų skirtumas. Skirtumą galėjo įtakoti supaprastintas skaičiavimas, be to programoje sudaroma tikslesnės masių matricos bei įvertinama daugiau skaičiuojamųjų faktorių.

IŠVADOS

1. Esant vienodam žemės grunto ataskaitiniui pagreičiui a_{gr} gauta, jog III rėme (standus rėmas) pagrindo šlyties jėgos yra pačios didžiausios lyginant su kitais rėmais. Mažiausia pagrindo šlyties jėga gauta I rėme (silpna sija - stipri kolona), dėl prie pagrindo susidarancio plastinio lanksto įtakos.
2. Konstrukciją veikiantys maksimalūs įtempiai tiesiogiai priklauso nuo skaičiuojamojo rėmo. I rėmas (silpna sija - stipri kolona) geriausiai išsklaido momentus, atsirandančius dėl seisminio poveikio. Teisingas skaičiuojamojo rėmo parinkimas daro įtaką visos konstrukcijos laikomajai galiai ir elgsenai.
3. Seisminio poveikio veikiamo rėmo taškų poslinkiai tiesiškai didėja, didėjant žemės grunto ataskaitiniui pagreičiui. Taškų poslinkiai tiesiogiai priklauso nuo rėmo savųjų svyravimų periodo. Didėjant rėmo savųjų svyravimų periodui, didėja ir taškų poslinkiai.
4. Šoninės jėgos metodu pagal Eurokodą 8 metodiką, kontrolinio taško poslinkis gautas beveik du kartus mažesnis ($15,7\text{ mm} < 34,1\text{ mm}$) negu pagal tą pačią metodiką atliktų skaičiavimų kompiuterine programa. Skirtumas atsiranda, dėl programoje sudaromo teisingesnio skaičiuojamojo modelio bei įvertinamų daugiau skaičiuojamųjų faktorių.
5. Seisminio poveikio veikiamo rėmo tyrimai parodė, jog seisminiuose regionuose reikia vengti standžių rėmų, stipri sija – silpna kolona tipo rėmų. Seisminį poveikį geriausiai geba atlaikyti silpna sija – stipri kolona tipo rėmai, kurie priskiriami prie sklaidančiųjų konstrukcijų.

LITERATŪRA

1. Eurokodas 8. Atsparių žemės drebėjimui konstrukcijų projektavimas. 1dalis. Bendrosios ir pastatų taisyklės, seisminiai poveikiai. (LST EN 1998-1) Lietuvos standartizacijos departamentas. Vilnius 2009.
2. V. Kargaudas, R. Vaičaitis. Konstrukcijų virpesiai. Kaunas, 2014.
3. Incorporated Research Institutions For Seismology. Seismic wave behavior. Washington, USA 2012.
4. Indian Institute of Technology Kanpur. What are the Seismic Effects on Structures?. Kanpur, India 2011.
5. Lietuvos Rytas. Teritorijos, kurioms būdingi žemės drebėjimai [žiūrėta 2015-03-18] Prieiga per internetą: <http://www.lrytas.lt/-13006295651298337402-amerikai-gr%C4%97smingi-geolog%C5%B3-%C4%AFsp%C4%97jimai.htm#.Uufy7BDFHIU>
6. „Behaviour of a one-degree-of-freedom linear system at resonance“ [žiūrėta 2015-03-18] Prieiga per internetą: <http://fsinet.fsid.cvut.cz/en/u2052/node120.html>
7. „Theory of vibrations“ [žiūrėta 2015-03-25] Prieiga per internetą: http://www.steelconstruction.info/Floor_vibrations
8. „Seismic design principles“ [žiūrėta 2015-03-25] Prieiga per internetą: http://www.wbdg.org/resources/seismic_design.php
9. „Experimental Modal Analysis and Operational Modal Analysis“ [žiūrėta 2015-04-10] Prieiga per internetą: http://www.svibs.com/solutions/Technical_Reviews/Review_1_2012.aspx
10. A. K. Chopra. Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall, New Jersey, 2012.
11. P. Bisch, E. Carvalho ir kt. Eurocode 8: Seismic Design of buildings. Worked examples. EU Joint Research Centre, 2012.
12. Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples. Lisbon, 10-11 Feb. 2011.
13. Kompiuterinių programų paketas „Sofistik“ Prieiga per internetą: <http://www.sofistik.com/en/>
14. Online Introduction SSD/SOFiPLUS Version 2014. Prieiga per internetą: <http://www.sofistik.com/en/support/online-introduction-ssdsofiplus-2014/>
15. Task Earthquake tutorial. SOFiSTiK AG, 2014. Prieiga per internetą: <http://www.sofistik.com/en/>
16. SOFiLOAD: Dynamic Loads. SOFiSTiK AG, 2014. Prieiga per internetą: <http://www.sofistik.com/en/>

PRIEDAI

pushover
 Eigenvalues Easy

Control Information

Number of unknowns 252
 unknowns per node 6
 Number eigenvalues 10

Groups

No. Option	CS	Factor	RAYLEIGH-A	RAYLEIGH-B	MODD	Wind
			[1/sec]	[sec]	[-]	
1 EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.000	0

Beam Elements

Finite beam elements without intermediate sections
 Shear deformations accounted for with nonconforming SOFiSTiK-Timoshenko beam

Sum of masses and mass moments of inertia

Node	TMX	TMY	TMZ	RMX	RMY	RMZ	RMB
	[t]	[t]	[t]	[tm2]	[tm2]	[tm2]	[tm2]
total	168.932	168.932	168.932	0.073	0.159	0.141	0.000
on S =	[mm]	[mm]	[mm]	1025.075	0.000	0.000	0.000
	6000.0	5966.5	0.0	0.000	2081.455	0.000	0.000
				0.000	0.000	3106.529	
activ	168.775	168.775	0.000	0.000	0.000	0.137	
on S =	[mm]	[mm]	[mm]	0.000	0.000	0.000	0.000
	6000.0	5972.1	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000
				0.000	0.000	3097.154	

Parameter of System of Equations

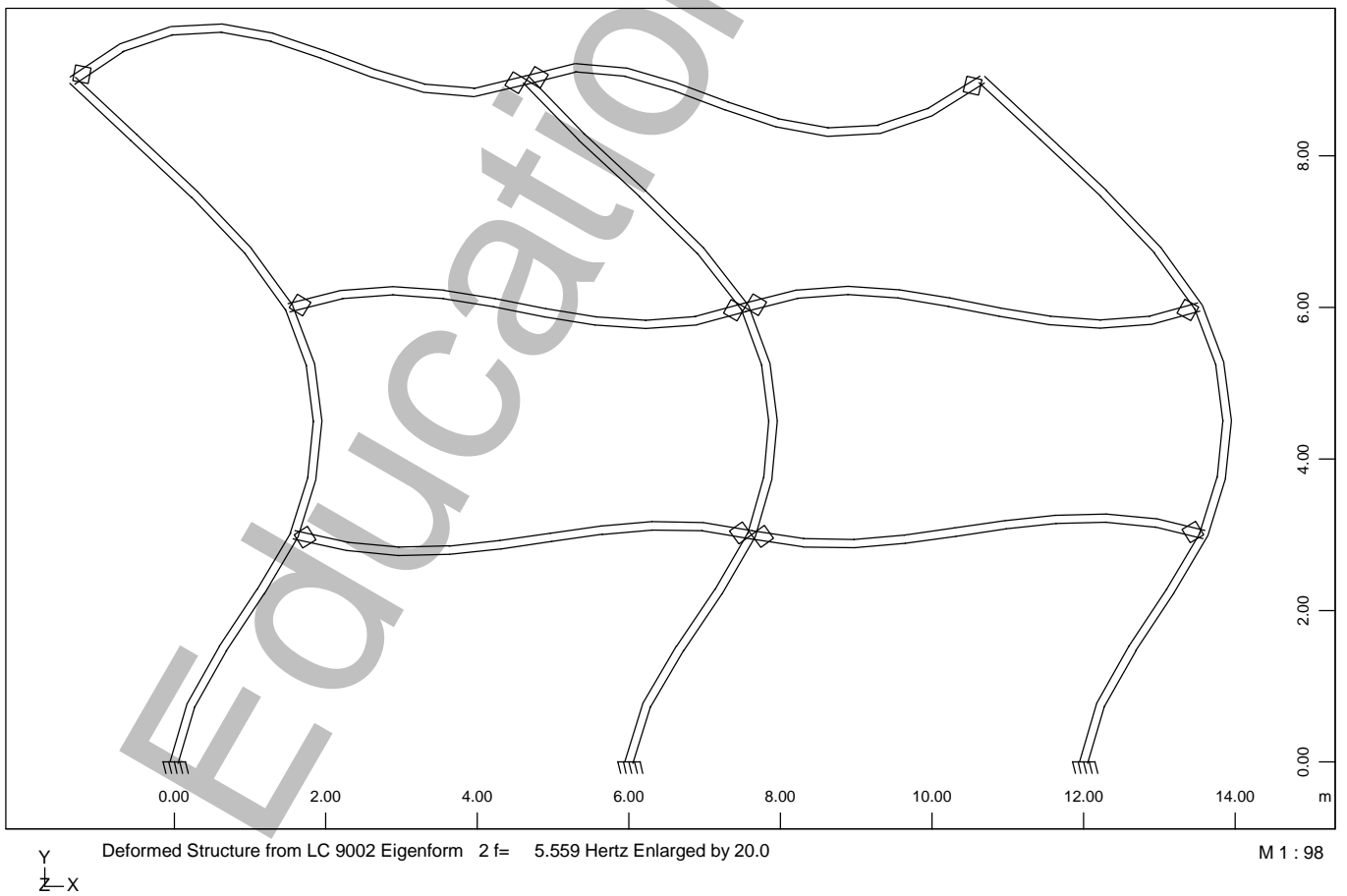
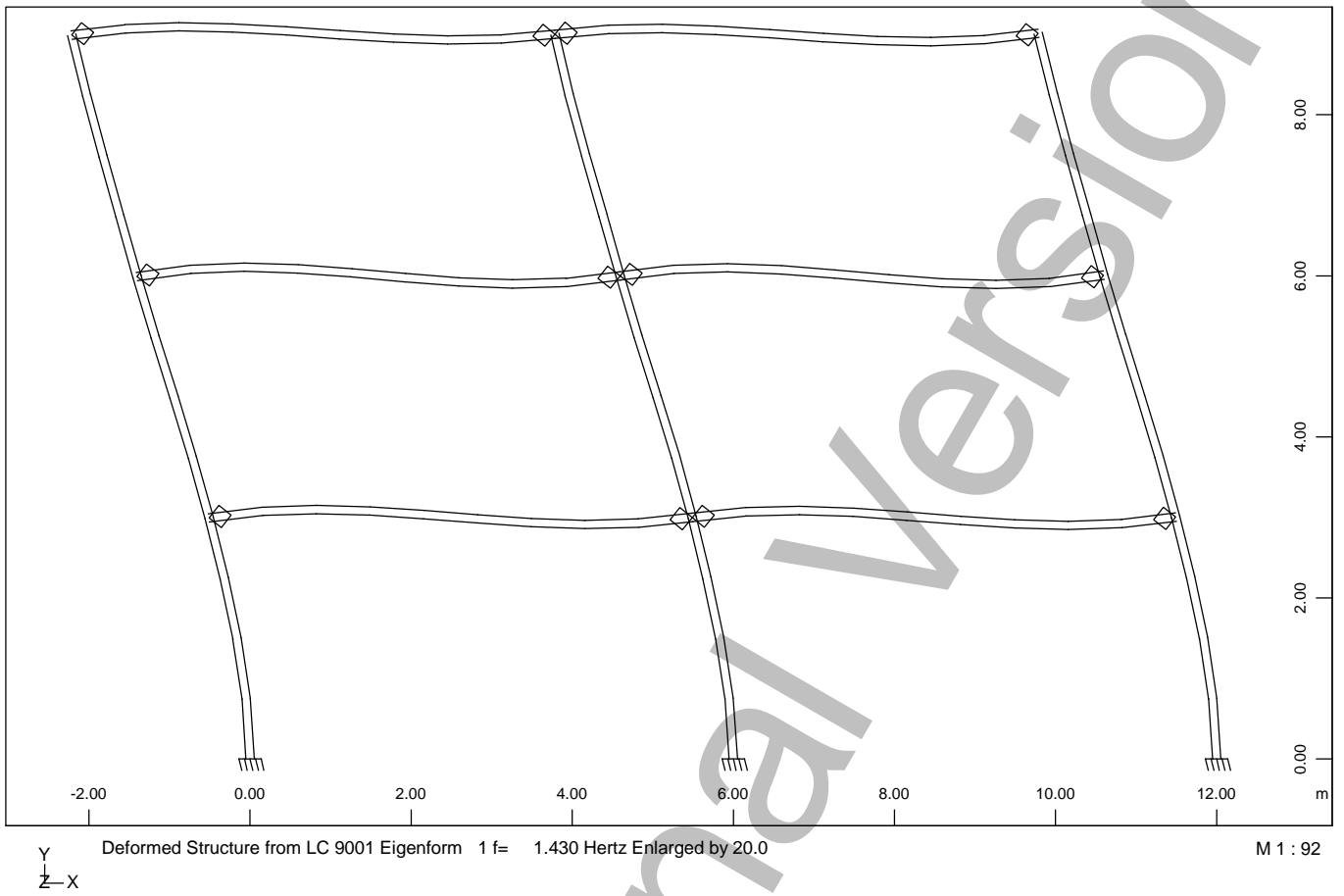
Number of unknowns 252 (Direct sparse Gauss-Solver)
 Total entries 780
 Total entries after fill in 1286
 Mass matrix 738 (consistent), incl. rotational masses

Eigenfrequencies

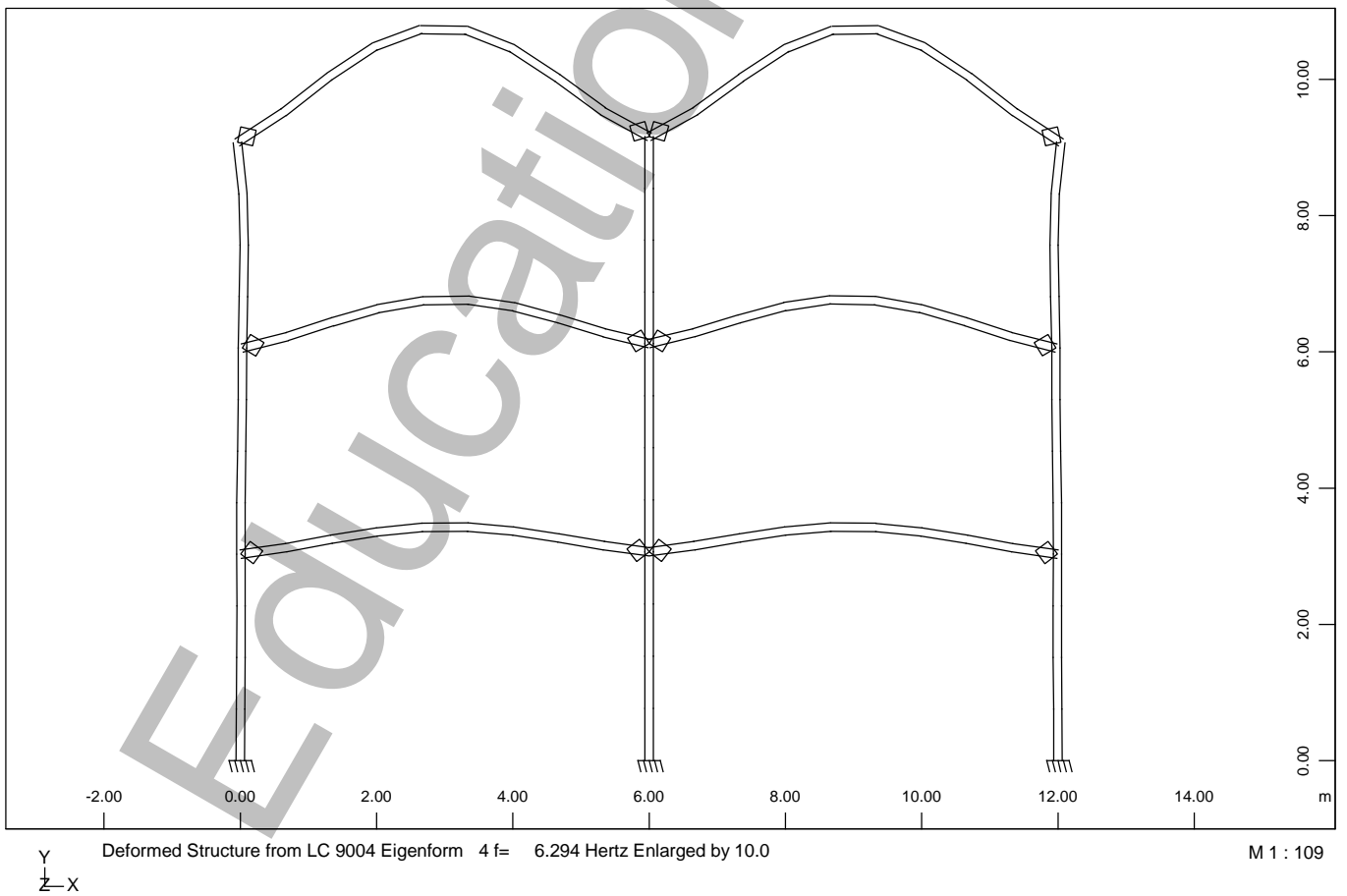
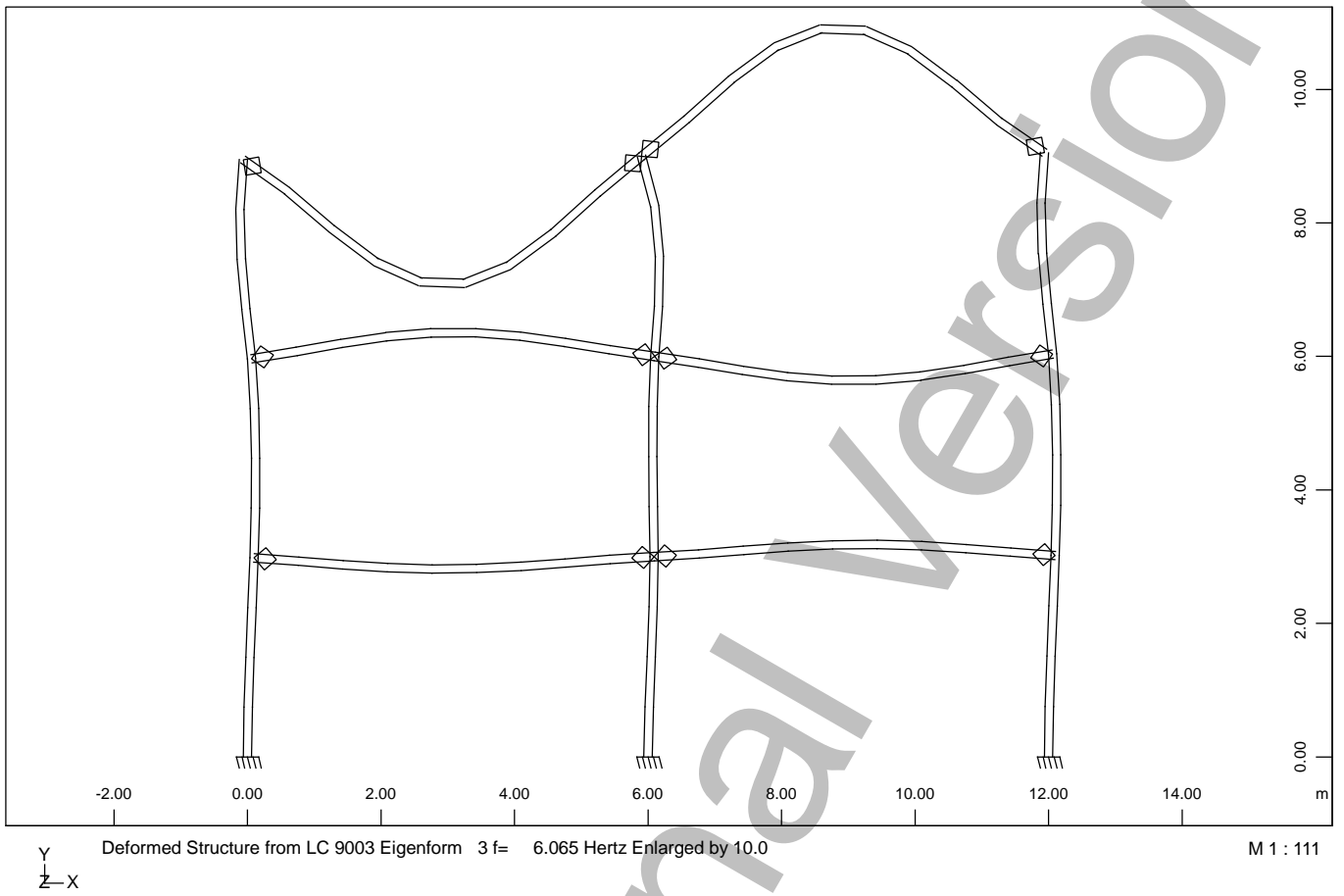
Using Lanczos Method

No.	LC	Eigenvalue	relative	omega	frequency	period	Damping	f-XX	f-YY	f-ZZ
		[1/sec2]	Error	[1/sec]	[Hertz]	[sec]	D[%]	[%]	[%]	[%]
1	9001	8.0705E+01	0.00E+00	8.984	1.430	0.699	0.000	79.2	0.0	0.0
2	9002	1.2201E+03	0.00E+00	34.929	5.559	0.180	0.000	15.7	0.0	0.0
3	9003	1.4520E+03	7.06E-11	38.105	6.065	0.165	0.000	0.2	0.0	0.0
4	9004	1.5638E+03	8.51E-11	39.545	6.294	0.159	0.000	0.0	59.9	0.0
5	9005	1.6118E+03	4.89E-09	40.147	6.390	0.157	0.000	0.0	0.0	0.0
6	9006	1.6503E+03	2.16E-08	40.624	6.465	0.155	0.000	0.0	0.0	0.0
7	9007	1.7190E+03	1.23E-09	41.461	6.599	0.152	0.000	0.0	12.0	0.0
8	9008	1.7548E+03	6.73E-10	41.890	6.667	0.150	0.000	0.0	6.5	0.0
9	9009	4.9937E+03	9.07E-09	70.666	11.247	0.089	0.000	4.5	0.0	0.0
10	9010	9.1990E+03	1.81E-04	95.911	15.265	0.066	0.000	0.0	0.1	0.0
11		1.1394E+04	7.49E-02	106.742	16.988	0.059				
12		1.1777E+04	6.20E-02	108.522	17.272	0.058		99.7	78.5	0.0
13		1.2354E+04	2.86E-01	111.149	17.690	0.057				
14		2.1813E+04	4.23E-02	147.694	23.506	0.043				
15		2.6635E+04	2.63E-02	163.202	25.974	0.038				
16		4.1228E+04	2.48E-01	203.048	32.316	0.031				
17		7.5220E+04	2.34E-01	274.262	43.650	0.023				
18		1.4233E+05	5.21E-01	377.273	60.045	0.017				
19		3.3603E+05	6.67E-01	579.684	92.260	0.011				
20		2.5189E+06	1.51E+00	1587.100	252.595	0.004				

