Tampereen yliopisto

Petri Kankaanpää

JÄLKIJÄNNITETYN BETONIPALKIN PILARILIITOKSEN TOIMINTA PYSÄKÖINTIRAKENNUKSISSA

Diplomityö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
Huhtikuu 2020

TIIVISTELMÄ

Petri Kankaanpää: Jälkijännitetyn betonipalkin pilariliitoksen toiminta pysäköintirakennuksissa
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
Huhtikuu 2020

Pysäköintirakennukset ovat isoja rakennekokonaisuuksia, joissa rakenteet altistuvat suurille rasituksille. Tilan käytännöllisistä syistä pystyrakenteiden tulee viedä mahdollisimman vähän tilaa ja jännevälien on oltava pitkiä. Jälkijännitetyt betonipalkit ovat vaakarakenteiksi kilpailukykyinen ratkaisu, sillä niillä saavutetaan pitkät jännevälit suhteellisen pienellä rakennekorkeudella. Jälkijännitetyt rakenteet ovat säilyvyydeltään ja huoltokustannuksiltaan erinomainen rakenne pysäköintirakennuksiin.

Tässä tutkimuksessa selvitettiin erilaisia liitosvaihtoehtoja jälkijännitettyjen palkkien pilariliitoksiin. Liitoksia käsitellään usein laskennallisesti nivelinä tai jäykkinä liitoksina. Tutkimuksessa pohdittiin liitoksen valinnan vaikutusta rakennekokonaisuuteen. Rakenteen jäykistystapa rajaa liitosvaihtoehtoja.

Palkin suuntaisista muodonmuutoksista aiheutuu pakkovoimia pilariliitoksiin. Betonirakenteissa on aina huomioitava kutistuman ja viruman vaikutus. Pitkä betonipalkki venyy lämpötilan muuttuessa useita millimetrejä. Lisäksi jännittäessä betonirakennetta puristetaan aksiaalisesti. Vaakasuuntaiset liikkeet aiheuttavat pilariin merkittäviä vaakakuormia, mikäli niitä ei pystytä sivuuttamaan. Pilarit on mahdollista raudoittaa näille kuormille, jotta halkeamia ei synny. Toinen vaihtoehto on käyttää työnaikaista tai pitkäaikaista laakeria, joka sallii palkin liikkeen välittämättä siitä kuormitusta pilarille. Jälkijännitettyjä palkkeja käyttäessä rakenne jäykistetään usein kehäjäykistyksellä. Riittävä määrä jäykkiä liitoksia mahdollistaa rakenteen tasapainon säilymisen kehän suunnassa.

Kumilevylaakeri mahdollistaa kuormien tasaisen jakautumisen palkilta pilarille. Riittävän paksu laakeri sallii palkin kiertymisen ilman kuormituspisteen huomattavaa siirtymistä. Kumin ja betonin kimmoiset ominaisuudet mahdollistavat liitoksen rasituksista seuraavien muodonmuutosten tapahtumisen kokonaan laakerissa betonin sijaan. Tämä vähentää merkittävästi betonin halkeilua liitosalueella.

Tässä tutkimuksessa vertailtiin elementtimenetelmään perustuvalla ohjelmalla liitoksen jäykkyysominaisuuksien muuttamisen vaikutusta pilarin kuormituksiin. Kirjallisessa osiossa keskityttiin ensisijaisesti pystykuormien sekä palkin pituuden muutosten vaikutuksiin. Esimerkkirakenteet, joilla liitosominaisuuksia vertaillaan, ovat kaksiaukkoinen pihakansirakenne ja kolmikerroksinen pysäköintitalo. Niihin on kohdistettu asianmukaiset kuormat.

Rakenneanalyysin tulosten mukaan on tehty vertailua eri liitostyyppien pilarille välittyvästä momenttirasituksesta. Jäykkä liitos osoittautui selvästi raskaimmaksi pilarin momenttien kannalta. Sopivan kokoisella pitkäaikaisella laakerilla pilarin momentit muistuttavat lähes nivelellisesti tuetun pilarin momentteja. Pitkäaikaisen laakerin puristuskestävyyden tai kiertymärajan ylittyminen heikentävät sen ominaisuuksia kuitenkin selvästi. Työnaikaisen liukulaakerin käyttö liitoksessa vähentää palkin muodonmuutoksista syntyvää momenttia pilareissa. Liukulaakerin edut korostuvat etenkin pitkissä rakenteissa, ja se on suhteellisen halpa keino keventää pilarin momenttirasitusta.

Avainsanat: pysäköintirakennus, jälkijännitetty palkki, pilariliitos

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

ABSTRACT

Petri Kankaanpää: Functioning of a post-tensioned beam-to-column joint in parking structures
Master of Science Thesis
Tampere University
Master's Degree Programme in Civil Engineering
April 2020

Parking buildings are large structures in which the structures are exposed to high loads. For practical reasons, vertical structures should take as little space as possible and spans should be as long as possible. Post-tensioned concrete beams are a competitive solution for horizontal structures, as they achieve long spans at relatively low construction height. Post-tensioned beams are an excellent supporting structure for parking buildings in terms of durability and maintenance costs.

In this thesis, various joint options for post-tensioned beams were studied. Joints are often simplified as hinges or rigid joints during structural design. The impact of the choice of the joint on the structure was considered. The method of stiffening the structure limits the joint options.

Restrained forces caused by deformations of the beam are imposed on the column's joint. Concrete structures must always consider the effect of shrinkage and creep. A long concrete beam stretches several millimeters with a change in temperature. During post-tensioning the concrete structure is compressed axially. Horizontal movements create significant horizontal loads on the column if they cannot be sidelined. It is possible to reinforce the columns for these loads to prevent cracking. The second option is to use either a short-term slide sheet or a long-term bearing pad, which allows horizontal movement of the beam, without causing load to the column. The structure is often stiffened by portal frames when post-tensioned beams are used. A sufficient number of rigid joints allows stiffening the structure in the direction of the portal frame.

A rubber bearing pad allows distributing the loads evenly from the beam to the column. A sufficiently thick bearing pad allows the beam to rotate without a significant displacement of the load resultant. The elastic properties of rubber and concrete allow deformations from the stresses of the joint to occur completely in the bearing pad instead of the concrete. This will significantly reduce cracking of the concrete in the joint area.

This study compared the effect of changing the stiffness properties of the joint on the loads of the structure using FEM design. The theory section focused primarily on the effects of vertical loads and deformations of the beam. The example structures used to compare the connection characteristics are a two-span yard deck structure and a three-story car park. Appropriate loads were imposed on the structures.

According to the results of the structural analysis, a comparison has been made of the bending moment transferred to the columns using different joint types. A rigid joint proved to be clearly the heaviest support for the column regarding the bending moment. With a long-term bearing of a suitable size, the moments of the column almost resemble the moments of a hinged column. Exceeding the bearing's limit to compression or rotation clearly impairs its properties. The use of a short-term slide sheet in the joint reduces the bending moment of the columns caused by the deformation of the beam. The advantages of the slide sheet are especially highlighted in long structures and it is a relatively cheap method to reduce stress from bending moment.

Keywords: parking structure, post-tensioned beam, column joint

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty A-Insinöörit Suunnittelu Oy:lle. Työn ohjaajana toimi DI Tarja Nakari A-Insinöörien suunnittelutoimistolta. Työn tarkastajina ja ohjaajina Tampereen yliopistolta toimivat professori Anssi Laaksonen ja DI Ulla Kytölä.

Haluan kiittää A-Insinöörien Tampereen suunnittelutoimistoa diplomityön aiheesta sekä työtä edistävän työympäristön tarjoamisesta. Suuret kiitokset kaikille ohjaajille työtä varten antamistanne neuvoista ja ideoista. Kiitos myös kaikille A-Insinööreille, jotka antoivat neuvoja työn aikana aina kun niitä tarvitsin. Erityiskiitos A-Insinöörien Sami Hokkaselle avusta FEM-mallien tekemisessä. Lopuksi haluan kiittää avopuolisoani Annaa, perhettäni ja kaikkia ystäviäni projektin aikana saamastani tuesta.

Tampereella, 28.4.2020

Petri Kankaanpää

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO ... 1
    1.1 Tutkimuksen tausta ... 1
    1.2 Tutkimuksen tavoitteet ja rajaukset ... 2
    1.3 Tutkimusongelmat ... 2
    1.4 Tutkimuksen rakenne ... 3
2. TUTKITTAVAT RAKENTEET ... 4
    2.1 Pysäköintirakennukset ... 4
    2.2 Paikallavalurakenteen jälkijännitys ... 7
    2.3 Havaintoja kohteista ... 9
3. PYSÄKÖINTIRAKENNUKSEN RAKENNEMALLI ... 13
    3.1 Rakenteen jäykistäminen ... 13
    3.2 Liitostyypit ... 17
    3.3 Kuormat ... 21
        3.3.1 Rakenteiden omapaino ... 21
        3.3.2 Hyötykuormat ... 21
        3.3.3 Lumikuorma ... 22
        3.3.4 Lisävaakavoima ... 26
        3.3.5 Lämpölaajeneminen ... 27
        3.3.6 Jännevoima ... 28
        3.3.7 Tuulikuorma ... 29
        3.3.8 Kuormien yhteisvaikutus ... 31
4. BETONIRAKENTEINEN KEHÄ ... 33
    4.1 Materiaaliominaisuudet ... 33
        4.1.1 Betoni ... 33
        4.1.2 Jänneteräs ... 39
        4.1.3 Harjateräs ... 40
    4.2 Rakennuslaakerit ... 41
    4.3 Liitokset mekaniikassa ... 43
    4.4 Kumilevylaakerin käyttö kehärakenteessa ... 45
    4.5 Liitoksen rasitukset ... 51
5. LASKENNALLINEN TARKASTELU ... 54
    5.1 Liitoksen jäykkyysominaisuudet ... 54
    5.2 FEM-mallin luominen ... 61
    5.3 RFEM-laskentamallit ... 61
6. TULOSTEN ANALYYSI ... 66
    6.1 Pihakansirakenteen laskennalliset tulokset ... 66
    6.2 Pysäköintitalon laskennalliset tulokset ... 71
    6.3 Tulosten tulkinta ... 75

7. YHTEENVETO 78
7.1 Tutkimus ja johtopäätökset 78
7.2 Jäykkä liitos 79
7.3 Pitkäaikainen laakeri liitoksessa 79
7.4 Työnaikainen liukulaakeri liitoksessa 80
LÄHTEET 82
LIITELUETTELO 85

KUVALUETTELO

Kuva 1: Suorakaidepysäköinnin dimensioita [23, s. 4] 4
Kuva 2: Pilarijaon esimerkki suorakulmaisessa pysäköinnissä [23, s. 5] 5
Kuva 3: Pysäköintirakennuksen rasitusluokat [6, s. 62] 6
Kuva 4: Jännitetyn betonipalkin jännitykset jännevälin keskellä [21, s.7] 8
Kuva 5: Jälkijännitetyn palkin rakenne [4] 8
Kuva 6: Pilarin ylänurkan lohkeilu työn aikana 10
Kuva 7: Esimerkki pilarin pääteräksistä liitosalueella 10
Kuva 8: Esimerkki terästen läpiviennistä liitosalueella 11
Kuva 9: Tuen jäykkyyden vaikutus halkeamiseen [2] 13
Kuva 10: Kehäjäykistyksen periaate [3, s. 19] 15
Kuva 11: Mastopilarijäykistyksen periaate [3, s. 14] 15
Kuva 12: Seinäjäykistyksen periaate [3, s. 15] 16
Kuva 13: Tutkittavat rakennemallit 17
Kuva 14: Jälkijännitetyn palkin periaateliitoksia 19
Kuva 15: Pilarin vaakasuuntainen halkeama liitosalueella [34] 20
Kuva 16: Katon lumikuorma korkeamman rakennuksen vieressä [19, s. 40] 24
Kuva 17: Lumikuorman muotokerroin esteen vieressä [19, s. 42] 24
Kuva 18: Lumen ominaisarvo maan pinnalla suomessa [31, s. 15] 26
Kuva 19: Lämpötilajakauman perustapaukset [8, s. 24] 28
Kuva 20: Puuskanopeuspaineen määritys [32, s.136] 29
Kuva 21: Rakennuksen pintoihin kohdistuva paine [32, s. 139] 30
Kuva 22: Virumaluvun määrittäminen [9, s. 32] 37
Kuva 23: Tartunnaton jänne [24, s. 553] 40
Kuva 24: Pitkäaikaisen laakerin rakenne [12] 42
Kuva 25: Yhden ja kahden arvoisia tukilaitteita [28, s. 22] 43
Kuva 26: Kahden, kolmen ja kuuden arvoisia tukilaitteita [28, s. 23] 44
Kuva 27: Kumilevyssä tapahtuvat muodonmuutokset [16, s. 16] 46
Kuva 28: Puristetun kumin kimmokertoimen riippuvuus muototekijästä [10, s. 230] 47
Kuva 29: Palkin taipumasta seuraava tasauslevyn muodonmuutos [36, s. 3] 49
Kuva 30: Laakerin kokoonpuristuma ja leikkaussiirtymä [16, s. 3] 52
Kuva 31: Kutistuman ja viruman kehittyminen ajan suhteen [22] 55
Kuva 32: Esimerkkilaakerin puristusjännityksen ja kokoonpuristuman suhde [22] 57
Kuva 33: Kimmokertoimen suuruuden muutos kuormituksen kasvaessa [11] 60
Kuva 34: Kaksiaukkoisen pihakannen FEM-malli 62
Kuva 35: Kuuden kehän FEM-malli vaakakuormien tutkimiseen 63
Kuva 36: Kolmikerroksisen rakenteen FEM-malli 64

TAULUKKOLUETTELO

Taulukko 1: Esimerkkikohteita jälkijännitetyistä pihakansirakenteista 11
Taulukko 2: Esimerkkikohteita jälkijännitetyistä pysäköintitaloista 12
Taulukko 3: Rakennusten liikennöinti- ja paikoitusalueet [35, s. 40] 22
Taulukko 4: Liikennöintialueiden hyötykuormat [35, s. 40] 22
Taulukko 5: Lumikuorman muotokertoimien arvot [19, s. 30] 23
Taulukko 6: Tuulensuojaisuuskertoimen määritys [19, s.28] 25
Taulukko 7: Kuormien mitoitusarvot murtorajatilassa [30, s. 20] 31
Taulukko 8: Kuormien yhdistelykertoimet rakennuksille [30, s. 18] 32
Taulukko 9: Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet [9, s. 30] 34
Taulukko 10: Kertoimen kh arvoja [9, s. 33] 35
Taulukko 11: Kumin materiaaliomianaisuuksia [10, s. 229] 48
Taulukko 12: Laskennassa käytettyjen laakerien ominaisuudet 56
Taulukko 13: Lukkiutuvan laakerin tuloksia 59
Taulukko 14: Pihakansirakenteen 2D-mallin tuloksia 66
Taulukko 15: Pihakansirakenteen 3D-mallin nurkkapilarin tuloksia 69
Taulukko 16: 3-kerroksisen rakenteen ylänurkkaliitoksen tutkimuksen tuloksia 72
Taulukko 17: 3-kerroksisen rakenteen pilariliitosten tuloksia 74

LYHENTEET JA MERKINNÄT

Lyhenteet

EN	eurooppalainen suunnittelustandardi
FEM	elementtimenetelmä (Finite Element Method)
RFEM	FEM-ohjelma

Kreikkalaiset kirjaimet

α	kerroin
β	kerroin
γ	tilavuuspaino
γ_s	leikkausmuodonmuutos
Δ	muutos
ε	suhteellinen muodonmuutos
θ	kiertymäkulma
θ_i	epätarkkuus
μ	muotokerroin
σ	puristusjännitys
τ	leikkausjännitys
ν	Poissonin luku
φ	virumaluku
ψ	yhdistelykerroin

Latinalaiset isot kirjaimet

A	pinta-ala
C	kerroin
E	kimmomoduuli, kimmokerroin
L	jänneväli
G	liukumoduuli
G_k	pysyvä kuorma
H	vaakavoima
H_d	vaarnavoima
H_i	lisävaakavoima
I	neliömomentti
K	kerroin
M	momentti
N	pistevoima
P	pistevoima
T	lämpötila
Q	muuttuva kuorma
S	muototekijä

Latinalaiset pienet kirjaimet

a	pituus
b	leveys
c	kerroin

d	pituus
e	epäkeskisyys
f_{ck}	betonin lieriölujuuden ominaisarvo
f_{cd}	betonin lieriölujuuden mitoitusarvo
f_{cm}	betonin keskimääräinen puristuslujuus
f_{yd}	teräksen mitoituslujuus
h	korkeus
h_r	kumin kovuus
k_0	nurjahduspituuden kerroin
k_h	kerroin
l_s	kinostumispituus
q_p	puuskanopeuspaine
s	lumikuorma
t_n	paksuus
t	aika
u	piiri
w	tuulenpaine

Muu merkintä

Ø	halkaisija

1. JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Pysäköintirakennusten kysyntä kasvaa kaupunkien tiivistyessä. Kerrostalojen läheisyyteen tarvitaan riittävä määrä autopaikkoja asukasta kohden. Parkkipaikkoja saadaan tehokkaasti pysäköintirakennuksiin, jotka voidaan tarpeen vaatiessa rakentaa osittain tai kokonaan maanpinnan alle. Pihakansilla tonttien tila saadaan käytettyä tehokkaasti sijoittamalla pysäköintitila esimerkiksi sisäpihan alle.

Pysäköintirakennusten dimensioiden ja kestävyysvaatimusten vuoksi jälkijännittäminen on kustannustehokas ratkaisu. Jännittäminen mahdollistaa pidemmät jännevälit hoikilla ja matalilla betonirakenteilla. Jälkijännitetty paikallavalurakenne taipuu ja halkeilee erittäin vähän, joten se on kestävyydeltään ja käyttökustannuksiltaan pysäköintirakennuksiin todella kilpailukykyinen menetelmä.

Betonirakenteissa tapahtuu muodonmuutoksia sen elinkaaren aikana. Betoni kutistuu, viruu ja venyy lämpötilan vaikutuksesta. Nämä vaikutukset korostuvat laajoissa betonirakenteissa, kuten pysäköintirakennusten palkeissa. Jännittäessä betoniin kohdistetaan puristusjännitys, mikä aiheuttaa rakenteeseen kokoonpuristumaa. Jännityksen alkuvaiheessa rakenne taipuu hieman ylöspäin, kun rakenteella ei ole oman painon lisäksi muita kuormia. Kyseisten muodonmuutosten huomiointi ja hallinta on oleellista liitosalueella. Hallintaan on erilaisia keinoja, mutta sen unohtaminen saattaa aiheuttaa rakenteeseen halkeilua liitosalueen lähellä. Laakereilla voidaan sallia joidenkin muodonmuutosten tapahtuminen. Laakerien tärkeimpiä ominaisuuksia liitosalueen toiminnassa ovat puristuskestävyys sekä kiertymis- ja liukumisvara. Ne ehkäisevät palkin kiertymisen ja kokoonpuristumisen aiheuttamia halkeamia.

Tässä tutkimuksessa keskitytään kahteen pysäköintirakennusten tyyppitapaukseen, jotka ovat pihakansirakenne ja monikerroksinen pysäköintitalo. Niissä rakennuksen runkona toimivat pilarit ja palkit kehärakenteena. Tutkimuksessa käydään läpi vaihtoehtoja pilarin ja palkin liitoksiin, sekä pohditaan niiden vaikutusta koko rakenteen toimintaan. Liitos on mahdollista toteuttaa täysin jäykkänä, jolloin rakenteen jäykistys helpottuu. Jäykkä liitos vaatii paljon terästä, eikä se salli muodonmuutosta betonin liikehdinnästä halkeilematta. Nivelellinen liitos pienentää pilarin momenttirasituksia tehden siitä kustan-

nustehokkaamman, mutta ideaalista niveltä on käytännössä mahdotonta toteuttaa. Laakeroidun liitoksen välittämä momenttirasitus on monimutkaisempi kuin yksinkertaistetulla liitostyypillä. Liitos välittää kuormat palkilta pilarille, joten sen toiminnan ymmärtäminen on tärkeää myös pilarin mitoituksen kannalta.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet ja rajaukset

Toisinaan rakennushankkeissa käytetään erillistä punossuunnittelijaa, jolloin rakennesuunnittelijan kanssa tulee olla yhteinen näkemys rakennuksen kokonaisuudesta. Eriävät näkemykset vaikeuttavat muun muassa rakenteen jäykistystä. Tässä tutkimuksessa haetaan selkeyttä jälkijännitettyjen betonipalkkien liitosvaihtoehtoihin ja niiden toimintaan. Lisäksi tutkimuksessa selvitetään tyypillisiä laakereita pysäköintirakennusten pilaripalkkiliitoksiin, sekä niiden hyviä ja huonoja puolia. Liitoksen valinnassa huomioidaan rakenteen kokonaisstabiliteetti sekä taloudellisuus. Tutkimuksessa arvioidaan voimien jakautumista pilarissa erilaisilla liitoksilla FEM-ohjelmaa käyttäen. Tavoitteena on tuottaa oleelliset asiat sisältävä tietopaketti, joka helpottaa jälkijännitettyjen betonirakenteiden suunnittelijoita liitoksen ja laakerin valinnassa.

Tutkimus keskittyy vain erillisiin pysäköintirakennuksiin. Tutkimuksen ulkopuolelle jäävät rakennukset, joissa pysäköintirakennus on osa toista rakennusta. Toimitilojen, hallien ja siltojen jännitettyjä betonipalkkien liitoksia ei käsitellä tässä tutkimuksessa. Tutkimuksessa ei käsitellä suurille vaakasuuntaisille kuormille, kuten maanpaineelle, altistuvia rakenteita. Onnettomuustilanteet ja niiden kuormat jätetään tutkimuksen ulkopuolelle. Tutkimuksessa pyritään keskittymään liitoksen välittämiin voimiin sekä mahdollisiin muodonmuutoksiin ja siirtymiin. Itse palkin tai pilarin mitoitusta ei käsitellä, vaan voimia, jotka siirtyvät liitoksen kautta. Tutkimuksessa käsitellään laakereita ja niiden voiman välittämistä, mutta laakereiden mitoitusta ei käsitellä.

1.3 Tutkimusongelmat

Tutkimuksessa halutaan selvittää eri liitostyyppien vaikutusta koko rakenteen toimintaan. Rakenteen kokonaisuus tulee huomioida liitoksen valinnassa. Esimerkiksi jäykkä pilaripalkkiliitos voi toimia osana koko rakenteen jäykistystä. Tutkimuksessa selvitetään, miten jäykistys rajaa liitosvaihtoehtoja. Taloudelliset syyt korostuvat usein suunnittelukohteissa, joten liitoksen kustannuksia vertaillaan laskennallisten tulosten yhteydessä. Tutkimuksessa selvitetään, miten suunnittelija voi rakenteen ehdoilla valita kustannustehokkaan ja toimivan ratkaisun. Tutkimuksessa käydään suunnittelun näkökulmasta läpi asiat, jotka liitoksen valinnassa tulee huomioida. Tutkimuksen laskennallisen osuuden tavoitteena on tuoda ilmi, miten eri liitokset välittävät momenttia.

Yksinkertaistetun liitoksen voimien välitys on helppo laskea etenkin tietokoneohjelmilla, mutta liitoksen todellinen toiminta on hankala selvittää. Tämä on ongelmallista etenkin nivelelliseen liitokseen pyrkiessä. Teoreettinen nivel ei välitä lainkaan momenttia liitoksen yli. Toteutettavat liitokset välittävät kuitenkin aina momenttia, joten ne ovat osittain jäykkiä liitoksia. Laakerin toiminta liitoksessa ei ole lineaarista, mikä vaikeuttaa liitoksen välittämän momentin tulkintaa. Teoria- ja laskentaosuus kuuvavat, miten laakeroitu liitos toimii momentin välityksessä rakenneosalta toiselle. Momentilla on suuri vaikutus pilarin raudoitukseen ja poikkileikkaukseen. Hallitsemalla momentin välittyminen liitoksessa pilarin mitoitusta saadaan optimoitua.