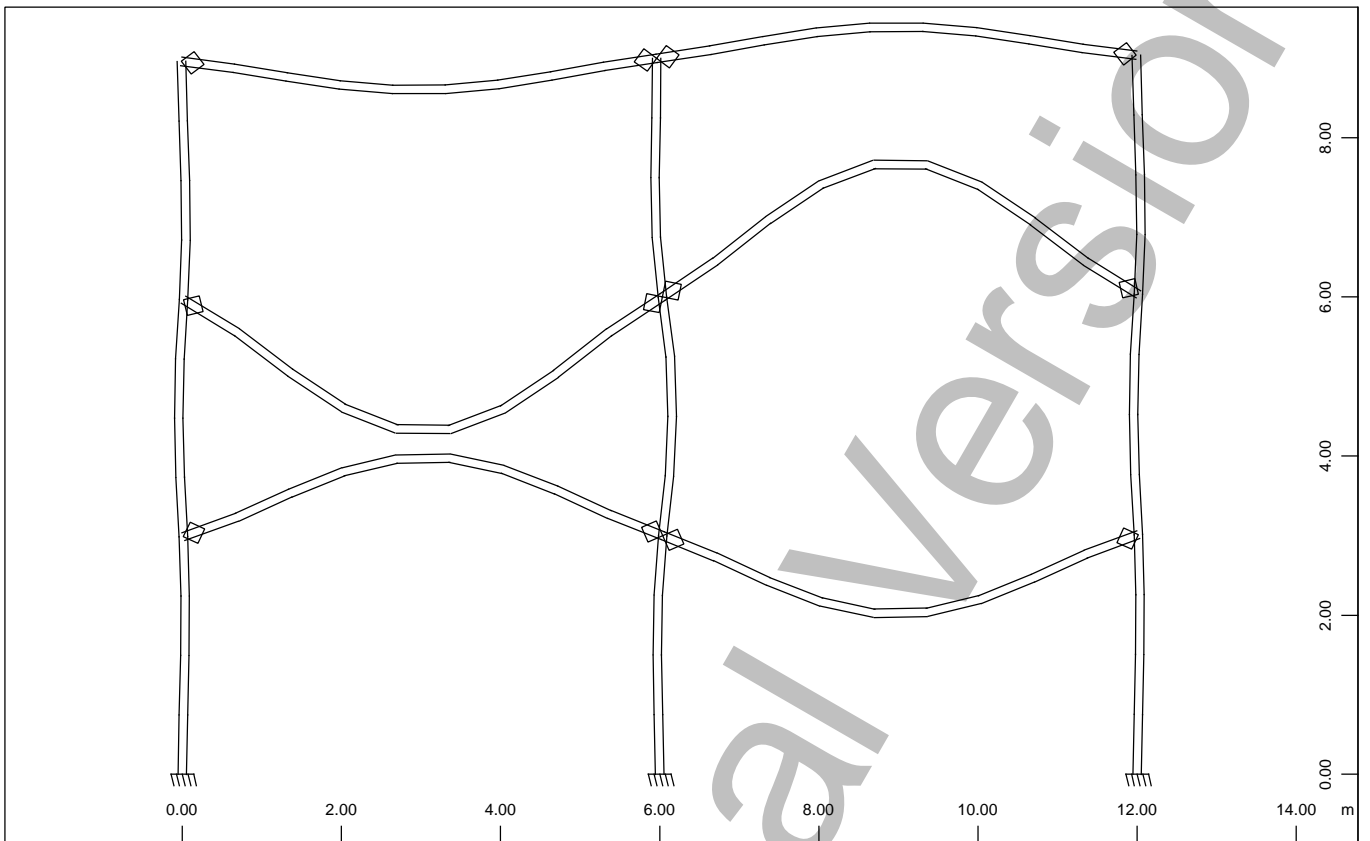
pushover
Graphical Output



pushover
Graphical Output

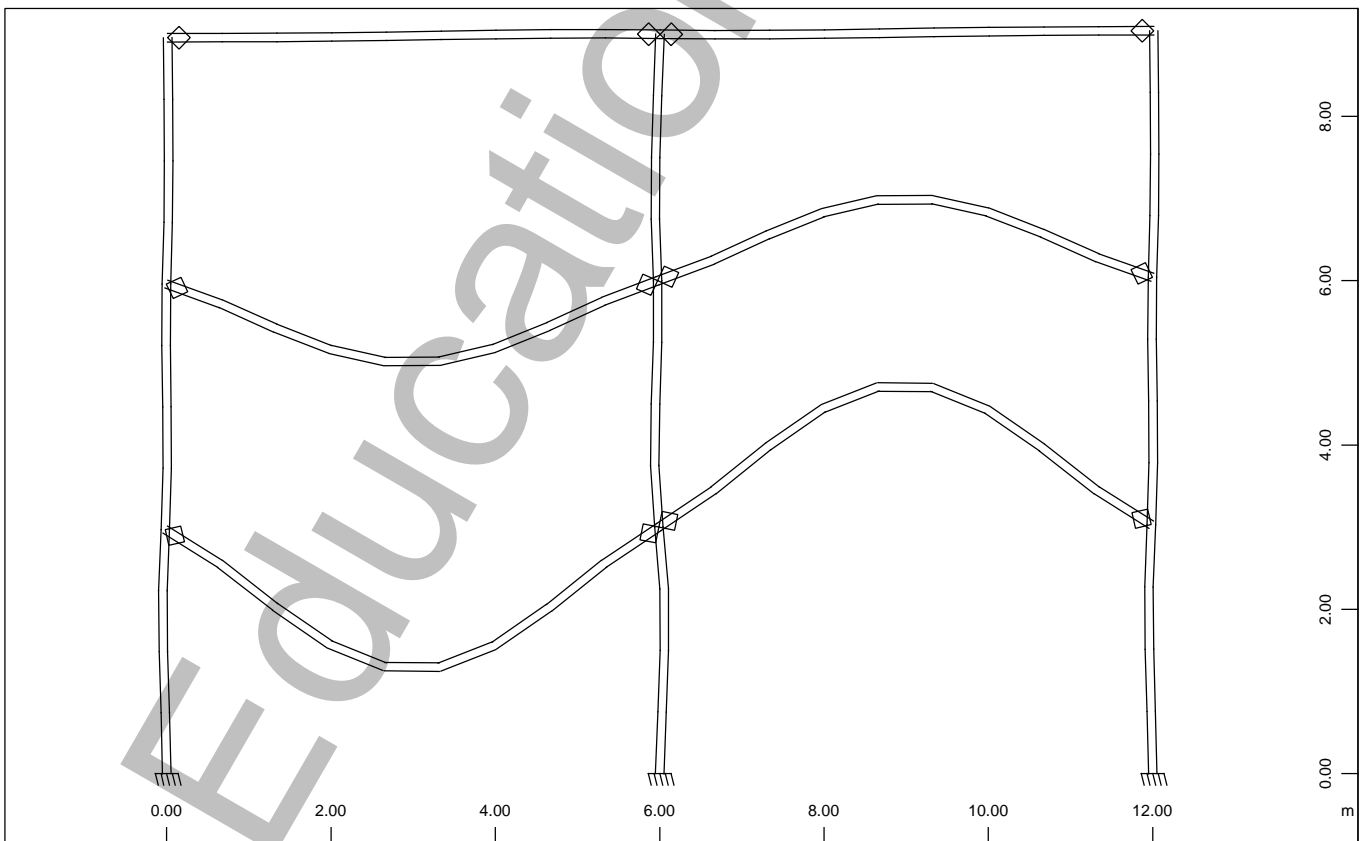


pushover
Graphical Output



Deformed Structure from LC 9005 Eigenform 5 f= 6.390 Hertz Enlarged by 10.0

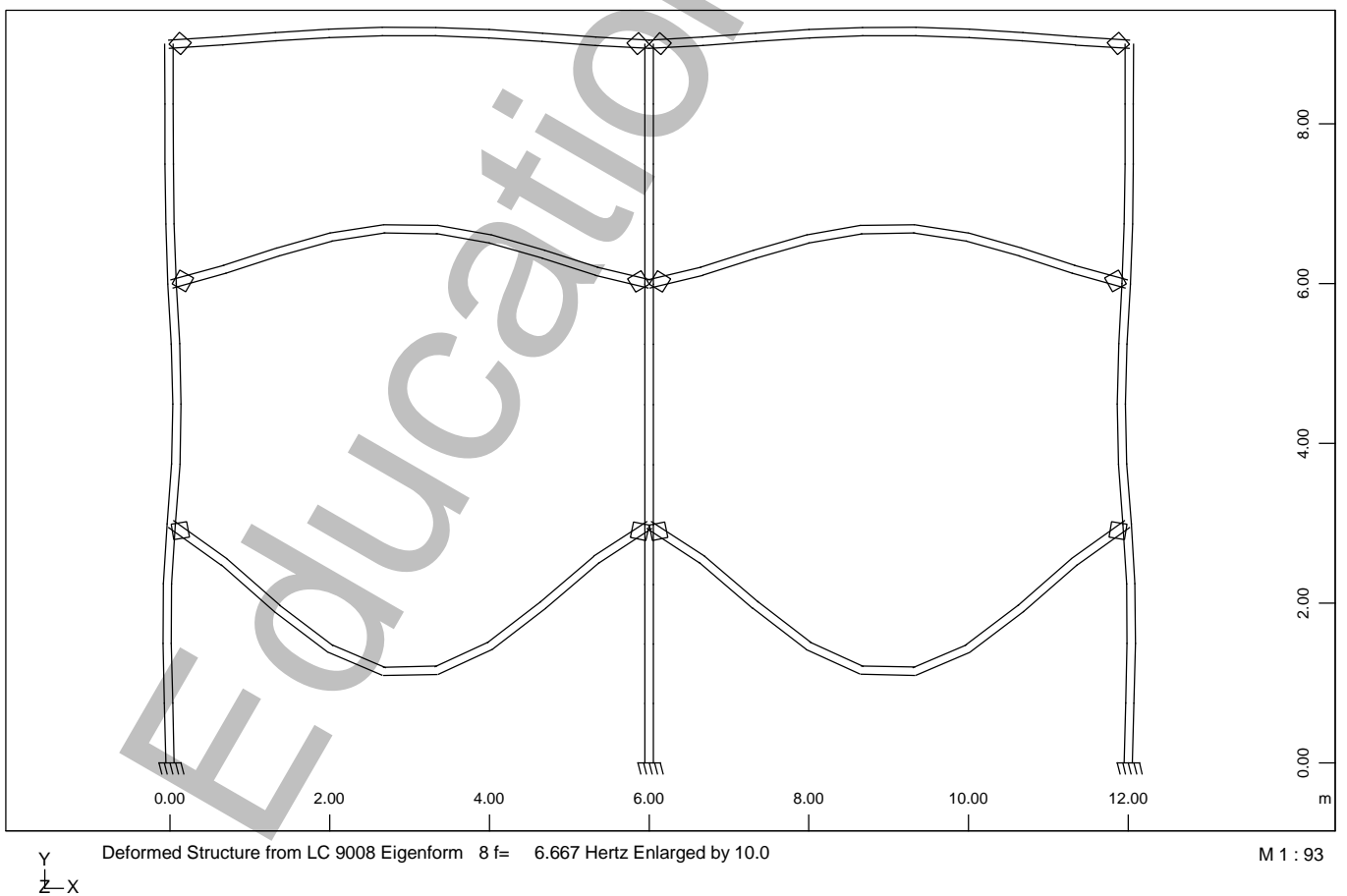
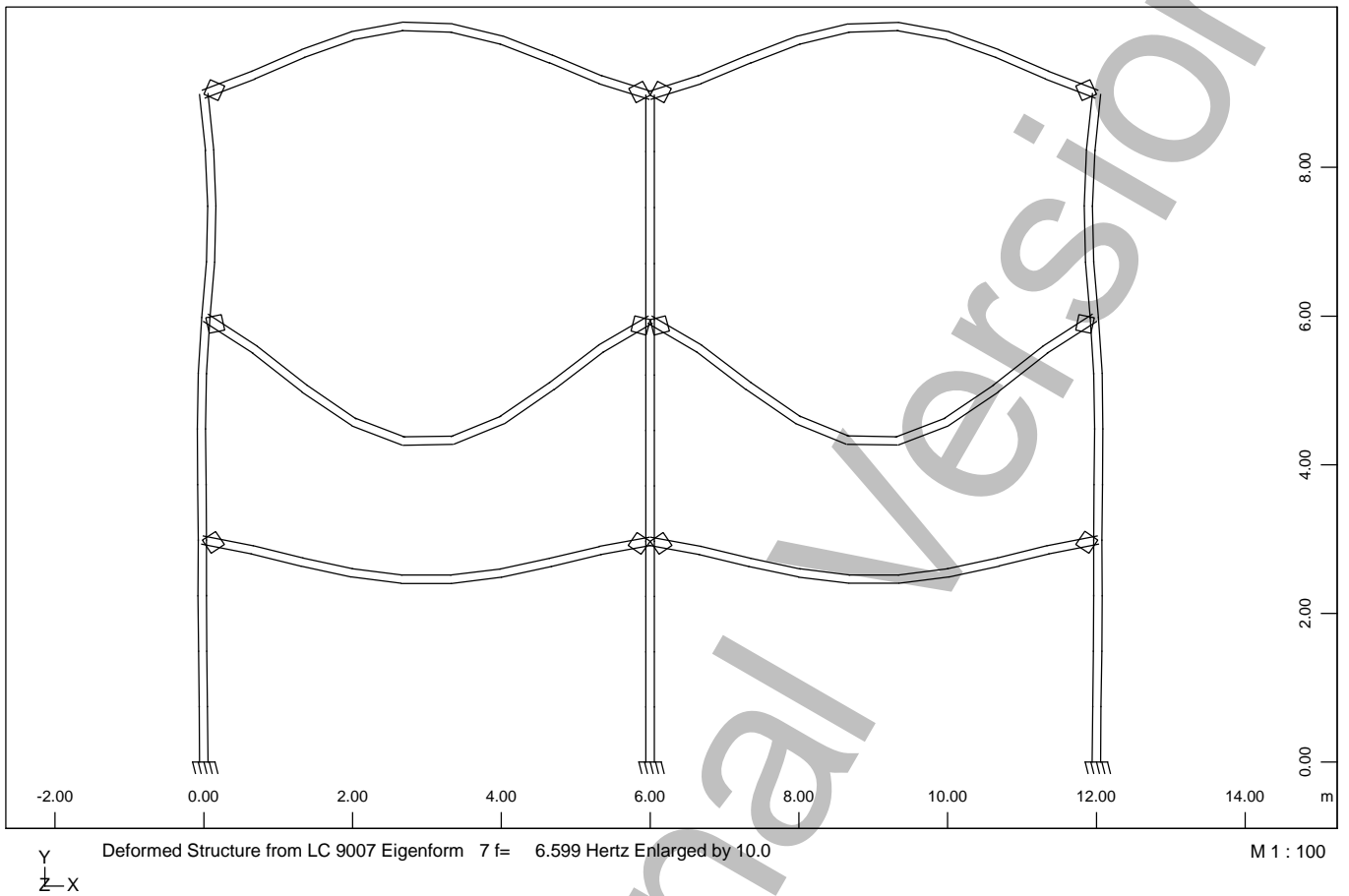
M 1 : 95



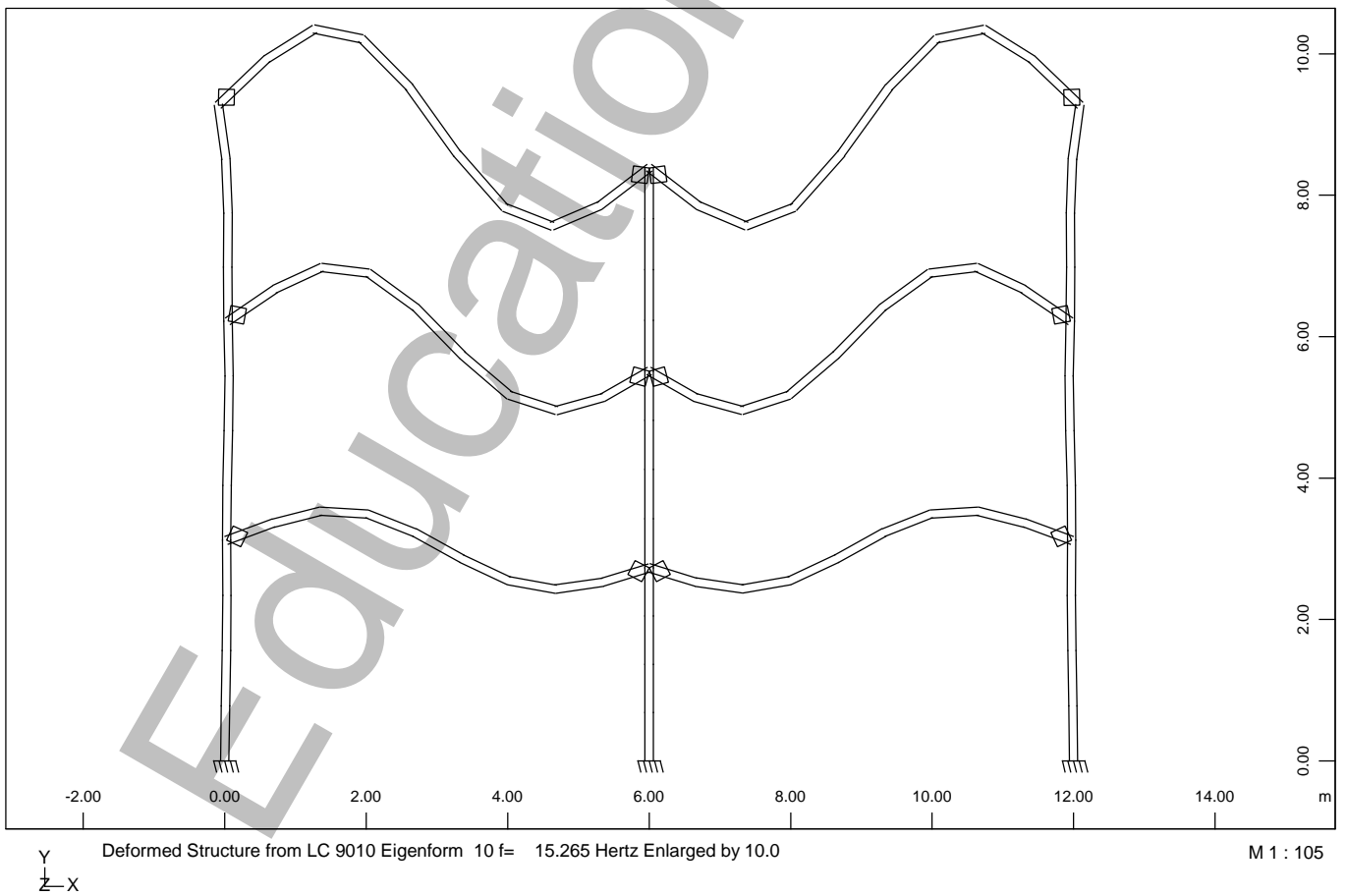
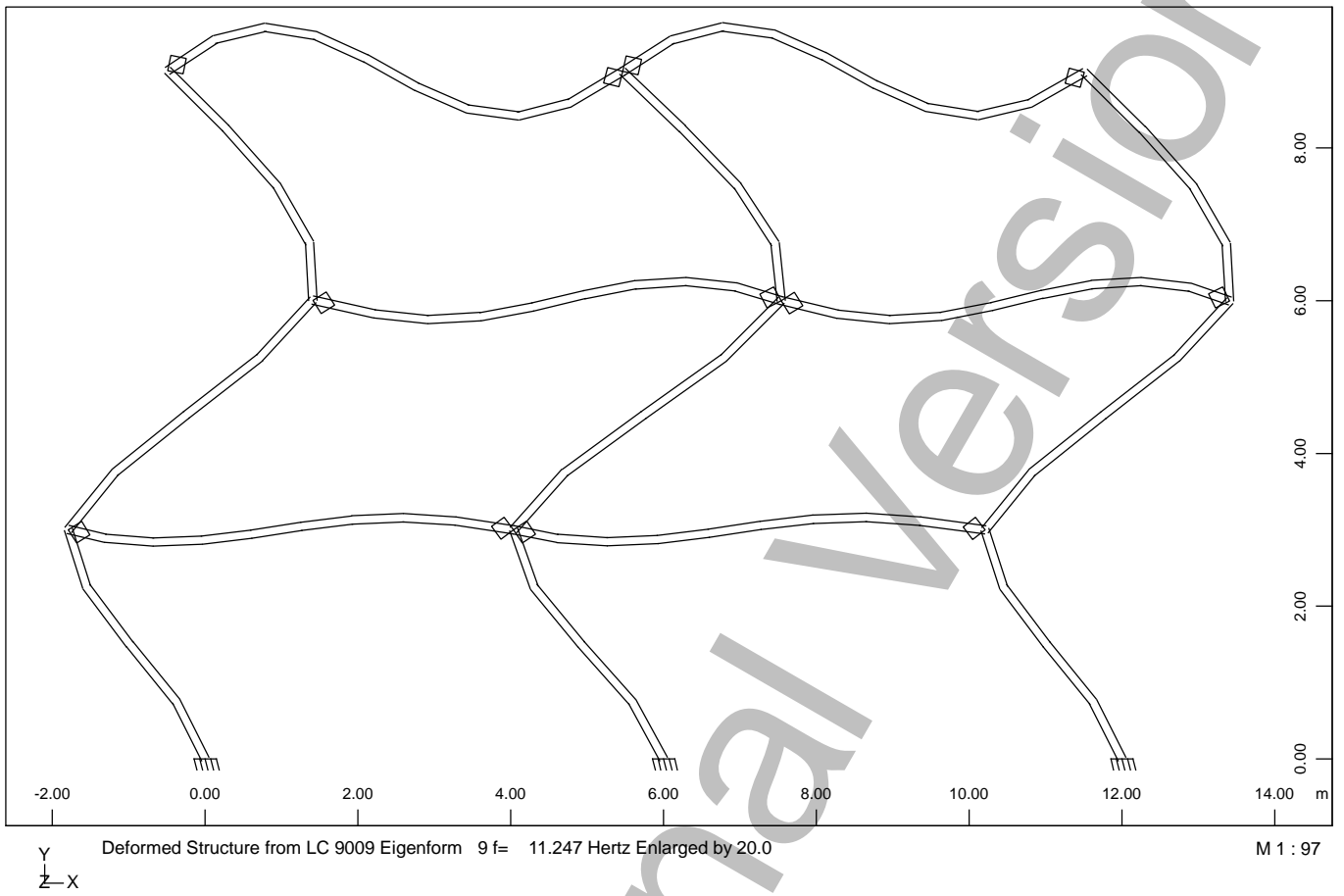
Deformed Structure from LC 9006 Eigenform 6 f= 6.465 Hertz Enlarged by 10.0

M 1 : 92

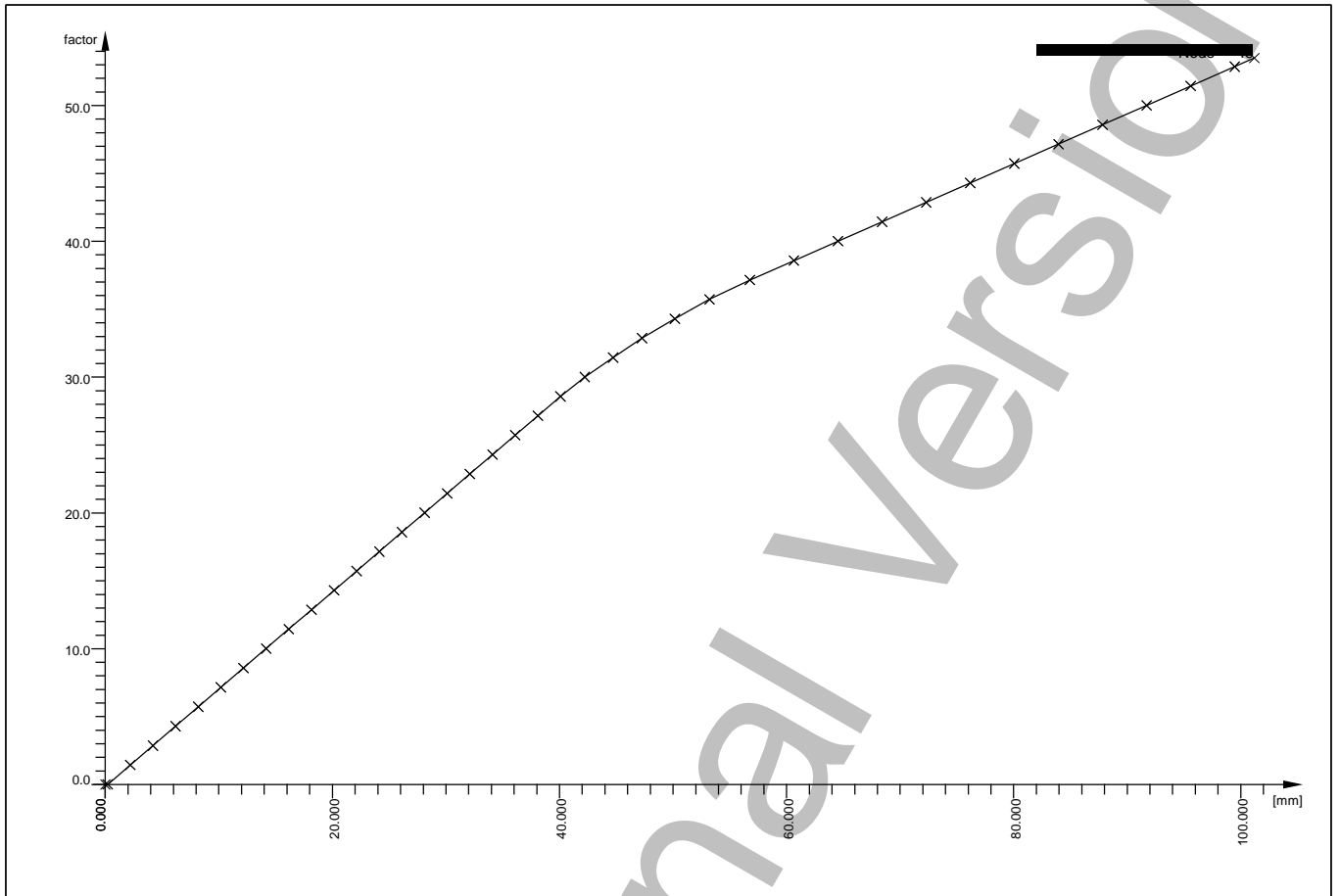
pushover
Graphical Output



pushover
Graphical Output



pushover
Capacity curve



ULS-iteration Node 48

Educational Version

pushover

Demand

Actions

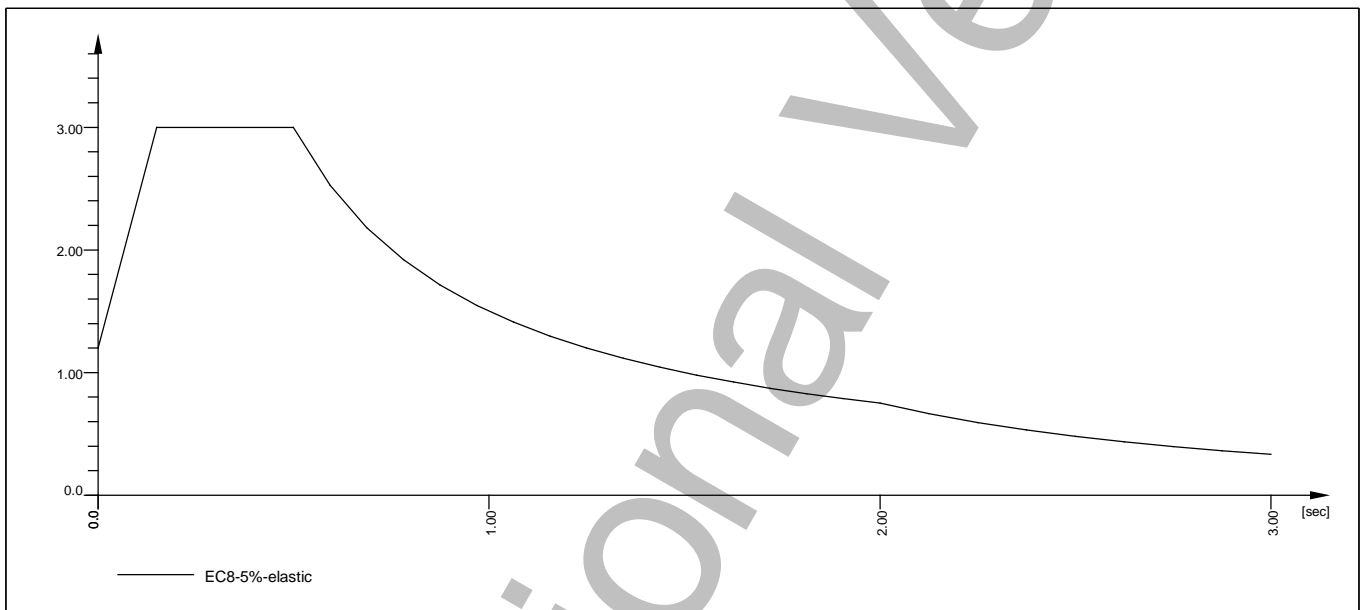
type	part	sup	Title	γ_u	γ_f	γ_a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_{1'}$
G	G	perm	dead load	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Q	cond	variable load	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
Reduction coefficient				xsi		0.850				

Load Case 101 Demand-EC8

Factor forces and moments		1.000
Factor dead weight	DL-XX	0.000
Factor dead weight	DL-YY	0.000

Response spectra EC8-5%-elastic

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
auto	1.200	3.000	0.000	0.150	0.500	2.000	0.000	1.000	2.000	2.00
Zone =				ah =*	1.000	av =*	0.000			



Demand-EC8

Loads acting on Nodes

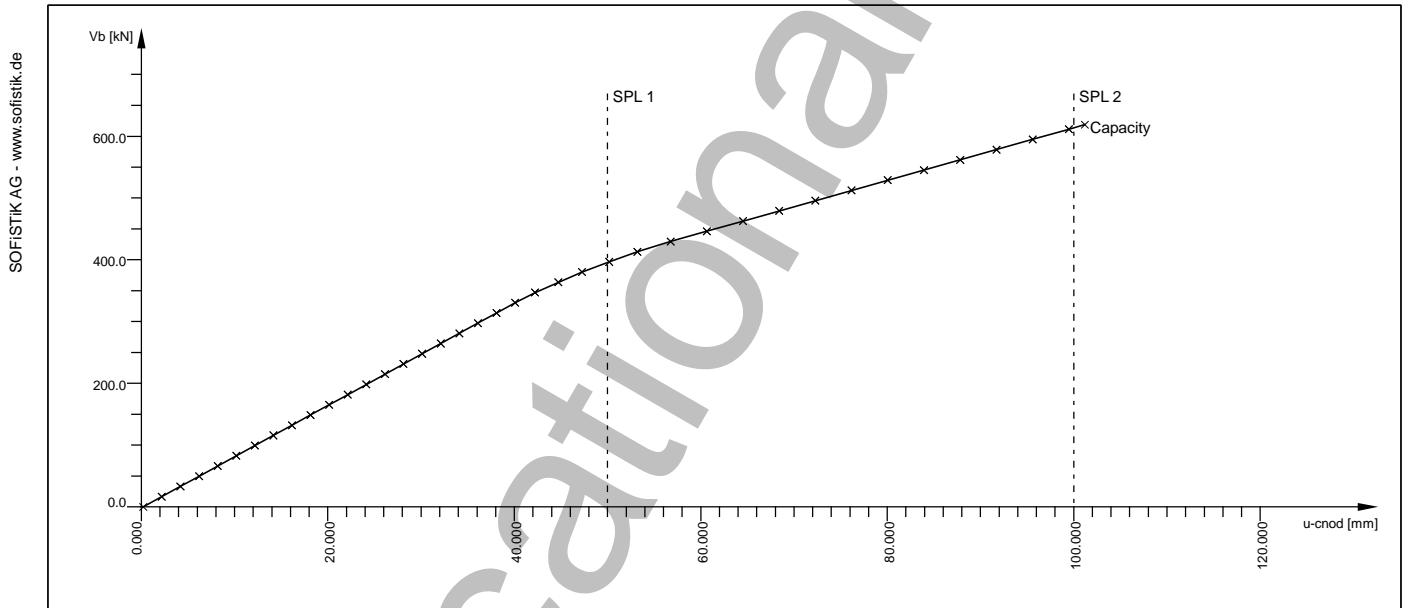
Node	A-X [m/sec ²]	A-Y [m/sec ²]	A-Z [m/sec ²]	A-RX [1/sec ²]	A-RY [1/sec ²]	A-RZ [1/sec ²]
0	2.00					

pushover
 Structural Performance

Load Case 2001 VB-U
 Factor forces and moments 1.000

Pushover Analysis

Analysis		Base Shear - Control Node Displ. Diagram	
Control node	CNOD		48
Viscous structural damping	DSTR	[o/o]	-
Capacity:			
Loading pattern	LCC0		1001
First load case	LCC1		1101
Number of load cases	NLCC		39
Demand:			
Loadcase	LCDM		-
Structural Performance Limits:			
	SPL1	[mm]	50.000
	SPL2	[mm]	100.000
	SPL3	[mm]	200.000
	SPL4	[mm]	-
	SPL5	[mm]	-
Equivalent SDOF System Properties:			
Participation factor	$\Gamma = iT \cdot M \cdot \Phi / m$		11.58472
Eigenvector at control node	Φ_{cnod}		0.11082
Generalized modal mass	$m = \Phi T \cdot M \cdot \Phi$		0.99817



Vb - u Diagram

Pushover Analysis - Statistics

LCC	u-cnod	Vb	SPL
[-]	[mm]	[kN]	[-]
1101	0.207	0.1	<I
1102	2.200	16.6	<I
1103	4.194	33.2	<I
1104	6.188	49.7	<I
1105	8.181	66.2	<I
1106	10.175	82.7	<I
1107	12.169	99.2	<I
1108	14.162	115.8	<I
1109	16.156	132.3	<I
1110	18.150	148.8	<I
1111	20.143	165.3	<I
1112	22.137	181.8	<I
1113	24.131	198.3	<I
1114	26.125	214.9	<I
1115	28.118	231.4	<I

pushover
 Structural Performance

Pushover Analysis - Statistics

LCC [-]	u-cnod [mm]	Vb [kN]	SPL [-]
1116	30.112	247.9	<I
1117	32.106	264.4	<I
1118	34.099	280.9	<I
1119	36.093	297.5	<I
1120	38.087	314.0	<I
1121	40.081	330.5	<I
1122	42.225	347.0	<I
1123	44.731	363.5	<I
1124	47.256	380.1	<I
1125	50.164	396.6	I-II
1126	53.210	413.1	I-II
1127	56.762	429.6	I-II
1128	60.645	446.1	I-II
1129	64.528	462.7	I-II
1130	68.411	479.2	I-II
1131	72.294	495.7	I-II
1132	76.177	512.2	I-II
1133	80.059	528.7	I-II
1134	83.941	545.3	I-II
1135	87.824	561.8	I-II
1136	91.706	578.3	I-II
1137	95.588	594.8	I-II
1138	99.469	611.3	I-II
1139	101.189	618.6	II-III

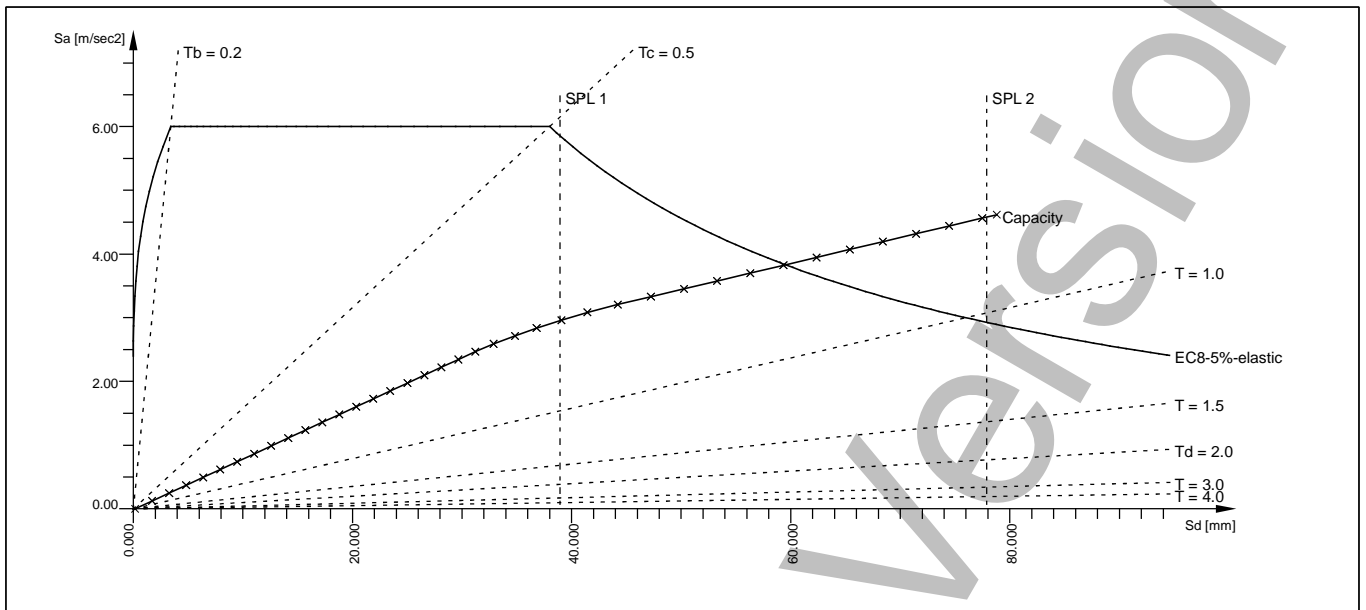
LCC capacity load case ; "PP": performance point
 u-cnod control node displacement
 Vb base shear
 SPL structural performance limit

Load Case 2002 A-D
 Factor forces and moments 1.000

Pushover Analysis

Analysis	Spectral Accel. - Spectral Displ. Diagram		
Control node	CNOD		48
Viscous structural damping	DSTR	[o/o]	-
Capacity:			
Loading pattern	LCC0		1001
First load case	LCC1		1101
Number of load cases	NLCC		39
Demand:			
Loadcase	LCDM		101
Structural Performance Limits:			
	SPL1	[mm]	50.000
	SPL2	[mm]	100.000
	SPL3	[mm]	200.000
	SPL4	[mm]	-
	SPL5	[mm]	-
Equivalent SDOF System Properties:			
Participation factor	$\Gamma = iT*M*\Phi/m$		11.58472
Eigenvector at control node	Φ_{cnod}		0.11082
Generalized modal mass	$m = \Phi T * M * \Phi$		0.99817

pushover
 Structural Performance



A - D Diagram

Pushover Analysis - Statistics

LCC	u-cnod	Vb	Sd	Sa	SPL
[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[m/sec2]	[-]
1101	0.207	0.1	0.161	0.00	<I
1102	2.200	16.6	1.714	0.12	<I
1103	4.194	33.2	3.267	0.25	<I
1104	6.188	49.7	4.820	0.37	<I
1105	8.181	66.2	6.372	0.49	<I
1106	10.175	82.7	7.925	0.62	<I
1107	12.169	99.2	9.478	0.74	<I
1108	14.162	115.8	11.031	0.86	<I
1109	16.156	132.3	12.584	0.99	<I
1110	18.150	148.8	14.137	1.11	<I
1111	20.143	165.3	15.690	1.23	<I
1112	22.137	181.8	17.243	1.36	<I
1113	24.131	198.3	18.796	1.48	<I
1114	26.125	214.9	20.349	1.60	<I
1115	28.118	231.4	21.901	1.73	<I
1116	30.112	247.9	23.454	1.85	<I
1117	32.106	264.4	25.007	1.97	<I
1118	34.099	280.9	26.560	2.10	<I
1119	36.093	297.5	28.113	2.22	<I
1120	38.087	314.0	29.666	2.34	<I
1121	40.081	330.5	31.219	2.47	<I
1122	42.225	347.0	32.889	2.59	<I
1123	44.731	363.5	34.841	2.71	<I
1124	47.256	380.1	36.808	2.84	<I
1125	50.164	396.6	39.073	2.96	I-II
1126	53.210	413.1	41.446	3.08	I-II
1127	56.762	429.6	44.212	3.21	I-II
1128	60.645	446.1	47.237	3.33	I-II
1129	64.528	462.7	50.262	3.45	I-II
1130	68.411	479.2	53.286	3.58	I-II
1131	72.294	495.7	56.310	3.70	I-II
1132	76.177	512.2	59.334	3.82	I-II
1133	80.059	528.7	62.358	3.95	I-II
1134	83.941	545.3	65.382	4.07	I-II
1135	87.824	561.8	68.406	4.19	I-II
1136	91.706	578.3	71.430	4.32	I-II
1137	95.588	594.8	74.454	4.44	I-II
1138	99.469	611.3	77.477	4.56	I-II
1139	101.189	618.6	78.817	4.62	II-III

LCC capacity load case ; "PP": performance point
 u-cnod control node displacement

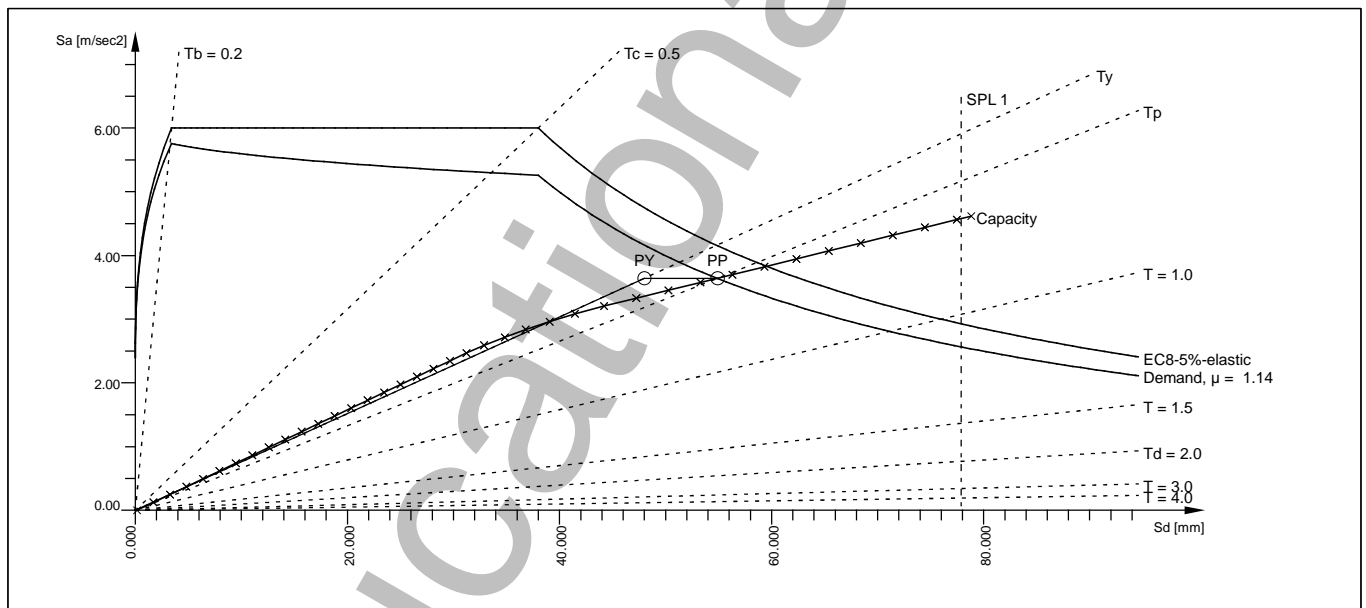
pushover
 Structural Performance

Vb	base shear
Sd	spectral displacement
Sa	spectral acceleration
SPL	structural performance limit

Load Case 2011 EC8-EC8
 Factor forces and moments 1.000

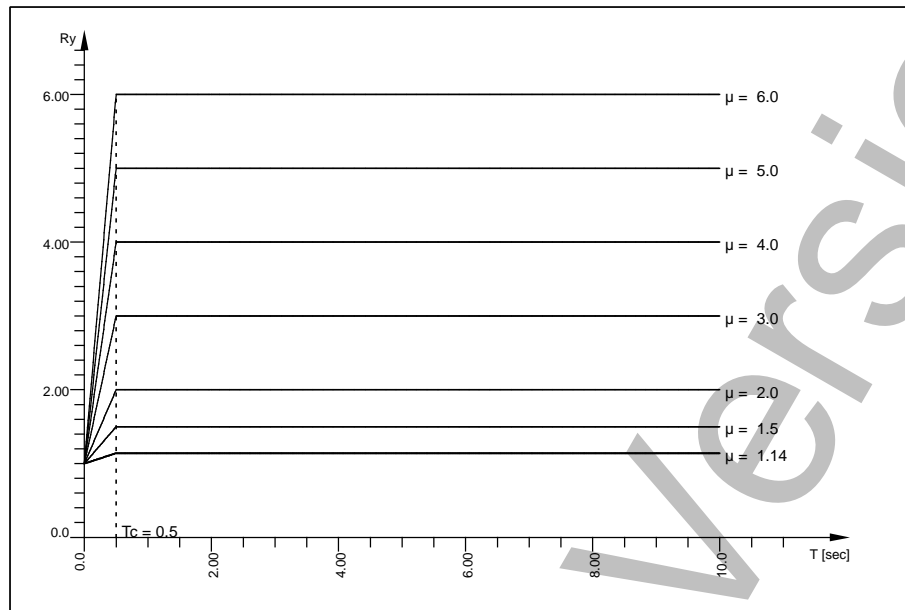
Pushover Analysis

Analysis	Eurocode 8	
Control node	CNOD	48
Viscous structural damping	DSTR [o/o]	-
Capacity:		
Loading pattern	LCC0	1001
First load case	LCC1	1101
Number of load cases	NLCC	39
Demand:		
Loadcase	LCDM	101
Structural Performance Limits:		
	SPL1 [mm]	100.000
	SPL2 [mm]	150.000
	SPL3 [mm]	250.000
	SPL4 [mm]	-
	SPL5 [mm]	-
Equivalent SDOF System Properties:		
Participation factor	$\Gamma = iT \cdot M \cdot \Phi / m$	11.58472
Eigenvector at control node	Φ_{cnod}	0.11082
Generalized modal mass	$m = \Phi T \cdot M \cdot \Phi$	0.99817



EC8: A - D Capacity-Demand-Diagram

pushover
 Structural Performance



EC8: Ry - μ - T Spectrum

Pushover Analysis - Results

μ [-]	Ryy, Ryp [-]	Ty, Tp [sec]	Sdy, Sdp [mm]	Say, Sap [m/sec ²]	uy, up [mm]	Vby, Vbp [kN]
1.141	1.141	0.72	48.003	3.64	61.629	488.0
	1.141	0.77	54.906	3.64	70.491	488.0

μ displacement ductility factor
 Ryy, Ryp reduction factors due to ductility at yielding and performance point
 Ty, Tp periods associated with yielding and performance point
 Sdy, Sdp spectral displacements at yielding and performance point
 Say, Sap pseudo spectral accelerations at yielding and performance point
 uy, up control node displacements at yielding and performance point
 Vby, Vbp base shears at yielding and performance point

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Pushover Analysis - Statistics

LCC [-]	u-cnod [mm]	Vb [kN]	Sd [mm]	Sa [m/sec ²]	SPL [-]
1101	0.207	0.1	0.161	0.00	<I
1102	2.200	16.6	1.714	0.12	<I
1103	4.194	33.2	3.267	0.25	<I
1104	6.188	49.7	4.820	0.37	<I
1105	8.181	66.2	6.372	0.49	<I
1106	10.175	82.7	7.925	0.62	<I
1107	12.169	99.2	9.478	0.74	<I
1108	14.162	115.8	11.031	0.86	<I
1109	16.156	132.3	12.584	0.99	<I
1110	18.150	148.8	14.137	1.11	<I
1111	20.143	165.3	15.690	1.23	<I
1112	22.137	181.8	17.243	1.36	<I
1113	24.131	198.3	18.796	1.48	<I
1114	26.125	214.9	20.349	1.60	<I
1115	28.118	231.4	21.901	1.73	<I
1116	30.112	247.9	23.454	1.85	<I
1117	32.106	264.4	25.007	1.97	<I
1118	34.099	280.9	26.560	2.10	<I
1119	36.093	297.5	28.113	2.22	<I
1120	38.087	314.0	29.666	2.34	<I
1121	40.081	330.5	31.219	2.47	<I
1122	42.225	347.0	32.889	2.59	<I
1123	44.731	363.5	34.841	2.71	<I
1124	47.256	380.1	36.808	2.84	<I
1125	50.164	396.6	39.073	2.96	<I
1126	53.210	413.1	41.446	3.08	<I
1127	56.762	429.6	44.212	3.21	<I
1128	60.645	446.1	47.237	3.33	<I
1129	64.528	462.7	50.262	3.45	<I
1130	68.411	479.2	53.286	3.58	<I

pushover

Structural Performance

Pushover Analysis - Statistics

LCC [-]	u-cnod [mm]	Vb [kN]	Sd [mm]	Sa [m/sec ²]	SPL [-]
PP	70.491	488.0	54.906	3.64	<I
1131	72.294	495.7	56.310	3.70	<I
1132	76.177	512.2	59.334	3.82	<I
1133	80.059	528.7	62.358	3.95	<I
1134	83.941	545.3	65.382	4.07	<I
1135	87.824	561.8	68.406	4.19	<I
1136	91.706	578.3	71.430	4.32	<I
1137	95.588	594.8	74.454	4.44	<I
1138	99.469	611.3	77.477	4.56	<I
1139	101.189	618.6	78.817	4.62	I-II

LCC capacity load case ; "PP": performance point
 u-cnod control node displacement
 Vb base shear
 Sd spectral displacement
 Sa spectral acceleration
 SPL structural performance limit

Actions

type	part	sup	Title	γ -u	γ -f	γ -a	ψ -0	ψ -1	ψ -2	ψ -1'
G	G	perm	dead load	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Q	cond	variable load	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
			Reduction coefficient	xsi	0.850					

pushover
 Eigenvalues Easy

Control Information

Number of unknowns 252
 unknowns per node 6
 Number eigenvalues 10

Groups

No. Option	CS	Factor	RAYLEIGH-A	RAYLEIGH-B	MODD	Wind
			[1/sec]	[sec]	[-]	
1 EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.000	0

Beam Elements

Finite beam elements without intermediate sections
 Shear deformations accounted for with nonconforming SOFiSTiK-Timoshenko beam

Sum of masses and mass moments of inertia

Node	TMX	TMY	TMZ	RMX	RMY	RMZ	RMB
	[t]	[t]	[t]	[tm2]	[tm2]	[tm2]	[tm2]
total	168.932	168.932	168.932	0.073	0.159	0.140	0.000
on S =	[mm]	[mm]	[mm]	1025.075	0.000	0.000	0.000
	6000.0	5966.5	0.0	0.000	2082.328	0.000	0.000
				0.000	0.000	3107.402	
activ	168.775	168.775	0.000	0.000	0.000	0.135	
on S =	[mm]	[mm]	[mm]	0.000	0.000	0.000	0.000
	6000.0	5972.1	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000
				0.000	0.000	3098.027	

Parameter of System of Equations

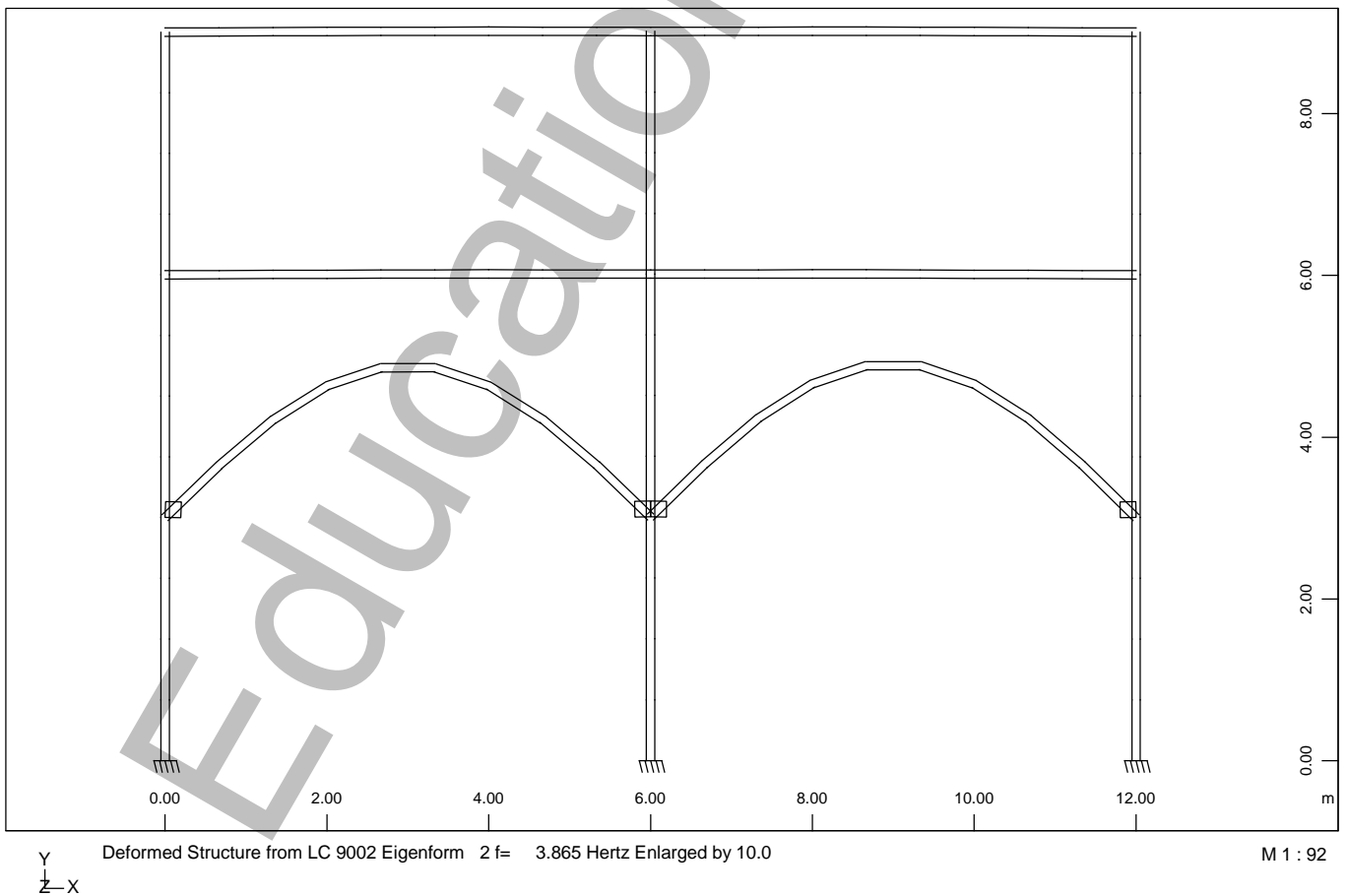
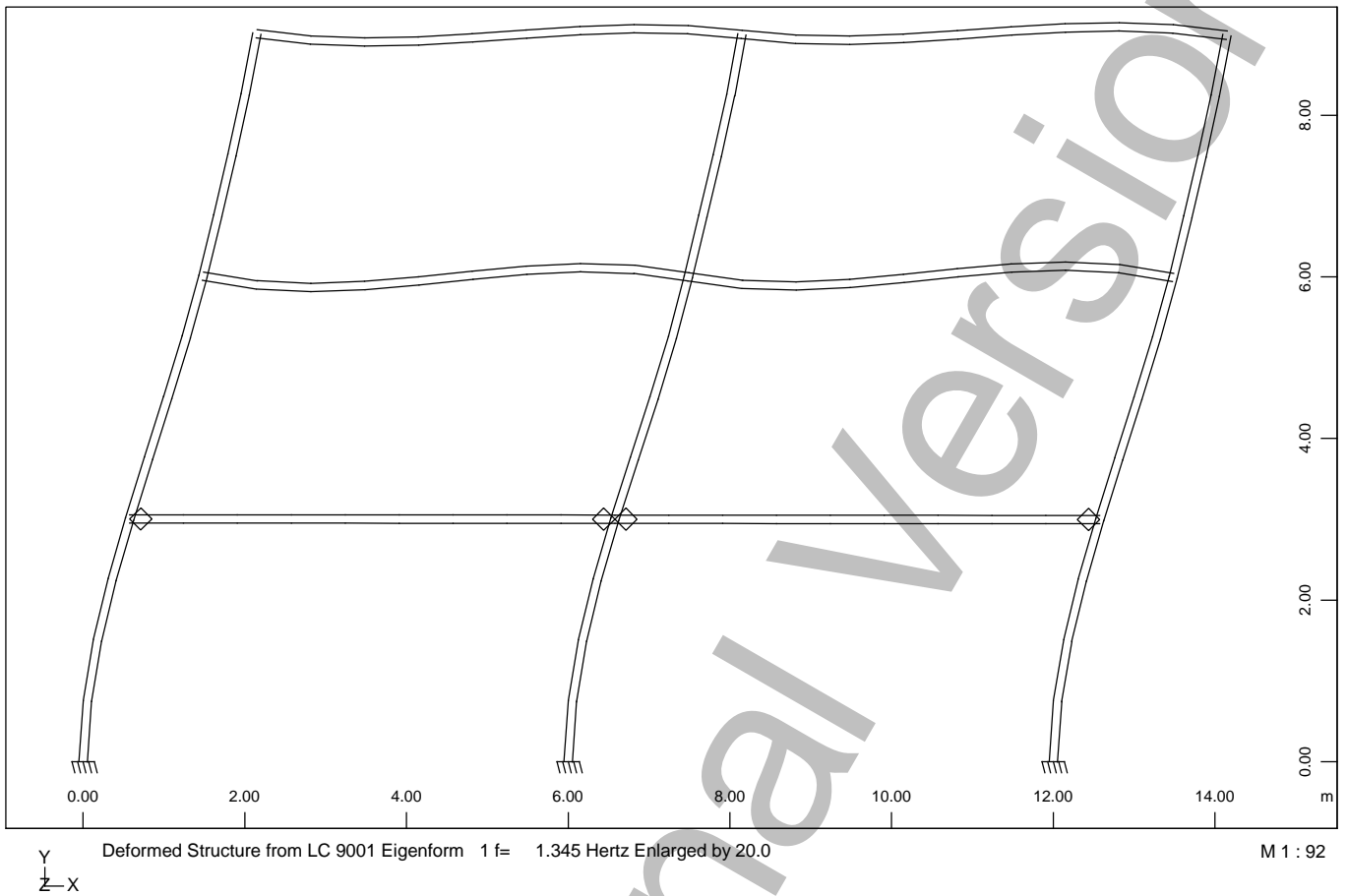
Number of unknowns 252 (Direct sparse Gauss-Solver)
 Total entries 770
 Total entries after fill in 1241
 Mass matrix 729 (consistent), incl. rotational masses