1.4 Tutkimuksen rakenne

Luku kaksi käsittelee tutkimukseen johtaneita taustoja ja syitä. Luvussa käsitellään tutkittavia pysäköintirakennuksia, niiden vaatimuksia ja rasitusluokkia. Siinä käsitellään myös jälkijännittämisen ominaisuuksia ja etuja, mikä tuo esiin niiden suosimisen pysäköintirakennuksissa. Luvun lopussa käydään läpi esimerkkikohteita ja vastaan tulleita ongelmia, jotka ovat osaltaan johtaneet tämän tutkimuksen tekemiseen.

Luvussa kolme pysäköintirakennuksia tarkastellaan rakennesuunnittelijan näkökulmasta. Siinä käydään läpi rakenteen jäykistämisvaihtoehtoja ja esitellään tyypilliset rakennustyypit, joita tässä tutkimuksessa tarkastellaan myös laskennallisesti. Esimerkkitapaukset ovat kehärakenteisia, joten luvussa käsitellään niissä käytettäviä liitoksia ja liitoksen vaikutusta rakennemallin toimintaan. Luvussa esitellään lopuksi eurokoodin mukaiset laskennalliset kuormat, jotka tyypillisesti kohdistuvat pysäköintirakennuksiin. Luku neljä esittelee tutkittavia rakenteita teoreettisesta näkökulmasta. Aluksi esitellään jälkijännitetyssä betonirakenteessa käytettävien materiaalien tärkeimpiä ominaisuuksia sekä liitoksia, joita käytetään yksinkertaisen rakennemallin tarkastelussa. Tämän jälkeen käydään läpi kehärakenteen mekaniikkaa, mikä huomioi laakeroidun liitoksen ominaisuudet.

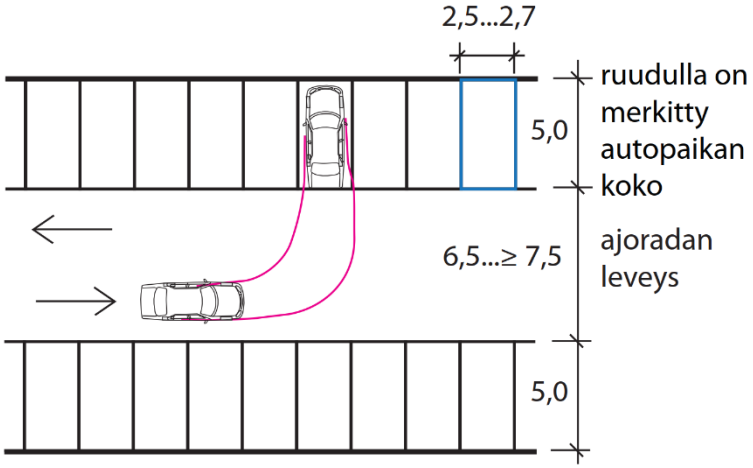
Luvussa viisi siirrytään tyyppitapausten laskennalliseen tarkasteluun. Aluksi lasketaan liitoksien jäykkyysominaisuuksia, jotta osittain jäykkää liitosta voidaan tutkia laskentamalleissa. Luvussa esitellään tutkimuksessa luodut FEM-mallit, joihin laskennallinen tarkastelu perustuu. Luvussa 6 on analysoitu jokaisen luodun FEM-mallin laskennan tuloksia, ja tehty päätelmiä liitoksen valinnan vaikutuksista.

Tutkimuksen lopussa on yhteenveto, jossa tiivistetään tutkimus ja siitä tehdyt johtopäätökset. Luvussa vedetään yhteen rakenteen muodonmuutokset ja niiden hallinta rakenteissa. Lopuksi esitetään lyhyesti erilaiset liitosvaihtoehdot ja niiden suunnittelussa huomioitavat asiat.

2. TUTKITTAVAT RAKENTEET

2.1 Pysäköintirakennukset

Pysäköintirakennus on ajoneuvojen pysäköintiä varten rakennettu ja varustettu rakennus tai sen osa. Niitä suunnitellaan muun muassa kerrostaloalueille, liikekeskuksiin, terminaaleihin, sairaaloihin ja vapaa-ajanalueille, kuten huvipuistojen ja urheilualueiden läheisyyteen. Pysäköintirakennuksia suunniteltaessa pyritään esteettömyyteen, toimiviin ratkaisuihin, sujuvaan ja turvalliseen kulkemiseen sekä hyvään visuaaliseen ilmeeseen. Autopaikkojen määrät ohjeistetaan asemakaavoissa kuntakohtaisesti. [23] Henkilöauton pysäköintiin vaadittavia mittoja suorakaidepysäköinnissä esitetään kuvassa 1.

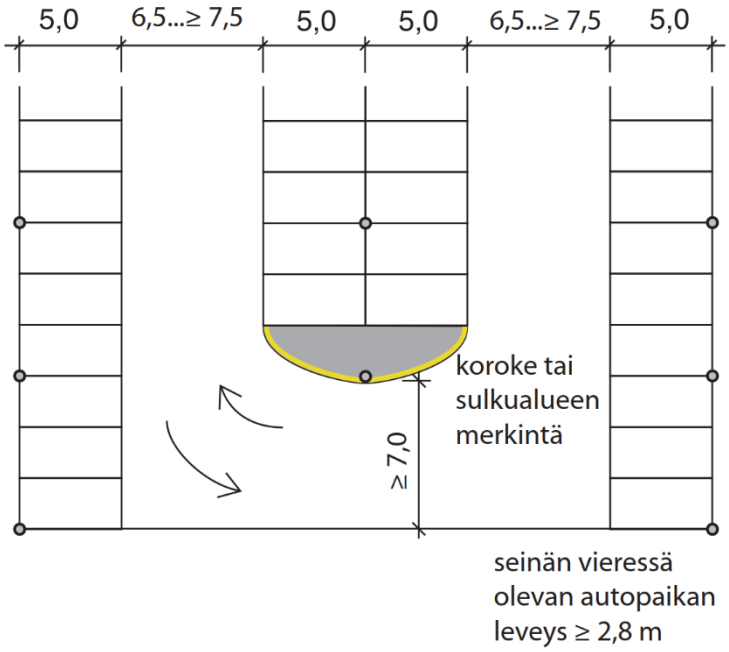


Kuva 1: *Suorakaidepysäköinnin dimensioita [23, s. 4]*

Pysäköintirakennukset voidaan jakaa eri tyyppeihin niiden koon mukaan. Yhden selkeän ryhmän muodostavat pihakannet, jotka ovat usein välittömässä yhteydessä sen ympärille rakennettuihin rakennuksiin. Pihakansiin kohdistuvat tyypillisesti suuremmat pystykuormat kuin muihin pysäköintirakennusten tasoihin yläpuolisen maan painon takia. Pysäköintitaloiksi kutsutaan parkkitaloja, jotka ovat kooltaan kerrosta kohti noin 1 500–2 000 taso-m^2 ja joissa on 3–5 kerrosta. Tästä suurempia pysäköintiin tehtyjä rakennuksia kutsutaan pysäköintilaitoksiksi. [20]

Pysäköintirakennukset ovat tilan käytännöllisistä syistä lähes aina pilarirunkoisia. Myös teräsbetoniseinät ovat mahdollisia toteuttaa, ja ne helpottavatkin rakenteen jäykistystä. Ne vievät kuitenkin huomattavasti enemmän tilaa, joten niitä ei suosita pysäköintirakennuksissa. Vaakarakenteina palkkikaistojen käyttö on rakenteellisesti perusteltua, kun jännevälit ylittävät 10 metriä ja jännemitta on vähintään kaksinkertainen pilarijakoon näh-

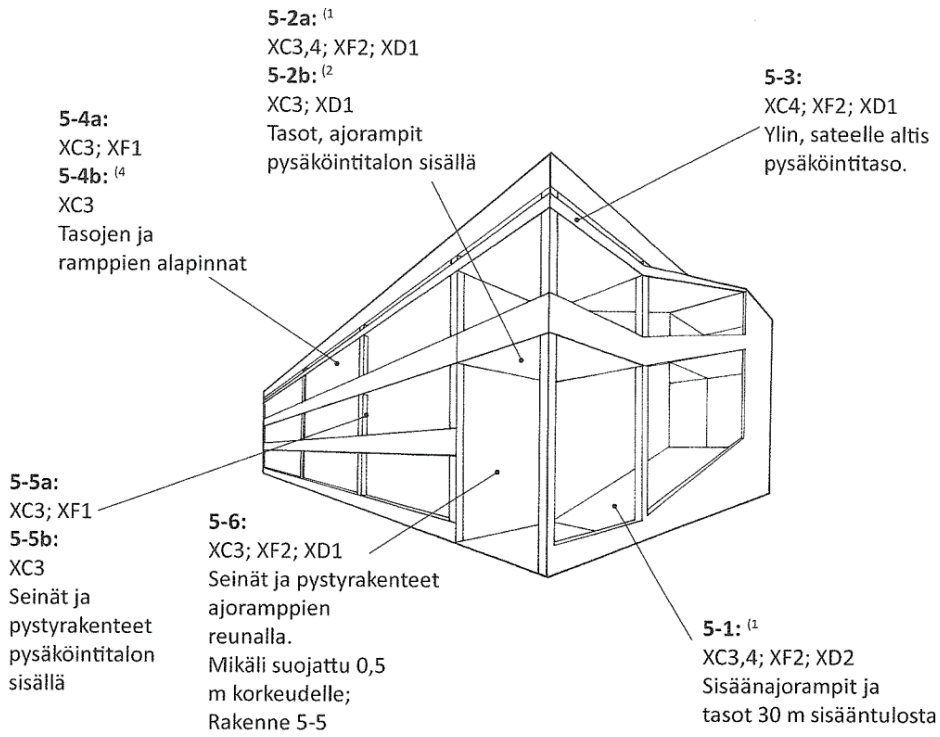
den. Tiheämmällä pilarijaolla rakennus voidaan toteuttaa pilarilaatoilla. Tyypillisesti jännemitta on noin 16–18 metriä palkkikaistojen suunnassa. Runkosyvyys on jännemittaa noin metrin pidempi, koska pilarit sijoitetaan noin puolen metrin päähän seinälinjasta. Tällöin punosten ankkurit eivät sijoitu suoraan pilarin yläpuolelle. Pilarijakoa toiseen suuntaan sääntelevät pysäköintirakennusten tilamitoitusohjeet. Autopaikan leveyden takia pilarijako on tavallisesti 5,0 tai 7,5 metriä eli kaksi tai kolme autopaikkaa. Ajoväylien vapaan korkeuden on oltava vähintään 2,2 metriä. [1, 20, 23, 25] Pilarijaosta on esimerkki kuvassa 2, jossa esitetään vaadittuja mittoja pysäköintitilassa. Kuvassa ei ole huomioitu pilarin sijoittamista puolen metrin päähän seinistä.



Kuva 2: *Pilarijaon esimerkki suorakulmaisessa pysäköinnissä [23, s. 5]*

Betonirakenteissa tulee ottaa huomioon käyttöikäsuunnittelu, ja pysäköintirakennuksessa se on erityisen tärkeää siihen kohdistuvien rasitusten vuoksi. Käyttöikäsuunnittelulla pyritään rakenteen kestävyyteen säilyvyyden osalta, mikä riippuu rakenteeseen kohdistuvista vauriomekanismeista. Tavoitekäyttöikä määräytyy muun muassa rakennuksen käyttötarkoituksen perusteella. Kylmät pysäköintirakennukset saatetaan joissain tapauksissa suunnitella 100 vuoden käyttöiälle, mutta 50 vuoden käyttöikä on yleisin valinta. Pitkäikäisyyden varmistamiseksi betonin laaduksi tulee valita mahdollisimman vesitiivis ja vähän korjausta vaativa vaihtoehto. [6, 20]

a) Kylmä pysäköintitalo
b) Lämmin pysäköintitalo



1) Mikäli käytetään 10...12 mm kovabetonikerrosta kulutuskestävyyden parantamiseksi (kts. taulukko 20), voidaan käyttää rakenteen 5-4a mukaisia rasitusluokkia (XC3; XF1).
2) Mikäli käytetään 10...12 mm kovabetonikerrosta kulutuskestävyyden parantamiseksi (kts. taulukko 20), voidaan käyttää rakenteen 5-4b mukaista rasitusluokkaa (XC3).
3) Mikäli käytetään kuitubetonia laattarakenteissa (ei raudoitusta), voidaan XD-rasitusluokat ohittaa.
4) Lämpimässä ja hyvin ilmastoidussa pysäköintitalossa voidaan käyttää rasitusluokkaa XC1.

Kuva 3: *Pysäköintirakennuksen rasitusluokat [6, s. 62]*

Pysäköintirakennuksen rasitusluokat esitetään kuvassa 3. Kuvassa on rakenneosakohtaisesti esitetty rasitusluokat kylmälle ja lämpimälle pysäköintitalolle. Ympäristöstä aiheutuvat merkittävimmät rasitukset ovat autojen mukana kulkeutuvat kloridit, kylmissä rakennuksissa aiheutuva jäätymis-sulamisrasitus, betonin karbonatisoituminen ja liikenteen määrä yleisesti. Eri vaurioitumismekanismien vuoksi rasitusluokkia voi olla useita. Lämpimissä pysäköintitaloissa pilarit ja tasojen alapinnat kuuluvat rasitusluokkaan XC3. Kylmissä pysäköintitaloissa niiden rasitusluokka on XC3, XF1. Vaakapinnoilla on huomioitava liikenteen kulutuksen vaikutus. Rasitusluokka vaikuttaa betonirakenteen suojabetonin paksuuteen. Tämän vuoksi rasitusluokkaa ei kannata valita liian suureksi, koska se kasvattaa kustannuksia ja halkeiluriskiä. Samasta syystä käyttöikävaatimus on pidettävä kohtuullisena. [6, 25]

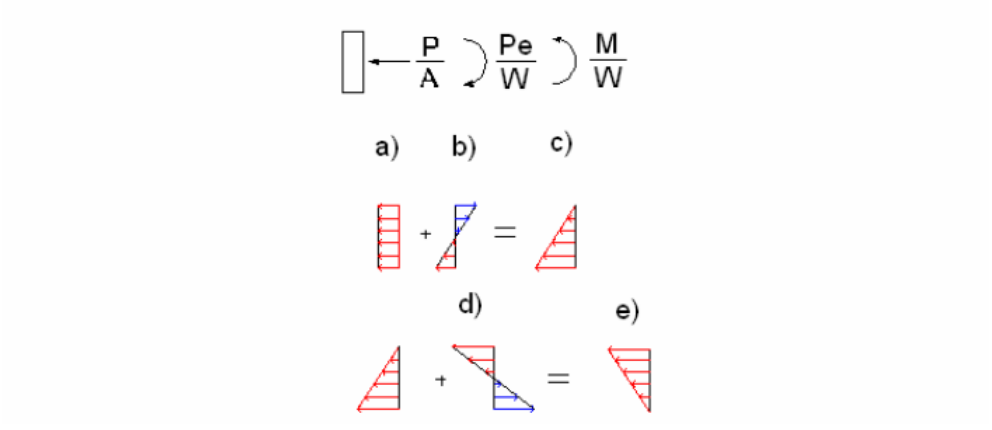
2.2 Paikallavalurakenteen jälkijännitys

Paikallavalettu rakenne on pitkäikäinen ja huoltokustannuksiltaan edullinen rakenne. Rakenteet ovat yhtenäisiä, mikä helpottaa liitosten suunnittelua. Paikallavalulla voidaan ongelmitta toteuttaa vaihtelevia ja vakiomitoista poikkeavia rakenneosia. Rakentamisajassa elementtiratkaisut ovat tehokkaampia, mutta esimerkiksi häiriöherkkyys tuotantotekniikassa tekee paikallavalurakenteesta turvallisemman valinnan. Elementtirakenteet ovat alttiita liitosten vuotamiselle, ja niiden saumat vaativat enemmän huoltoa. [20, 33]

Paikallavalurakenteen muunneltavuus ja vapaa suunnittelu ovat esimerkkejä hyvistä syistä käyttää sitä pysäköintirakennuksissa. Kehittynyt muottitekniikka mahdollistaa turvalliset ja kestävät rakenteet. [20] Paikallavaletulla rakenteella on mahdollista päästä pitkiin jänneväleihin taipuman, taivutuskestävyyden ja rakennekorkeuden vaatimusten rajoissa, mikä ei onnistuisi elementtirakenteilla. Näin ollen paikallavalettu rakenne on usein ainoa toimiva vaihtoehto, vaikka se on rakentamisajassa suhteellisen hidas ratkaisu.

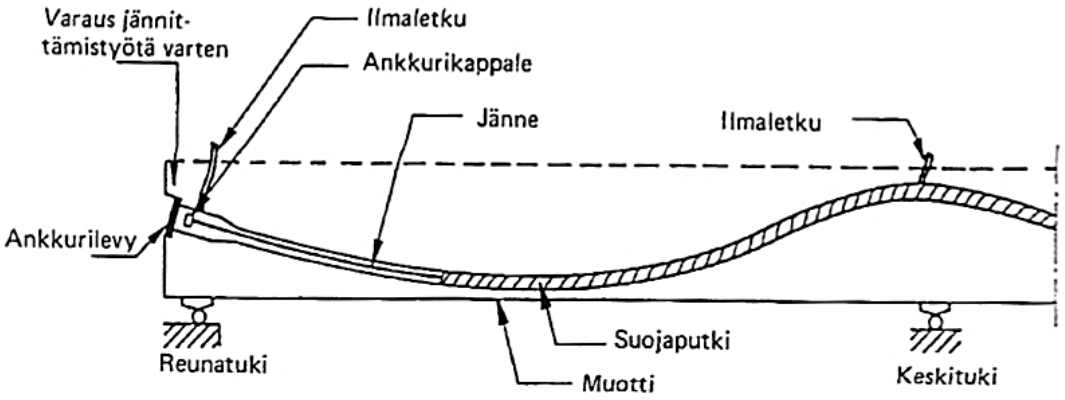
Paikallavalettu vaakarakenne voidaan jälkijännittää, jolloin materiaalien ominaisuudet saadaan tehokkaasti hyödynnettyä. Jälkijännittäminen mahdollistaa pidemmät jännevälit matalammalla kantavalla rakenteella. Näin saadaan tarvittava tila optimoitua. Matala kerroskorkeus on ensisijaisen tavoiteltua pysäköintirakennuksissa. Jälkijännitetty rakenne taipuu todella vähän, koska jännitys aiheuttaa rakenteeseen ohjausvoiman, joka tasapainottaa rakennetta ulkoisista kuormista. Pienen taipuman vuoksi rakenteen halkeilu on hyvin pientä, mikä on suuri etu pysäköintirakenteissa. Tällöin poikkileikkauksen taivutusjäykkyys ei heikkene halkeilusta, jolloin sen taipuma ei pääse kasvamaan. Halkeamien pysyessä hyvin pieninä rakenteen vesitiiviys paranee, jolloin teräkset ja punokset ovat paremmin suojassa korroosiolta. Jännitetyillä betonirakenteilla on myös korkea väsymiskestävyys. Huollon ja korjausten tarve on vähäistä, jolloin käyttökustannukset pysyvät matalina. Hyvä vesitiiviys estää myös betoniholvin läpi suotautuvan veden kulun. Tämä emäksinen vesi vahingoittaisi autojen pintoja pudotessaan niiden päälle. [1, 5, 20]

Betonirakenteen jännittämisellä hyödynnetään materiaalien parhaat ominaisuudet. Betoni kestää hyvin puristusjännitystä, mutta vetojännityksiä varten rakenteeseen tarvitaan terästä. Jänneteräkset jännittämällä rakenteeseen luodaan puristusjännitystila, joka pitää rakenteen poikkileikkauksen kokonaan puristettuna tai vain pieneltä osin vedettynä myös ulkoisten kuormien vaikuttaessa. [5, 21, 24]



Kuva 4: *Jännitetyn betonipalkin jännitykset jännevälin keskellä [21, s.7]*

Kuva 4 havainnollistaa jännitettyyn betonipalkkiin kohdistuvien voimien aiheuttamia jännityksiä palkin poikkileikkauksessa. Punainen väri kuvaa jännitysjakaumissa puristusta ja sininen vetoa. Puristusvoima aiheuttaa palkkiin jännitysjakauman a). Puristuksesta tehdään tarkoituksella epäkeskeistä, joten se aiheuttaa myös momenttia b) jakauman osoittamalla tavalla. Kohdassa c) on näiden yhdistetty jakauma, josta nähdään, että alapinta on selvästi puristettuna. Tasainen kuorma omasta painosta ja ulkoisista kuormista aiheuttaa palkkiin momenttia, jonka jännitysjakauma palkin jännevälin keskellä on d). Kun lasketaan tasaisen kuorman ja jännevoiman aiheuttamat jännitysjakaumat yhteen, saadaan e) mukainen jakauma, josta nähdään, että palkin alapinnassa jännitykset ovat hyvin lähellä nollaa. Yläpinnassa vaikuttaa puristusjännitys, jonka betoni pystyy ottamaan vastaan. [21]



Kuva 5: *Jälkijännitetyn palkin rakenne [4]*

Kuvassa 5 esitetään jännepunoksen sijoittuminen palkissa. Kuvassa on nimetty punoskulun osia. Kaareva punoskulku on mahdollista vain jälkijännitetyllä rakenteella. Punoksen on tarkoitus mukailla palkille ulkoisista kuormista syntyvää momenttikuviota. Punoksen epäkeskeisyydellä saadaan palkkiin haluttu jännitysjakauma, joka on päinvastainen

kuin ulkoisten kuormien aiheuttama jännitysjakauma. Tästä syystä punos viedään jännevälin keskellä mahdollisimman lähelle palkin alapintaa, jotta ylöspäin saadaan aikaan voima, joka tasapainottaa ulkoisia kuormia. Keskituella tilanne on päinvastainen, koska tukireaktio aiheuttaa palkin yläpintaan vetoa. Moniaukkoisen palkin keskituella punos viedään lähelle palkin yläpintaa, jolloin se aiheuttaa alaspäin ohjausvoiman tasapainottamaan tukireaktiota. Päätytuella punos viedään lähelle neutraaliakselia, jotta vältytään päätymomentilta ja saadaan aikaan tasainen puristusjännitystila. [24]

Aalamin mukaan jälkijännitetyllä rakenteella on huomattavia etuja ja piirteitä, jotka tekevät siitä varteenotettavan vaihtoehdon rakentamisessa. Tarvittava teräsmäärä on painossa mitattuna noin nelinkertainen tavallisissa teräsbetonirakenteissa. Tämä on merkittävä ero, kun lasketaan rakennusten kuluja ja hiilijalanjälkeä. Tarvittava betonin määrä pienenee rakenteen jännityksellä, mikä näkyy materiaalikustannuksissa. Jännevälin suhde palkin vaadittavaan korkeuteen on selkeästi parempi jännitetyissä rakenteissa, joten sen edullisuus tulee ilmi pitkillä jänneväleillä. Jälkijännitetty rakennus on tavallisesti kolmanneksen kevyempi kuin vastaavan kokoinen teräsbetonirakenne. Matalammat palkit ja laatat mahdollistavat matalamman kerroskorkeuden. Sen edut tulevat esiin monikerroksissa rakenteissa, joissa julkisivukustannukset pienenevät matalamman rakennuksen seurauksena. Myös tuulikuormaa aiheutuu vähemmän matalammalle rakennukselle, mikä helpottaa suunnittelutyötä. [1]

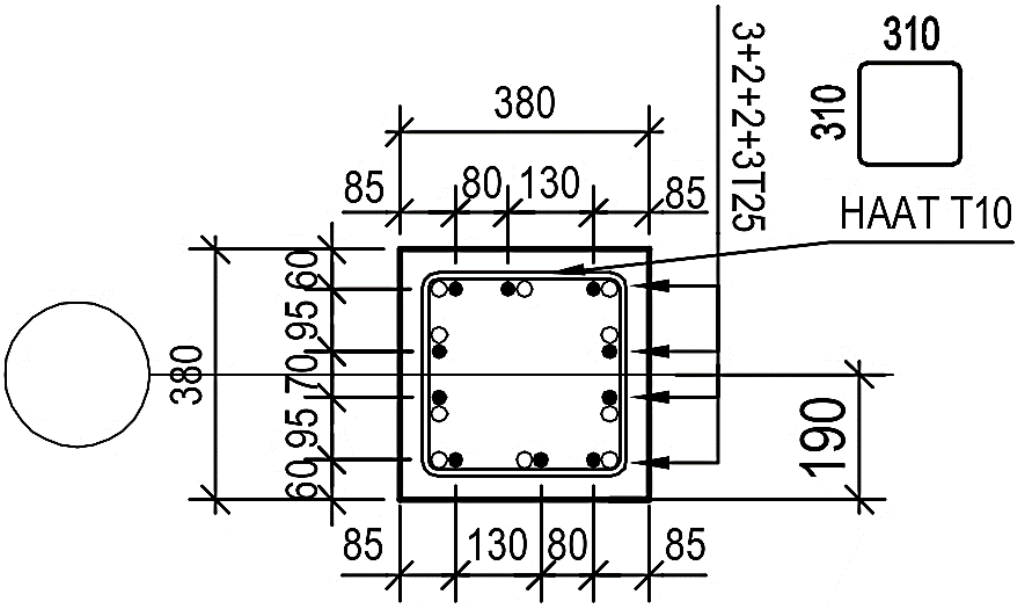
Jälkijännitettyjen rakenteiden käyttöä vähentää sen vaativuus suunnittelutyössä ja työmaan toteutuksessa. Jännittäminen on erillinen työvaihe, joka tulee sovittaa muuhun aikatauluun. Pieniin kohteisiin jälkijännittämistä ei kannata tehdä kustannusten vuoksi, koska jännittämisestä saadaan vähemmän hyötyä lyhyillä jännemitoilla.