Eigenfrequencies

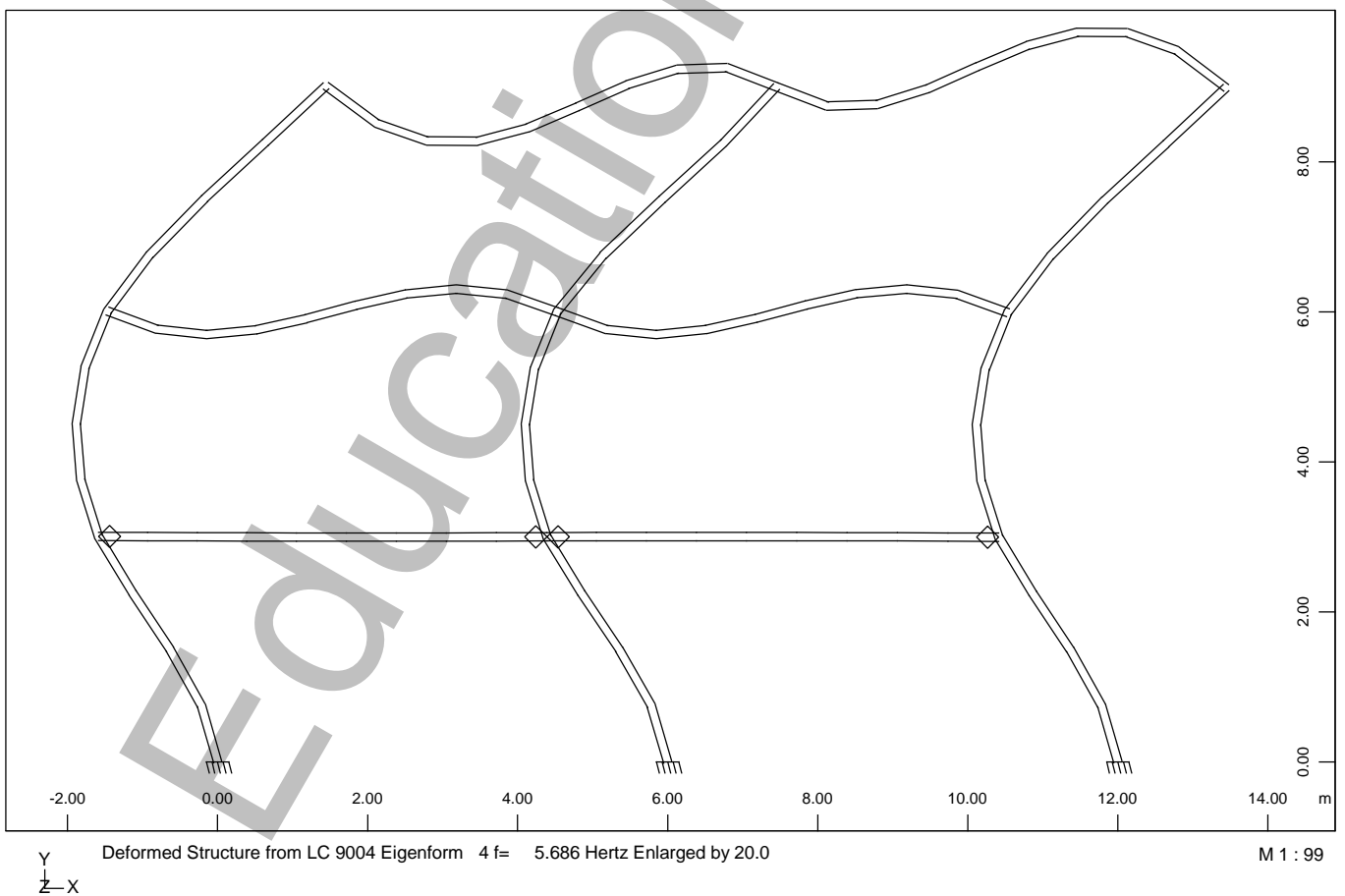
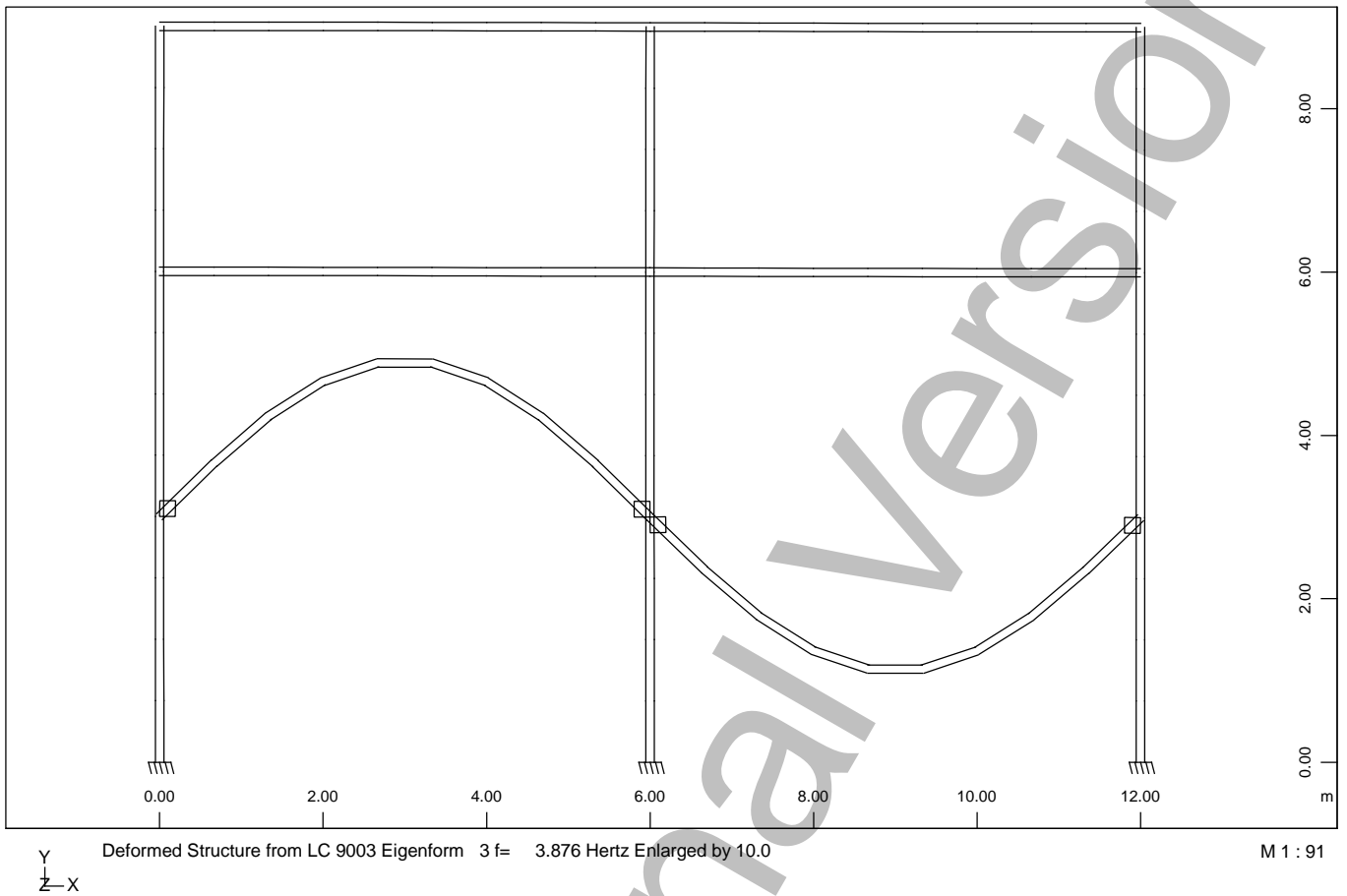
Using Lanczos Method

No.	LC	Eigenvalue	relative	omega	frequency	period	Damping	f-XX	f-YY	f-ZZ
		[1/sec2]	Error	[1/sec]	[Hertz]	[sec]	D[%]	[%]	[%]	[%]
1	9001	7.1454E+01	0.00E+00	8.453	1.345	0.743	0.000	82.2	0.0	0.0
2	9002	5.8985E+02	0.00E+00	24.287	3.865	0.259	0.000	0.0	27.7	0.0
3	9003	5.9307E+02	0.00E+00	24.353	3.876	0.258	0.000	0.0	0.0	0.0
4	9004	1.2763E+03	0.00E+00	35.725	5.686	0.176	0.000	12.9	0.0	0.0
5	9005	1.7410E+03	4.96E-11	41.725	6.641	0.151	0.000	0.1	0.0	0.0
6	9006	2.0104E+03	1.25E-10	44.837	7.136	0.140	0.000	0.0	42.3	0.0
7	9007	2.0481E+03	2.48E-09	45.256	7.203	0.139	0.000	0.0	0.0	0.0
8	9008	2.2540E+03	1.80E-10	47.476	7.556	0.132	0.000	0.0	8.8	0.0
9	9009	5.2674E+03	2.83E-07	72.577	11.551	0.087	0.000	4.5	0.0	0.0
10	9010	7.8554E+03	3.63E-03	88.631	14.106	0.071	0.000	0.0	0.0	0.0
11		8.0719E+03	3.55E-03	89.843	14.299	0.070				
12		1.0556E+04	5.02E-03	102.743	16.352	0.061		99.7	78.8	0.0
13		1.2524E+04	1.23E-01	111.913	17.811	0.056				
14		1.3737E+04	9.79E-02	117.203	18.653	0.054				
15		2.6738E+04	2.29E-02	163.516	26.024	0.038				
16		3.7019E+04	1.52E-01	192.403	30.622	0.033				
17		6.5908E+04	3.69E-01	256.725	40.859	0.024				
18		1.1255E+05	5.60E-01	335.481	53.394	0.019				
19		3.0626E+05	6.49E-01	553.404	88.077	0.011				
20		2.6709E+06	1.70E+00	1634.297	260.106	0.004				

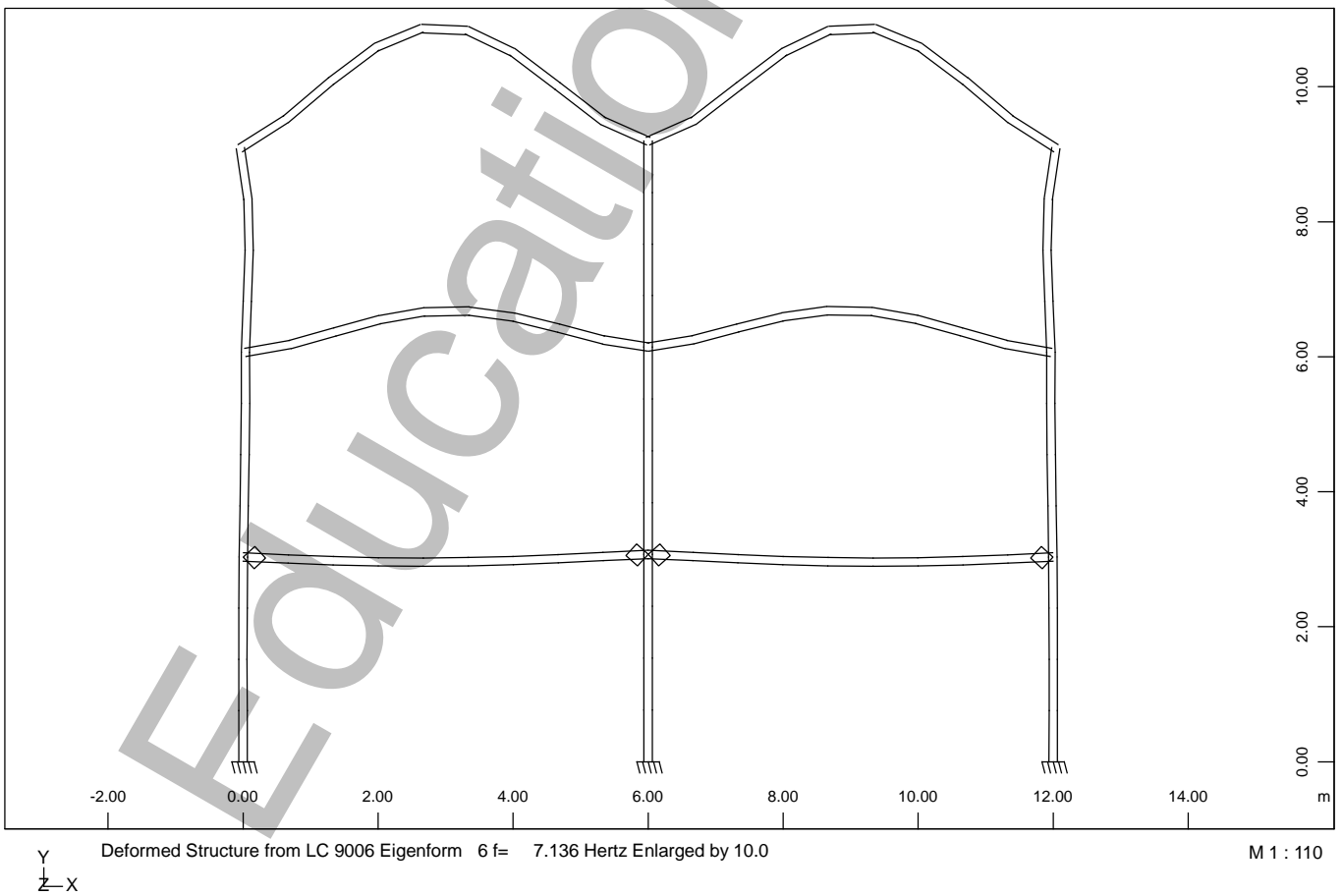
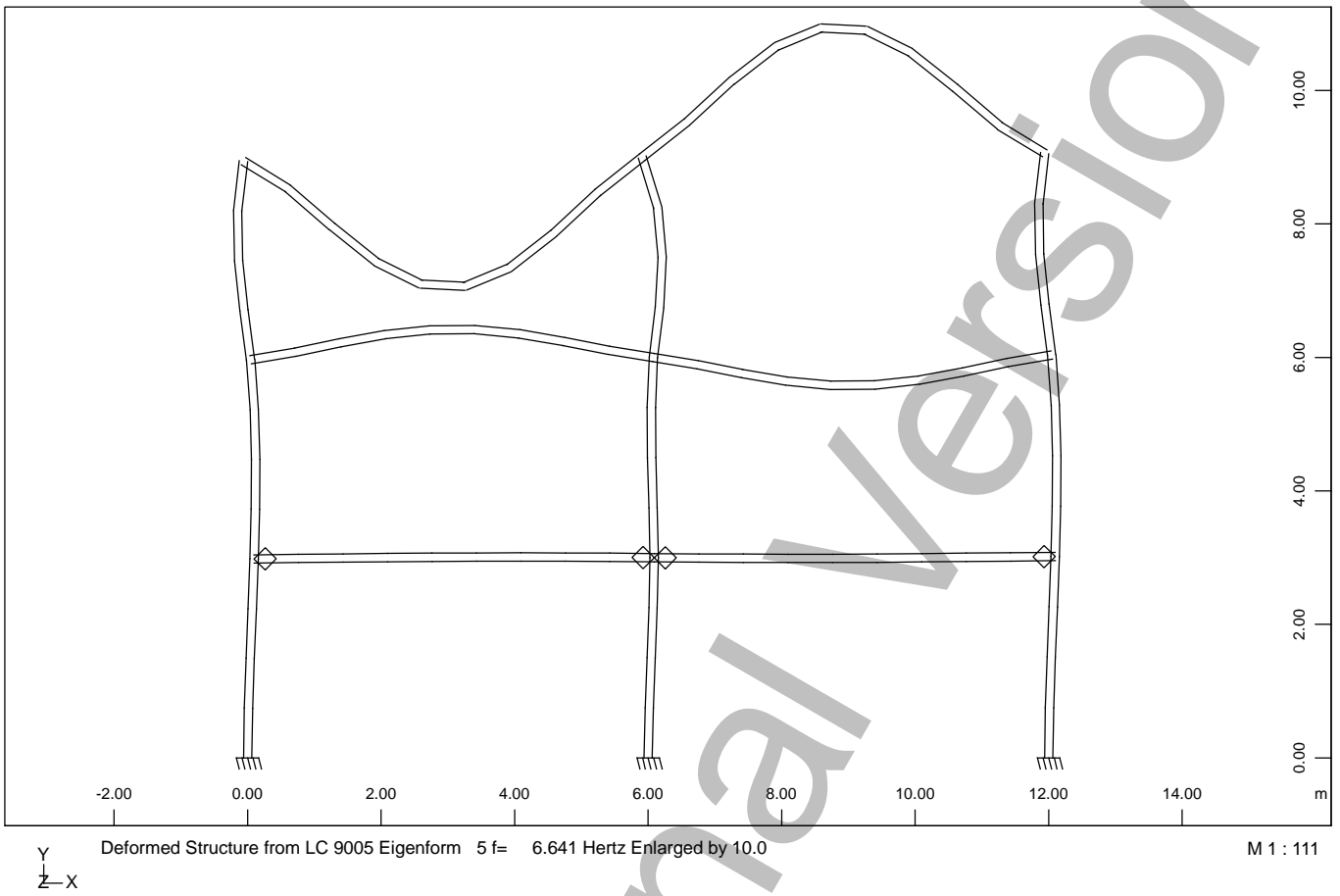
pushover
Graphical Output



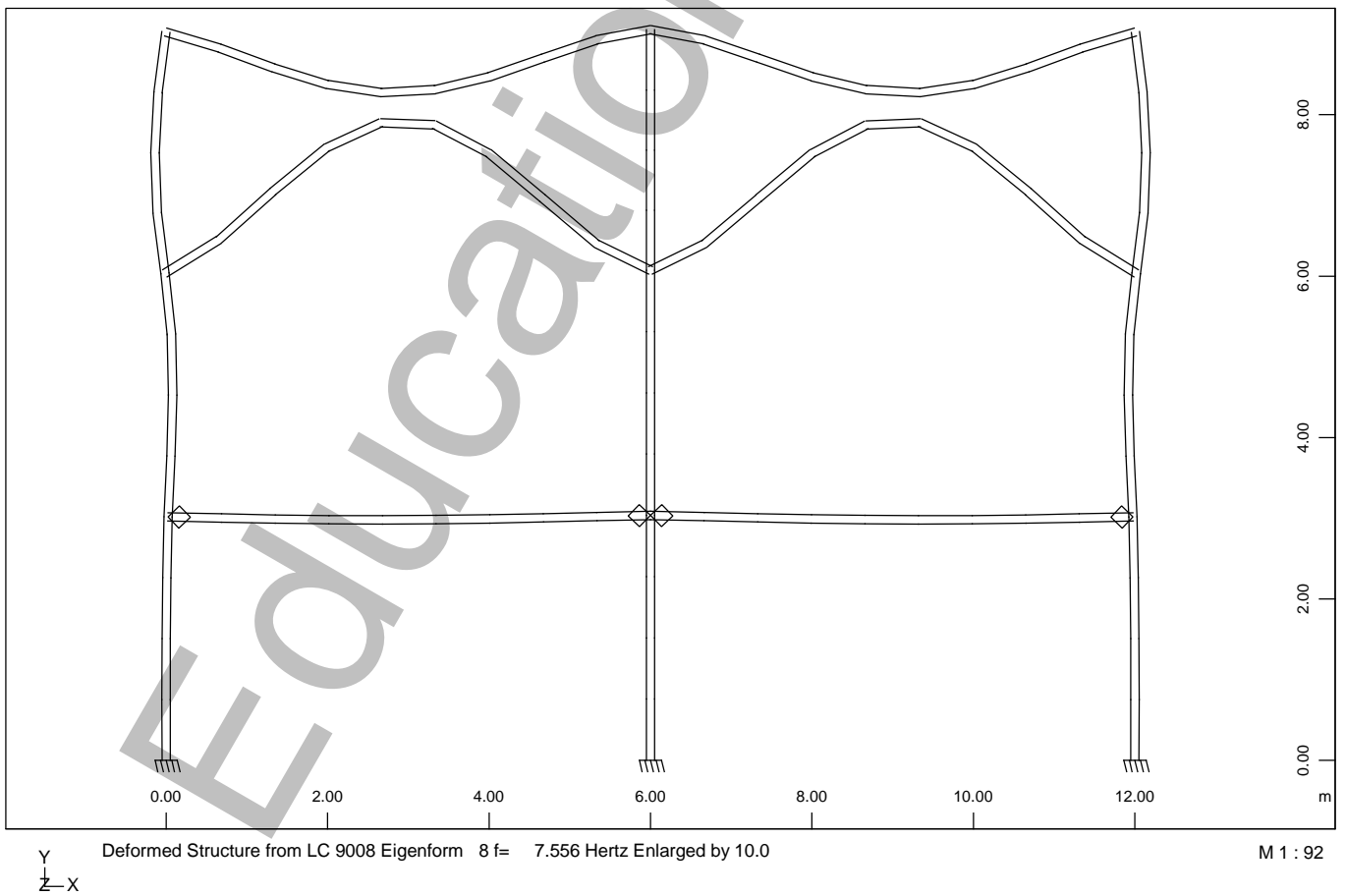
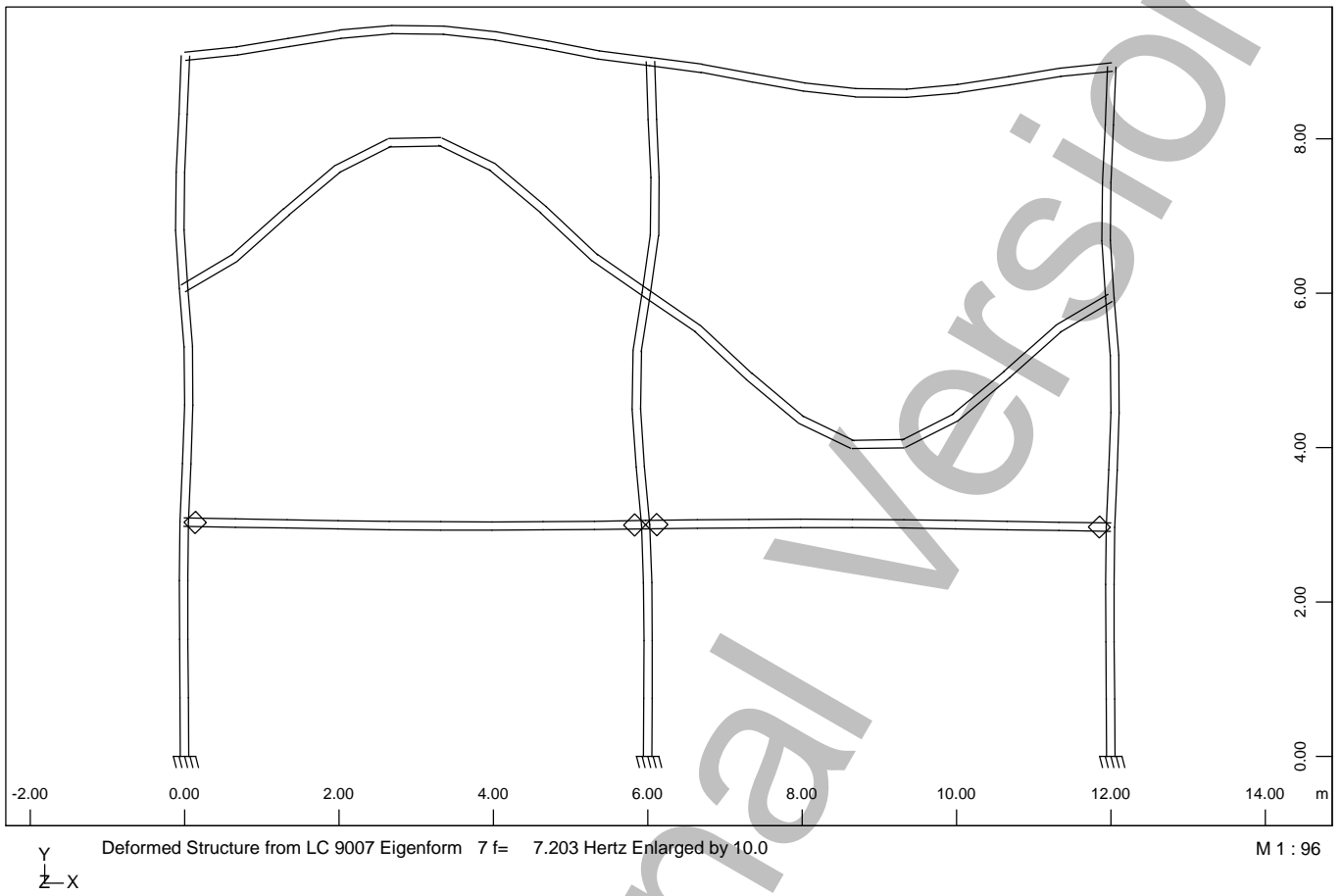
pushover
Graphical Output



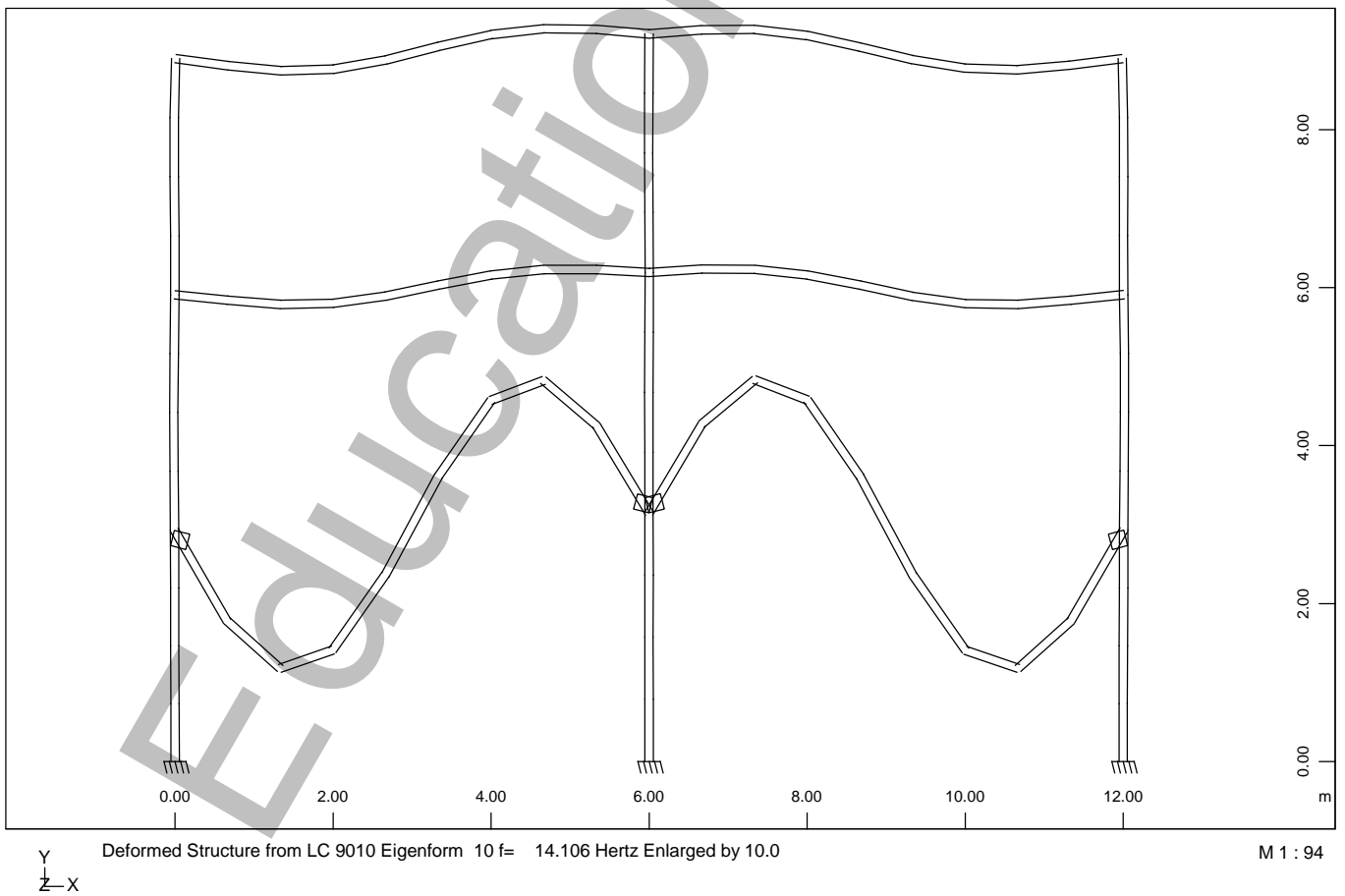
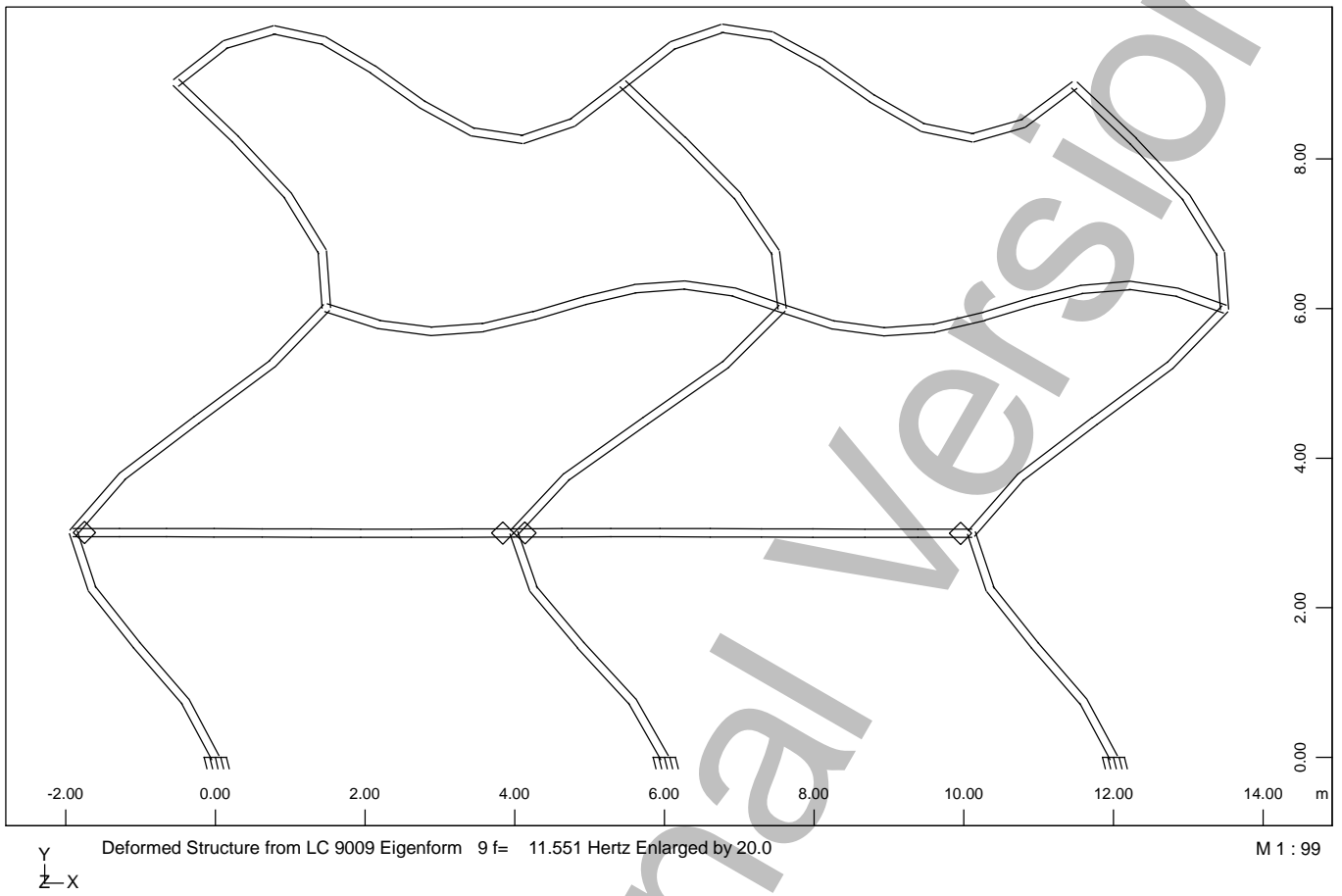
pushover
Graphical Output



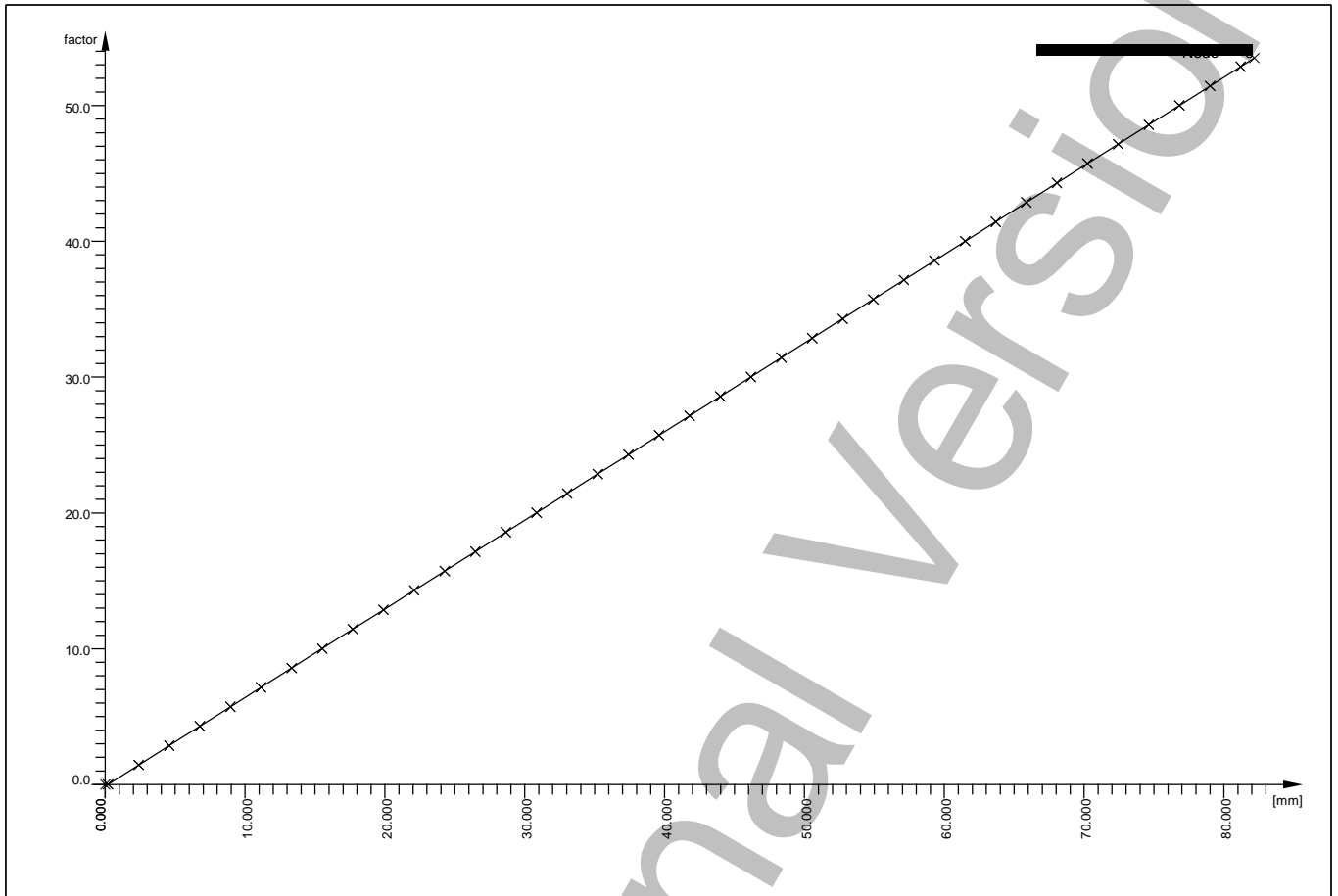
pushover
Graphical Output



pushover
Graphical Output



pushover
Capacity curve



ULS-iteration Node 6

pushover

Demand

Actions

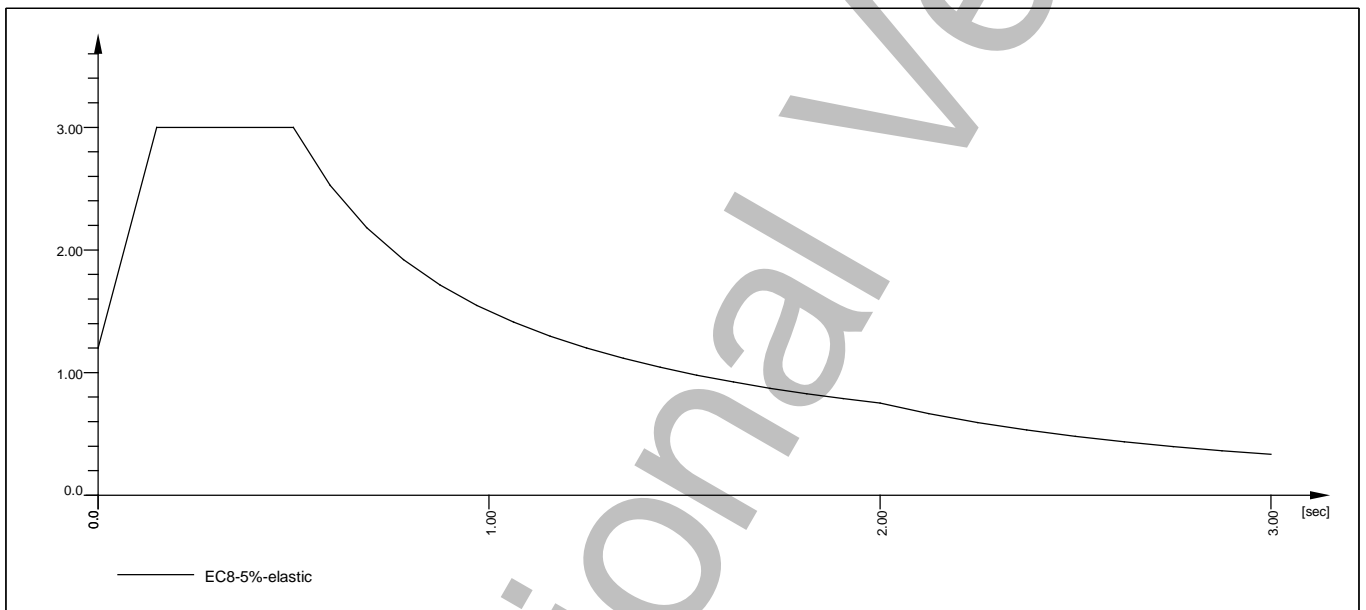
type	part	sup	Title	γ -u	γ -f	γ -a	ψ -0	ψ -1	ψ -2	ψ -1'
G	G	perm	dead load	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Q	cond	variable load	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
Reduction coefficient				xi	0.850					

Load Case 101 Demand-EC8

Factor forces and moments		1.000
Factor dead weight	DL-XX	0.000
Factor dead weight	DL-YY	0.000

Response spectra EC8-5%-elastic

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
auto	1.200	3.000	0.000	0.150	0.500	2.000	0.000	1.000	2.000	2.00
Zone =				ah =*	1.000	av =*	0.000			



Demand-EC8

Loads acting on Nodes

Node	A-X	A-Y	A-Z	A-RX	A-RY	A-RZ
	[m/sec ²]	[m/sec ²]	[m/sec ²]	[1/sec ²]	[1/sec ²]	[1/sec ²]
0	2.00					

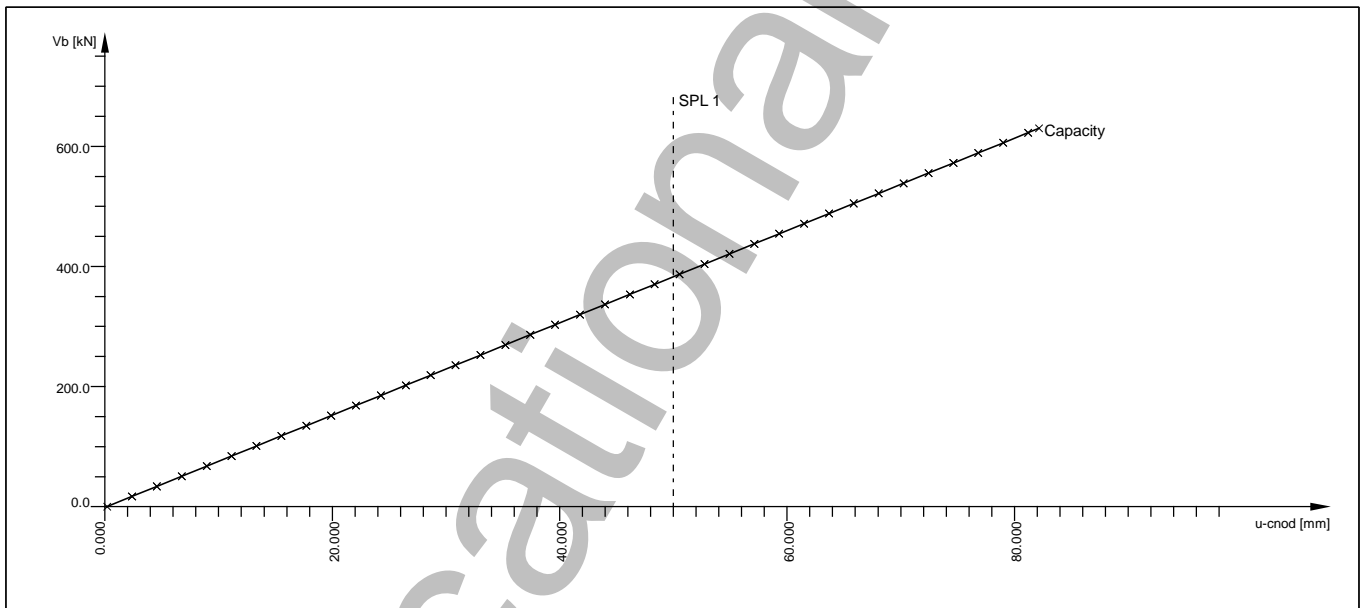
pushover
 Structural Performance

Load Case 2001 VB-U
 Factor forces and moments 1.000

Pushover Analysis

Analysis		Base Shear - Control Node Displ. Diagram	
Control node	CNOD		6
Viscous structural damping	DSTR	[o/o]	-
Capacity:			
Loading pattern	LCC0		1001
First load case	LCC1		1101
Number of load cases	NLCC		39
Demand:			
Loadcase	LCDM		-
Structural Performance Limits:			
	SPL1	[mm]	50.000
	SPL2	[mm]	100.000
	SPL3	[mm]	200.000
	SPL4	[mm]	-
	SPL5	[mm]	-
Equivalent SDOF System Properties:			
Participation factor	$\Gamma = iT*M*\Phi/m$		11.79633
Eigenvector at control node	Φ_{cnod}		0.10737
Generalized modal mass	$m = \Phi T * M * \Phi$		0.99847

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



Vb - u Diagram

Pushover Analysis - Statistics

LCC	u-cnod	Vb	SPL
[-]	[mm]	[kN]	[-]
1101	0.194	0.1	<I
1102	2.383	16.9	<I
1103	4.572	33.8	<I
1104	6.761	50.6	<I
1105	8.950	67.4	<I
1106	11.139	84.2	<I
1107	13.328	101.1	<I
1108	15.517	117.9	<I
1109	17.706	134.7	<I
1110	19.895	151.6	<I
1111	22.085	168.4	<I
1112	24.274	185.2	<I
1113	26.463	202.0	<I
1114	28.652	218.9	<I
1115	30.842	235.7	<I

pushover
 Structural Performance

Pushover Analysis - Statistics

LCC [-]	u-cnod [mm]	Vb [kN]	SPL [-]
1116	33.031	252.5	<I
1117	35.220	269.3	<I
1118	37.409	286.2	<I
1119	39.599	303.0	<I
1120	41.788	319.8	<I
1121	43.977	336.6	<I
1122	46.167	353.5	<I
1123	48.356	370.3	<I
1124	50.545	387.1	I-II
1125	52.735	403.9	I-II
1126	54.924	420.8	I-II
1127	57.113	437.6	I-II
1128	59.303	454.4	I-II
1129	61.492	471.2	I-II
1130	63.682	488.1	I-II
1131	65.871	504.9	I-II
1132	68.060	521.7	I-II
1133	70.250	538.6	I-II
1134	72.439	555.4	I-II
1135	74.628	572.2	I-II
1136	76.818	589.0	I-II
1137	79.007	605.9	I-II
1138	81.196	622.7	I-II
1139	82.166	630.1	I-II

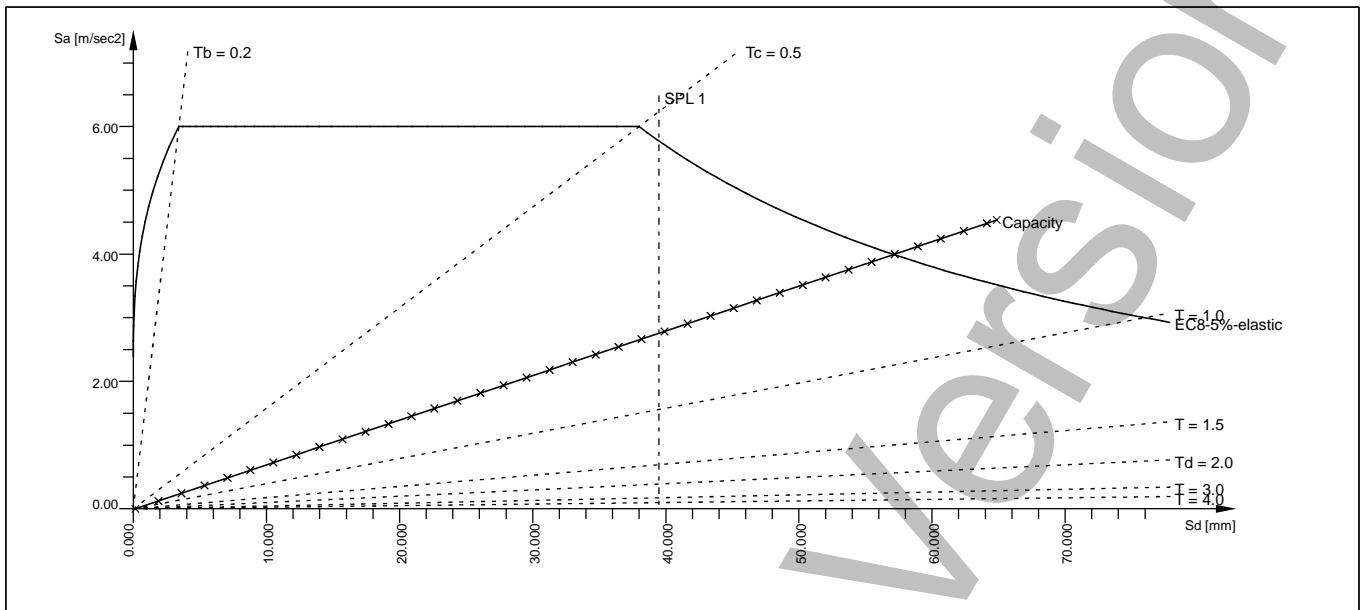
LCC capacity load case ; "PP": performance point
 u-cnod control node displacement
 Vb base shear
 SPL structural performance limit

Load Case 2002 A-D
 Factor forces and moments 1.000

Pushover Analysis

Analysis	Spectral Accel. - Spectral Displ. Diagram		
Control node	CNOD		6
Viscous structural damping	DSTR	[o/o]	-
Capacity:			
Loading pattern	LCC0		1001
First load case	LCC1		1101
Number of load cases	NLCC		39
Demand:			
Loadcase	LCDM		101
Structural Performance Limits:			
	SPL1	[mm]	50.000
	SPL2	[mm]	100.000
	SPL3	[mm]	200.000
	SPL4	[mm]	-
	SPL5	[mm]	-
Equivalent SDOF System Properties:			
Participation factor	$\Gamma = iT*M*\Phi/m$		11.79633
Eigenvector at control node	Φ_{cnod}		0.10737
Generalized modal mass	$m = \Phi T * M * \Phi$		0.99847

pushover
 Structural Performance



A - D Diagram

Pushover Analysis - Statistics

LCC	u-cnod	Vb	Sd	Sa	SPL
[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[m/sec²]	[-]
1101	0.194	0.1	0.153	0.00	<I
1102	2.383	16.9	1.881	0.12	<I
1103	4.572	33.8	3.609	0.24	<I
1104	6.761	50.6	5.338	0.36	<I
1105	8.950	67.4	7.066	0.49	<I
1106	11.139	84.2	8.794	0.61	<I
1107	13.328	101.1	10.523	0.73	<I
1108	15.517	117.9	12.251	0.85	<I
1109	17.706	134.7	13.979	0.97	<I
1110	19.895	151.6	15.708	1.09	<I
1111	22.085	168.4	17.436	1.21	<I
1112	24.274	185.2	19.164	1.33	<I
1113	26.463	202.0	20.893	1.45	<I
1114	28.652	218.9	22.621	1.58	<I
1115	30.842	235.7	24.350	1.70	<I
1116	33.031	252.5	26.078	1.82	<I
1117	35.220	269.3	27.807	1.94	<I
1118	37.409	286.2	29.535	2.06	<I
1119	39.599	303.0	31.264	2.18	<I
1120	41.788	319.8	32.992	2.30	<I
1121	43.977	336.6	34.721	2.42	<I
1122	46.167	353.5	36.449	2.54	<I
1123	48.356	370.3	38.178	2.67	<I
1124	50.545	387.1	39.906	2.79	I-II
1125	52.735	403.9	41.635	2.91	I-II
1126	54.924	420.8	43.363	3.03	I-II
1127	57.113	437.6	45.092	3.15	I-II
1128	59.303	454.4	46.820	3.27	I-II
1129	61.492	471.2	48.549	3.39	I-II
1130	63.682	488.1	50.277	3.51	I-II
1131	65.871	504.9	52.006	3.63	I-II
1132	68.060	521.7	53.734	3.76	I-II
1133	70.250	538.6	55.463	3.88	I-II
1134	72.439	555.4	57.191	4.00	I-II
1135	74.628	572.2	58.920	4.12	I-II
1136	76.818	589.0	60.648	4.24	I-II
1137	79.007	605.9	62.377	4.36	I-II
1138	81.196	622.7	64.105	4.48	I-II
1139	82.166	630.1	64.871	4.54	I-II

LCC capacity load case ; "PP": performance point
 u-cnod control node displacement

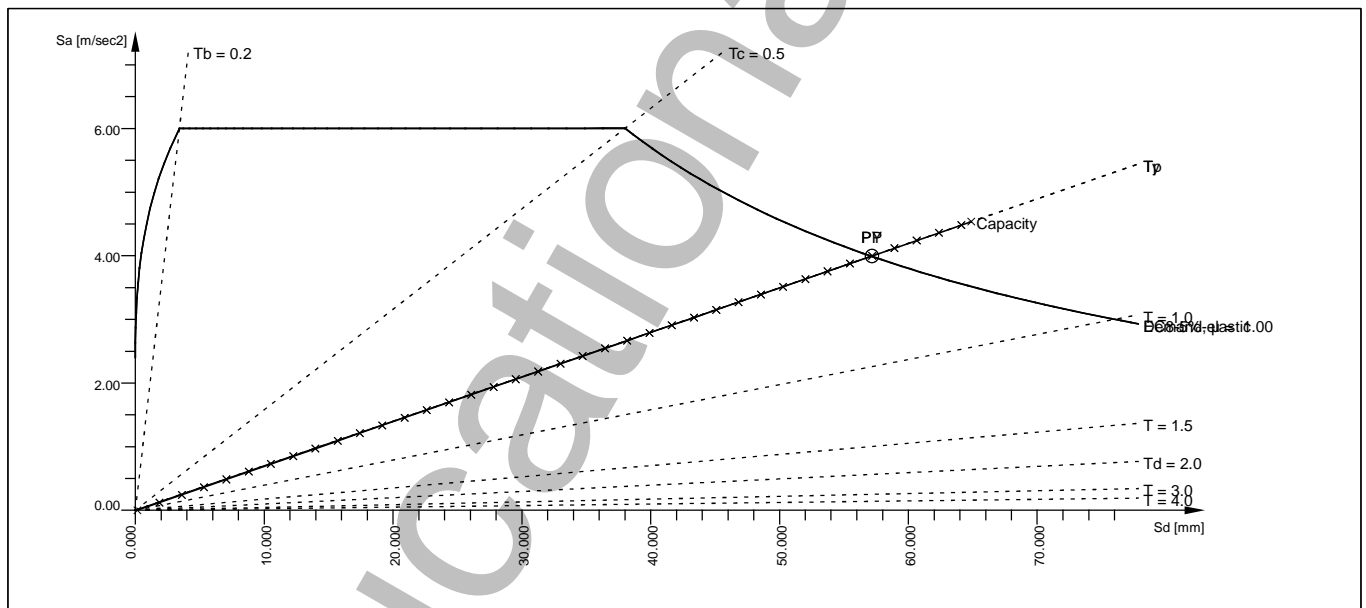
pushover
 Structural Performance

Vb	base shear
Sd	spectral displacement
Sa	spectral acceleration
SPL	structural performance limit