2.3 Havaintoja kohteista

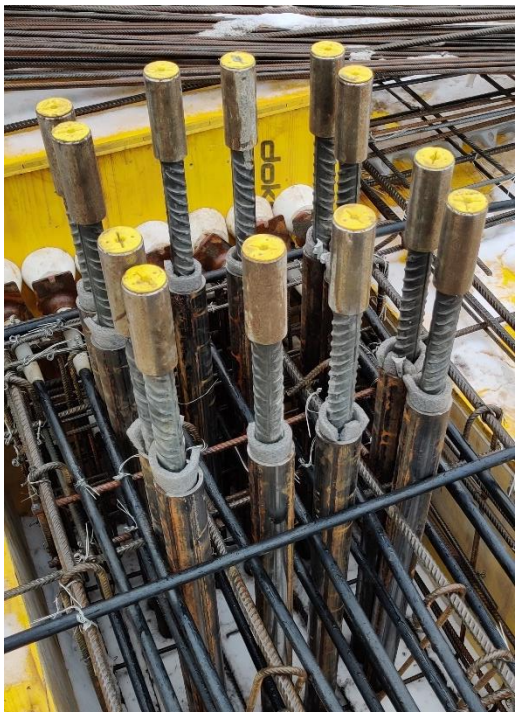
Joissain kohteissa on havaittu halkeilua pilarin yläpäässä esimerkiksi jännitystyön yhteydessä. Liitoksen toiminnan ymmärtäminen ja liikevarojen tarkempi suunnittelu on erityisen tärkeää, jotta näiltä halkeamilta voidaan välttyä. Kuvassa 6 nähdään jälkijännitettyä palkkia tukevan pilarin yläreunassa lohkeilua koko pilarin leveydellä. Liitoksessa on käytetty työnaikaista liukulaakeria, mikä sallii palkin pituussuuntaisen liikkeen. Tilanteessa halkeaman on voinut aiheuttaa pystykuorman siirtyminen liian lähelle pilarin reunaa jännitystyön aikana, vaikka pystykuorma onkin rakennusvaiheessa melko pieni. Halkeamia voi syntyä myös hieman alemmas pilarissa liitosalueen lähellä momenttijäykissä liitoksissa. Pystykuormat aiheuttavat vetojännitystä pilarin ulkoreunaan jäykällä liitoksella, mikä aiheuttaa halkeaman, jos riittävää raudoitusta ei ole.

Kuva 6: *Pilarin ylänurkan lohkeilu työn aikana*

Liitokset, jotka toteutetaan jäykkinä, sisältävät niin paljon terästä, että jännepunosten ja harjaterästen tila on erittäin rajallinen. Punoksia ei tule asettaa liitoksessa kaarelle sivusuunnassa, joten niille on varattava tarpeeksi tilaa. Runsaasti raudoitettuja esimerkkejä esitetään kuvissa 7 ja 8. Kuvat ovat eri kohteista mutta molemmissa on käytetty jäykkää liitosta. Kuvan 7 piirustuksesta on vaikeampaa hahmottaa tilan puute, joten ongelmat tulevat usein esiin vasta rakennusvaiheessa. Etenkin kuvassa 8 näkyy hyvin se, kuinka pieneen tilaan teräkset ja punokset tulee asettaa.



Kuva 7: *Esimerkki pilarin pääteräksistä liitosalueella.*



Kuva 8: *Esimerkki terästen läpiviennistä liitosalueella*

Liitosalueen huono suunnittelu ja toteutus voivat johtaa runsaisiin halkeamiin. FISE:n rakennusvirhepankin esimerkkitapauksessa rakennus jouduttiin laittamaan käyttökieltoon korjaustöiden ajaksi. Kohteessa pilarin yläpäässä oli kaltevuusvirheitä ja sen raudoitus oli puutteellinen. Lisäksi palkin halkaisuraudoitus oli puutteellinen, ja liitoksessa oli käytetty laakerina teräslevyä, jonka kimmoiset ominaisuudet eivät siihen sovellu. [13]

Taulukossa 1 on esitetty viime vuosina suunniteltuja pihakansirakenteita ja niiden oleellisia tietoja suunnittelun kannalta. Taulukkoon on valittu kohteen yleisimmät pilarin ja palkin mitat. Paikallisesti on käytetty myös isompia kokoja suurempien kuormitusten alueella. Kohteet ovat yksikerroksisia lukuun ottamatta kohdetta D.

Taulukko 1: *Esimerkkikohteita jälkijännitetyistä pihakansirakenteista*

Kohde	**A**	**B**	**C**	**D**
Rakenne	2-aukkoinen kehä	1-aukkoinen kehä	1-aukkoinen kehä	3 kerrosta, 1-aukkoiset kehät
Jänneväli [m]	16,5	13,5	15	16
Pilarit [mm]	380x380	380x380	Ø480	380x380
Kehäväli [m]	7,5	5,2	7,5	7,8
Palkin mitat [mm]	1200x1200	1200x1100	1200x700	1000x700

Pihakansirakenteissa liitokset ovat tavallisesti olleet jäykkiä liitoksia. Yksittäisissä kohteissa on käytetty nivelliitosta ja laakerointia. Kehävälit ovat olleet kahden tai kolmen autopaikan mittaisia. Jännevälit ovat olleet niin pitkiä, että jälkijännitetyt palkit ovat toimineet parhaana rakenneratkaisuna. Rakenteet ovat tavallisesti yksi- tai kaksiaukkoisia. Pilareina on käytetty palkin dimensioihin verrattuna melko pieniä poikkileikkauksia. Neliöpoikkileikkaukset ovat pilareissa suositumpia kuin pyöreät.

Taulukkoon 2 on koottu kaikista muista pysäköintirakennuksista paitsi pihakansirakenteista vastaavia kohteiden tietoja kuin taulukossa 1. Kohteita nimitetään tässä tutkimuksessa pysäköintitaloiksi. Kohteet ovat niin ikään viime vuosina suunniteltuja.

Taulukko 2: *Esimerkkikohteita jälkijännitetyistä pysäköintitaloista*

Kohde	**E**	**F**	**G**	**H**
Rakenne	3 kerrosta, 1-aukkoiset kehät	2 kerrosta, 1-aukkoiset kehät	3 kerrosta, 1-aukkoiset kehät	2 kerrosta, 3-aukkoiset kehät
Jänneväli [m]	14,5	16	15,5	17,5
Pilarit [mm]	480x480	480x480	380x380	400x1000
Kehäväli [m]	8,0	8,1	7,5	7,8
Palkin mitat [mm]	800x800	1200x700	1000x600	1600x1400

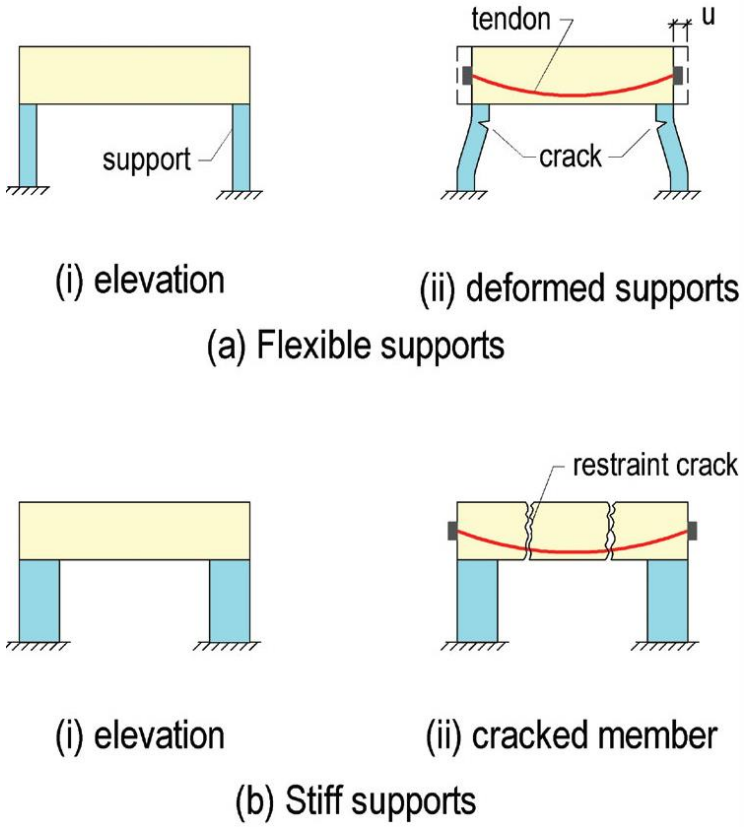
Pysäköintitalot ovat vastaavia monilta dimensioiltaan pihakansirakenteiden kanssa. Kohde H poikkeaa joiltain osin muista kohteista suurempien kuormien vuoksi. Palkit ovat yleisesti pienempiä kuin pihakansissa pienemmän kuormituksen takia. Samasta syystä kehävälit ovat pysäköintitaloissa mahdollisimman suuria eli kolmen autopaikan mitan mukaisia. Pysäköintitaloissa tasoille kohdistuu oman painon lisäksi vain hyötykuormaa. Usean kerroksen takia pilarit ovat isompia kuin pihakansissa. Etenkin alimpiin kerroksiin pilareille kertyy paljon kuormaa, joten poikkileikkausta joudutaan kasvattamaan. Jännevälit ovat samaa suuruusluokkaa molemmissa rakennuksissa ensisijaisesti tilavaatimuksien takia. Liitokset ovat tavallisesti olleet täysin jäykkiä. Työnaikaisia liukulaakereita on käytetty yksittäisissä kohteissa ja nivelliitosta joidenkin kohteiden ylimmissä kerroksissa.

Taulukoissa 1 ja 2 on käytetty esimerkkeinä suhteellisen yksinkertaisia pysäköintirakennuksia. Monimutkaisemmissa ja poikkeavissa rakenteissa mitat ja dimensiot voivat vaihdella merkittävästi, jolloin myös liitosalueen suunnittelu vaikeutuu. Tässä tutkimuksessa keskitytään tavallisiin rakenneratkaisuihin ja niiden liitostyyppien toiminnassa huomioitaviin asioihin.

3. PYSÄKÖINTIRAKENNUKSEN RAKENNE-MALLI

3.1 Rakenteen jäykistäminen

Rakenteiden tulee pystyä siirtämään vaakakuormat pystyrakenteiden kautta perustuksille. Tämä hoidetaan jäykistysjärjestelmällä, jonka suunnittelussa on huomioitava staattinen tasapaino, jatkuvan sortuman estäminen, muodonmuutosten ja siirtymien hallinta sekä jäykistysjärjestelmien osien kapasiteetti. Myös rakennusvaiheen jäykistys ja stabiliteetti on tutkittava. Vaakakuormat jakaantuvat pystyrakenteille niiden jäykkyyksien suhteessa. Jäykkyydet ja rakenteiden ominaisuudet on selvitettävä riittävän tarkasti, jotta esimerkiksi FEM-ohjelmilla tehtävä stabiliteettilaskenta on luotettava. [3]



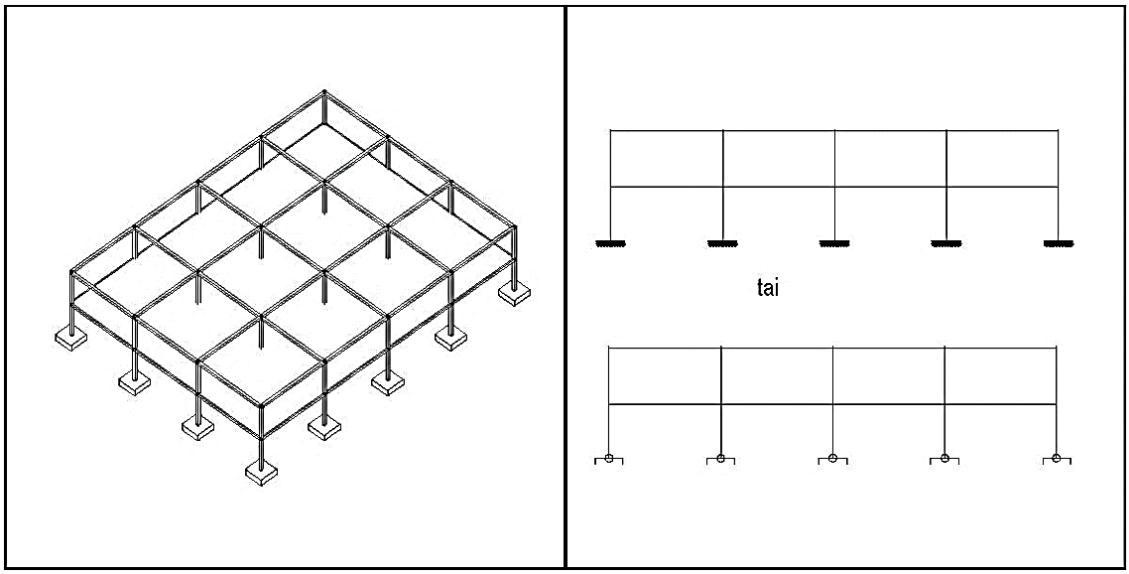
Kuva 9: *Tuen jäykkyyden vaikutus halkeamiseen [2]*

Kuvan 9 mukaisesti tuen eli pilarin jäykkyys vaikuttaa halkeaman syntymisen sijaintiin. Kuvassa muodonmuutosten ja halkeamien suuruutta on korostettu. Taipuisalla tuella palkki pääsee puristumaan kasaan jännevoimasta ja betonin kutistumasta. Jäykät tuet estävät tämän muodonmuutoksen, jolloin muodonmuutokset aiheuttavat halkeamia palk-

kiin. Lisäksi palkin jännityksestä ei tule täysin suunniteltu, jos tuet eivät taivu suuren jäykkyytensä vuoksi. Muodonmuutosten hallintaan on kaksi selkeää tapaa: sallitaan rakenteellisin ratkaisuin muodonmuutosten tapahtuminen tai raudoitetaan riittävästi rakennetta, jotta halkeamaleveys pysyy sallituissa rajoissa. Palkin muodonmuutokset tulee laskea, jotta voidaan selvittää järkevät ratkaisut liitokseen. Samalla on hyvä selvittää muodonmuutosten nollapiste, koska siitä kauimpana sijaitsevat tuet ovat alttiita muodonmuutosten aiheuttamille rasituksille. Tukien jäykkyydet on hyvä arvioida ensiksi ilman laskentaa. Tarkoitus on arvioida tukien kykyä taipua tason liikkeiden mukana esimerkiksi jäykistävillä pilareilla. Mikäli pilari voi taipua halkeilematta vaakaliikkeiden mukaan, erillistä irrotusta palkista ei tarvita. [2, 22]

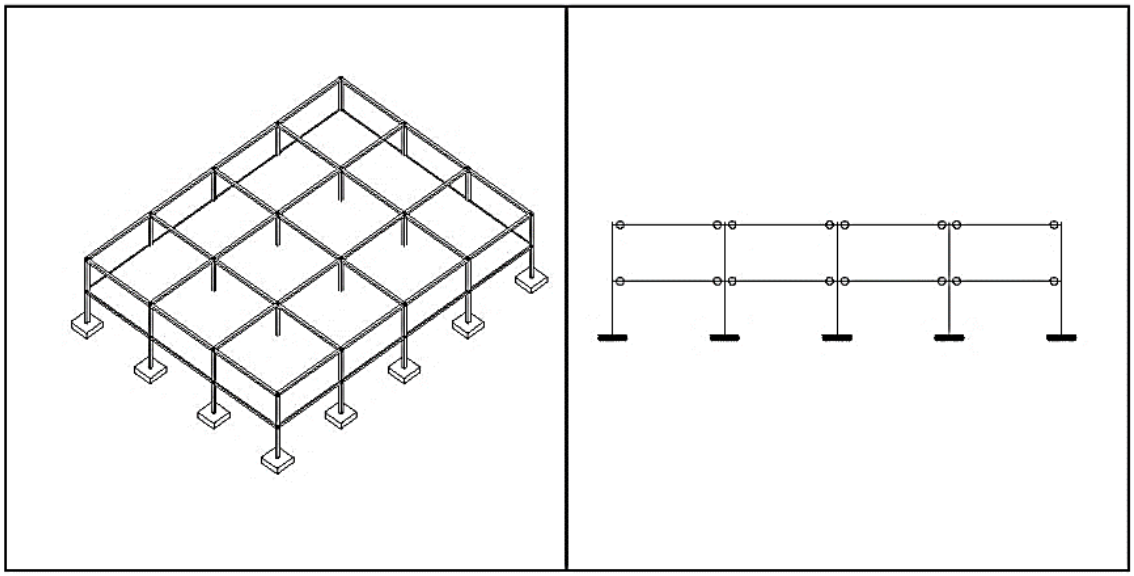
Alustavassa suunnittelussa lasketaan pilarien yläpään sallitut siirtymät ja sen vaatimat voimat. Rakennemallina on järkevää käyttää jäykästi tuettua uloketta ja kuormana käytetään vain muodonmuutoksista syntyvää kuormaa. Lasketaan palkin muodonmuutoksista syntyvä voima ja verrataan sitä pilarin maksimitaipumaa vastaavaan voimaan. Jos pilarin muodonmuutoksen vaatima voima on pienempi kuin muodonmuutoksen aiheuttama voima, pilari voi taipua sen mukana. [22]

Pysäköintirakennusten jäykistys hoidetaan usein kehärakenteella, jossa on riittävä määrä jäykkiä liitoksia. Betoniteollisuus ry:n mukaan kehäjäykistys sopii parhaiten mataliin paikallavalettuihin rakennuksiin, joissa kerroksia on enintään kolme. Elementtitekniikalla kehäjäykistys on vaikea toteuttaa liitosteknisistä syistä. Kehäjäykistys mahdollistaa vapaan tilojen käytön, mikä on pysäköintirakennuksessa erityisen tärkeää. Ratkaisu säästää materiaalikustannuksissa, kun erillistä jäykistysrakennetta ei tarvitse suunnitella kantavan pilarirungon lisäksi. Lisäksi perustuksissa on mahdollista käyttää nivelellisiä liitoksia. Huonoja puolia muihin jäykistystapoihin verrattuna sillä on vaatimukset asennusjärjestykselle sekä siirtymien hallinta. Pilarikoko ja pilarin raudoitusmäärät ovat myös suhteellisen suuret. Jäykistystavassa on huomioitava jäykistyksen vaikutus usein vain yhteen suuntaan. Esimerkiksi kehäjäykistyksessä kehiä tulee muodostaa rakennuksessa molempiin suuntiin. Vaihtoehtoisesti toisessa suunnassa voidaan käyttää eri jäykistysmenetelmää. [3] Kehäjäykistyksen periaate esitetään kuvassa 10. Kuvassa esitetään rakenteen kokonaiskuva, sekä laskennassa käytettävä yksinkertainen rakennemalli.



Kuva 10: *Kehäjäykistyksen periaate [3, s. 19]*

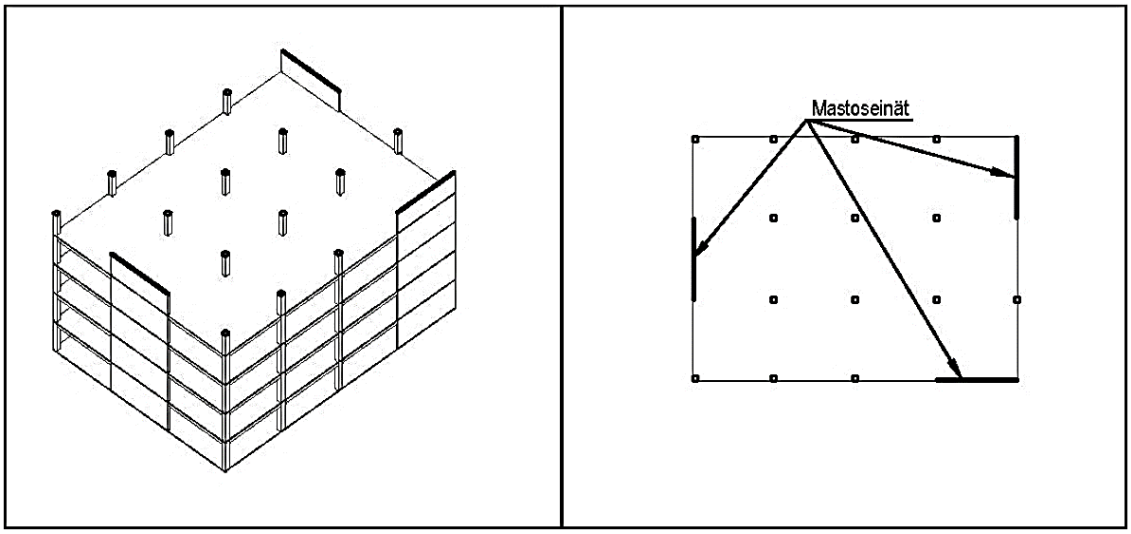
Mastopilarijäykistys on toinen tehokas vaihtoehto matalien rakennusten jäykistykseen. Palkit tukeutuvat pilareihin esimerkiksi konsolin päälle nivelellisesti, ja ne siirtävät vaakavoimia. Mastopilareilla jäykistys on yksinkertainen tehdä ja asentaa. Tiloista tulee muuntojoustavia, eikä seinille tarvita erillisiä jäykisteitä. Pilarien ja anturoiden koot ovat suuria, ja raudoitusta tarvitaan pilareihin melko paljon. [3] Mastopilarijäykistyksen periaate esitetään kuvassa 11. Mastopilarit sopivat jälkijännitettyyn rakennukseen lähinnä vain yksikerroksiseen rakenteeseen palkin liitoksen vuoksi.



Kuva 11: *Mastopilarijäykistyksen periaate [3, s. 14]*

Rakennusrunko on mahdollista jäykistää myös seinillä, levyillä tai ristikoilla. Tällöin pilarit mitoitetaan usein nivelpäisinä sauvoina. Jäykistävät rakenteet sijoitetaan niin, että tasojen liikkeet niiden suhteen pysyvät pieninä. Kuvassa 12 on esitetty seinäjäykistyksen

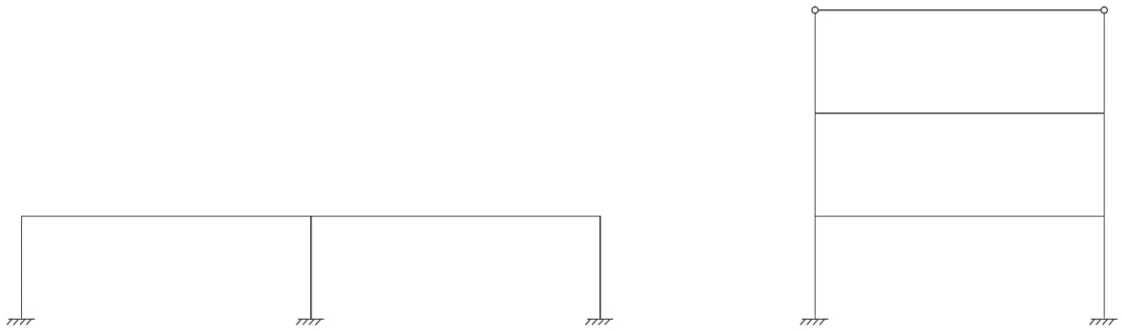
periaate. Ristikoilla ja levyillä jäykistäminen toteutetaan samalla idealla. Jäykistysjärjestelmän valinnassa vaikuttavat kustannuksen ohella vaatimukset rakennuksen muuntojoustavuudelle ja käyttötarkoitukselle. [3]



Kuva 12: *Seinäjäykistyksen periaate [3, s. 15]*

Pysäköintirakennuksen jäykistystä päättäessä rakennesuunnittelijan lisäksi vaikuttamassa on useita osapuolia. Tilojen avoimuuteen pyrkiminen usein rajaa jäykistysvaihtoehtoja. Tämä vähentää mastopilari- ja seinäjäykistyksen käyttöä. Jälkijännitetyissä pysäköintirakennuksissa yli 3-kerroksiset rakenteet jäykistetään tehokkaasti seinillä, ristikoilla tai levyillä. Enintään 3-kerroksiset pysäköintirakennukset jäykistetään ongelmitta kehärakenteella ilman erillistä jäykistysrakennetta. 1-kerroksisissa voidaan käyttää mastopilarijäykistystä, mutta kehäjäykistys toimii niissäkin hyvin.

Keskitytään tässä tutkimuksessa kahteen tavalliseen rakenneratkaisuun, jotka on esitetty kuvassa 13. Kuvassa rakenteet on kuvattu yksinkertaisina kehinä. Ensimmäinen on yksikerroksinen kaksiaukkoinen kehä, jonka päällä on pihakansi, johon kohdistuu suhteellisen suuret kuormat. Toinen on kolmikerroksinen yksiaukkoinen pysäköintirakennus, jonka tasoille kohdistuu liikennöityjen tilojen hyötykuorma. Oletuksena pysäköintitalon ylimmän kerroksen pilarin yläpään kannattaisi olla nivelellinen. Rakennemallien laskennallinen tarkastelu esitetään luvussa 5. Niistä laaditaan RFEM-ohjelmalla esimerkkikohteiden mukaiset laskentamallit kuormitusten laskemiseen. Taipumien laskemiseen RFEM ei sovellu hyvin betonin materiaaliominaisuuksien vuoksi. Ohjelmassa betonin halkeilun vaikutus jäykkyyteen on ongelmallista huomioida.



Kuva 13: *Tutkittavat rakennemallit*

Rakenteet ovat lähtökohtaisesti kehäjäykistettyjä. Tämän vuoksi kaikkia pilareita ei voida tukea nivelellisesti. Kehissä tulee säilyttää riittävästi jäykkiä liitoksia, jotta erillistä jäykistysrakennetta ei tarvita. Esimerkkirakenteissa voidaan käyttää niveltä pihakannen reunapilareissa ja kolmikerroksisessa rakenteessa ylimmän palkin pilariliitoksissa. Vaihtoehtoisesti jokaisessa liitoksessa on mahdollista käyttää työnaikaista liukulaakeria kaikissa pilari-palkkiliitoksissa. Liukulaakeri sallii liitoksessa pintojen liikkeen toistensa suhteen aiheuttamatta pakkovoimia. Pakkovoimia syntyy jälkijännitetyssä rakenteessa esimerkiksi jännityksestä ja betonin kutistumasta.

3.2 Liitostyypit

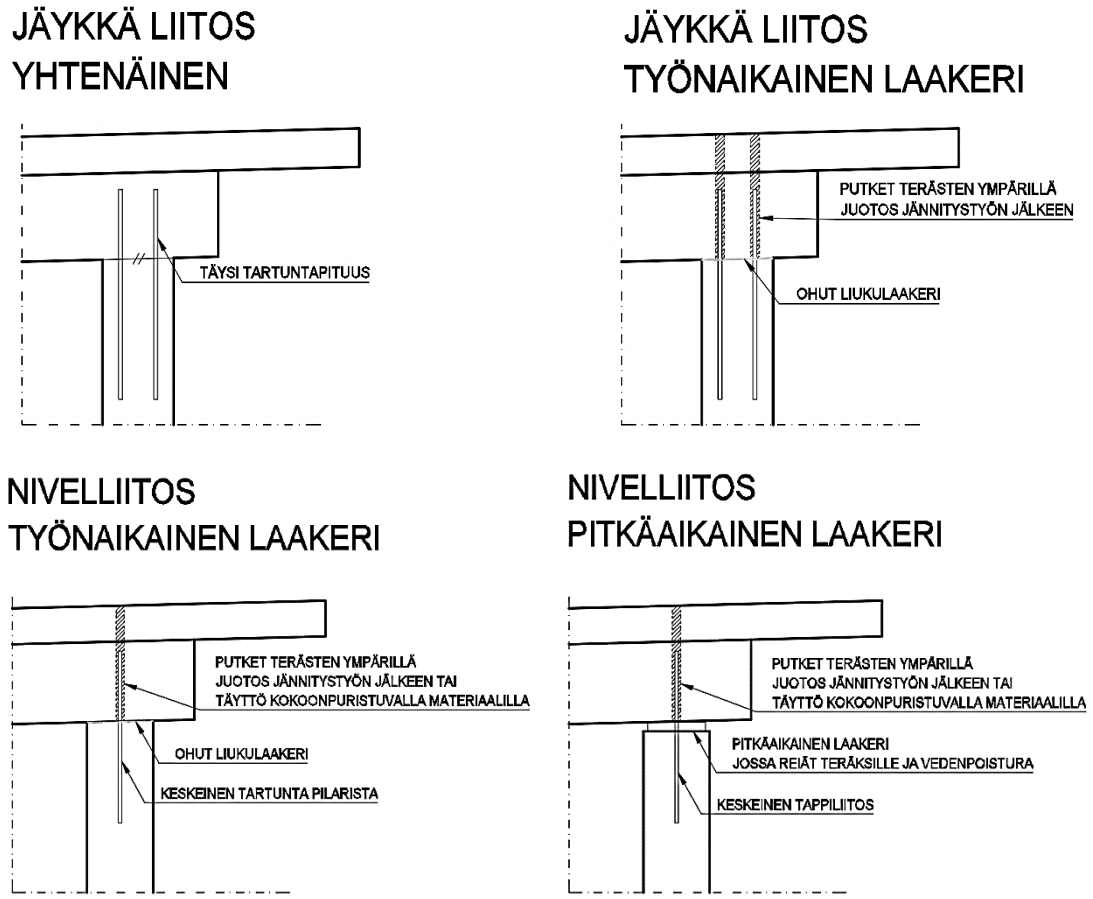
Kerosen mukaan pilarin ja palkin välisen liitoksen valinnalla vaikutetaan pilarin momenttipintaan, tukimomenttiin, murtokuormaan ja kehän jäykkyyteen. Tehokkaassa liitoksessa pilarin pää toimii kokonaan palkin tukipintana. Tällöin kehästä saadaan myös mahdollisimman jäykkä. [15]

Kehärakenteisesti jäykistetty rakenne vaatii tietyn määrän jäykkiä liitoksia stabiilisuutensa säilyttämiseen. Pilarin perustusliitos on tavallisesti jäykkä liitos, joten yksikerroksisen rakenteen pilari-palkkiliitos on statiikan ehdoilla mahdollista toteuttaa nivelellisenä. Monikerroksisessa rakenteessa jäykkiä liitoksia on oltava enemmän, jotta rakenne ei muutu mekanismiksi. Jäykät liitokset tekevät rakenteesta yhtenäisen, jolloin rakenteen jatkuvuutta voidaan hyödyntää suunnittelussa. Jäykän liitoksen toiminta on yksinkertaista, koska momentti välittyy kokonaisuudessaan palkilta pilarille. Moniaukkoisissa rakenteissa keskituet usein toteutetaan jäykkinä, koska palkin aksiaalisilla muodonmuutoksilla on hyvin pieni vaikutus keskituella. Lisäksi keskituella tukivoima on usein niin suuri, että laakerointi ei ole kustannustehokasta. Jäykkä liitos vaatii paljon terästä, mikä rajaa liitosalueella käytössä olevaa tilaa. Jäykän liitoksen toiminnasta momentin välityksessä voidaan olla varmoja, kunhan se on raudoitettu riittävästi.

Aalamin mukaan ongelmallinen kohta monikerroksisessa rakenteessa on ylimmän palkin pilariliitos. Kyseiseen liitokseen kohdistuu suhteellisen paljon momenttia pystykuormaan nähden, mikä hankaloittaa pilarin mitoitusta. Eräs ratkaisu kyseiseen tilanteeseen on tehdä ylimmän palkin pilariliitokset niveliksi. [1] Jäykkä liitos ylimmässä kerroksessa aiheuttaisi lopputilan kuormilla pilarin ulkoreunaan vetojännitystä, koska pystykuorma alueella on hyvin pieni muihin kerroksiin verrattuna.

Liitoksen kiertymiskyvystä voidaan määritellä se, luokitellaanko liitos nivelelliseksi. Betonirakenteen liikevarojen vuoksi liitoksen laakerointia tutkitaan tässä tutkimuksessa. Pysyvä laakeri mahdollistaisi kiertymävaran halkeilemattomana koko laakerin käyttöiän ajan. Työnaikaiset laakerit mahdollistavat liikkeen jännitystyöstä ja kutistumasta. Niillä ei kuitenkaan ole kiertymiskykyä, eivätkä ne salli liikettä kuin pienen osan rakennuksen käyttöiästä. Näin ollen osa kutistumasta ja virumasta sekä lämpötilan muutoksen kuorma tulee ottaa vastaan pilareilla.

Kiertymä tuella ilmaistaan kulman muutoksena yleensä radiaaneina tai promilleina. Betonipalkeilla taipumarajana pidetään yleensä $L/250$, joka vastaa tuella noin 12,8 promillen kiertymää radiaaneissa [22]. Jälkijännitetyillä rakenteilla taipumaraja tulee hyvin harvoin merkitseväksi mitoituksessa, koska rakenteet mitoitetaan puristetuiksi. Laakereilla on valmistajan määrittämä maksimikiertymä, jonka ylityksen jälkeen sen ominaisuudet heikkenevät. Mikäli laakeri kestää edellä mainitun kiertymän, se on kiertymän osalta toimiva valinta liitokseen, mutta tapauskohtaisesti pienempikin kiertymäkyky voi riittää.



***Kuva 14**: Jälkijännitetyn palkin periaateliitoksia*

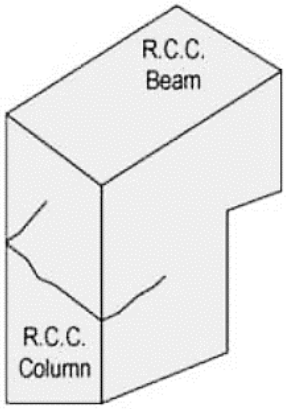
Kuvassa 14 on esitetty periaateliitoksia jälkijännitetyn palkin pilariliitokseen. Kuvassa esitetään liitoksen läpi jatkettavat teräkset, ja nimetään oleellisia osia liitokseen liittyen. Liitokseen saadaan jäykkyyttä käyttämällä tappeja vähintään kahdessa rivissä palkin suunnassa. Keskeisesti pilariin asetetut tapit pienentävät liitoksen kiertymäjäykkyyttä, ja vapauttavat tilaa liitosalueella. Tällainen liitos oletetaan mitoituksessa nivelelliseksi, vaikka se ei olekaan ideaalinen nivel.

Laakeria käyttäessä pilarin betonipinnan on oltava tasainen. Työnaikaista liukulaakeria käyttäessä tapit asetetaan putkiin palkin sisään, jolloin mahdollistetaan liikevara palkin muodonmuutoksista. Putket vievät liitosalueella tilaa, jota jäykissä liitoksissa on normaalistikin melko vähän. Putkien valamisella myöhemmin varmistetaan tappien tartunta ja korroosionsuojaus, mutta liikevara menetetään kyseisessä vaiheessa. Tämä kannattaa siitä syystä tehdä jännitystyön jälkeen niin myöhään kuin rakentaminen sen mahdollistaa, jotta palkin kokoonpuristuma ja iso osa kutistumasta on tapahtunut. Nivelliitoksessa voidaan juotoksen sijaan käyttää kokoonpuristuvaa materiaalia, koska tartunta ei ole välttämätön. Työnaikaisen liukulaakerin rakenteellinen toiminta heikkenee suhteellisen

nopeasti, joten rakennuksen käyttöiän kattavaa liikevaraa sillä ei voida toteuttaa. Pitkäaikaisen laakerin käyttö tasaa kuormituksia pilarin pinnalle, jolloin halkeilun ja lohkeilun vaara pienenee. Pitkäaikaisissa laakereissa on myös liikevaraa vaakasuunnassa.

Nivelliitos sallii palkin kiertymän, jolloin pystykuorman resultantin vaikutuspiste siirtyy. Mikäli resultantti pääsee siirtymään suojabetonille, se todennäköisesti lohkeaa pilarin yläpäästä. Pitkäaikaisen laakerin avulla tämä voidaan estää, jos laakeria ei uloteta suojabetonin päälle. Pitkäaikaisella laakerilla palkin kuorma keskitetään pilarin raudoitetulle alueelle. [16] Työnaikainen laakerointi on kyseenalainen ratkaisu nivelliitokseen, koska sillä ei ole kiertymäkykyä ja se ulotetaan koko pilarin tukialalle. Halkeilu kiertymästä on yhtä todennäköistä kuin ilman työnaikaisen laakerin käyttöä.

Halkeilu on mahdollista kaikilla liitostyypeillä, mutta halkeamat tyypillisesti syntyvät eri kohtaan rakenteessa. Jäykkä liitos välittää paljon momenttia pilarille, mistä seuraa vetojännitys pilarin ulkoreunassa. Mikäli pilarille ei tule riittävästi pystykuormaa tasoittamaan momentin aiheuttamaa vetoa, pilarin ulkoreuna voi haljeta vetojännityksen seurauksena. Tämä halkeamatyyppi on esitetty kuvassa 15, jossa paikallavalupilari on liitetty palkkiin jäykästi. Kyseinen halkeamatyyppi heikentää pilarin kestävyyttä, joten sen syntyminen pyritään estämään. [34]



Kuva 15: *Pilarin vaakasuuntainen halkeama liitosalueella [34]*

Pilarin ja palkin tappiliitos on elementtirakenteissa tavallisin liitos [27]. Samaa ideaa voidaan soveltaa paikallavalurakenteisiin asettamalla pilariin harjateräksiä jatkumaan palkkiin. Teräksillä varmistetaan palkin paikallaan pysyminen, ja ne toimivat onnettomuustilanteessa varmistavana rakenteena. Tapit voidaan asettaa palkissa putkiin, jotka voidaan täyttää myöhemmin juotosvalulla. Jos putkea ei juoteta, liitos välittää vaakavoimia vain kitkan avulla. Jos putki täytetään juotosvalulla, liitos siirtää voimia myös vaarnavoimalla. Vaarnavoiman suuruuden voi laskea kaavasta

$$H_d = 1{,}2 \cdot Ø^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}, \tag{3.1}$$

missä

Ø on tapin halkaisija

f_{cd} on juotosbetonin mitoituslujuus ja

f_{yd} teräksen mitoituslujuus.

Jos tapilla siirretään voimia, vaarnavoima kerrotaan 0,8:lla. Onnettomuustilanteessa kitkan vaikutusta ei saa ottaa huomioon vaan pelkästään vaarnavoimaa edellä esitetyllä kaavalla. Onnettomuustilanteessa kerrointa 0,8 ei tarvitse käyttää. [27]

3.3 Kuormat

Kuormat aiheuttavat kantavaan rakenteeseen rasituksia ja muodonmuutoksia. Rakenteen kuormitukset koostuvat omasta painosta ja muista tapauskohtaisesti aiheutuvista muuttuvista kuormista. Rakenteen omista painoista syntyvän kuorman vaikutukset luokitellaan pysyviksi kuormiksi. Betonirakenteissa pysyviksi kuormiksi luokitellaan lisäksi kutistuma ja viruminen. Jännitetyissä betonirakenteissa jännevoima on myös pysyvää kuormaa. [28]

Luonnonolosuhteista, kuten lumesta ja tuulesta, aiheutuu usein muuttuvia kuormia kantavalle rakenteelle. Lisäksi rakenteen varsinaisesta toiminnasta aiheutuu hyötykuormaa. Hyötykuorma syntyy esineiden ja asioiden omasta painosta, kuten liikenteestä ja autojen omasta painosta. Rakenteen hyötykuormat kuuluvat muuttuviin kuormiin. [28]

3.3.1 Rakenteiden omapaino

Rakennuskohteen omapaino on pysyvä kiinteä kuorma. Kantavat ja ei-kantavat rakenteet käsitellään yhdessä yksittäisenä kuormana. Mikäli omapainossa on liikkuvaa osaa, kuten siirrettäviä väliseiniä, sitä käsitellään hyötykuormana. Täytemaasta, pintarakenteista ja pysyvistä laitteista aiheutuva paino käsitellään pysyvänä kuormana. [35]

Rakennusmateriaaleille on määritelty tilavuuspainojen ominaisarvot. Kyseisiä arvoja on esitelty EN 1991-1-1 liitteessä A. Raudoitetun betonin tilavuuspainona käytetään arvoa 25 kN/m^3. Rakenteen omapaino lasketaan tilavuuspainon ja nimellismittojen perusteella. Nimellismitat ovat piirustusten mukaisia. [35]

3.3.2 Hyötykuormat

Hyötykuormat luokitellaan muuttuviksi kuormiksi, jotka ottavat huomioon rakennuksen käyttötavan [35]. Käyttötapoja on useita ja niitä on esitetty kattavasti eurokoodissa 1991-

1-1. Keskitytään tässä tutkimuksessa olennaisiin ajoneuvokuormiin. Pysäköintitilojen suojaseinien ja -kaiteiden mitoitus on esitelty EN 1991-1-1 liitteessä B. Liikennöintialueet on määritelty luokkiin taulukon 3 mukaan. Taulukossa kerrotaan luokista esimerkkikohteet ja kuvataan rakennuksen käyttöä. Näitä luokkia vastaavat hyötykuormat on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 3: *Rakennusten liikennöinti- ja paikoitusalueet [35, s. 40]*

Liikennöintialueiden luokat	Erityiskäyttö	Esimerkki
F	Kevyiden ajoneuvojen liikennöinti- ja paikoitusalue (kokonaispaino ≤ 30 kN ja enintään 8 paikkaa kuljettajan lisäksi)	autotallit; paikoitusalueet, paikoitushallit
G	Keskiraskaiden ajoneuvojen liikennöinti- ja paikoitusalueet (> 30 kN, kokonaispaino ≤ 160 kN, 2 akselilla)	esim. sisäänkäyntiväylät; jakeluvyöhykkeet; vyöhykkeet, joihin palokalusto (kokonaispaino ≤ 160 kN) pääsee
HUOM. 1 Luokkaan F suunnitelluille alueille pääsyä rajoitetaan rakenteeseen sijoitettujen esteiden avulla. HUOM. 2 Luokkiin F ja G suunnitelluille alueille kiinnitetään asianmukaiset varoitusmerkit.		

Taulukko 4: *Liikennöintialueiden hyötykuormat [35, s. 40]*

Liikennöintialueen luokka	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
Luokka F Ajoneuvon kokonaispaino ≤ 30 kN	q_k	Q_k
Luokka G 30 kN < ajoneuvon kokonaispaino ≤ 160 kN	5,0	Q_k
HUOM. 1 Luokassa F kuorman q_k arvo voidaan valita alueelta 1,5...2,5 kN/m^2 ja Q_k alueelta 10...20 kN. HUOM. 2 Luokassa G kuorman Q_k arvo voidaan valita alueelta 40...90 kN. HUOM. 3 Kansallisessa liitteessä voidaan antaa huomautuksissa 1 ja 2 mainittujen vaihteluvälien sijaan käytettävä arvo. Suositusarvot ovat alleviivattuina.		

Kuormitusmallina käytetään tasaista kuormaa q_k ja yksittäistä akselia, jonka kokonaiskuorma on Q_k. Pysäköintitalot kuuluvat yleensä luokkaan F, jolloin niissä vaikuttava hyötykuorma on $2{,}5\ kN/m^2$ taulukon 4 mukaan. Tapauskohtaisesti rakennus voidaan suunnitella korkeammilla kuormilla. Pihakannet sijaitsevat usein alueella, johon pelastusajoneuvoilla on kulkuyhteys, jolloin niiden mitoituksessa käytetään luokan G mukaisia kuormia. Akselikuormien liikkuminen rakenteen päällä on huomioitava määrittäessä kuorman epäedullisinta vaikutusta.

3.3.3 Lumikuorma

Lumikuormien mitoitus tehdään EN 1991-1-3 mukaan koko Suomen alueella. Lumikuormat luokitellaan muuttuviksi kiinteiksi kuormiksi. Kattojen lumikuormat määritellään kaavalla

$$s = \mu_i C_e C_t s_k, \tag{3.2}$$

missä

μ_i on katon muotokerroin

C_e on tuulensuojaisuuskerroin

C_t on lämpötilakerroin ja

s_k on maanpinnan lumikuorman ominaisarvo. [19] Muotokertoimen arvo määräytyy katon kaltevuuskulmasta taulukon 5 mukaan.

Taulukko 5: *Lumikuorman muotokertoimien arvot [19, s. 30]*

Katon kaltevuuskulma α	0° ≤ α ≤ 30°	30°< α < 60°	α ≥ 60°
μ_1	0,8	0,8(60 – α)/30	0,0
μ_2	0,8 + 0,8 α/30	1,6	–

Muotokertoimella maassa olevan lumen kuorma muutetaan katolla olevan lumen kuormaksi. Muotokerroin ei huomioi tuulen tai lämmön vaikutusta. Korkeamman rakennuksen vieressä kinostumisen muotokerroin tulee määritellä erikseen. [19]

$\mu_1 = 0{,}8$

kun alempi katto on tasakatto.

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w, \tag{3.3}$$

missä

μ_s on ylemmältä katolta liukuvan lumen muotokerroin ja

μ_w on tuulesta johtuva muotokerroin.

$$\mu_w = \frac{b_1+b_2}{2h} \leq \frac{\gamma \cdot h}{s_k}, \tag{3.4}$$

missä γ on lumen laskennallinen tilavuuspaino $2\ kN/m^3$.

b_1, b_2 ja h on esitetty kuvassa 16. Muotokertoimen μ_w vaihteluväli riippuu alemman katon pinta-alasta seuraavasti:

$0{,}8 \leq \mu_w \leq 2{,}5$, kun katon pinta-ala on ≥ 6 m^2

$0{,}8 \leq \mu_w \leq 1{,}5$, kun katon pinta-ala on = 2 m^2

$\mu_w = 0{,}8$, kun katon pinta-ala on ≤ 1 m^2

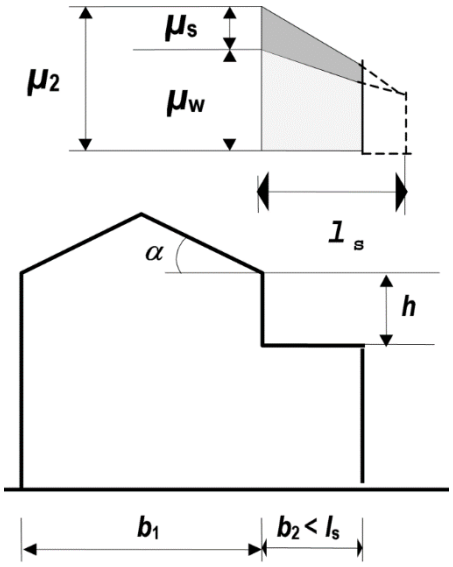
Ylärajan arvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

Kun kattokaltevuus $\alpha \leq 15\ °, \mu_s = 0$. Muulloin μ_s määritellään lisäkuormasta, joka on puolet ylemmän katon kokonaislumikuormasta.