Load Case 2011 EC8-EC8
 Factor forces and moments 1.000

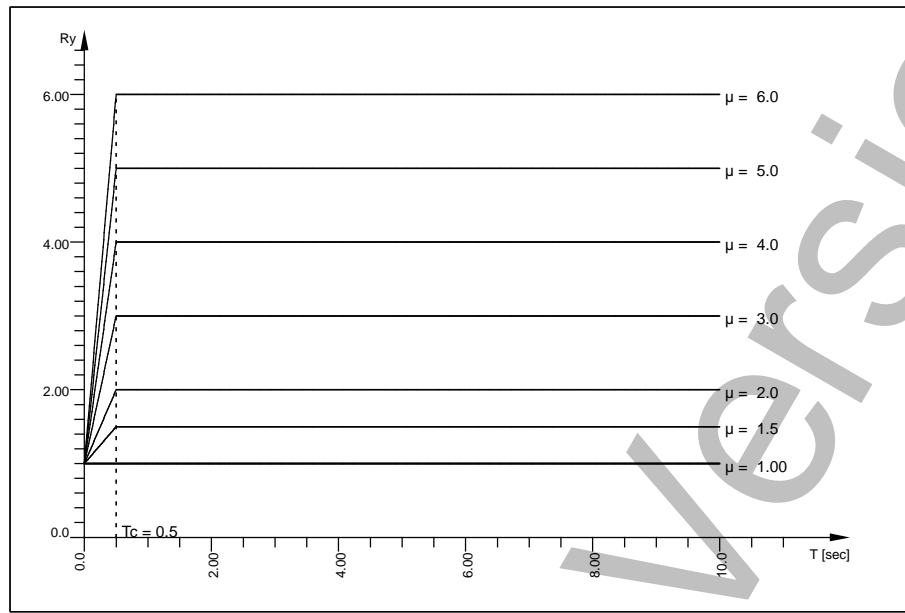
Pushover Analysis

Analysis	Eurocode 8	
Control node	CNOD	6
Viscous structural damping	DSTR [o/o]	-
Capacity:		
Loading pattern	LCC0	1001
First load case	LCC1	1101
Number of load cases	NLCC	39
Demand:		
Loadcase	LCDM	101
Structural Performance Limits:		
	SPL1 [mm]	100.000
	SPL2 [mm]	150.000
	SPL3 [mm]	250.000
	SPL4 [mm]	-
	SPL5 [mm]	-
Equivalent SDOF System Properties:		
Participation factor	$\Gamma = iT*M*\Phi/m$	11.79633
Eigenvector at control node	Φ_{cnod}	0.10737
Generalized modal mass	$m = \Phi T * M * \Phi$	0.99847



EC8: A - D Capacity-Demand-Diagram

pushover
 Structural Performance



EC8: Ry - μ - T Spectrum

Pushover Analysis - Results

μ	Ryy, Ryp	Ty, Tp	Sdy, Sdp	Say, Sap	uy, up	Vby, Vbp
[-]	[-]	[sec]	[mm]	[m/sec ²]	[mm]	[kN]
0.999	0.999	0.75	57.167	4.00	72.408	555.3
	0.999	0.75	57.182	4.00	72.427	555.3

μ displacement ductility factor
 Ryy, Ryp reduction factors due to ductility at yielding and performance point
 Ty, Tp periods associated with yielding and performance point
 Sdy, Sdp spectral displacements at yielding and performance point
 Say, Sap pseudo spectral accelerations at yielding and performance point
 uy, up control node displacements at yielding and performance point
 Vby, Vbp base shears at yielding and performance point

Pushover Analysis - Statistics

LCC	u-cnod	Vb	Sd	Sa	SPL
[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[m/sec ²]	[-]
1101	0.194	0.1	0.153	0.00	<I
1102	2.383	16.9	1.881	0.12	<I
1103	4.572	33.8	3.609	0.24	<I
1104	6.761	50.6	5.338	0.36	<I
1105	8.950	67.4	7.066	0.49	<I
1106	11.139	84.2	8.794	0.61	<I
1107	13.328	101.1	10.523	0.73	<I
1108	15.517	117.9	12.251	0.85	<I
1109	17.706	134.7	13.979	0.97	<I
1110	19.895	151.6	15.708	1.09	<I
1111	22.085	168.4	17.436	1.21	<I
1112	24.274	185.2	19.164	1.33	<I
1113	26.463	202.0	20.893	1.45	<I
1114	28.652	218.9	22.621	1.58	<I
1115	30.842	235.7	24.350	1.70	<I
1116	33.031	252.5	26.078	1.82	<I
1117	35.220	269.3	27.807	1.94	<I
1118	37.409	286.2	29.535	2.06	<I
1119	39.599	303.0	31.264	2.18	<I
1120	41.788	319.8	32.992	2.30	<I
1121	43.977	336.6	34.721	2.42	<I
1122	46.167	353.5	36.449	2.54	<I
1123	48.356	370.3	38.178	2.67	<I
1124	50.545	387.1	39.906	2.79	<I
1125	52.735	403.9	41.635	2.91	<I
1126	54.924	420.8	43.363	3.03	<I
1127	57.113	437.6	45.092	3.15	<I
1128	59.303	454.4	46.820	3.27	<I
1129	61.492	471.2	48.549	3.39	<I
1130	63.682	488.1	50.277	3.51	<I

pushover

Structural Performance

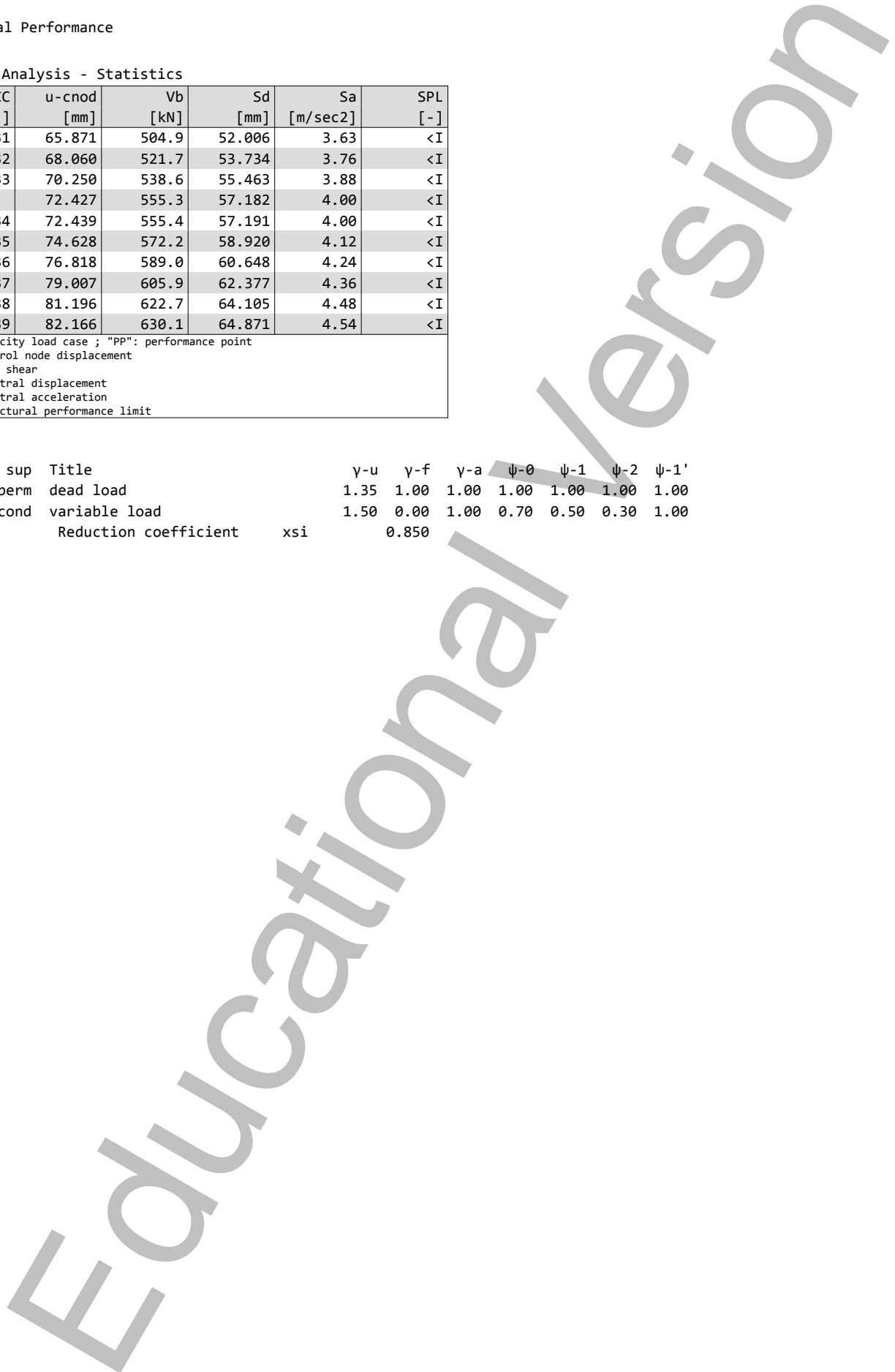
Pushover Analysis - Statistics

LCC	u-cnod	Vb	Sd	Sa	SPL
[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[m/sec ²]	[-]
1131	65.871	504.9	52.006	3.63	<I
1132	68.060	521.7	53.734	3.76	<I
1133	70.250	538.6	55.463	3.88	<I
PP	72.427	555.3	57.182	4.00	<I
1134	72.439	555.4	57.191	4.00	<I
1135	74.628	572.2	58.920	4.12	<I
1136	76.818	589.0	60.648	4.24	<I
1137	79.007	605.9	62.377	4.36	<I
1138	81.196	622.7	64.105	4.48	<I
1139	82.166	630.1	64.871	4.54	<I

LCC capacity load case ; "PP": performance point
 u-cnod control node displacement
 Vb base shear
 Sd spectral displacement
 Sa spectral acceleration
 SPL structural performance limit

Actions

type	part	sup	Title	γ -u	γ -f	γ -a	ψ -0	ψ -1	ψ -2	ψ -1'
G	G	perm	dead load	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Q	cond	variable load	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
			Reduction coefficient	xsi	0.850					



pushover
 Eigenvalues Easy

Control Information

Number of unknowns 252
 unknowns per node 6
 Number eigenvalues 10

Groups

No. Option	CS	Factor	RAYLEIGH-A	RAYLEIGH-B	MODD	Wind
			[1/sec]	[sec]	[-]	
1 EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.000	0

Beam Elements

Finite beam elements without intermediate sections
 Shear deformations accounted for with nonconforming SOFiSTiK-Timoshenko beam

Sum of masses and mass moments of inertia

Node	TMX	TMY	TMZ	RMX	RMY	RMZ	RMB
	[t]	[t]	[t]	[tm2]	[tm2]	[tm2]	[tm2]
total	168.932	168.932	168.932	0.073	0.159	0.141	0.000
on S =	[mm]	[mm]	[mm]	1025.074	0.000	0.000	0.000
	6000.0	5966.5	0.0	0.000	2084.631	0.000	0.000
				0.000	0.000	3109.705	
activ	168.775	168.775	0.000	0.000	0.000	0.137	
on S =	[mm]	[mm]	[mm]	0.000	0.000	0.000	0.000
	6000.0	5972.1	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000
				0.000	0.000	3100.330	

Parameter of System of Equations

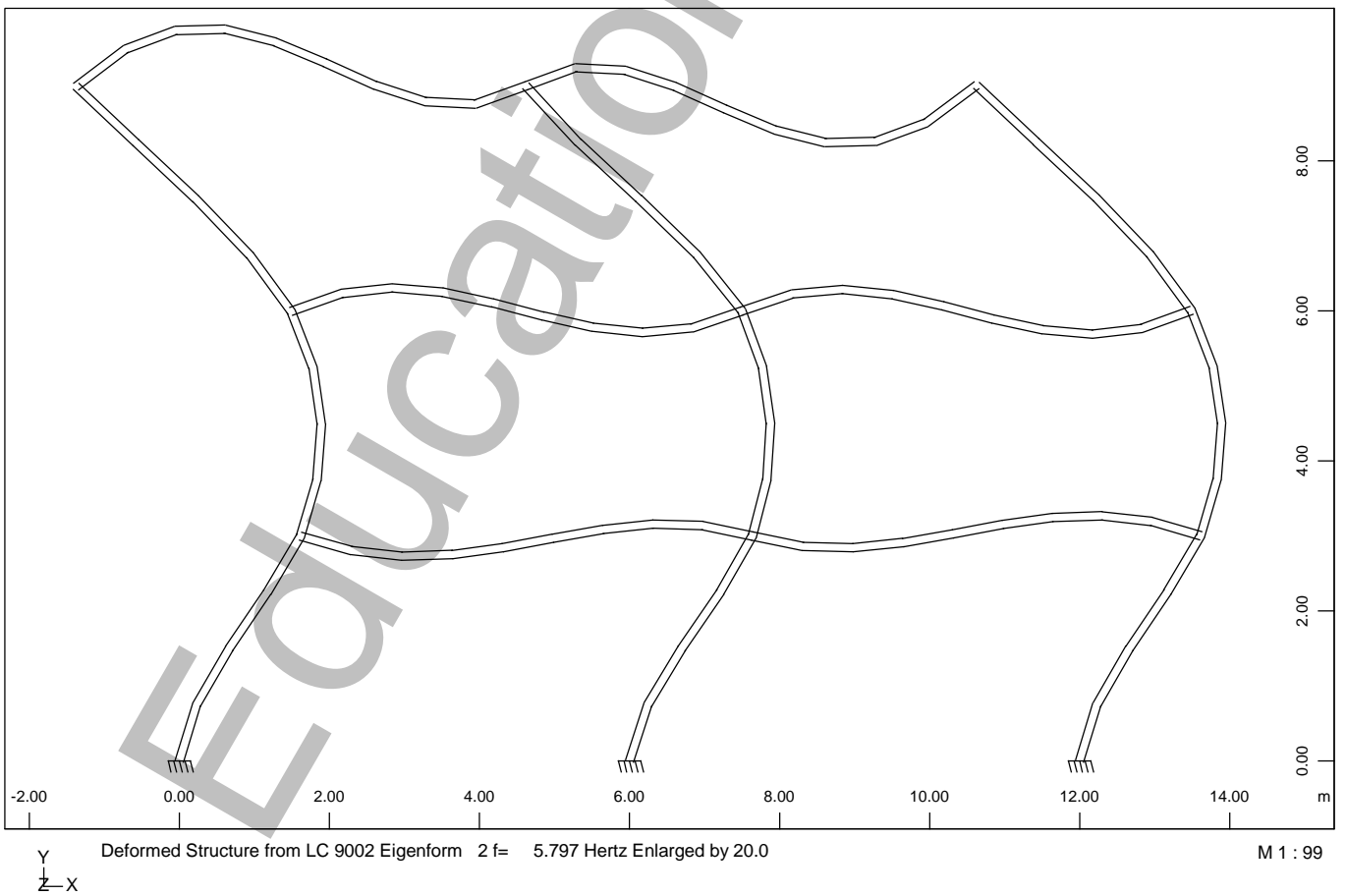
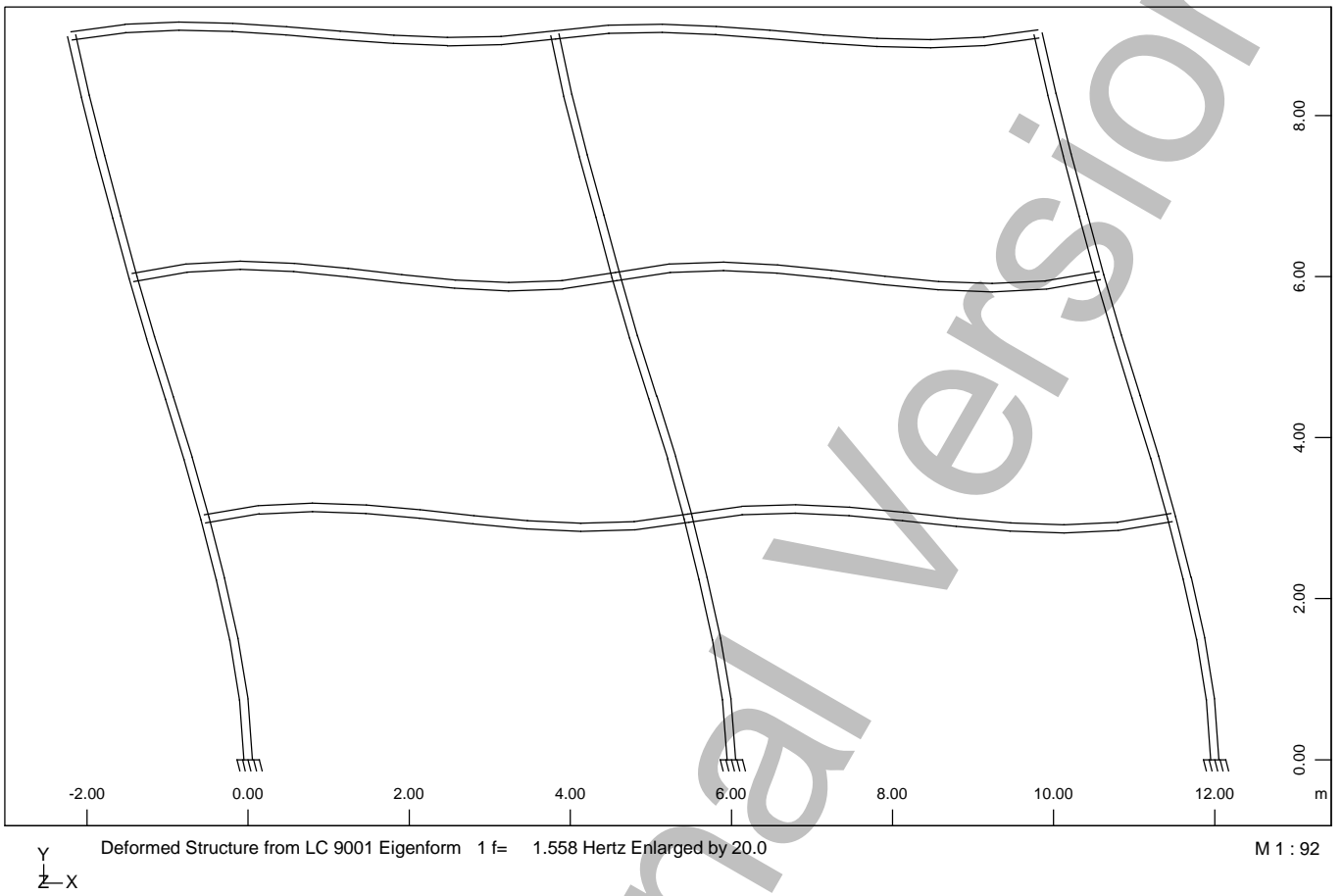
Number of unknowns 252 (Direct sparse Gauss-Solver)
 Total entries 780
 Total entries after fill in 1286
 Mass matrix 738 (consistent), incl. rotational masses

Eigenfrequencies

Using Lanczos Method

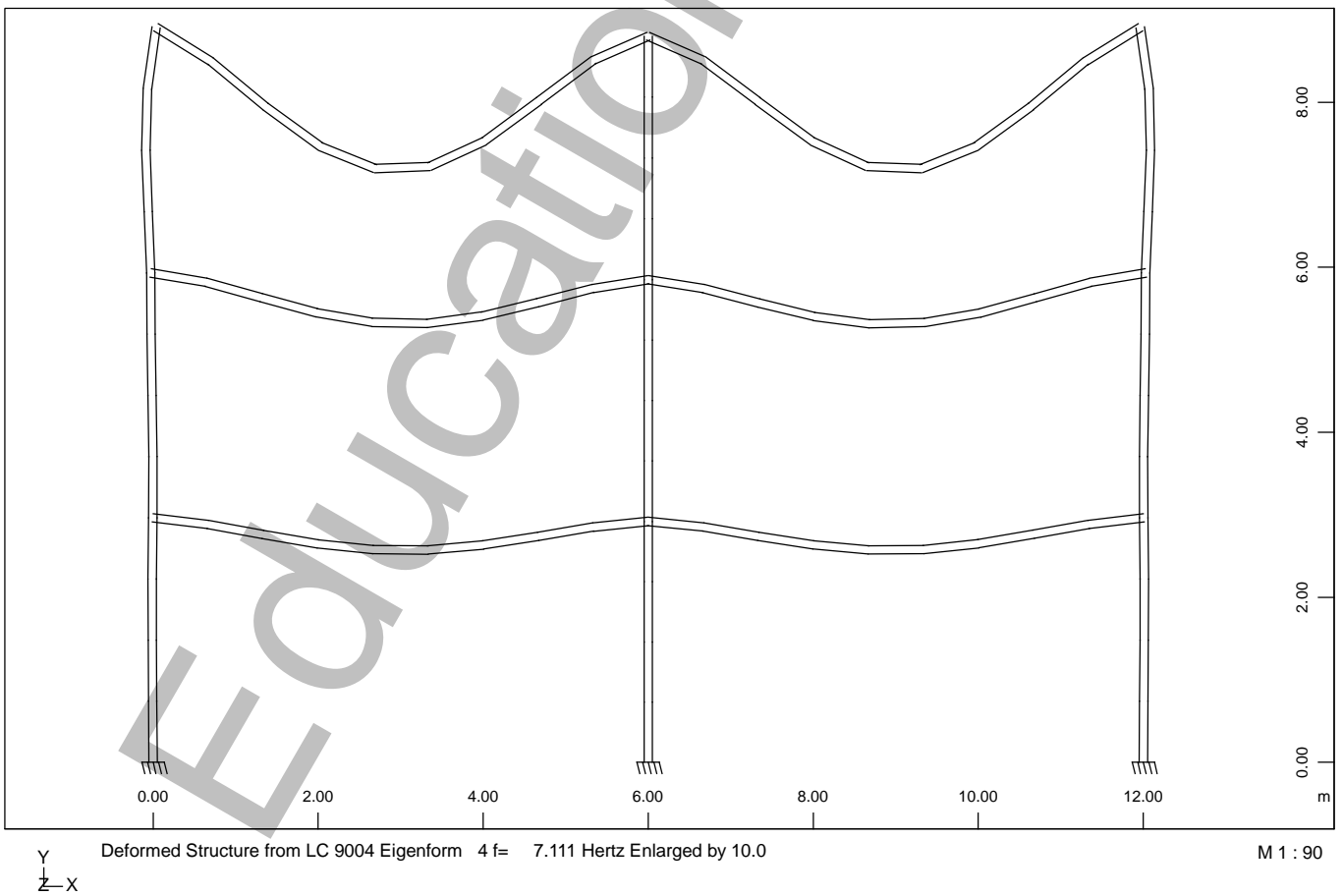
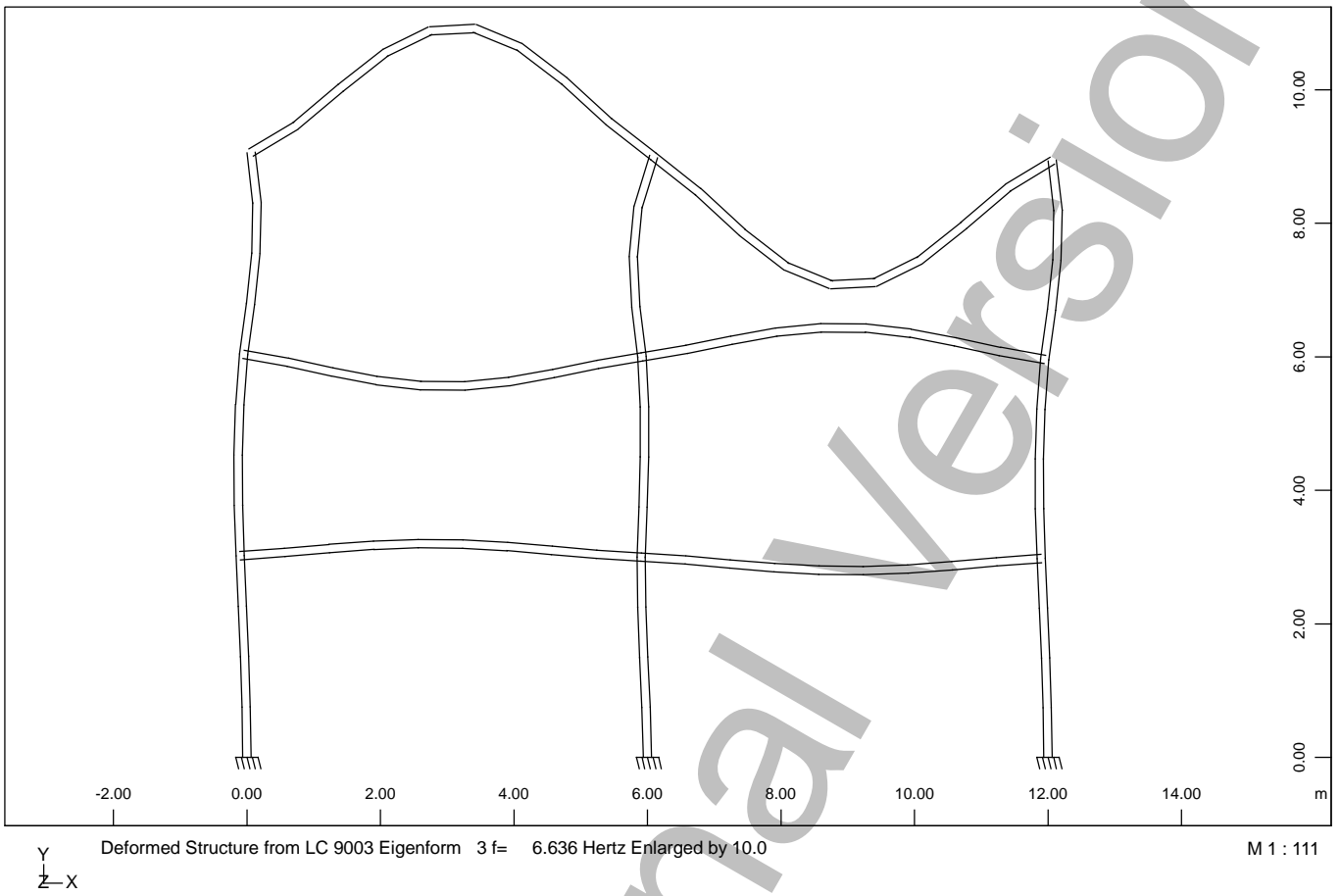
No.	LC	Eigenvalue	relative	omega	frequency	period	Damping	f-XX	f-YY	f-ZZ
		[1/sec2]	Error	[1/sec]	[Hertz]	[sec]	D[%]	[%]	[%]	[%]
1	9001	9.5791E+01	0.00E+00	9.787	1.558	0.642	0.000	80.3	0.0	0.0
2	9002	1.3265E+03	0.00E+00	36.422	5.797	0.173	0.000	14.8	0.0	0.0
3	9003	1.7384E+03	1.35E-11	41.695	6.636	0.151	0.000	0.2	0.0	0.0
4	9004	1.9962E+03	2.33E-10	44.679	7.111	0.141	0.000	0.0	57.2	0.0
5	9005	2.0255E+03	5.00E-09	45.005	7.163	0.140	0.000	0.0	0.0	0.0
6	9006	2.1017E+03	1.81E-08	45.844	7.296	0.137	0.000	0.0	0.0	0.0
7	9007	2.2509E+03	9.81E-10	47.444	7.551	0.132	0.000	0.0	12.9	0.0
8	9008	2.3187E+03	6.67E-10	48.153	7.664	0.130	0.000	0.0	7.3	0.0
9	9009	5.2824E+03	6.70E-09	72.680	11.567	0.086	0.000	4.3	0.0	0.0
10	9010	1.0175E+04	1.41E-04	100.873	16.054	0.062	0.000	0.0	0.1	0.0
11		1.1946E+04	4.12E-02	109.296	17.395	0.057				
12		1.3197E+04	2.35E-02	114.880	18.284	0.055		99.6	77.6	0.0
13		1.3985E+04	1.17E-02	118.259	18.822	0.053				
14		2.7031E+04	8.57E-03	164.410	26.167	0.038				
15		3.8939E+04	2.18E-01	197.330	31.406	0.032				
16		4.9767E+04	6.21E-01	223.085	35.505	0.028				
17		8.1278E+04	4.22E-01	285.092	45.374	0.022				
18		1.5519E+05	8.35E-01	393.946	62.698	0.016				
19		3.5763E+05	8.79E-01	598.026	95.179	0.011				
20		2.8987E+06	1.74E+00	1702.548	270.969	0.004				