Kinostumispituus l_s määritetään kattojen korkeuserosta kaavalla

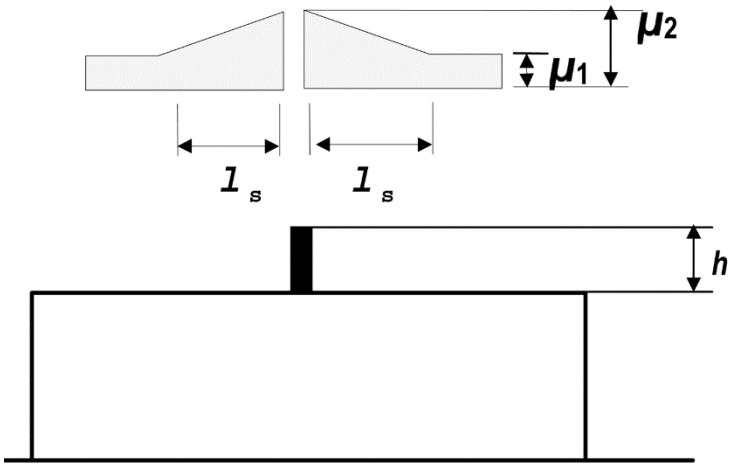
$$l_s = 2h. \tag{3.5}$$

Kinostumispituuden vaihteluväli on 2 m ≤ l_s ≤ 6 m. Kinostumispituus on kansallisesti määrättävä. Mikäli alemman katon pituus on pienempi kuin kinostumismatka, mitoituksessa käytetään kuvan 16 mukaista kuormitusta. Kuvassa esitetään, miten muotokertoimet tulee huomioida yhdessä rakenteessa, jonka pituus on lyhyempi kuin lumen kinostumispituus. [19]



Kuva 16: *Katon lumikuorma korkeamman rakennuksen vieressä [19, s. 40]*

Lumi voi kinostua myös paikallisesti tuulisella säällä kaikkia esteitä vasten. Tämä kinostuminen mitoitetaan muotokerrointa käyttäen. [19] Kuormitus määritetään kuvan 17 mukaan. Kuvan tilanteessa kinostumispituus on lyhyempi kuin rakenteen pituus.



Kuva 17: *Lumikuorman muotokerroin esteen vieressä [19, s. 42]*

Kuvan 17 esittämät muotokertoimet ovat

$\mu_1 = 0{,}8$ ja

$$\mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{s_k}. \tag{3.6}$$

Kaava 3.6 pätee rajoituksella $0{,}8 \leq \mu_2 \leq 2{,}0$. Kinostumispituus määritellään samoin kuin aiemmassa tapauksessa, mutta esteen vieressä vaihteluväli on 5,0–15,0 m.

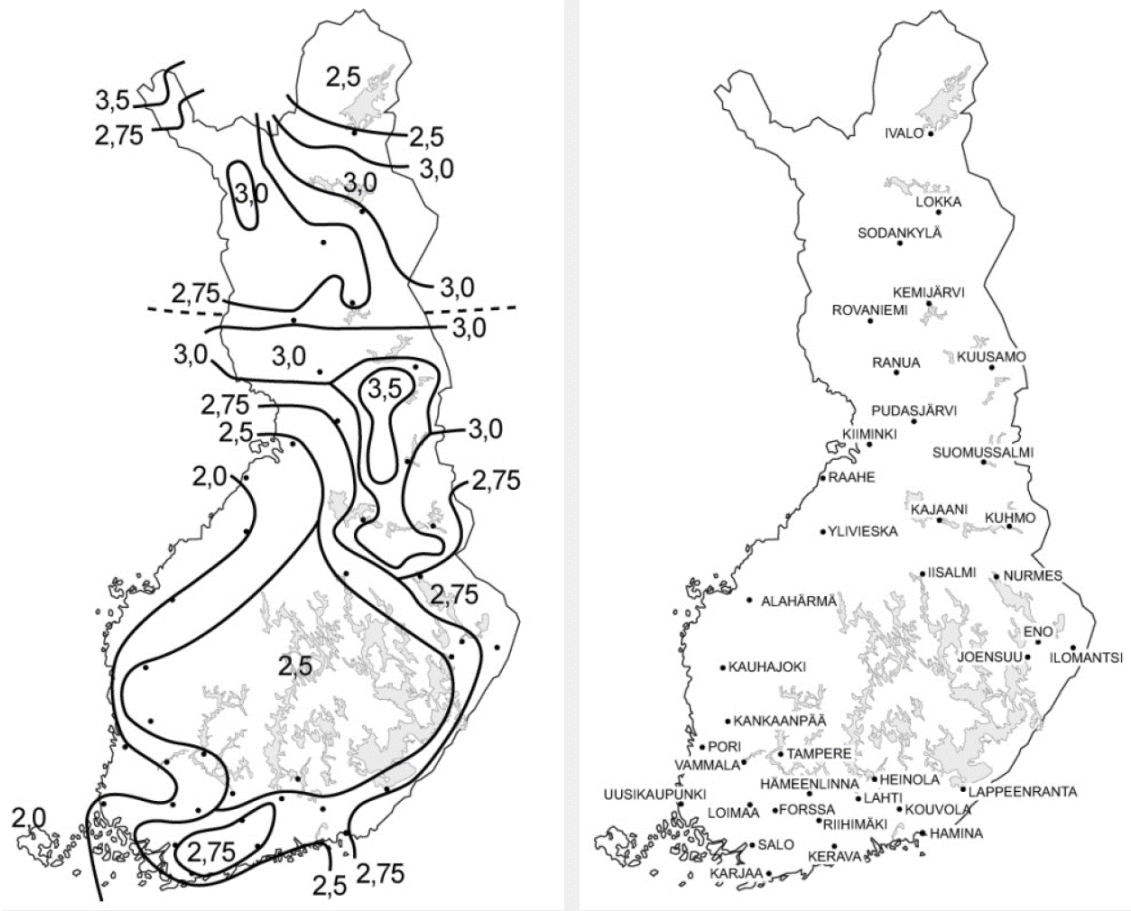
Tuulensuojaisuuskerroin C_e huomioi rakennuksen ympäristön suojaisuuden vaikutuksen. Arvot tuulensuojaisuuskertoimelle voidaan lukea taulukosta 6, jossa on selitetty eri maastotyypit. Lämpökertoimen arvona käytetään tavallisesti 1,0. Vain lämpöhäviön aiheuttama sulaminen voi olla syynä tarkempaan tarkasteluun esimerkiksi lasikatteisilla katoilla. [19]

Taulukko 6: *Tuulensuojaisuuskertoimen määritys [19, s.28]*

Maastotyyppi	C_e
Tuulinen[a]	0,8
Normaali[b]	1,0
Suojainen[c]	1,2

[a] *Tuulinen maasto*: laakea, esteetön, joka puolelle avoin alue, jolloin maasto, korkeat rakennuskohteet tai puut eivät suojaa tai suojaavat vain vähän.
[b] *Normaali maasto*: alue, jolla rakennuskohteeseen vaikuttava tuuli ei maaston, muiden rakennuskohteiden tai puiden takia huomattavasti poista lunta.
[c] *Suojainen maasto*: alue, jolla tarkasteltava rakennuskohde on huomattavasti alempana kuin ympäröivä maasto tai se on korkeiden puiden tai itseään korkeampien rakennuskohteiden ympäröimä.

Lumikuorman ominaisarvo tarkastetaan aina kohdemaan kansallisesta liitteestä [19]. Suomen kansallisen liitteen mukaiset lumikuorman s_k arvot on esitetty kuvassa 18. Kuvassa vasemmanpuoleinen kartta ilmoittaa lumikuorman neliömetriä kohden eri alueilla. Oikeanpuoleinen kartta helpottaa hahmottamaan kohdekaupungin sijaintia, jotta lumikuorman valinta helpottuu lukijalle.



Kuva 18: *Lumen ominaisarvo maan pinnalla suomessa [31, s. 15]*

Lumikuorma on pysäköintirakennuksissa yleensä pienessä osassa, koska se vaikuttaa vain ylimpään kerrokseen. Se on usein hyötykuormaa pienempi, joten samassa tasossa vaikuttaessaan hyötykuorma on näistä merkitsevä kuorma. Pihakansien lumikuormassa on huomioitava kuorman olevan maassa, koska kyseessä on maanalainen rakenne. Tällöin katoille tarkoitettuja muotokertoimia ei tule käyttää. Pihakansilla on huomioitava lumen läjitysalueet ja niiden aiheuttamat kuormat mitoituksessa.

3.3.4 Lisävaakavoima

Pilarin yläpäähän asetetaan pystykuormasta riippuva lisävaakavoima, jolla otetaan huomioon rakenteiden vinouden, sijaintivirheen ja kuormien epäedullisen vaikutussuunnan vaikutukset. Epätarkkuuksien vaikutus tulee huomioida murtorajatilassa ja onnettomuustilanteessa, mutta käyttörajatilassa sitä ei tarvitse huomioida. [9] Käsitellään tässä lisävaakavoimaa, joka kohdistuu jäykistäviin järjestelmiin, kuten tässä tutkimuksessa käsiteltäviin kehärakenteisiin. Lisävaakavoima määritetään kaavalla

$$H_i = \theta_i \cdot N_d, \tag{3.7}$$

missä

H_i on lisävaakavoiman laskenta-arvo

N_d on pystykuorman laskenta-arvo ja

θ_i kuvaa epätarkkuutta.

Epätarkkuus voidaan esittää vinouden avulla kaavalla

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m, \tag{3.8}$$

missä

θ_0 on perusarvo $\frac{1}{200}$ ja

α_h on pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin kaavasta

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}},\ \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1, \tag{3.9}$$

missä l on rakennuksen korkeus. Kaavan 3.8 viimeinen muuttuja

$$\alpha_m = \sqrt{0{,}5 \cdot (1 + 1/m)}, \tag{3.10}$$

missä m on jäykistysjärjestelmän vaakavoimaan vaikuttavien pystyrakenneosien määrä. Suureiden l ja m määrittely riippuu tarkasteltavasta vaikutuksesta. Mikäli vaikutus kohdistuu erilliseen rakenneosaan tai vaakakuormia jakaviin levykenttiin välipohjassa, yläpohjassa tai vesikatolla, nämä suureet määritellään eri tavalla eurokoodin 1992-1-1 mukaan. [9]

3.3.5 Lämpölaajeneminen

Kappaleeseen vaikuttava termomekaaninen kuormitus eli lämpötilan vaihtelu vaikuttaa rakenteen pituuteen. Rakenteen keskilämpötilan muutos aiheuttaa siihen aksiaalista venymää. Kokemusperäisen tiedon mukaan pituuden muutos noudattaa likimain kaavaa

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T, \tag{3.11}$$

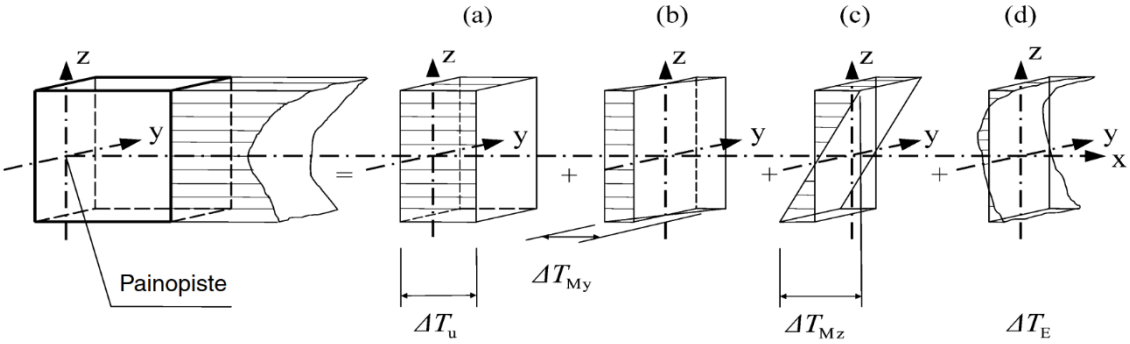
missä α on pituuden lämpötilakerroin, L kappaleen pituus ja ΔT lämpötilan muutos, joka oletetaan vakioksi koko kappaleen pituudelta. Kaava pätee melko tarkasti homogeeniselle ja isotrooppiselle materiaalille. Teräsbetoni ei tosin ole kumpaakaan, joten kaava ei anna täysin tarkkoja arvoja. Betonin pituuden lämpötilakertoimena käytetään arvoa $10 \cdot 10^{-6} \cdot {}^{\circ}\mathrm{C}^{-1}$, jossa tämä epätarkkuus on huomioitu. [17, 29]

Suhteellinen venymä ϵ lämpötilan muutoksesta voidaan johtaa kaavasta 3.11

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} = \alpha \Delta T. \tag{3.12}$$

Salmen *et al.* mukaan esteettömästä lämpöliikkeestä ei synny kappaleeseen jännityksiä. Rakenteissa kappaleet ovat kuitenkin kiinni toisissaan eli mikäli lämpötilan muutoksen aiheuttama pituuden muutos on tuennalla estetty, rakenteisiin syntyy pakkovoimia. [29]

Tässä työssä tutkituissa jännitetyissä betonipalkeissa lämpölaajeneminen tulee ehdottomasti huomioida. Pitkissä palkeissa lämpöliikkeen vaikutus on suurempaa kuin lyhyemmissä. Pysäköintilaitokset ovat usein kylmiä tai puolilämpimiä rakenteita, jolloin palkkien lämpötila vaihtelee suuresti vuoden aikana. Rakennusvaiheen lämpötilalla voidaan vaikuttaa tuleviin lämpötilakuormiin jonkin verran muuttamalla rakenneosan alkulämpötila halutun suuruiseksi.



Kuva 19: *Lämpötilajakauman perustapaukset [8, s. 24]*

Rakenteen lämpötilajakauma voi olla myös epätasainen. Tilanteessa rakenteen vastakkaisilla pinnoilla lämpötila on erisuuruinen. Lämpötilajakauman erilaisia muotoja on esitetty kuvassa 19 eurokoodin [8] mukaan. Kuvassa a) jakauma kuvaa tasaista lämpötilan muutosta. Talorakenteissa pintalämpötilaero ei aiheuta merkittävää kuormitusta, koska kantavat rakenteet eivät altistu suoraan voimakkaalle auringon valolle kuten esimerkiksi siltarakenteet. Mikäli pintojen lämpötilaero huomioidaan laskennallisesti, käytetään kuvan 19 b) tai c) mukaista jakaumaa. Vaakarakenteissa pintalämpöeron aiheuttava kuormitus on yleensä vastakkaiseen suuntaan kuin pystykuormat, koska momenttia syntyy rakenteen lämpimämpään pintaan.

3.3.6 Jännevoima

Betoni puristuu jännevoiman vaikutuksesta kokoon. Salmen *et al.* mukaan useilla rakennemateriaaleilla jännityksen alainen käyttäytyminen on lineaarisesti kimmoista tiettyyn rajaan saakka. Suunnittelussa rakenteet usein oletetaan lineaarisesti kimmoisaksi, jolloin suhteellinen muodonmuutos voidaan arvioida Hooken lain avulla. [29]

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c}, \tag{3.13}$$

missä E_c on betonin kimmokerroin ja σ_c betoniin kohdistuva jännitys.

Betoni noudattaa Hooken lakia likimain jännityksen arvoon $f_{ck}/3$ asti. Tämän jälkeen mikrohalkeamat lisääntyvät ja halkeamat avautuvat, jolloin venymä muuttuu epälineaariseksi. [29]

Epätarkkuutta jännebetonipalkin kokoonpuristuman arviointiin aiheuttaa epäkeskeinen jänneteräs. Jännevoiman epäkeskeinen vaikutus aiheuttaa palkin taipumaa, jolloin rakenne ei puristu keskeisesti. Tavian mukaan liiallinen jännittäminen lisää kimmoiseen kokoonpuristumaan ja virumaan yhdistettyjä ongelmia [33].

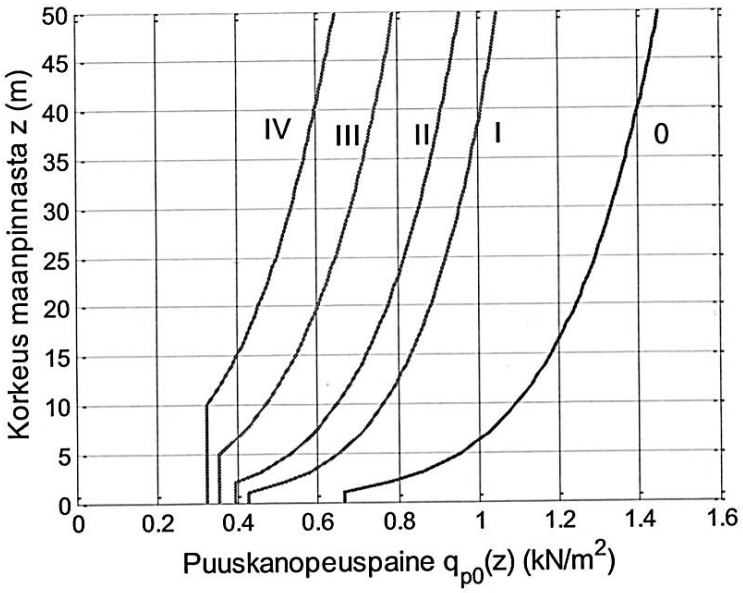
Jos jännitettyä betonipalkkia käsitellään puristettuna sauvana, sen pituuden muutos voidaan laskea kaavasta

$$\Delta L = \frac{NL}{EA}, \tag{3.14}$$

missä N on sauvaan kohdistuva normaalivoima, L sauvan pituus, E kimmokerroin ja A puristetun päädyn pinta-ala. Kaava pätee tarkasti homogeeniselle, isotrooppiselle ja lineaarisesti kimmoiselle materiaalille, jonka jännityskenttä on tasainen. [29]

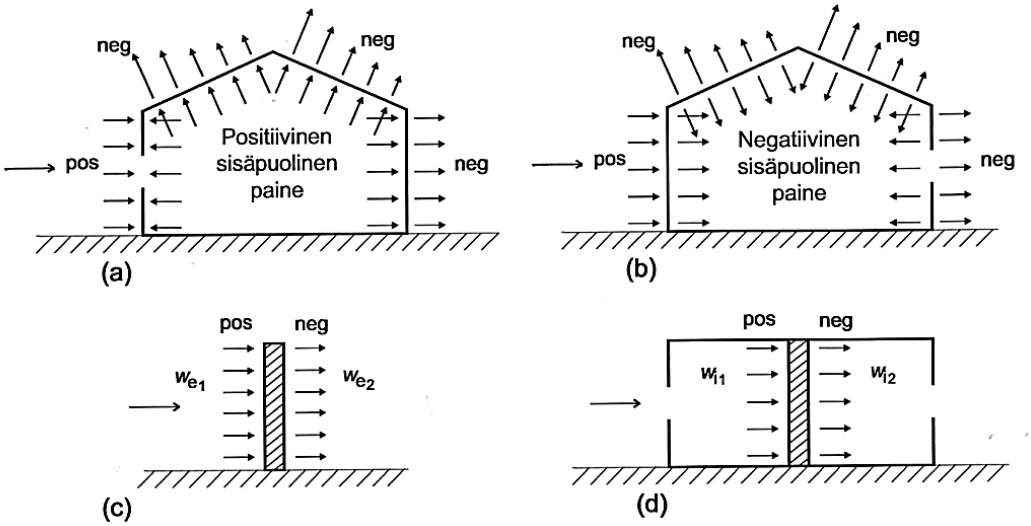
3.3.7 Tuulikuorma

Maanpäällisissä monikerroksisissa pysäköintirakennuksissa tuulikuorma on merkittävässä osassa rakenteiden mitoituksessa. Rakennusinsinöörien liiton mukaan tuulikuormat ovat luonteeltaan vaihtelevia ajan ja sijainnin mukaan. Tuuli luo painetta rakennusten umpinaisiin pintoihin. Tuulikuormat ovat tavallisesti kiinteitä kuormia, ja ne määritellään tuulennopeuden tai nopeuspaineen perusarvoista. Tuulikuormat määritellään eurokoodin EN 1991-1-4 mukaan. [32]



Kuva 20: *Puuskanopeuspaineen määritys [32, s.136]*

Kuvan 20 mukaan määritetään tuulen puuskanopeuspaine. Tuulen voimakkuus riippuu rakennusta ympäröivästä maastosta. Eurokoodissa maastot luokitellaan rosoisuuden perusteella luokkiin 0-VI. Tuulen puuskanopeuspaine riippuu maaston lisäksi korkeudesta maanpinnasta epälineaarisesti kuvan 20 mukaan. Mikäli maastossa on merkittävää kallistusta, puuskanopeuspaineelle käytetään modifiointikerrointa. Tuulikuorman määrityksessä huomioidaan rakenteen ulkopuolisen paineen lisäksi sisäpuolinen paine. Nettopaineessa otetaan huomioon näiden paineiden etumerkit. Paineiden vaikutus on havainnollistettu kuvassa 21. [32]



Kuva 21: *Rakennuksen pintoihin kohdistuva paine [32, s. 139]*

Rakenteen ulkopintaan vaikuttava tuulenpaine w_e saadaan kaavalla

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \tag{3.15}$$

missä

$q_p(z_e)$ on puuskanopeuspaine korkeudella z_e ja

c_{pe} on ulkoisen paineen painekerroin.

Rakenteen sisäpintoihin vaikuttava tuulen paine w_i saadaan kaavalla

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}, \tag{3.16}$$

missä

$q_p(z_i)$ on puuskanopeuspaine korkeudella z_i ja

c_{pi} on sisäpuolisen paineen painekerroin. [32]

Painekertoimet on määritelty eurokoodissa EN 1991-1-4 rakenteen jokaiselle pinnalle. Kertoimeen vaikuttaa tuulen suunta sekä rakennuksen mitat ja muodot.

3.3.8 Kuormien yhteisvaikutus

Rakenteet luetaan eurokoodin mukaisesti seuraamusluokkiin CC1, CC2 ja CC3. Pysäköintirakennukset tavallisesti kuuluvat seuraamusluokkaan CC2 eli keskisuurten seuraamusten luokkaan. Seuraamusluokkiin liitetään vastaavat luotettavuusluokat RC1, RC2 ja RC3. RC2 luokassa kuormakerroin on 1,0. [26]

Rakenteet mitoitetaan murtorajatilan ja käyttörajatilan kuormille. Murtorajatilalla kuvataan tilannetta, jolloin rakenne sortuu tai murtuu. Murtorajatilaksi luokitellaan myös tasapainon menetys. Käyttörajatila kuvaa tilaa, jonka ylityksen jälkeen käyttökelpoisuusvaatimukset eivät täyty. Käyttörajatiloissa tarkastellaan siirtymät, värähtelyt ja vauriot, jotka vaikuttavat rakenteen ulkonäköön, toimivuuteen, käyttömukavuuteen ja säilyvyyteen. Betonin halkeilu on esimerkki tällaisesta vauriosta. [32]

Murtorajatilassa kuormia korotetaan mitoitusarvoiksi varmuuskertoimilla. Suomessa käytettävät kertoimet on esitetty taulukossa 7. Taulukko esittää eri mitoitustapaukset normaalisti vallitseville ja tilapäisille mitoitustilanteille. Lisäksi se huomioi pysyvien kuormien edullisuuden ja epäedullisuuden rakenteen mitoitukselle. Käyttörajatilassa varmuuskertoimet voivat vaihdella tarkastelun mukaan. Käyttörajatilan mitoitusta ei käsitellä tarkemmin tässä työssä. Betonirakenteen käyttörajatilan mitoitusohjeet on esitetty eurokoodissa EN 1992-1-1.

Taulukko 7: *Kuormien mitoitusarvot murtorajatilassa [30, s. 20]*

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitus-tilanteet	Pysyvät kuormat		Määräävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
	Epäedulliset	Edulliset		
(Yht. 6.10a)	$1{,}35\ K_{FI}\ G_{kj,sup}$	$0{,}9\ G_{kj,inf}$		
(Yht. 6.10b)	$1{,}15\ K_{FI}\ G_{kj,sup}$	$0{,}9\ G_{kj,inf}$	$1{,}5\ K_{FI}\ Q_{k,1}$	$1{,}5\ K_{FI}\ \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Suomen standardointiliiton mukaan kuormia yhdistäessä käytetään seuraavista lausekkeesta tilanteen mukaan sitä, joka tuottaa epäedullisemman tuloksen [30]. Kaavat esittävät saman asian kuin taulukko 7. Esimerkiksi rakenteen tasapainoa tutkiessa pystykuorma voidaan katsoa edulliseksi, jolloin sitä pienennetään kertoimella $0{,}9$. Kaavoissa G kuvaa pysyviä kuormia ja Q muuttuvia kuormia.

$$\begin{cases} 1{,}15\,K_{\mathrm{FI}}\,G_{\mathrm{kj,sup}} + 0{,}9\,G_{\mathrm{kj,inf}} + 1{,}5\,K_{\mathrm{FI}}\,Q_{\mathrm{k,1}} + 1{,}5\,K_{\mathrm{FI}} \sum_{\mathrm{i>1}} \psi_{0,\mathrm{i}}\,Q_{\mathrm{k,i}} \\ 1{,}35\,K_{\mathrm{FI}}\,G_{\mathrm{kj,sup}} + 0{,}9\,G_{\mathrm{kj,inf}} \end{cases}$$

Taulukko 8: *Kuormien yhdistelykertoimet rakennuksille [30, s. 18]*

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6**)
Luokka G: liikennöitävät tilat, 30kN < ajoneuvon paino ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3**)
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3)*) kun			
s_k < 2,75 kN/m²	0,7	0,4	0,2
s_k ≥ 2,75 kN/m²	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ***)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

*) Ulkotasoilla ja parvekkeilla ψ_0 = 0 luokkien A, B, F ja G yhteydessä.
Huomautus: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ-arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen.
**) Ajokäytävillä ψ_2 = 0
***) Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia

Kun rakenteeseen vaikuttaa useita muuttuvia kuormia, käytetään taulukon 8 mukaisia yhdistelykertoimia. Taulukossa 8 on esitetty kertoimet myös rakennuksen tilojen hyötykuormille käyttötarkoituksen mukaan. Rakennusinsinöörien liiton mukaan ψ_0-kerrointa käytetään murtorajatilassa kuormien yhdistelyssä taulukon 8 mukaan. Käyttörajatilassa tutkitaan kuormitusyhdistelmät ominaisyhdistelmällä, tavallisella yhdistelmällä ja pitkäaikaisyhdistelmällä. Ominaisyhdistelmää käytetään palautumattomille rajatiloille, ja tavallista yhdistelmää palautuville rajatiloille. Pitkäaikaisyhdistelmällä nimensä mukaisesti huomioidaan pitkäaikaisvaikutukset. Ominaisyhdistelmässä käytetään rakennuksen ulkoisille kuormille yhdistelykerrointa ψ_0. Tavallisella yhdistelmällä käytetään kertoimia ψ_1 ja ψ_2 niin, että merkitsevällä muuttuvalla kuormalla käytetään kerrointa ψ_1 ja muilla samanaikaisilla kuormilla kerrointa ψ_2. Pitkäaikaisyhdistelmällä kaikilla ulkoisilla kuormilla käytetään kerrointa ψ_2. [32]

4. BETONIRAKENTEINEN KEHÄ

4.1 Materiaaliominaisuudet

Jälkijännitetyn betonirakenteen toiminnan kannalta oleelliset materiaalit ovat betoni, jänneteräs ja harjateräs. Yksinkertaistetusti betoni ottaa vastaan puristusjännityksiä ja teräkset vetojännityksiä. Jänneteräksillä palkkiin luodaan jännitystila, jonka ansiosta sen kestävyyttä saadaan parannettua. Harjateräksiä käytetään rakenteen vahvistamiseen pilareissa ja joiltain osin myös palkeissa. Harjaterästen käyttö on myös liitosalueella tärkeää, koska sillä alueella kuormat siirtyvät rakenneosasta toiseen. Liitosalueen toimintaan vaikuttavat myös rakennuslaakerit. Tässä tutkimuksessa nämä materiaalit esitellään lyhyesti huomioiden niiden tärkeimmät ominaisuudet liitosalueen toiminnan kannalta. Jännitettyjen rakenteiden tarkempi mitoittaminen suoritetaan eurokoodin mukaan.

4.1.1 Betoni

Betoni on epähomogeeninen rakennusmateriaali, mikä johtuu sen koostumuksesta. Lujuusominaisuuksiltaan erilaiset ainesosat runkoaine ja sementtikivi eivät jakaannu tasaisesti betonissa. Kovettumisvaiheessa syntyvät huokoset ja mikrohalkeamat lisäävät materiaalin ominaisuuksien vaihtelua. Betonin hyödyllisin ominaisuus on sen suuri puristuslujuus. Se määritellään puristuskokeen tulosten mukaan koekuutioita käyttäen. Suunnittelussa oleellista on valita lujuusluokka, josta nähdään suoraan betonin nimellislujuus. [29]

Betonit jaotellaan lujuusluokittain. Eurokoodin mukaisesti betonilaatu merkitään tunnuksella ”C”, betonin lieriölujuuden ominaisarvolla f_{ck} ja kuutiolujuuden ominaisarvolla $f_{ck,cube}$. Esimerkiksi jännitetyissä betonirakenteissa yleinen betonilaatu on C35/45. Betonin ominaisuudet, kuten kimmokerroin ja kutistuma, riippuvat sen lujuudesta. Tavallisesti jännitetyissä rakenteissa käytetään hieman lujempaa betonia kuin muissa rakenteissa.

Betonin pienen vetolujuuden vuoksi sen halkeilua on vaikea täysin välttää. Halkeilun syitä ovat kuormituksen lisäksi betonin tilavuuden muutokset, pakkovoimat ja betonissa tapahtuvat muutokset kovettumisen aikana. Rasituksista johtuvia halkeamia ei voida pitää vaurioina vaan pikemminkin materiaalin toiminnan ominaisuutena. Muista syistä johtuvaa halkeilua ja lohkeilua tulee kuitenkin mahdollisuuksien mukaan rajoittaa. [5] Betonin ominaisuuksia on esitetty taulukossa 9 lujuuden mukaan jaoteltuna. Taulukosta voidaan helposti tarkistaa betonin muita ominaisuuksia puristuslujuuden avulla.

Taulukko 9: *Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet [9, s. 30]*

Betonin lujuusluokka														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,\,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,\,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,\,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Betonin lujuuden kehitys riippuu sen lujuusluokasta, sementtityypistä ja ympäröivistä olosuhteista. Betonia tavallisesti käsitellään sen 28 vuorokauden lujuuden mukaan. Kutistuminen ja viruminen ovat betonille ajasta riippuvia ominaisuuksia. Kutistuminen tapahtuu yleensä epätasaisesti riippuen rakenteen geometriasta ja ilman suhteellisesta kosteudesta. [5] Liitoksia varten niiden suuruus on tutkittava liikevarojen selvittämiseen.

Kutistuminen voidaan huomioida laskennallisesti selvittämällä kuivumiskutistuma ε_{cd} ja sisäinen kutistuma ε_{ca}. Betonin kokonaiskutistuma on näiden summa:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}. \tag{4.1}$$

Kuivumiskutistuma selittyy betonin huokosissa olevan veden poistumisella. Tämän seurauksena rakenteen tilavuus pienentyy hitaasti. Kuivumiskutistuman suuruuteen vaikuttaa rakenteen dimensiot, ympäristön kosteus ja lämpötila sekä betonissa käytetty sementtilaatu. [5] Kuivumiskutistuman loppuarvo voidaan määritellä kaavalla

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{cd,0}, \tag{4.2}$$

missä

k_h on kerroin, joka määritellään taulukon 10 mukaan ja

$\varepsilon_{cd,0}$ on nimellinen kuivumiskutistuma. [9]

Nimellinen kuivumiskutistuma voidaan määritellä perusyhtälön [9] mukaan

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85\left[(220 + 110\alpha_{ds1})\exp\left(-\alpha_{ds2}\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)\right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \tag{4.3}$$

missä

$$\beta_{RH} = 1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] \tag{4.4}$$

f_{cm} on keskimääräinen puristuslujuus

f_{cm0} on 10 MPa

α_{ds1} on kerroin, joka määritellään sementin tyypistä

= 3, kun sementti on tyyppiä S

= 4, kun sementti on tyyppiä N

= 6, kun sementti on tyyppiä R

α_{ds2} on kerroin, joka määritellään sementin tyypistä

= 0,13, kun sementti on tyyppiä S

= 0,12, kun sementti on tyyppiä N

= 0,11, kun sementti on tyyppiä R

RH on ympäristön suhteellinen kosteus prosenttina ja

RH_0 = 100 %.

Taulukko 10: *Kertoimen* $\boldsymbol{k_h}$ *arvoja [9, s. 33]*

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Taulukon 10 h_0 on poikkileikkauksen muunnettu paksuus

$$h_0 = 2A_c/u, \tag{4.5}$$

missä

A_c on betonin poikkileikkauksen pinta-ala ja

u on kuivumiselle alttiin poikkileikkauksen osan piiri.

Taulukosta 10 luetaan poikkileikkauksen muunnetun paksuuden mukaan kerroin $\mathrm{k_h}$, jota käytetään kuivumiskutistuman määrityksessä. Kuivumiskutistuman kehittymistä ajan kuluessa voidaan kuvata kaavalla

$$\epsilon_{cd}(\mathrm{t}) = \beta_{\mathrm{ds}}(\mathrm{t}, \mathrm{t_s}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \tag{4.6}$$

missä t on betonin ikä vuorokausina ja t_s betonin ikä kuivumiskutistumisen alkamishetkellä, joka tavallisesti on jälkihoidon päättymisen hetki. [9] Kerroin $\beta_{\mathrm{ds}}(\mathrm{t}, \mathrm{t_s})$ määritellään kaavalla

$$\beta_{\mathrm{ds}}(\mathrm{t}, \mathrm{t_s}) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0{,}04 \cdot \sqrt{h_0^3}}. \tag{4.7}$$

Sisäinen kutistuma sisältää sementin hydrataatiosta syntyvän kemiallisen kutistuman ja hydratoituneen sementin reagoidessa ilman hiilidioksidin kanssa syntyvän karbonatisaatiokutistuman. Sisäinen kutistuma kehittyy kovettumisen aikana, ja se on merkittävin korkealujuusbetoneilla. [5] Sisäisen kutistuman loppuarvo lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}. \tag{4.8}$$

Sisäisen kutistuman arvo tietyllä ajan hetkellä lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty), \tag{4.9}$$

missä t on aika vuorokausina ja $\beta_{as}(t)$ lasketaan kaavalla

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0{,}2t^{0{,}5}}. \tag{4.10}$$

Virumisella kuvataan kuormituksen alaisen rakenteen muodonmuutoksen kasvua ajan kuluessa. Viruminen ei ole pelkästään haitallinen ilmiö, sillä se tasaa jännityshuippuja ja vähentää halkeilua. Betonirakenteessa virumisen suuruuteen vaikuttaa rakenteen mitat, betonin koostumus, ympäristön kosteus ja kuormituksen aloitusajankohta. Viruminen on osittain palautuvaa, jos kuorma poistetaan. [5, 29]

Virumaluvulla kuvataan virumamuodonmuutoksen suhdetta jännityksen aiheuttamaan muodonmuutokseen. Se riippuu tangenttimoduulista E_c, jolle voidaan eurokoodin mukaan käyttää arvoa $1{,}05E_{cm}$. [9] Lineaarinen viruma ε_{cc} lasketaan kaavalla:

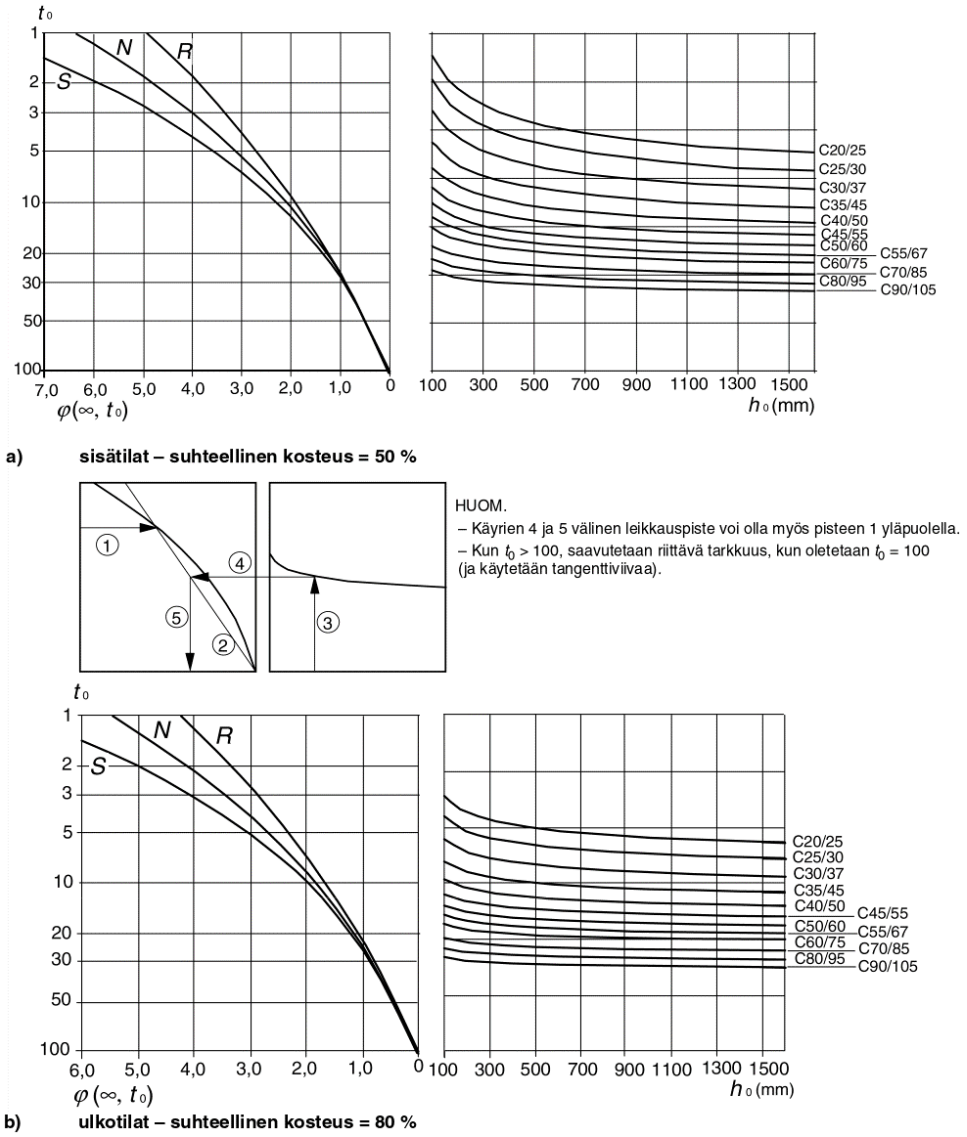
$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \left({}^{\sigma_c}/_{E_c} \right), \tag{4.11}$$

missä

$\varphi(t, t_0)$ on virumaluku ja

σ_c on betonin puristusjännitys.

Virumaluku voidaan määrittää kuvasarjan tai kaavojen avulla. Molemmat tavat on esitetty eurokoodissa [9]. Kuvassa 22 on esitetty kuvasarjan mukainen määritystapa. Kuvassa on selitetty vaiheittain, miten betonin ominaisuuksien avulla määritetään sen virumaluku.



Kuva 22: *Virumaluvun määrittäminen [9, s. 32]*

Mikäli virumaluku halutaan määrittää tarkasti, sen voi tehdä tarkemmin eurokoodin [9] kaavalla

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0), \tag{4.12}$$

missä φ_0 on nimellinen virumaluku, jonka likiarvo lasketaan kaavalla

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0), \tag{4.13}$$

missä φ_{RH} on kerroin, jolla huomioidaan suhteellisen kosteuden vaikutus.

Kun $f_{cm} \leq 35\ MPa$,

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}. \tag{4.14}$$

Kun $f_{cm} > 35\ MPa$,

$$\varphi_{RH} = [1 + \frac{1-\frac{RH}{100}}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \left(\frac{35MPa}{f_{cm}}\right)^{0{,}7}] \cdot \left(\frac{35MPa}{f_{cm}}\right)^{2}, \tag{4.15}$$

missä

RH on ympäristön suhteellinen kosteus.

$\beta(f_{cm})$ kertoimella otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus kaavalla

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}}. \tag{4.16}$$

$\beta(t_0)$ kertoimella otetaan huomioon betonin kuormituksen alkamisajan vaikutus kaavalla

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0{,}1 + t_0^{0{,}20}}, \tag{4.17}$$

missä t_0 on kuormituksen alkamisajankohta.

$\beta_c(t, t_0)$ kerroin kuvaa virumisen kehittymistä ajan kuluessa kuormituksen alkamisen jälkeen kaavalla

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right]^{0{,}3}, \tag{4.18}$$

missä t_0 on betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa.

β_H kerroin riippuu suhteellisesta kosteudesta ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta.

Kun $f_{cm} \leq 35MPa$,

$$\beta_H = 1{,}2[1 + (0{,}012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500. \tag{4.19}$$

Kun $f_{cm} > 35MPa$,

$$\beta_H = 1{,}5[1 + (0{,}012RH)^{18}]h_0 + 250\left(\frac{35MPa}{f_{cm}}\right)^{0{,}5} \leq 1500. \tag{4.20}$$

Sementtityypin vaikutus virumalukuun voidaan huomioida muuntamalla kaavan 4.17 kuormitusikää t_0 kaavalla

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1\right)^{\alpha} \geq 0{,}5, \tag{4.21}$$

missä

α riippuu sementin tyypistä ja

= -1 sementtityypillä S

= 0 sementtityypillä N

= 1 sementtityypillä R

$t_{0,T}$ on betonin lämpötilakorjattu ikä kuormitushetkellä, kun ikää on korjattu kaavalla

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} \exp\left(-\left(\frac{4000}{[273+T(\Delta t_i)]} - 13{,}65\right) \cdot \Delta t_i\right., \quad (4.22)$$

missä

t_T on betonin ikä lämpötilakorjattuna. Se korvaa suureen t muissa yhtälöissä.

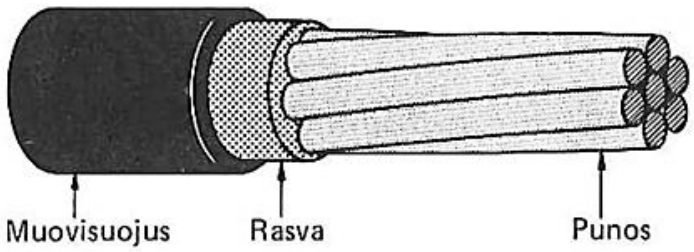
$T(\Delta t_i)$ on lämpötila aikavälillä Δt_i ja

Δt_i aika vuorokausina, jolloin betonin lämpötila on T. [9]

Koska jännitetyissä betonipalkeissa vaikuttaa palkin pituussuuntainen jännitysvoima, palkki viruu myös pituussuunnassaan. Muut palkin suuntaiset voimat kuten tuuli ja maanpaine vaikuttavat myös virumiseen, jos ne välittyvät palkille kehärakenteen kautta. Viruman suuruusluokka on tyypillisesti 0,05–0,1 mm metriä kohden jännitetyissä rakenteissa [22]. Jännittämisen aikana etenkin palkeissa pään kiertyminen saattaa aiheuttaa lohkeilua palkissa tai pilarissa. Syynä tähän on kiertymisen estyminen ja kuorman jakautuminen pienemmälle alueella kosketuspinnan pienentyessä. Suomen betoniyhdistyksen mukaan betonin lämpö- ja kutistumisliikkeet aiheuttavat halkeamia etenkin pitkissä ja vähän raudoitetuissa rakenteissa. Halkeamia voidaan ehkäistä pitämällä rakenne kosteana jatkuvasti valamisesta jännittämisen päättymiseen saakka. Samalla aikavälillä lämpötilan tulisi pysyä mahdollisimman muuttumattomana. [5]

4.1.2 Jänneteräs

Jälkijännitetyissä rakenteissa käytetään jännepunoksia. Punokset ovat korkealujuusterästä, ja niitä on saatavilla vetolujuuksilla 1770, 1860 ja 1960 MPa. Punokset valmistetaan samaan suuntaan punotuista langoista, joita on 2–27 kappaletta punoksessa. Tavallisesti käytetään 7-lankaista punosta, jonka lujuus on 1860 MPa. Korkealujuusteräs kestää suuren kimmoisen venymän, mikä mahdollistaa sen jännittämisen. Jänneterästen ominaisvaatimukset on esitetty standardissa EN 10138. [5, 14, 21]



Kuva 23: *Tartunnaton jänne [24, s. 553]*

Pysäköintirakennuksissa käytetään tartunnattomia jänteitä, joita kutsutaan rasvapunoksiksi. Tartunnattoman jänteen rakenne esitetään kuvassa 23. Jänteet asetetaan muovisiin suojaputkiin, jotka täytetään vaseliinilla. Se muodostaa jänneteräkselle pysyvän korroosiosuojan. Toinen punostyyppi on tartunnallinen jänne, jonka injektointi lisää tuotantoaikaa. Tartunnattomissa jänteissä jokainen punos asetetaan omaan suojaputkeen, ja jokaisella niistä on oma ankkurikappale. Jänteet voidaan sijoittaa vapaammin rakenteeseen, jolloin ratkaisusta tulee tehokkaampi kuin tartunnallisilla jänteillä. Molemmissa punostyypeissä voidaan käyttää kaarevia jänteitä. Rasvapunoksilla tartunnattomuus tuo etua, koska siten jännevoima tasaantuu rakenteessa. Tämä johtaa ylikuormituksen aiheuttamien halkeamien umpeutumiseen kuorman poistumisen jälkeen. Tartunnattomien jänteiden edut ovat ilmeisiä tartunnallisiin nähden, ja siksi niitä suositaan jännitetyissä palkeissa. [21, 24]

4.1.3 Harjateräs

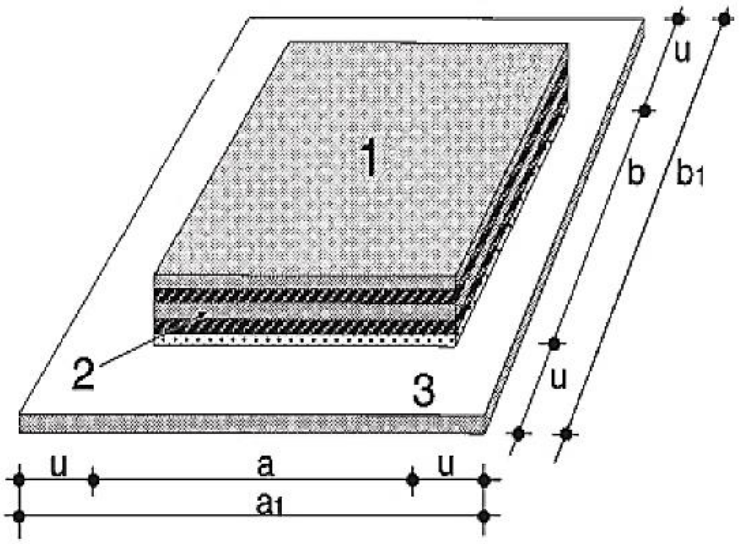
Harjateräksillä betonirakenne raudoitetaan sen toiminnan parantamiseksi. Ne luokitellaan valmistusmenetelmän, sitkeyden ja hitsattavuuden perusteella. Harjateräkset valmistetaan kuumavalssauksella tai kylmämuokkaamalla. Kuumavalssauksella teräksestä saadaan hitsattava ja se kestää muodonmuutoksia hyvin. Kylmämuokatun teräksen lujuutta saadaan kasvatettua harjakuvioinnilla, mutta samalla sen muodonmuutoskyky heikkenee. [5]

Harjateräkset ovat jännitetyissä betonipalkeissa pienemmässä osassa kuin jänneteräkset. Palkeissa harjateräksiä käytetään hakoina ja ankkurialueen raudoituksissa. Tappiliitoksessa pilarista jatketaan palkkiin harjateräksiä, jotta estetään palkin putoaminen. Nämä teräkset vaikuttavat oleellisesti liitoksen jäykkyyteen. Viemällä pilarin pääterästen mukaisesti jatkokset palkkiin saadaan liitos toimimaan jäykästi. Jos teräksiä jatketaan pilarista keskeisesti, liitoksen kiertymäkyky kasvaa. Irrottamalla teräkset palkista esimerkiksi putkilla mahdollistetaan palkin pituuden muutokset aiheuttamatta suuria pakkovoimia pilariin.