pushover
Graphical Output

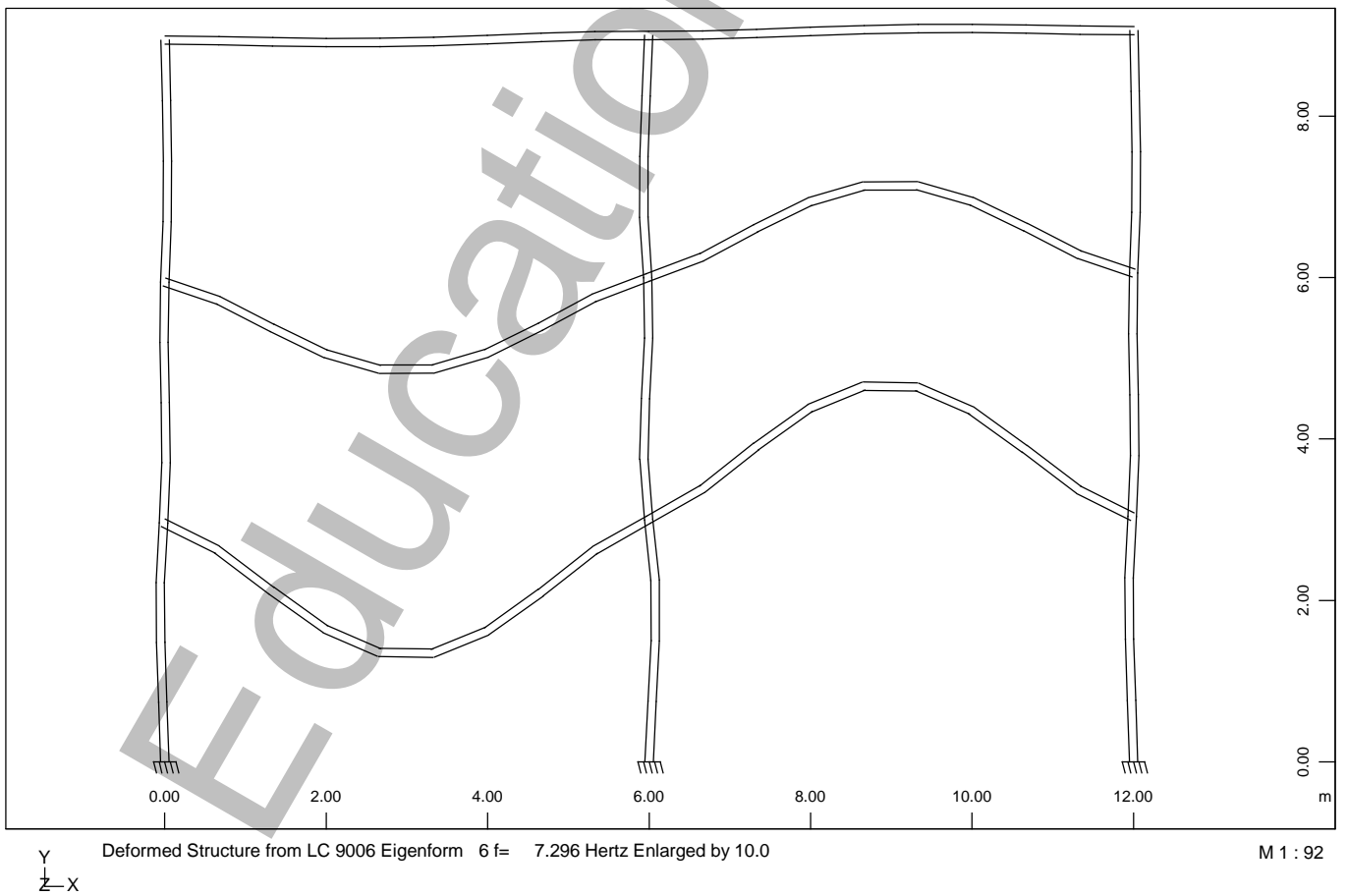
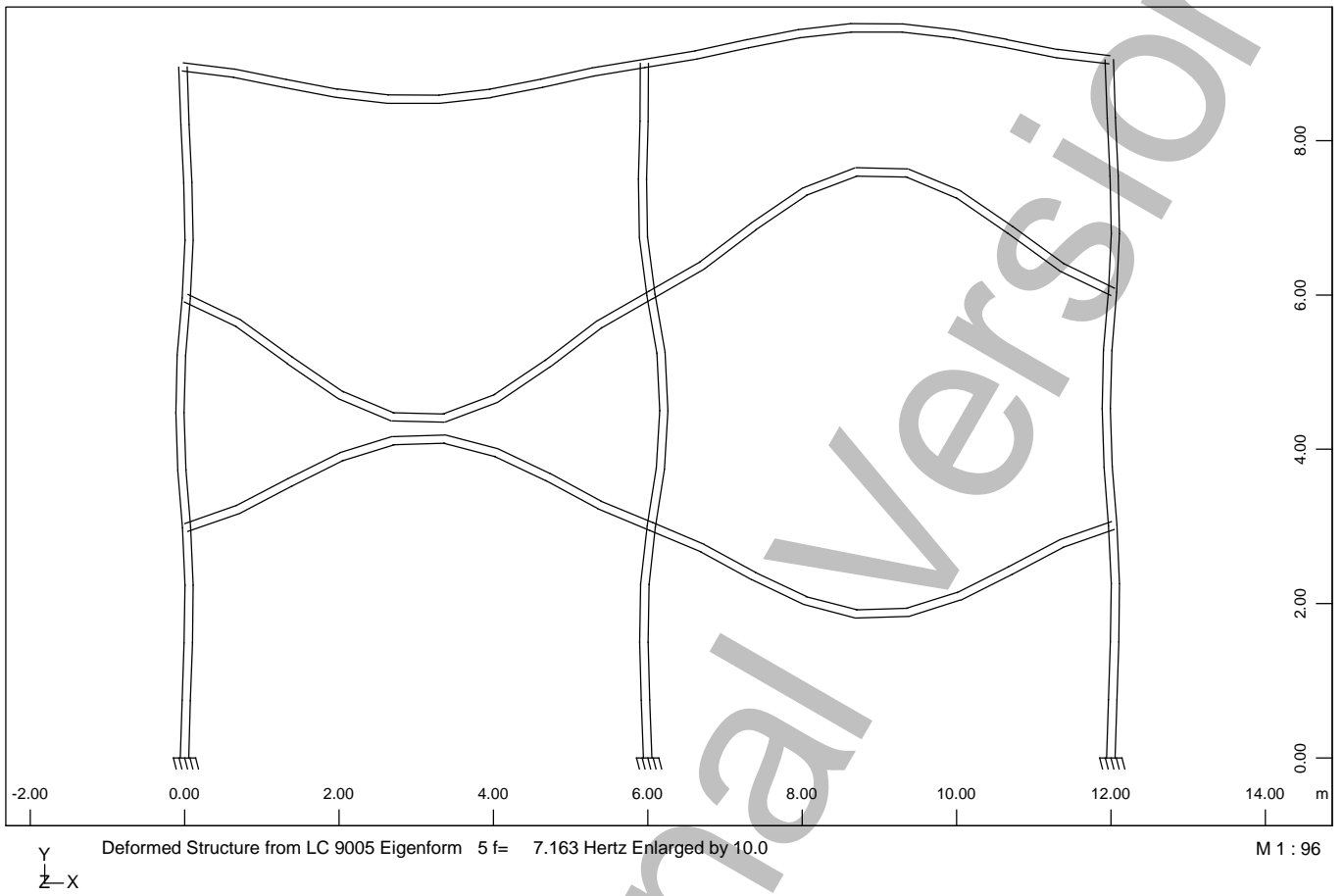


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

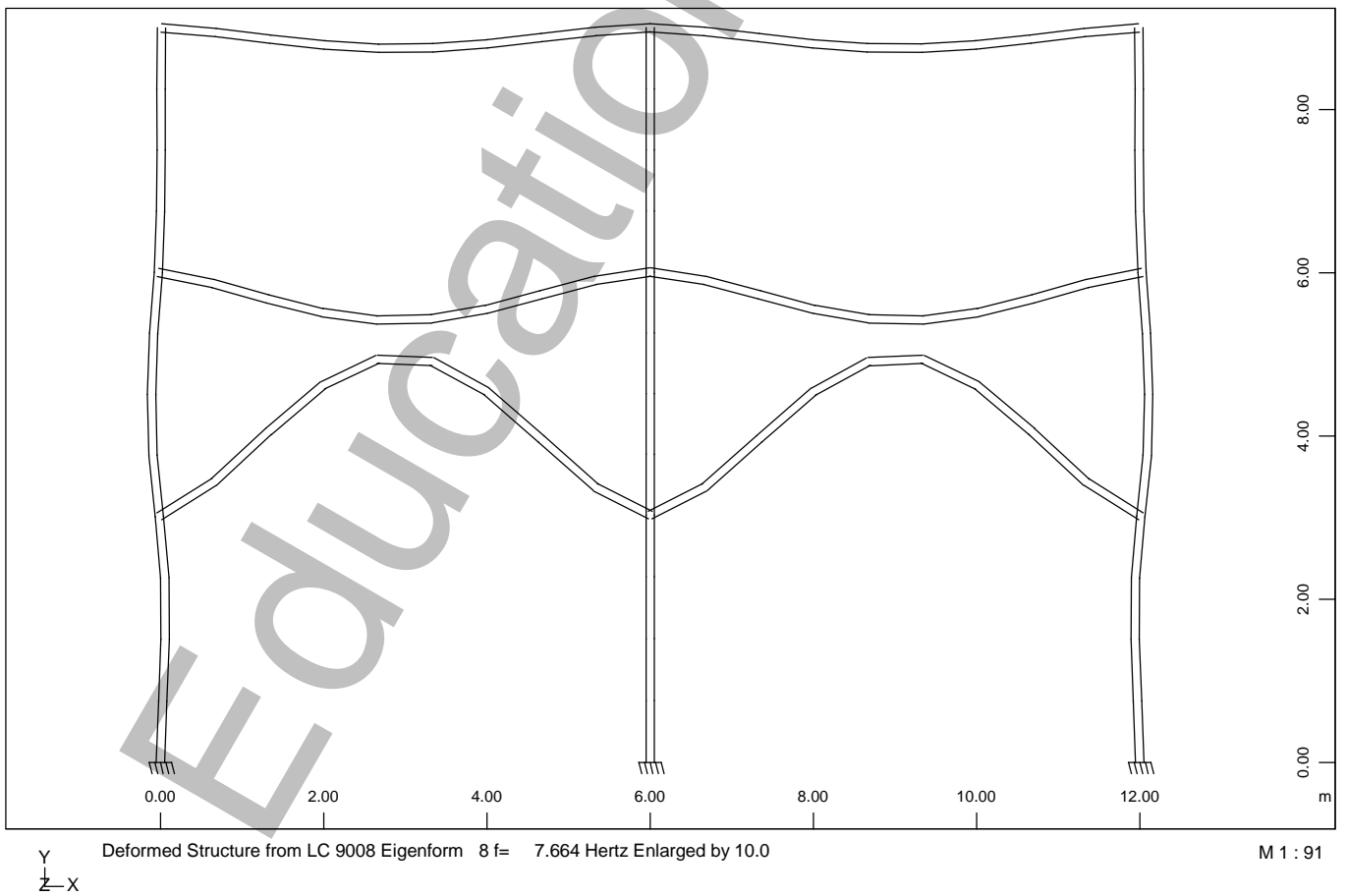
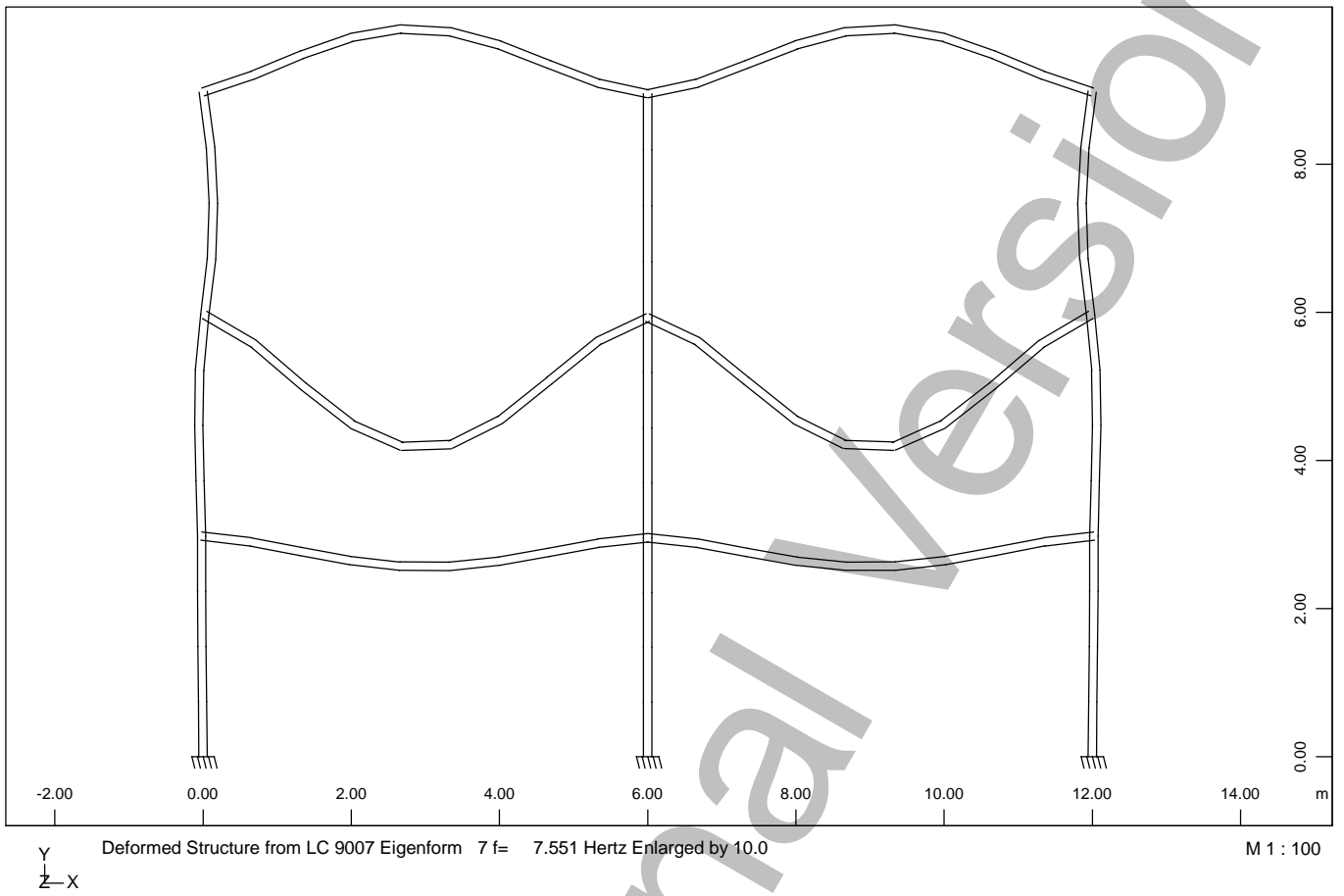
pushover
Graphical Output



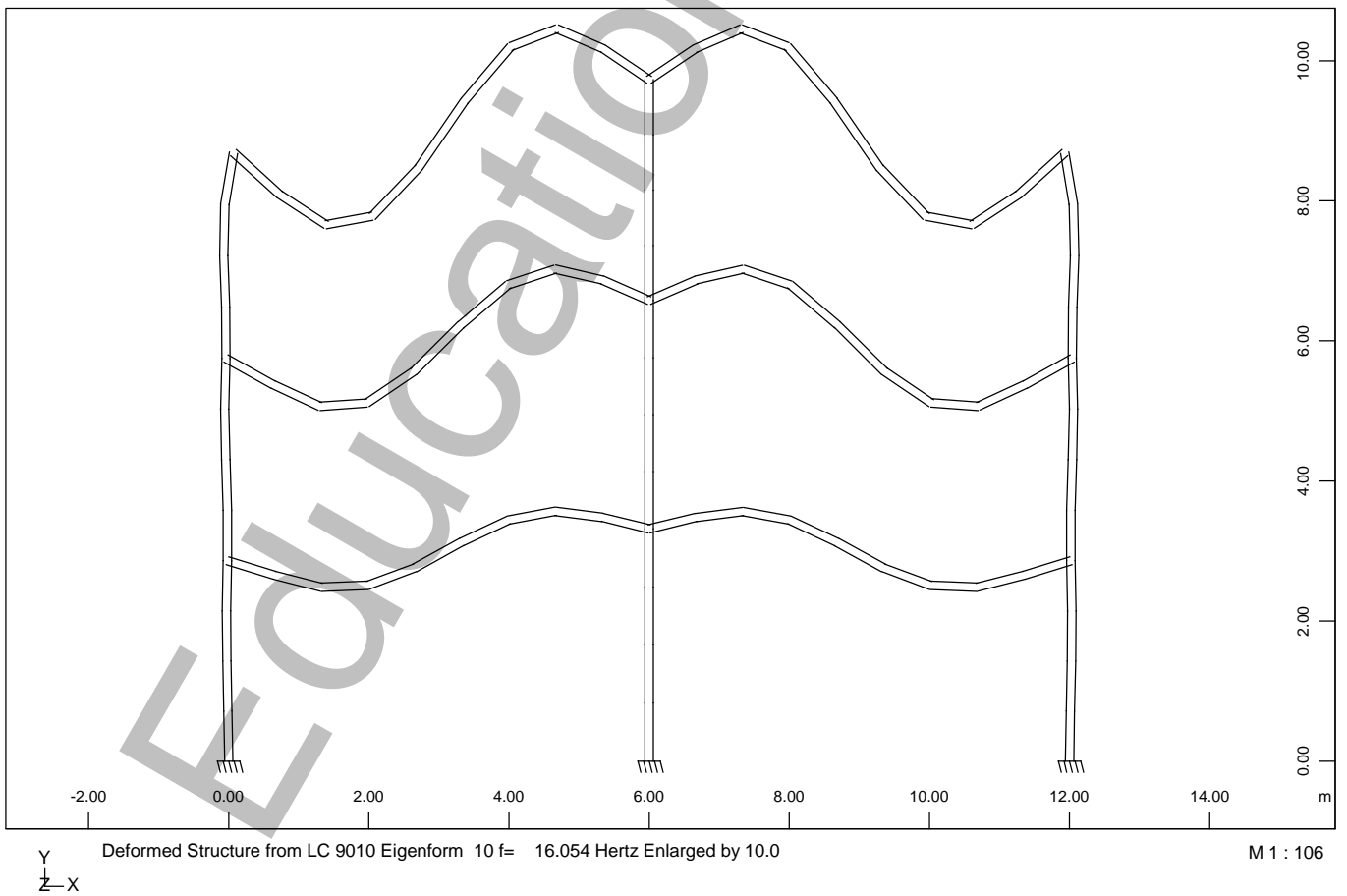
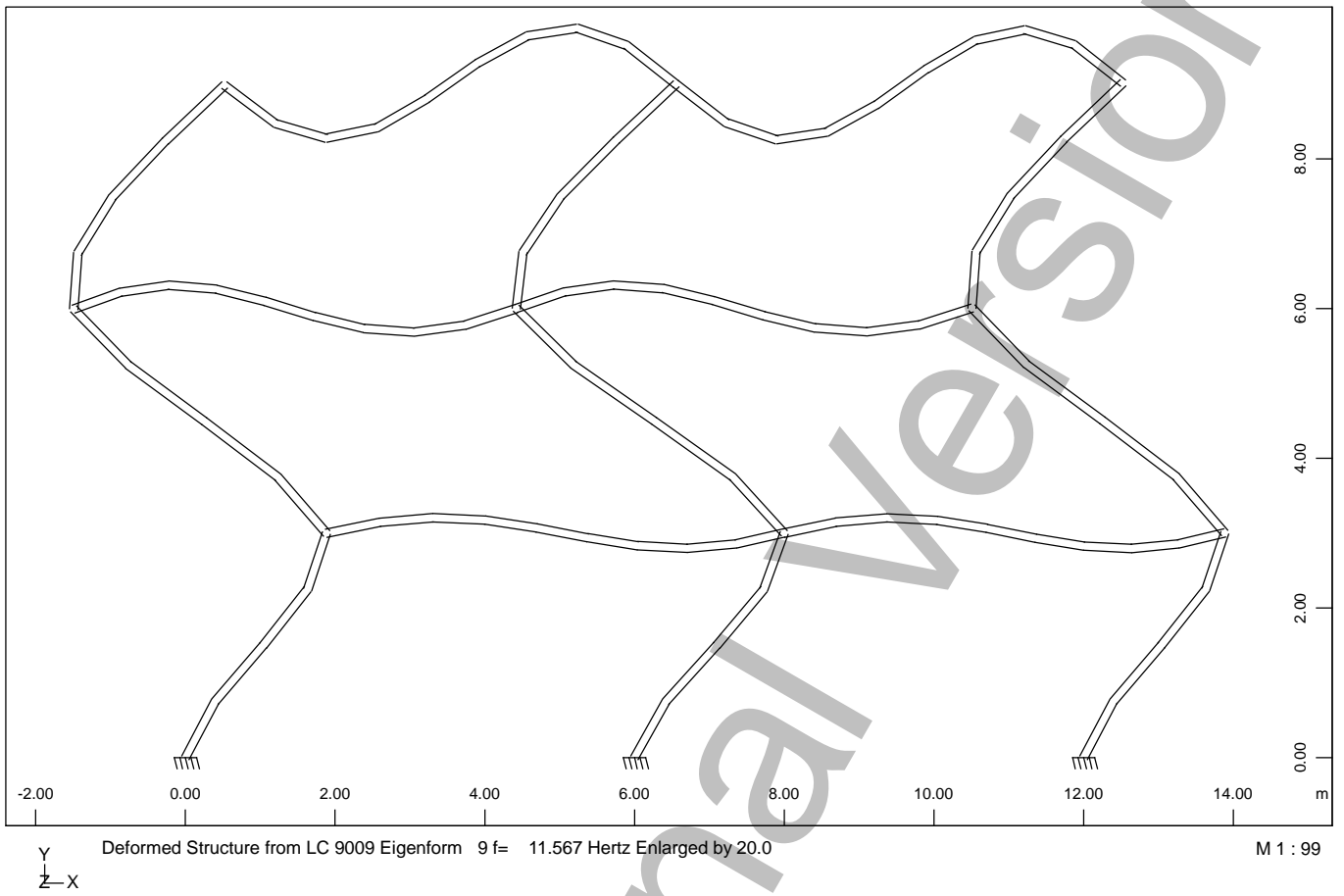
pushover
Graphical Output



pushover
Graphical Output



pushover
Graphical Output

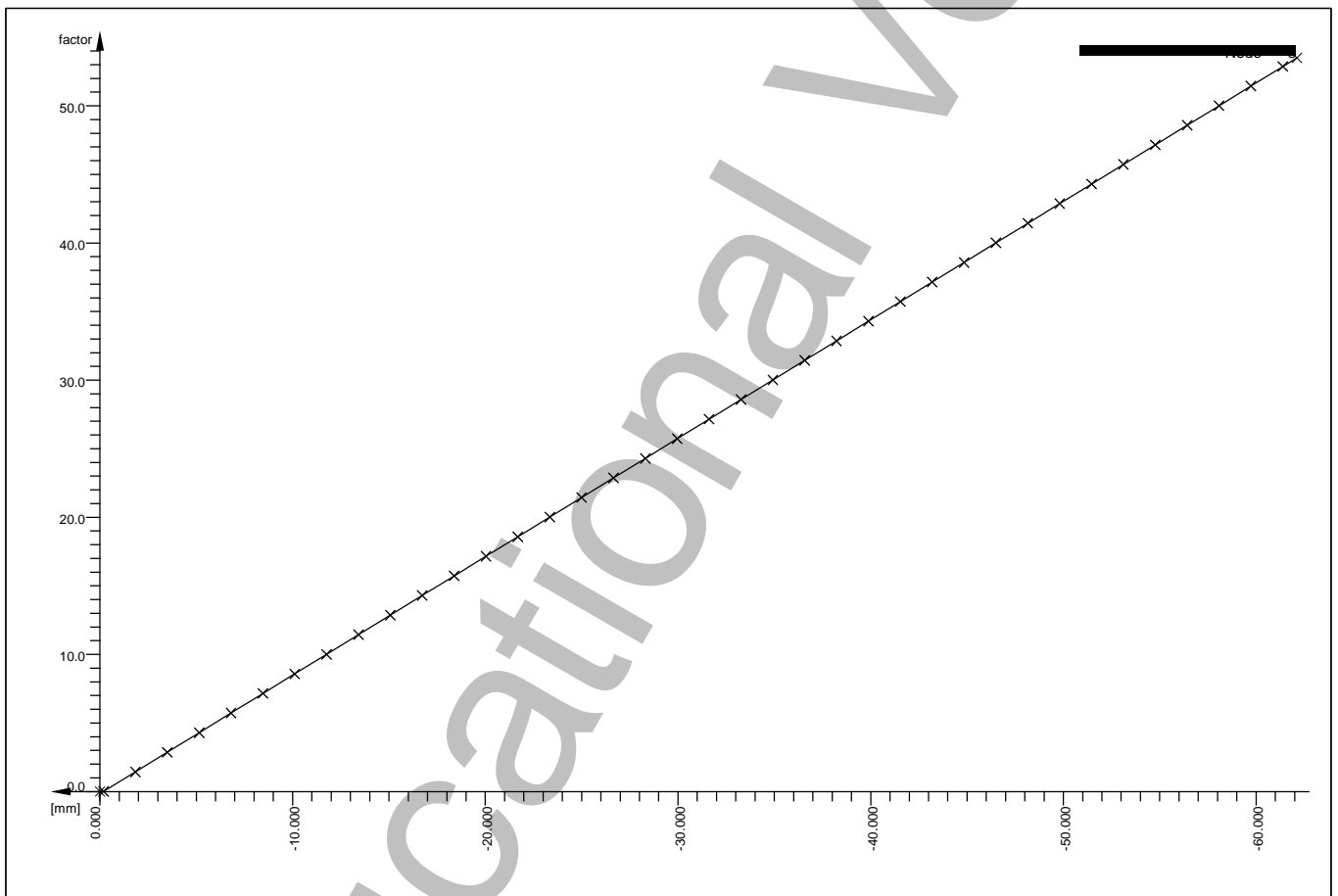


pushover

Capacity curve

Summary of the load step iterationen:

ULS-iteration 25	loadcase1125	with loadfactor	34.296	was convergent.
ULS-iteration 26	loadcase1126	with loadfactor	35.724	was convergent.
ULS-iteration 27	loadcase1127	with loadfactor	37.153	was convergent.
ULS-iteration 28	loadcase1128	with loadfactor	38.581	was convergent.
ULS-iteration 29	loadcase1129	with loadfactor	40.010	was convergent.
ULS-iteration 30	loadcase1130	with loadfactor	41.439	was convergent.
ULS-iteration 31	loadcase1131	with loadfactor	42.867	was convergent.
ULS-iteration 32	loadcase1132	with loadfactor	44.296	was convergent.
ULS-iteration 33	loadcase1133	with loadfactor	45.724	was convergent.
ULS-iteration 34	loadcase1134	with loadfactor	47.153	was convergent.
ULS-iteration 35	loadcase1135	with loadfactor	48.581	was convergent.
ULS-iteration 36	loadcase1136	with loadfactor	50.010	was convergent.
ULS-iteration 37	loadcase1137	with loadfactor	51.439	was convergent.
ULS-iteration 38	loadcase1138	with loadfactor	52.867	was convergent.
ULS-iteration 39	loadcase1139	with loadfactor	53.500	was convergent.