Liitoksessa teräkset tulee suojata korroosiolta. Etenkin liitokset, joissa tappien reikiä ei täytetä juotosvalulla, ovat alttiita teräksen korroosiolle. Liitosmenetelmän valinnassa on huomioitava olosuhteet, joille liitos altistuu. Käytännössä liitokseen on valittava materiaaleja, jotka kestävät koko rakenteen käyttöiän. Ruostumattomien terästen käyttö liitoksessa on yksinkertaisin tapa estää korroosion vaikutukset. Ne ovat kuitenkin tavallisia harjateräksiä kalliimpia, joten niiden käyttö on järkevää tilanteessa, jolloin muu suojaus ei riitä. Isoimpia harjateräskokoja ei ole saatavilla ruostumattomina, mikä hankaloittaa niiden käyttöä. Yleisin tapa suojata teräs korroosiolta on päällystää ne kuumasinkityksellä. Edullisena menetelmänä se tarjoaa usein riittävän suojauksen korroosiota vastaan. Teräksen pinta on myös mahdollista päällystää ruosteenestomaalilla. Korroosionestomaalilla päällystäminen on edullista, mutta sen teho pienenee vanhetessaan. Yksinään se soveltuukin vain kuiviin sisätiloihin. [27]

4.2 Rakennuslaakerit

Rakennuslaakerin tarkoitus on sallia rakenteen muodonmuutokset niin vapaasti, ettei siihen synny halkeilua ja ylimääräisiä rasituksia. Laakerit voidaan jakaa käyttöiän mukaan kahteen ryhmään: työnaikaisiin ja pitkäaikaisiin. Työnaikaiset laakerit sisältävät liukurasvaa kahden liukupinnan, kuten kumin, välissä. Kumi on lujaa ja elastista, sekä elastomeerista eli se palautuu melko helposti alkuperäiseen muotoonsa. Rasvan ominaisuudet heikkenevät vanhetessaan, jolloin laakerin kitkakerroin kasvaa huomattavasti. Pitkäaikaisissa laakereissa on tavallisesti elastomeerista kumia ja erillinen liukulevy. Paksummissa laakereissa käytetään esimerkiksi teräksestä tehtyjä vahvikelevyjä korottamaan sen puristuskestävyyttä. Kuvassa 24 esitetään esimerkki laakerin rakenteesta. Numeroidut pinnat ovat 1) elastomeerilevy, 2) PTFE eli teflon-levy ja 3) liukulevy, joka on ruostumatonta terästä tai erikoismuovia. Paikallavalurakenteissa elastomeeri- ja teflonlevyjen ympärille lisätään myös liukulevyn suojus, jolloin laakerin rakenne on tasainen ja helppokäyttöinen valun aikana. Rakennusaikaiset liukulaakerit ovat pari millimetriä paksuja, ja pitkäaikaisten laakereiden paksuus vaihtelee muutamasta millimetristä kymmeniin millimetreihin. [12, 22]



Kuva 24: *Pitkäaikaisen laakerin rakenne [12]*

Vahvistamattomat kumilevylaakerit ovat yleisiä elementtien välisissä liitoksissa, mutta niitä voidaan käyttää myös paikallavalurakenteissa. Kumilevy tasoittaa pystykuorman pinta-alalleen, vaikka rakenne kiertyisi kuormien vaikutuksesta. Siten ne ehkäisevät haitallisia muodonmuutoksia ja paikallisia murtumia. Kumilevyjen mekaanisten ominaisuuksien epälineaarisuus tuottaa vaikeuksia niiden mitoituksessa. Kumilevyn liukumoduuli riippuu kumin kovuudesta. Tämä vaikuttaa myös kumilevyn kokoonpuristuvuuteen. [16]

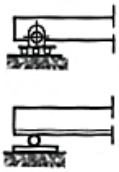
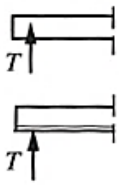
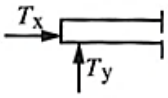
Mikäli laakeria käytetään liitoksessa, tulee sen puristuskestävyyden ylittää siihen kohdistuvan kuorman puristusjännitys. Laakereissa tulee huomioida niissä olevien reikien ja vedenpoistouran vaikutus kestävyyteen. Laakereihin tehdään reiät vaarnatappeja varten. Tätä varten lasketaan pystykuorman aiheuttaman puristusjännityksen suuruus, ja valitaan laakeri sen puristuskestävyyden mukaan. Laakereilla tavallinen kitkakerroin on 0,05–0,2. Pieni kitkakerroin vähentää rakenteella syntyviä rasituksia ja halkeilua pystykuormasta. Laakereille on erikseen määritelty käyttölämpötila. Esimerkiksi Suomen kovissa pakkasissa kumilaakerin toiminta heikkenee. Liukurasvaa sisältävien laakerien kitkakerroin muuttuu lämpötilan mukaan. Kylmissä olosuhteissa kitkakerroin voi kasvaa 2–3 kertaa suuremmaksi kuin suunnitellussa tavallisesti oletetussa +20 ℃ asteessa. Laakerin palonkesto on mahdollista saada samaksi kuin siihen liittyvien rakenteiden. Laakerin palaminen voi aiheuttaa lisärasituksia ja painumia. Palonkesto riippuu rakennuksen paloluokasta, jolloin se voi olla esimerkiksi R60. Maanalaiset kerrokset tyypillisesti vaativat R120 palonkeston. [22]

Leskelän mukaan laakereiden mitoittamisen ongelma on niiden vaihtelevat mekaaniset ominaisuudet. Laakereiden mitoitukseen ei ole standardoituja menetelmiä, joten mitoitus hoidetaan erilaisten ohjeiden mukaan. Tämä on yksi syy niiden toiminnassa ajoittain

esiintyviin puutteisiin. Kumin ominaisuuksia ei voida kuvata yksikäsitteisesti tai yksinkertaisilla menetelmillä, koska kumi on epälineaarista ja epähomogeenista. [16] Laakerin pystykuormaan vaikuttavat palkilta, laatoilta ja yläpuolisilta pilareilta tulevat kuormat. Pystykuormat ovat suuria etenkin pihakansirakenteissa, joten laakerilta vaaditaan suurta puristuskestävyyttä. Pilarin koko rajoittaa laakerin kokoa, mikä hankaloittaa pystykuormien hallintaa ja liitoksen valintaa.

4.3 Liitokset mekaniikassa

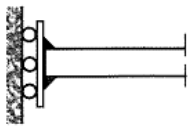
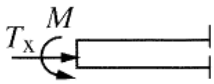
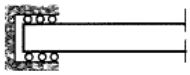
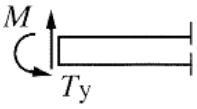
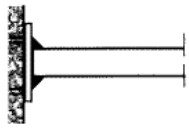
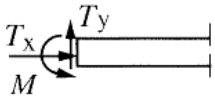
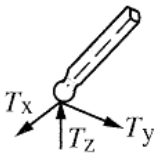
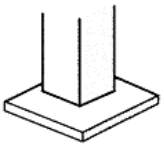
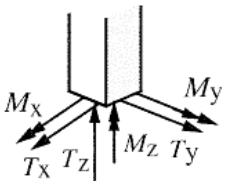
Salmen *et al.* mukaan tukemattomalla jäykällä rakenteella on avaruudessa kuusi ja tasossa kolme liikemahdollisuutta, joita kutsutaan myös vapausasteiksi. Kappaleen tasapainon varmistamiseksi kaikki liikemahdollisuudet poistetaan tukilaitteilla eli liitoksilla. [28] Kaksiulotteisessa mekaniikassa liitokset yksinkertaistetaan tiettyihin tyyppeihin. Liitos voi välittää pysty- ja vaakavoimaa sekä momenttia.

Tuen nimi	Tuen arvo	Tukilaite	Tukireaktiot	Selite
Köysituki	1			Vajaan yhden arvoinen tuki. Voi olla vain vetoa. Köysi on suora, kun sen omaa painoa ei oteta huomioon.
Sauvatuki	1			Tukireaktio S on sauvan suuntainen, joko vetoa tai puristusta. Kitkaa ja sauvan painoa ei oteta huomioon.
Siirtyvä nivel	1			Oletetaan, että tuen kohta ei pääse liikkumaan ylös- eikä alaspäin. Ei kitkaa eikä vierinvastusta.
Siirtymätön nivel	2			Ei kitkaa.

Kuva 25: *Yhden ja kahden arvoisia tukilaitteita [28, s. 22]*

Kuvissa 25 ja 26 on esitetty mekaniikassa yleisesti käytettyjä tuentamenetelmiä kaksi- ja kolmiulotteisille rakenteille. Kuvissa on esitetty tuen yleinen nimitys, tukireaktiot ja selitys huomioitavasta ominaisuudesta. Tuen arvo kuvaa, kuinka monta vapausastetta tuki pystyy poistamaan rakenteesta. Periaatetasolla rakenteet mitoitetaan niiden mukaan, vaikka

käytännön rakenteissa liitokset eivät ole niin yksiselitteisiä. Tuennan riittävyyden ymmärtäminen on tärkeää, sillä kuvissa esitetyt tuet ovat hyvin pelkistettyjä ja ideaalisia. [28]

Tuen nimi	Tuen arvo	Tukilaite	Tukireaktiot	Selite
Liukutuki	2			Runko täysin jäykkä.
Liukutuki	2			Runko täysin jäykkä.
Jäykkä kiinnitys	3			Runko täysin jäykkä.
Pallo-nivel	3			Ei kitkaa.
Jäykkä kiinnitys	6			Runko täysin jäykkä.

Kuva 26: *Kahden, kolmen ja kuuden arvoisia tukilaitteita [28, s. 23]*

Salmen *et al.* mukaan ideaalisten tukimallien käyttö on perusteltua, kun tutkitaan rakenteen kokonaiskäyttäytymistä. Niiden avulla saadaan laskettua tukien kautta siirtyvät kuormitukset. Tämän jälkeen liitokset mitoitetaan yksityiskohtaisemmin. Tarkemmalla suunnittelulla pyritään saada liitokset toimimaan halutulla tavalla. [28]

Liitoksiin liittyy oleellisesti kinemaattisia reunaehtoja. Täysin jäykkä kiinnitys ei salli lainkaan kiertymää tai siirtymää tuella. Liukutuki sallii siirtymän mutta ei kiertymää. Nivelellinen liitos sallii kiertymän ja mahdollisesti siirtymän yhteen suuntaan. Nämä yksinkertaiset liitosmallit helpottavat statiikan ratkaisua, mutta todellisissa liitoksissa on rajat kiertymälle ja siirtymälle. Niihin vaikuttaa esimerkiksi tukialueen koko ja kappaleiden kontaktiala. [28]

Liitoksissa käytettävät laakerit sallivat tiettyyn rajaan asti kiertymiä ja siirtymiä, mikä vähentää rakenteen muodonmuutoksen aiheuttamia rasituksia. Yleensä laakerin valmistaja ilmoittaa laakerin siirtymä- ja kiertymäkyvyn. Laakereille on määritelty kitkakertoimet, joilla voidaan arvioida vaakakuorman syntymistä liitoksen pystykuormasta. Koska mekaniikassa käytetään vain ideaalisia liitoksia, laakerin toimintaa vastaavaa osittain jäykkää liitosta ei käytetä mekaniikassa.

4.4 Kumilevylaakerin käyttö kehärakenteessa

Kehärakenteet voidaan jäykistää mastopilarien avulla. Tällöin etenkin pilarin alapäähän kohdistuu suuri momenttirasitus. Pilarit voidaan olettaa jäykkäkantaisiksi sauvoiksi, joiden yläpäässä on nivel. Staattinen malli sisältää kuitenkin epätarkkuuksia. Pilarien ja palkkien välinen liitos välittää aina momenttia jonkin verran. Hallimaisissa rakenteissa pilariin kohdistuvat vaakakuormat jakaantuvat myös muille pilareille. Kuormittaessa pilarin taipumamuoto muuttuu, mikä pienentää pilarin hoikkuutta. Nämä tekijät pienentävät jonkin verran mastopilarille tulevaa momenttirasitusta. [36]

Kuminen tasauslevy eli laakeri ehkäisee pilarin ja palkin kiertymäerosta aiheutuvia lohkeamia ja tasaa jännityshuippuja kappaleiden kontaktipinnassa. Tasauslevy auttaa liitoksen jäykistävää vaikutusta hallitsemalla kiertymää ja kuormituksia. Tasauslevy muodostaa myös liitokseen stabiloivan momentin. Siihen vaikuttavat muun muassa betonipintojen suoruus, aika, lämpötila, levyn kimmoisuusominaisuudet ja paksuus. Lisäksi tarpeellinen termi on tasauslevyn kuormituspinta-alan suhde levyn reunan pinta-alaan eli muototekijä S. [15, 18, 36] Suorakulmaisen tasauslevyn muototekijä on

$$S = \frac{A_n}{2t_n(b+d)}, \tag{4.23}$$

missä

b on levyn kuormituspinnan leveys

d kuormituspinnan pituus

$A_n = b \cdot d$ on kumilevyn kuormituspinnan pinta-ala ja

t_n levyn kumiosan paksuus.

Esimerkiksi teräsvahvistetuissa laakereissa on huomioitava, että paksuus t_n on kimmoisen osan, eli kumin, kokonaispaksuus, johon ei kuulu vahvikelevyjen osuus paksuudesta. Muototekijän suurentamisella saavutetaan suurempi aksiaalinen jäykkyys ja lujuus mutta se heikentää levyn kiertymiskykyä. Muototekijän avulla voidaan johtaa kumilevyn kimmokerroin. Liitokseen soveltuvan muototekijän arvo on 5–30. Silloin kumisen

tasauslevyn kimmokerroin on 50–1 000 MPa. Tyypillisesti kimmokerroin on tämän välin alkupäässä. Jos verrataan neopreenikumin kimmokerrointa betonin kimmokertoimeen, huomataan niiden suhteen olevan 25–500. Näin suuri ero kimmoisissa ominaisuuksissa johtaa siihen, että muodonmuutokset tapahtuvat kumilevyssä. [7, 18, 36]

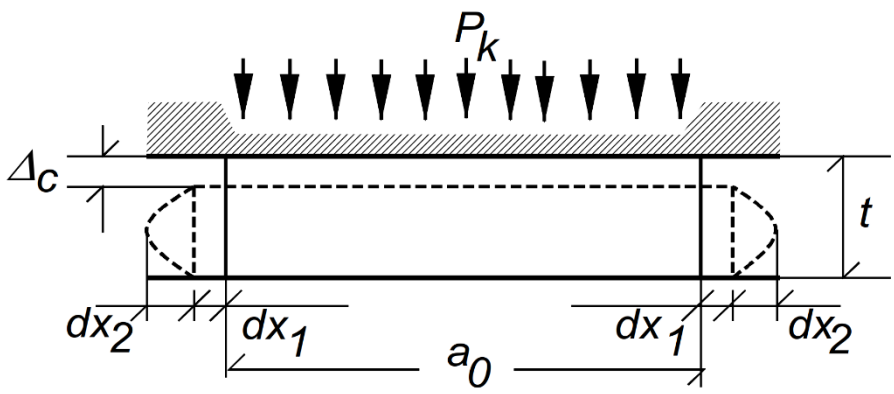
Kumilevyn luotettavan toiminnan varmistamiseksi sille tehdään jännitystarkastelut puristukselle ja leikkaukselle, muodonmuutostarkastelu siirtymälle ja kokoonpuristumalle sekä liukuvarmuustarkastelu. Levyyn tulee jättää vesiura, jotta tappireikään ei kerry vettä. Sisään kertyneen veden jäätyminen aiheuttaa halkeiluvaaran palkissa. [27]

Kumilevyn ominaisuuksiin vaikuttaa sen kovuus h_r. Valmistajat ilmoittavat kumilevyjen kovuuksia esimerkiksi asteikolla $h_r = 60 \pm 5$ shoreA, millä huomioidaan kovuuden vaihtelu. Todellisuudessa tilanne ei ole näin yksinkertainen, sillä kovuus voi vaihdella merkittävästi etenkin erikokoisilla kumilevyillä. Kumin liukumoduuli voidaan laskea kovuuden avulla kaavalla [5, 16]

$$G = 0{,}07 \times 1{,}045^{h_r}. \tag{4.24}$$

Kaava 4.24 toimii melko tarkasti kumin kovuuden ollessa 50–70 shoreA, ja sen tuloksen yksikkö on MPa. Kumilevylaakerissa on oleellista huomioida kolme erilaista kimmoista ominaisuutta: kimmokerroin E, liukumoduuli G ja Poissonin luku ν. [16] Nämä ovat toisistaan riippuvia ominaisuuksia kaavan 4.25 mukaisesti.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{4.25}$$

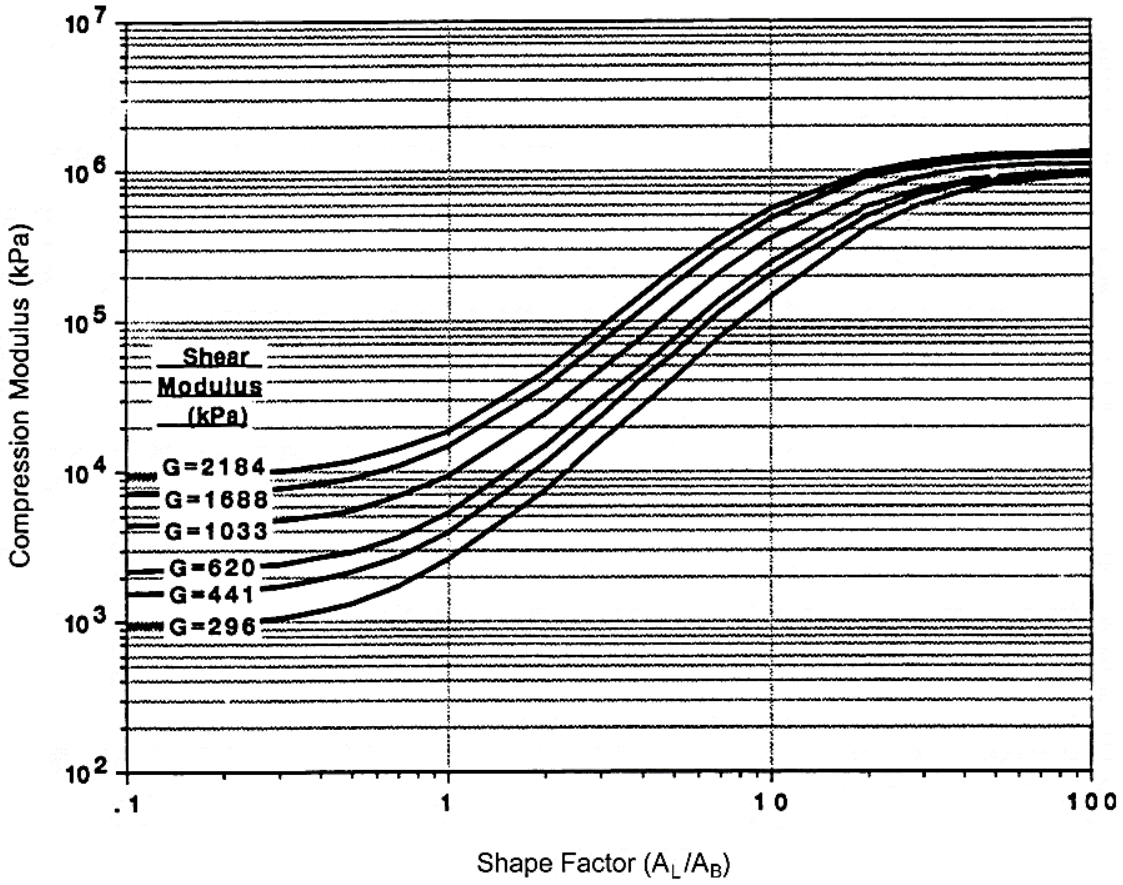


Kuva 27: *Kumilevyssä tapahtuvat muodonmuutokset [16, s. 16]*

Kuva 27 esittää kumilevyn kokoonpuristuessa tapahtuvat muodonmuutokset pullistumasta d_{x1} ja luistamisesta d_{x2}. Kokoonpuristuessa kumi laajenee sivusuunnassa yhtä suuren tilavuuden verran, kuin mitä se painuu kasaan. Poissonin luvulla kuvataan materiaalin muodonmuutoksien suhdetta puristuksen suunnassa ja sitä vastaan poikittaisessa suunnassa. Se on yksikötön arvo, joka vaihtelee materiaalin mukaan 0–0,5. Kumi

on käytännössä kokoonpuristumatonta, jolloin sen Poissonin luku pyöristyy arvoon 0,5. Tällöin kumin kimmokerroin E on kaavan 4.25 perusteella likimain $3G$. [16, 29]

Gentin mukaan kuminen rakenne käyttäytyy eri tavoin erilaisissa rasituksissa. Puristetun kumin toimintaan vaikuttavat sen materiaaliominaisuudet ja geometria. Laskentaa varten tarvitaan puristetun kumin kimmoista ominaisuutta paremmin kuvaava termi. Sen selvittämiseen on erilaisia analyyttisia tekniikoita, ja tässä esitetään yksi approksimaatio yksinkertaisille kappaleille. [10] Keskitytään tässä tutkimuksessa puristettuihin tilanteisiin, koska rakenteissa laakerit ovat jatkuvasti puristettuja. Kuvassa 28 on esitetty puristetun kumin kimmokertoimen riippuvuus muototekijästä leikkausmoduulin mukaan.



Kuva 28: *Puristetun kumin kimmokertoimen riippuvuus muototekijästä [10, s. 230]*

Gentin mukaan suorakulmion muotoiselle kumilaakerille puristetun tilan kimmokerroin voidaan määrittää kaavalla

$$E_{comp} = E(1 + 2 \cdot \varphi \cdot S^2), \tag{4.26}$$

missä

E on kumin kimmokerroin

φ on kumin puristuskerroin ja

S laakerin muototekijä.

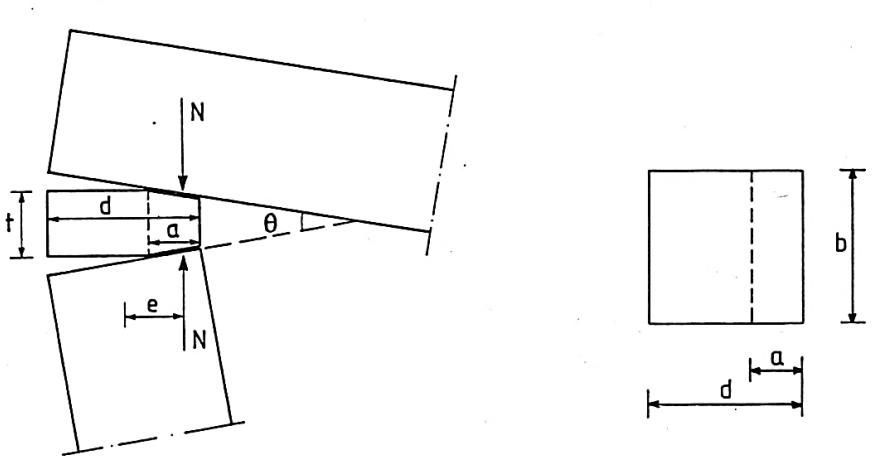
Puristuskerroin on empiirisesti määritetty materiaalin ominaisuus, joka riippuu kumin kimmoisuudesta [10]. Puristuskertoimen arvoja kimmoisten ominaisuuksien mukaan on esitetty taulukossa 11. Taulukon arvot ovat empiirisesti märitettyjä. Käytetään puristetun tilan kimmokerrointa kumilevyn kimmokertoimena kaavoissa, jotta tulokset ovat todenmukaisempia.