ULS-iteration Node 8

pushover
 Demand

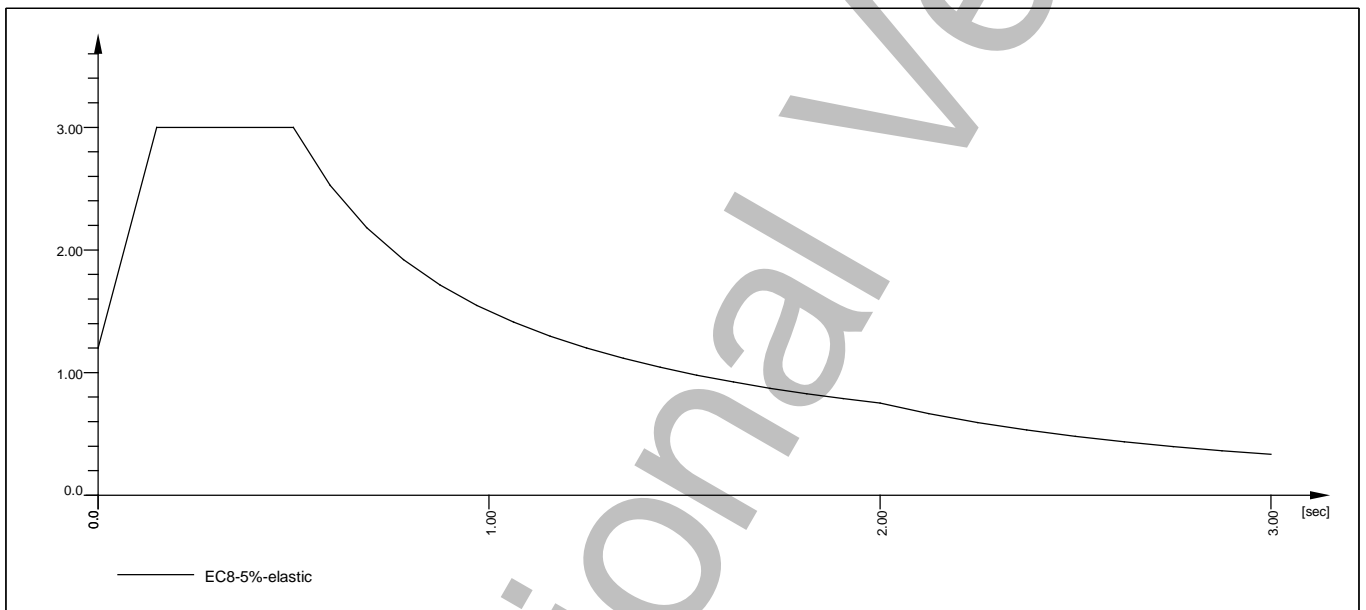
Actions

type	part	sup	Title	γ -u	γ -f	γ -a	ψ -0	ψ -1	ψ -2	ψ -1'
G	G	perm	dead load	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Q	cond	variable load	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
Reduction coefficient				xi	0.850					

Load Case 101 Demand-EC8
 Factor forces and moments 1.000
 Factor dead weight DL-XX 0.000
 Factor dead weight DL-YY 0.000

Response spectra EC8-5%-elastic

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
auto	1.200	3.000	0.000	0.150	0.500	2.000	0.000	1.000	2.000	2.00
Zone =				ah =*	1.000	av =*	0.000			



Demand-EC8

Loads acting on Nodes

Node	A-X	A-Y	A-Z	A-RX	A-RY	A-RZ
	[m/sec ²]	[m/sec ²]	[m/sec ²]	[1/sec ²]	[1/sec ²]	[1/sec ²]
0	-2.00					

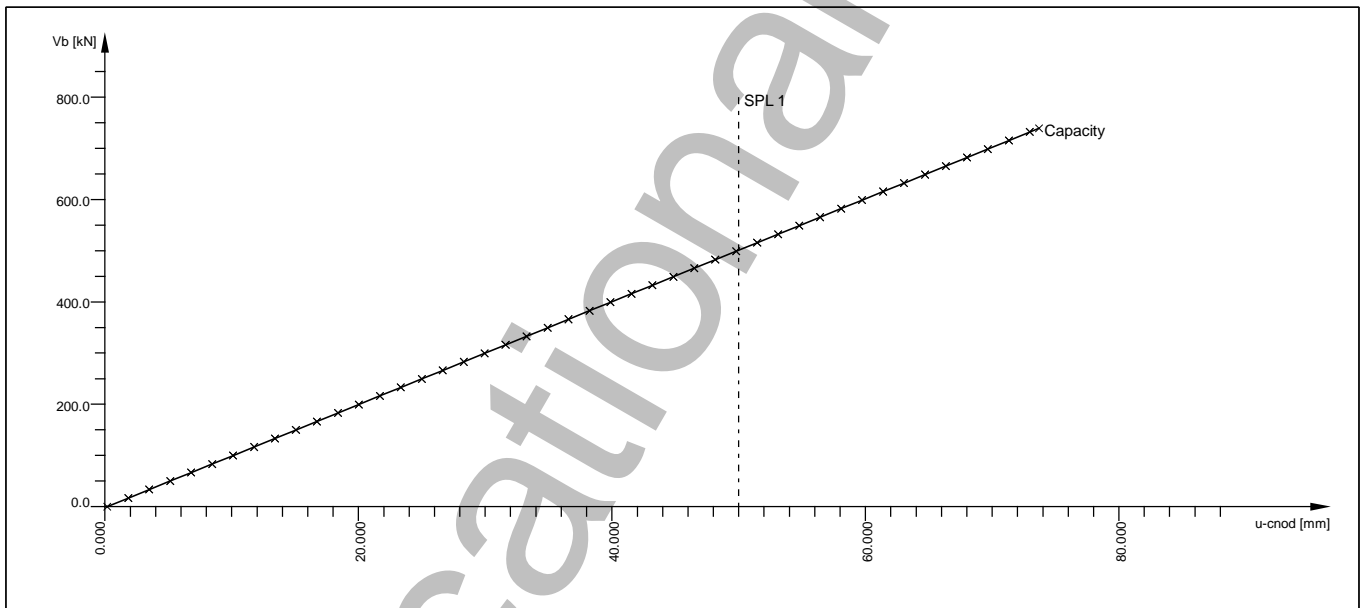
pushover
 Structural Performance

Load Case 2001 VB-U
 Factor forces and moments 1.000

Pushover Analysis

Analysis		Base Shear - Control Node Displ. Diagram	
Control node	CNOD		8
Viscous structural damping	DSTR	[o/o]	-
Capacity:			
Loading pattern	LCC0		1001
First load case	LCC1		1101
Number of load cases	NLCC		46
Demand:			
Loadcase	LCDM		-
Structural Performance Limits:			
	SPL1	[mm]	50.000
	SPL2	[mm]	100.000
	SPL3	[mm]	200.000
	SPL4	[mm]	-
	SPL5	[mm]	-
Equivalent SDOF System Properties:			
Participation factor	$\Gamma = iT \cdot M \cdot \Phi / m$		-11.67467
Eigenvector at control node	Φ_{cnod}		0.10956
Generalized modal mass	$m = \Phi T \cdot M \cdot \Phi$		0.99701

SOFISTIK AG - www.sofistik.de



Vb - u Diagram

Pushover Analysis - Statistics

LCC	u-cnod	Vb	SPL
[-]	[mm]	[kN]	[-]
1101	0.186	0.1	<I
1102	1.840	16.7	<I
1103	3.493	33.4	<I
1104	5.147	50.0	<I
1105	6.801	66.6	<I
1106	8.455	83.3	<I
1107	10.109	99.9	<I
1108	11.763	116.5	<I
1109	13.417	133.1	<I
1110	15.071	149.8	<I
1111	16.725	166.4	<I
1112	18.379	183.0	<I
1113	20.033	199.7	<I
1114	21.687	216.3	<I
1115	23.341	232.9	<I

pushover
 Structural Performance

Pushover Analysis - Statistics

LCC [-]	u-cnod [mm]	Vb [kN]	SPL [-]
1116	24.995	249.5	<I
1117	26.649	266.2	<I
1118	28.303	282.8	<I
1119	29.957	299.4	<I
1120	31.612	316.1	<I
1121	33.266	332.7	<I
1122	34.920	349.3	<I
1123	36.574	365.9	<I
1124	38.228	382.6	<I
1125	39.882	399.2	<I
1126	41.536	415.8	<I
1127	43.191	432.4	<I
1128	44.845	449.1	<I
1129	46.499	465.7	<I
1130	48.153	482.3	<I
1131	49.808	499.0	<I
1132	51.462	515.6	I-II
1133	53.116	532.2	I-II
1134	54.770	548.8	I-II
1135	56.424	565.5	I-II
1136	58.079	582.1	I-II
1137	59.733	598.7	I-II
1138	61.387	615.4	I-II
1139	63.042	632.0	I-II
1140	64.696	648.6	I-II
1141	66.350	665.2	I-II
1142	68.004	681.9	I-II
1143	69.659	698.5	I-II
1144	71.313	715.1	I-II
1145	72.967	731.8	I-II
1146	73.700	739.1	I-II

LCC capacity load case ; "PP": performance point
 u-cnod control node displacement
 Vb base shear
 SPL structural performance limit

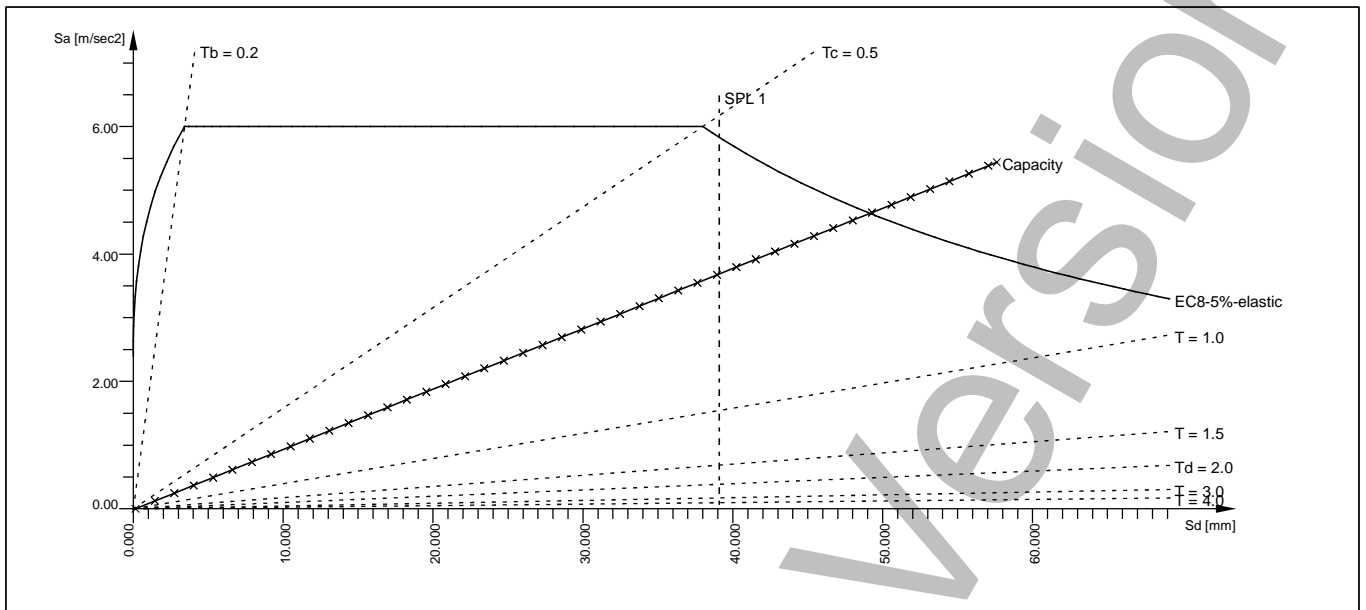
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Load Case 2002 A-D
 Factor forces and moments 1.000

Pushover Analysis

Analysis		Spectral Accel. - Spectral Displ. Diagram	
Control node	CNOD		8
Viscous structural damping	DSTR	[o/o]	-
Capacity:			
Loading pattern	LCC0		1001
First load case	LCC1		1101
Number of load cases	NLCC		46
Demand:			
Loadcase	LCDM		101
Structural Performance Limits:			
	SPL1	[mm]	50.000
	SPL2	[mm]	100.000
	SPL3	[mm]	200.000
	SPL4	[mm]	-
	SPL5	[mm]	-
Equivalent SDOF System Properties:			
Participation factor	$\Gamma = iT \cdot M \cdot \Phi / m$		-11.67467
Eigenvector at control node	Φ_{cnod}		0.10956
Generalized modal mass	$m = \Phi^T \cdot M \cdot \Phi$		0.99701

pushover
 Structural Performance



A - D Diagram

Pushover Analysis - Statistics

LCC [-]	u-cnod [mm]	Vb [kN]	Sd [mm]	Sa [m/sec ²]	SPL [-]
1101	0.186	0.1	0.145	0.00	<I
1102	1.840	16.7	1.438	0.12	<I
1103	3.493	33.4	2.731	0.25	<I
1104	5.147	50.0	4.024	0.37	<I
1105	6.801	66.6	5.317	0.49	<I
1106	8.455	83.3	6.610	0.61	<I
1107	10.109	99.9	7.903	0.74	<I
1108	11.763	116.5	9.196	0.86	<I
1109	13.417	133.1	10.490	0.98	<I
1110	15.071	149.8	11.783	1.10	<I
1111	16.725	166.4	13.076	1.22	<I
1112	18.379	183.0	14.369	1.35	<I
1113	20.033	199.7	15.662	1.47	<I
1114	21.687	216.3	16.955	1.59	<I
1115	23.341	232.9	18.248	1.71	<I
1116	24.995	249.5	19.541	1.84	<I
1117	26.649	266.2	20.835	1.96	<I
1118	28.303	282.8	22.128	2.08	<I
1119	29.957	299.4	23.421	2.20	<I
1120	31.612	316.1	24.714	2.33	<I
1121	33.266	332.7	26.007	2.45	<I
1122	34.920	349.3	27.301	2.57	<I
1123	36.574	365.9	28.594	2.69	<I
1124	38.228	382.6	29.887	2.82	<I
1125	39.882	399.2	31.180	2.94	<I
1126	41.536	415.8	32.473	3.06	<I
1127	43.191	432.4	33.767	3.18	<I
1128	44.845	449.1	35.060	3.30	<I
1129	46.499	465.7	36.353	3.43	<I
1130	48.153	482.3	37.646	3.55	<I
1131	49.808	499.0	38.940	3.67	<I
1132	51.462	515.6	40.233	3.79	I-II
1133	53.116	532.2	41.526	3.92	I-II
1134	54.770	548.8	42.820	4.04	I-II
1135	56.424	565.5	44.113	4.16	I-II
1136	58.079	582.1	45.406	4.28	I-II
1137	59.733	598.7	46.700	4.41	I-II
1138	61.387	615.4	47.993	4.53	I-II
1139	63.042	632.0	49.286	4.65	I-II
1140	64.696	648.6	50.580	4.77	I-II

pushover
 Structural Performance

Pushover Analysis - Statistics

LCC	u-cnod	Vb	Sd	Sa	SPL
[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[m/sec ²]	[-]
1141	66.350	665.2	51.873	4.90	I-II
1142	68.004	681.9	53.166	5.02	I-II
1143	69.659	698.5	54.460	5.14	I-II
1144	71.313	715.1	55.753	5.26	I-II
1145	72.967	731.8	57.046	5.38	I-II
1146	73.700	739.1	57.619	5.44	I-II

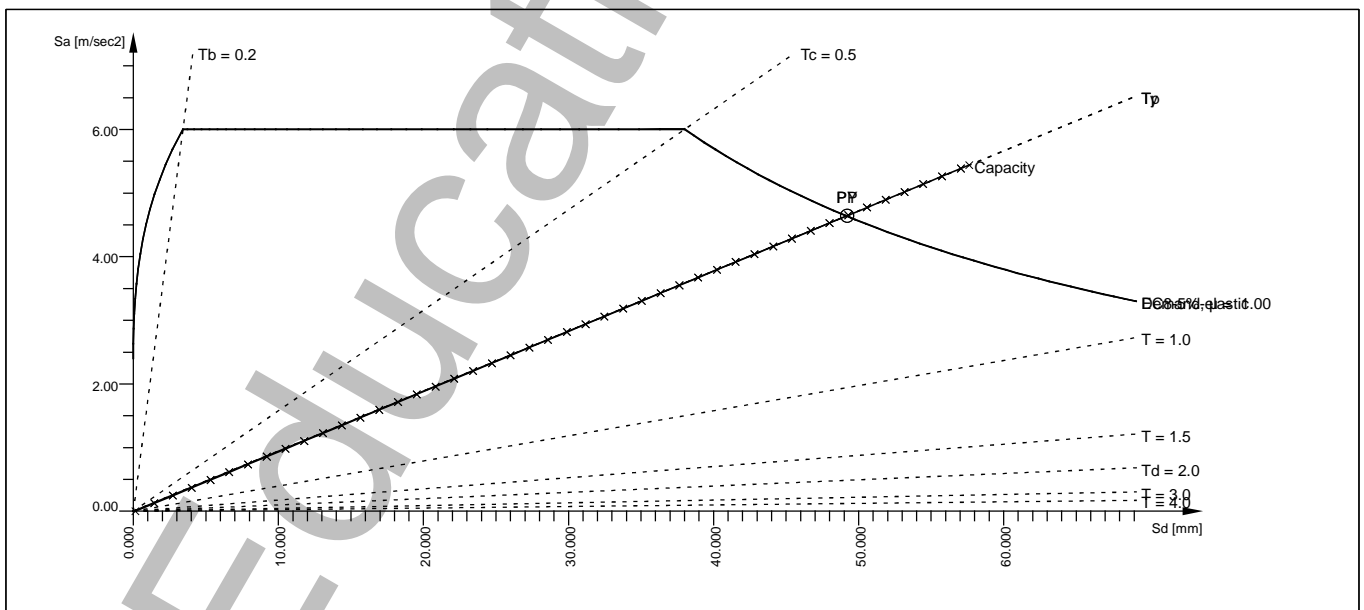
LCC capacity load case ; "PP": performance point
 u-cnod control node displacement
 Vb base shear
 Sd spectral displacement
 Sa spectral acceleration
 SPL structural performance limit

Load Case 2011 EC8-EC8
 Factor forces and moments 1.000

Pushover Analysis

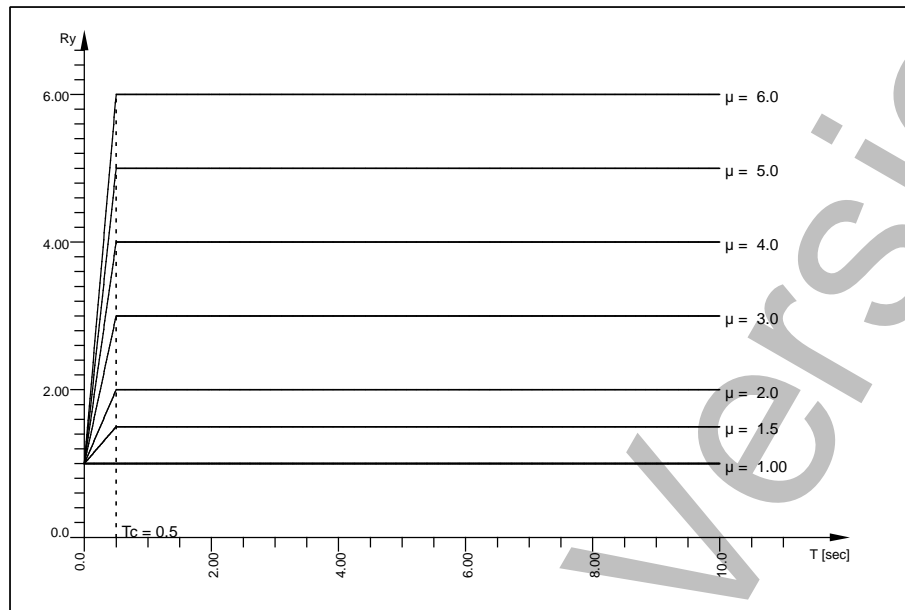
Analysis	Eurocode 8		
Control node	CNOD		8
Viscous structural damping	DSTR	[o/o]	-
Capacity:			
Loading pattern	LCC0		1001
First load case	LCC1		1101
Number of load cases	NLCC		46
Demand:			
Loadcase	LCDM		101
Structural Performance Limits:			
	SPL1	[mm]	100.000
	SPL2	[mm]	150.000
	SPL3	[mm]	250.000
	SPL4	[mm]	-
	SPL5	[mm]	-
Equivalent SDOF System Properties:			
Participation factor	$\Gamma = iT*M*\Phi/m$		-11.67467
Eigenvector at control node	Φ_{cnod}		0.10956
Generalized modal mass	$m = \Phi T * M * \Phi$		0.99701

SOFISTIK AG - www.sofistik.de



EC8: A - D Capacity-Demand-Diagram

pushover
 Structural Performance



EC8: Ry - μ - T Spectrum

Pushover Analysis - Results

μ [-]	R_{yy}, R_{yp} [-]	T_y, T_p [sec]	S_{dy}, S_{dp} [mm]	S_{ay}, S_{ap} [m/sec ²]	u_y, u_p [mm]	V_{by}, V_{bp} [kN]
0.999	0.999	0.65	49.201	4.64	62.933	631.2
	0.999	0.65	49.222	4.64	62.959	631.2

μ displacement ductility factor
 R_{yy}, R_{yp} reduction factors due to ductility at yielding and performance point
 T_y, T_p periods associated with yielding and performance point
 S_{dy}, S_{dp} spectral displacements at yielding and performance point
 S_{ay}, S_{ap} pseudo spectral accelerations at yielding and performance point
 u_y, u_p control node displacements at yielding and performance point
 V_{by}, V_{bp} base shears at yielding and performance point

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Pushover Analysis - Statistics

LCC [-]	u-cnod [mm]	Vb [kN]	Sd [mm]	Sa [m/sec ²]	SPL [-]
1101	0.186	0.1	0.145	0.00	<I
1102	1.840	16.7	1.438	0.12	<I
1103	3.493	33.4	2.731	0.25	<I
1104	5.147	50.0	4.024	0.37	<I
1105	6.801	66.6	5.317	0.49	<I
1106	8.455	83.3	6.610	0.61	<I
1107	10.109	99.9	7.903	0.74	<I
1108	11.763	116.5	9.196	0.86	<I
1109	13.417	133.1	10.490	0.98	<I
1110	15.071	149.8	11.783	1.10	<I
1111	16.725	166.4	13.076	1.22	<I
1112	18.379	183.0	14.369	1.35	<I
1113	20.033	199.7	15.662	1.47	<I
1114	21.687	216.3	16.955	1.59	<I
1115	23.341	232.9	18.248	1.71	<I
1116	24.995	249.5	19.541	1.84	<I
1117	26.649	266.2	20.835	1.96	<I
1118	28.303	282.8	22.128	2.08	<I
1119	29.957	299.4	23.421	2.20	<I
1120	31.612	316.1	24.714	2.33	<I
1121	33.266	332.7	26.007	2.45	<I
1122	34.920	349.3	27.301	2.57	<I
1123	36.574	365.9	28.594	2.69	<I
1124	38.228	382.6	29.887	2.82	<I
1125	39.882	399.2	31.180	2.94	<I
1126	41.536	415.8	32.473	3.06	<I
1127	43.191	432.4	33.767	3.18	<I
1128	44.845	449.1	35.060	3.30	<I
1129	46.499	465.7	36.353	3.43	<I
1130	48.153	482.3	37.646	3.55	<I

pushover

Structural Performance

Pushover Analysis - Statistics

LCC [-]	u-cnod [mm]	Vb [kN]	Sd [mm]	Sa [m/sec ²]	SPL [-]
1131	49.808	499.0	38.940	3.67	<I
1132	51.462	515.6	40.233	3.79	<I
1133	53.116	532.2	41.526	3.92	<I
1134	54.770	548.8	42.820	4.04	<I
1135	56.424	565.5	44.113	4.16	<I
1136	58.079	582.1	45.406	4.28	<I
1137	59.733	598.7	46.700	4.41	<I
1138	61.387	615.4	47.993	4.53	<I
PP	62.959	631.2	49.222	4.64	<I
1139	63.042	632.0	49.286	4.65	<I
1140	64.696	648.6	50.580	4.77	<I
1141	66.350	665.2	51.873	4.90	<I
1142	68.004	681.9	53.166	5.02	<I
1143	69.659	698.5	54.460	5.14	<I
1144	71.313	715.1	55.753	5.26	<I
1145	72.967	731.8	57.046	5.38	<I
1146	73.700	739.1	57.619	5.44	<I

LCC capacity load case ; "PP": performance point
 u-cnod control node displacement
 Vb base shear
 Sd spectral displacement
 Sa spectral acceleration
 SPL structural performance limit

Actions

type	part	sup	Title	γ -u	γ -f	γ -a	ψ -0	ψ -1	ψ -2	ψ -1'
G	G	perm	dead load	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Q	cond	variable load	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
			Reduction coefficient		xsi	0.850				