Taulukko 11: *Kumin materiaaliomianaisuuksia [10, s. 229]*

Shear modulus, G (kPa)	Young's modulus, E_0 (kPa)	Bulk modulus, E_b (MPa)	Material compressibility coefficient, ϕ
296	896	979	0.93
365	1158	979	0.89
441	1469	979	0.85
524	1765	979	0.80
621	2137	1,007	0.73
793	3172	1,062	0.64
1034	4344	1,124	0.57
1344	5723	1,179	0.54
1689	7170	1,241	0.53
2186	9239	1,303	0.52

Laakerin toimintaan vaikuttaa merkittävästi palkin kiertymän suuruus. Mikäli kiertymä on niin pieni, että laakeri toimii kokonaan palkin tukipintana, kuorman sanotaan vaikuttavan laakerin sydänpinnalla. Kun kiertymä kasvaa suureksi, palkki irtoaa laakerin toisesta reunasta. Silloin laakerin jännitys kyseisessä reunassa häviää, ja laakeri toimii vain osittain palkin tukipintana. Tässä tilanteessa palkin kuorman sanotaan vaikuttavan laakerin sydänpinnan ulkopuolella. Tällä muutoksella on merkittävä vaikutus liitoksen jäykkyysominaisuuksiin.

Vinhan *et al.* mukaan palkin ja pilarin liitoksen kiertymästä seuraa normaalivoiman siirtyminen liitoksessa, mikä aiheuttaa stabiloivan momentin. Tätä ilmiötä on korostetusti havainnollistettu kuvassa 29. Kuvassa palkin ja pilarin välissä on kumilevy, ja kiertymän kasvaessa palkin tukipinta kumilevyssä pienenee. Kuvan tilanteessa kaikki muodonmuutokset syntyvät kumilevyn alueelle. Tämä muuttaa liitoksen osittain jäykäksi. Stabiloiva momentti märitetään pystykuormasta ja kuorman epäkeskisyydestä. Se on suoraan riippuvainen tasauslevyn ominaisuuksista. Levyn paksuuden lisääminen pienentää stabiloivaa momenttia ja kimmokertoimen nostaminen kasvattaa momenttia. [36]



Kuva 29: *Palkin taipumasta seuraava tasauslevyn muodonmuutos [36, s. 3]*

Olettamalla tasauslevyn jännitysten jakautuminen lineaariseksi voidaan kuvan 29 mitoilla johtaa tasauslevyn kosketuspinnan lauseke.

$$e + \frac{a}{3} = \frac{d}{2} \tag{4.27}$$

$$a = \frac{3}{2}d - 3e, \tag{4.28}$$

kun $\frac{d}{6} \leq e \leq \frac{d}{2}$.

Kosketuspinnan muodostaman kaistan voidaan ajatella toimivan palkkina. Tämän palkin pään kiertymä on puolet pilarin ja palkin välisestä kiertymästä

$$\frac{\theta}{2} = \frac{M \cdot t_n}{E_n \cdot I_n}, \tag{4.29}$$

missä

$M = N \cdot c$ on pystykuorman epäkeskisyyden aiheuttama momentti

$c = \frac{a}{6}$ on pystykuorman epäkeskisyys

$I_n = \frac{b \cdot a^3}{12}$ on kuormitetun osan neliömomentti ja

E_n on kumilevyn kimmokerroin. [36]

Kiertymän ja epäkeskisyyden välille voidaan johtaa yhteys

$$e = d\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6}\sqrt{\frac{8N \cdot t_n}{E_n \cdot A_n \cdot d \cdot \theta}}\right), \tag{4.30}$$

kun kiertymä on

$$\theta > \frac{2N \cdot t_n}{E_n \cdot A_n \cdot d}. \tag{4.31}$$

Koska momentti on pystykuorman N ja epäkeskisyyden e tulo, momentiksi saadaan

$$M = N \cdot (\frac{d}{2} - \sqrt{\frac{2 \cdot N \cdot t_n}{9 \cdot E_n \cdot b \cdot \theta}}). \tag{4.32}$$

Mikäli normaalivoima vaikuttaa tasauslevyn sydänalueella $(0 \leq e \leq a/6)$, voidaan kaava kirjoittaa muotoon

$$e = \frac{E_n \cdot A_n \cdot d^2 \cdot \theta}{12 N \cdot t_n}, \tag{4.33}$$

kun kiertymä on

$$\theta \leq \frac{2N \cdot t_n}{E_n \cdot A_n \cdot d}\ . \tag{4.34}$$

Edellisestä kaavasta voidaan selvittää kumilevyn kiertymisjäykkyys

$$\frac{M}{\theta} = \frac{I_n \cdot E_n}{t_n}. \tag{4.35}$$

Pilarille kohdistuvan normaalivoiman on oltava tasauslevyn alan sisäpuolella. Tästä seuraa stabiloivan momentin teoreettinen maksimiarvo

$$M_{stab,max} = 0{,}5N \cdot d. \tag{4.36}$$

Edeltävistä kaavoista nähdään, että laakerin käyttö liitoksessa ei johda nivelelliseen liitokseen. Jo pienet kiertymän arvot aiheuttavat stabiloivaa momenttia liitoksen epäkeskisyyden kasvun seurauksena. Tämän seurauksena pilarin ja palkin välinen liitos on osittain jäykkä. [36] Sydänalueen rajakiertymän ylitys johtaa selvästi suurempaan momenttiin liitosalueella. Kaavoja tulkitsemalla paras keino vaikuttaa tämän momentin suuruuteen on laakerin paksuuden valinnalla, koska lähtökohtaisesti pystykuorman suuruuteen, laakerin pinta-alaan tai kimmokertoimeen ei voida yhtä helposti vaikuttaa. Valitsemalla riittävän paksu laakeri ehkäistään pystykuorman epäkeskisyyden kasvamista liian suureksi.

Liitoksen jäykkyys vaikuttaa suoraan pilarin taipumamuotoon. Kehärakenteessa pilarin nurjahduskerroin on 1,2–2,2. Pienin arvo vastaa jäykkää sivusiirtyvää pilari-palkkiliitosta ja suurin arvo mastopilaria. Teoreettiset arvot ovat 1,0–2,0, mutta alapään jäykkyyden epävarmuus maapohjan muutosten vuoksi on syy nurjahduskertoimien korotukseen. [36] Näin suuri vaihtelu nurjahduspituudessa vaikuttaa huomattavasti pilarin raudoitukseen, joten liitoksen toiminnan ymmärtämisellä voidaan säästää materiaaleissa ja samalla mitoittaa rakenteet riittävän varmaksi.

Vinhan mukaan pilarin nurjahduskerroin voidaan määrittää tarkemmin kokonaiskiertymän avulla. Ensiksi täytyy selvittää kokonaiskiertymä, mikä aiheutuu kuormituksista pilarin yläpäähän. Tässä on huomioitava pilarin taipumisesta seuraava lisätaipuma ja -

kiertymä. Lasketaan tätä kokonaistaipumaa vastaava momentti, mikä vaikuttaa pilarin yläpäässä. Tässä on tärkeää huolehtia, että pilarin taipuma on sallituissa rajoissa. Maksimirajan ylityksen jälkeen suurilla momentin arvoilla kiertymän kasvu ei ole enää lineaarista. Kiertymää vastaava momentti lasketaan kaavalla

$$M_\theta = \frac{\theta_p \cdot E \cdot I}{L}, \tag{4.37}$$

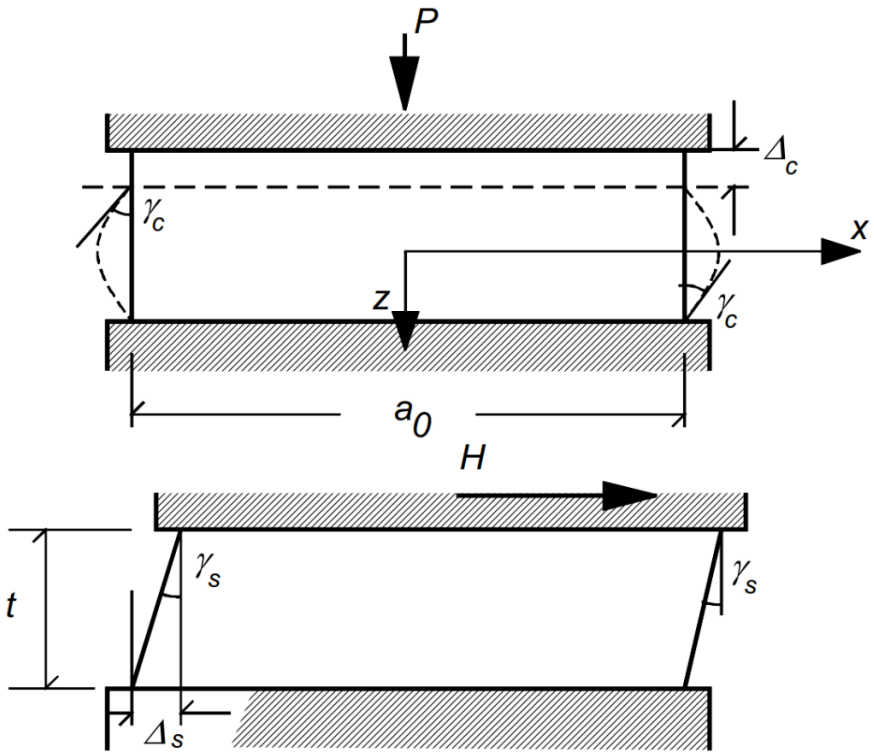
missä M_θ kuvaa momenttia, jolla kokonaiskiertymästä seurannut kuormitus häviää. Tilanteessa, jossa stabiloiva momentti on yhtä suuri, liitos toimii samoin kuin jäykkä liitos. Stabiloiva momentti on kuitenkin tavallisesti tätä momenttia pienempi. Momenttien suhteella voidaan arvioida pilarin nurjahduspituutta tarkemmin kaavalla [36]

$$k_0 = 2{,}2 - \frac{M_{stab}}{M_\theta} \geq 1{,}2. \tag{4.38}$$

Kaavan 4.38 mukainen nurjahduspituus on hyödyllinen laakeriliitosta käyttäessä. Tavallisesti pilarin nurjahduspituus oletetaan nivelpäisen pilarin mukaiseksi, mutta kaavalla 4.38 voidaan ratkaista optimaalisempi tulos. Mikäli nurjahduspituutta ei huomioida, laakerin tuoma etu liitoksessa vähenee jäykkään liitokseen verratessa. Jäykällä liitoksella taivutusmomentit ovat suurempia mutta nurjahduspituus lyhyempi. Lähes niveltä vastaavan laakerin nurjahduspituus taas on suurempi, mutta momentit voivat olla huomattavasti pienempiä.

4.5 Liitoksen rasitukset

Pilari-palkkiliitos välittää kuormat palkilta pilarille. Palkilta siirtyvät kuormat kohdistuvat melko pienelle alalle, kun ne siirtyvät pilariin. Tästä syystä liitoksessa vaikuttaa suuri puristusjännitys. Laakerin alassa tulee huomioida siihen tehtävät reiät tappiliitoksissa. Kun jännitystä kasvatetaan riittävästi, laakerin kimmokerroin ei pysy vakiona. Tällöin Hooken lain mukainen puristusjännityksen ja kokoonpuristuman riippuvuus ei ole enää lineaarista. Kovasti puristettu laakeri ei pysty kiertymään tai siirtymään samaan tapaan kuin kevyemmillä kuormilla. Tätä ilmiötä havainnollistetaan lisää luvussa 5.1. Kuvassa 30 esitetään laakerin muodonmuutoksia pysty- ja vaakakuormasta. Ylempi osa kuvasta kuvaa kokoonpuristuman vaikutusta ja alempi vaakasiirtymän vaikutusta laakerissa.



Kuva 30: *Laakerin kokoonpuristuma ja leikkaussiirtymä [16, s. 3]*

Palkin pystykuormista seurannut palkin taipuminen aiheuttaa kiertymää liitoksessa. Laakerin käyttö liitoksessa tasaa kuormitusta, koska kiertymän aiheuttamat muodonmuutokset tapahtuvat laakerissa. Jäykässä liitoksessa kiertyminen aiheuttaa kiertymää myös pilarissa. Jännitetyillä rakenteilla tulee selvittää kolme taipumatilaa: alkutilan taipuma ylöspäin, lopputilan pitkäaikaiskuormien taipuma ja lopputilan maksimitaipuma. Alkutilassa palkki taipuu ylöspäin, joten pilarin sisänurkkaan voi syntyä vetojännitystä. Alkutilassa betonin lujuus ei ole kehittynyt huippuunsa. Kuormina vaikuttavat jännevoima ja omapaino. Lopputilanteessa tulee tarkistaa pitkäaikaiskuormien aiheuttama taipuma häviöiden jälkeen, jolloin otetaan huomioon myös viruman ja kutistuman vaikutus. Maksimitaipumassa huomioidaan lisäksi höytykuorman lyhytaikaisosuus. Taipuma lasketaan käyttörajatilan kuormilla.

Laakeroidussa liitoksessa voi tapahtua siirtymää tasossa ja pystysuunnassa. Ne johtuvat pysty- ja vaakakuorman aiheuttamista jännitystiloista laakerissa. Pystysuunnan siirtymä johtuu pystykuormista, ja vaakakuormat aiheuttavat siirtymää vaakasuunnassa. Kiertymä aiheuttaa samankaltaisen muodonmuutoksen kuin pystykuorma, mutta muodonmuutos on epäsymmetristä. Vaakasuunnassa siirtymää voi tapahtua moneen suuntaan. Suurin siirtymä tapahtuu palkin pituussuunnassa palkin muodonmuutosten ja vaakakuormien seurauksena. Vaakasuuntaisten kuormien aiheuttamaa siirtymää kutsutaan leikkaussiirtymäksi. Kuvan 30 mukaisten kuormien aiheuttamat jännitykset ovat

$\sigma = \frac{P}{A_n}$ ja (4.39)

$\tau = \frac{H}{A_n}$, (4.40)

missä

σ on keskimääräinen puristusjännitys

P on pystykuorman resultantti

H on vaakakuorma ja

τ leikkausjännitys. Vaakavoiman aiheuttama leikkausmuodonmuutos γ_s voidaan laskea kaavalla [16]

$\gamma_s = \frac{H}{G \cdot A_n}$. (4.41)

Leikkaussiirtymä voidaan tämän avulla ratkaista trigonometriasta laakerin paksuuden avulla. Kumilevylaakerin mitoitusta tässä tutkimuksessa ei käsitellä tarkemmin. Laakereiden mitoittamiseen on monia eri ohjeita, joista Suomessa on käytössä esimerkiksi RTL0105: Kumilevylaakerin mitoittaminen [16]. Laakerin valintaa vaikeuttaa kiertymä- ja puristuskestävyyden muutos paksuuden suhteen päinvastaisesti. Paksu laakeri kiertyy paremmin mutta kestää puristusta heikommin kuin ohuempi laakeri. Heikompi puristuskestävyys seuraa laakerin pystypintojen pullistumisesta kuvan 30 osoittamalla tavalla.

Talorakenteissa kuormitus on käytännössä aina staattista, joten kumin väsymistä ei huomioida laakerin mitoituksessa. Valmistajat ilmoittavat yleensä tuotetiedoissaan laakerien puristuskestävyyden sekä suurimman sallitun kiertymän ja vaakasiirtymän. Muita ominaisuuksia laakereille on julkisesti saatavilla niukemmin, mikä hankaloittaa tarkempaa laskennallista tarkastelua. Laakeriliitoksessa on huomioitava sen edellyttämät reunaetäisyydet. Laakerin tuennan mitat betonirakenteille on määritelty eurokoodissa 1992-1-1 [9].

5. LASKENNALLINEN TARKASTELU

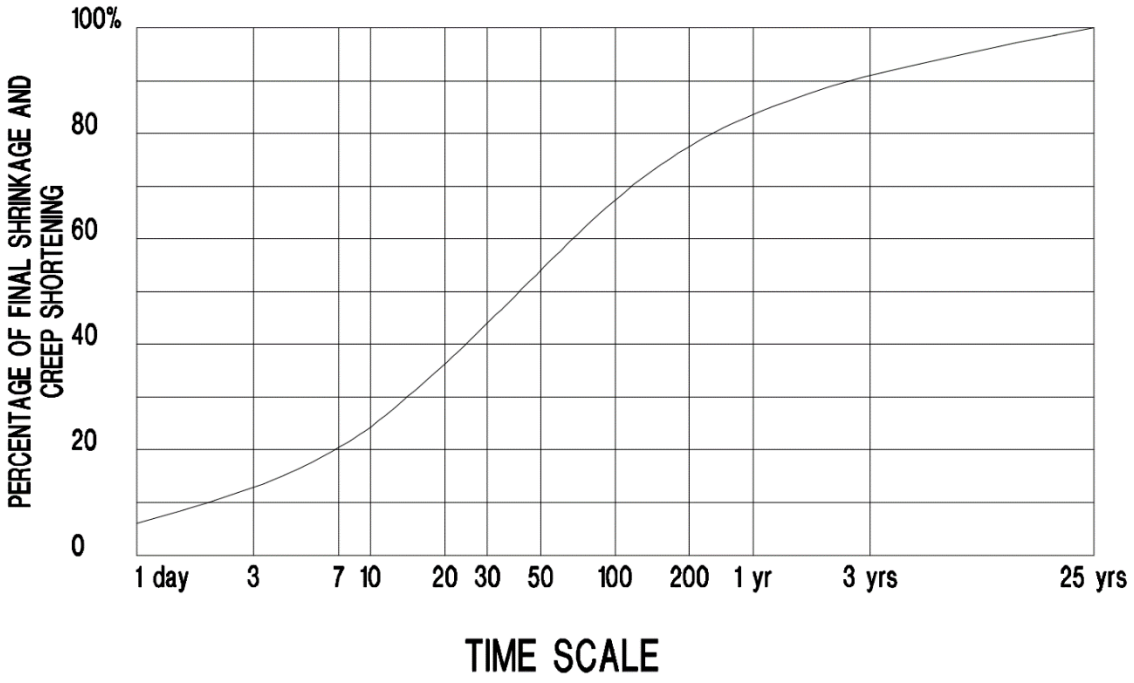
5.1 Liitoksen jäykkyysominaisuudet

Luvussa 3.2 esitetty jäykkä liitos käsitellään täysin jäykkänä laskennallisesti. Tällöin taivutusmomentti siirtyy täytenä arvona palkilta pilarille. Laskennallisesti siten saadaan kimmoista tilannetta vastaava momentti. Tämä ei huomioi pilarin mahdollisen halkeamisen vaikutusta jäykkyyteen. Jäykkä liitos on pakollinen joissain liitoksissa kehäjäykistetyssä rakennuksessa tasapainon säilyttämiseen. Jos pilariin syntyy halkeama, sen vastaanottama momentti pienenee, mutta samalla pienenee kehän jäykistävä vaikutus. Rakenteen stabiliteetin kannalta pilarin halkeaminen tulee estää, jotta jäykistyksen vaikutus ei heikenny. Tässä tutkimuksessa vertaillaan vain lopputilan kuormia. Jälkijännitetyllä rakenteella on huomioitava jännevoiman laukaisuvaiheen kuormitus, mikä aiheuttaa pilarin sisäpintaan vetoa palkin taipuessa ylöspäin.

Vertailukohdan vuoksi tässä tutkimuksessa tarkastellaan myös mekaniikassa käytettyä täysin teoreettista nivelliitosta, jolloin pilarin yläpäässä ei vaikuta momenttia. Liitoksen välittämän momentin vertailussa tulee muistaa liitosvalinnan vaikutus pilarin nurjahduspituuteen. Nivelpäisessä pilarissa momenttirasitus on pienempi kuin jäykästi tuetussa, mutta jäykästi tuetun pilarin nurjahduspituus on lyhyempi. Tästä syystä pelkästään momentteja vertaamalla ei voida todeta taloudellisinta valintaa.

Työnaikaisen liukulaakerin käyttö käsitellään laskennallisesti pienentämällä muodonmuutoksia. Kutistumaa ja virumaa pienennetään rakenteen iän mukaisen osuuden verran. Tämän osuuden suuruutta voidaan arvioida esimerkiksi kuvan 31 avulla. Kuvassa esitetään prosenttiosuuksina kutistuman ja viruman kehitys ajan funktiona. Laskelmissa kutistumaa ja virumaa on pienennetty 30 %, kun tarkastellaan työnaikaista liukulaakeria liitoksissa. Tämä vastaa noin kahden viikon ikäisen betonirakenteen kutistumaa ja virumaa. Jännevoiman puristusvoima jätetään pois rakenneanalyysista liukulaakerin toimintaa tutkiessa. Tässä on huomioitava vääristävä vaikutus palkkien rasituksiin. Tässä tutkimuksessa keskitytään pilarille siirtyviin kuormituksiin, joten palkkien vääristyneet tulokset jätetään huomioimatta. Asia on kuitenkin tiedostettava koko rakennetta analysoitaessa. Lämpötilan muutoksesta aiheutuvaa muodonmuutosta ei pienennetä työnaikaisen liukulaakerin tarkastelussa, koska lämpötilan vaihtelu jatkuu liukulaakerin käyttöiän päätyttyä. Koska työnaikaisen liukulaakerin toiminta perustuu liukurasvaan, sille ei oleteta pitkäaikaista vaikutusta liitoksen toimintaan. Työnaikainen liukulaakeri on vain muutaman millimetrin paksuinen, joten sillä ei käytännössä ole kiertymiskykyä. Tästä syystä

työnaikaisella liukulaakerilla liitoksen kiertymäkykyä ei muuteta, vaan liitos pidetään täysin jäykkänä tai nivelenä.



Kuva 31: *Kutistuman ja viruman kehittyminen ajan suhteen [22]*

Pitkäaikaisen laakerin käyttö on monimutkaisin liitos laskennallisesti tarkasteltuna. Laakeri vaikuttaa liitoksen kiertymäjäykkyyteen luvussa 4.2 esitetyllä tavalla. Tässä tutkimuksessa esimerkkinä käytetään oletuskovuutta 60 ShoreA. Pilarien koot esimerkkirakenteissa ovat 380x380 mm ja 480x480 mm, joten niihin valittiin laakerien kooksi 300x300 mm ja 350x350 mm. Laakerien kiertymisominaisuuksien laskennassa tarvittavat pystykuorman suuruus ja suurin kiertymä otetaan nivelliitosta vastaavan rakenteen FEM-mallin tuloksista. Käytetään laskennan antamaa suurinta kiertymäkulmaa ja suurinta pystykuormaa. Näillä tiedoilla voidaan laskea kaikki liitoksen jäykkyyteen liittyvät termit luvussa 4.4 esitetyillä kaavoilla.

Kiertymäjäykkyyttä varten lasketaan laakerin neliömomentti I_n, kun laakerin mitat ja paksuus on valittu. Kaavalla 4.31 voidaan laskea kiertymistä vastaava sydänalueen rajakulma. Verrataan kyseistä kulmaa FEM-laskennalla nivelellisen liitoksen kiertymään. Mikäli sydänalueen rajakulmaa ei ylitetä, voidaan käyttää kaavan 4.35 mukaista liitoksen kiertymisjäykkyyttä FEM-laskennassa. Rajakulman ylittyessä liitokseen lisätään suurinta kiertymää vastaava momentti, joka lasketaan kaavalla 4.32. Tässä on huomioitava momentin vaikutussuunta. Se käytännössä riippuu pilarin ja palkin taipumista, mikä voi olla vaikea tulkita kokonaista rakennetta tutkiessa. Tästä syystä on järkevä tutkia molemmat momentin vaikutussuunnat molemmissa pilareissa, jolloin tapauksia on kolme: molemmat momentit vaikuttavat rakenteessa sisäänpäin, molemmat vaikuttavat rakenteesta

ulospäin ja tilanne, jossa ne vaikuttavat samaan suuntaan. Tuloksissa on esitetty vain suurimman momentin aiheuttava tapaus. Taulukossa 12 on esitetty laakerien ominaisuuksia, joita käytetään FEM-laskennan apusuureina. Taulukon arvot on laskettu luvussa 4.4 esitetyillä kaavoilla. Molempiin rakenteisiin on valittu kaksi laakeria vertailukohdaksi. Paksummassa laakerissa kuormitus pysyy sydänpinnalla, jolloin laskennassa voidaan käyttää liitoksessa kiertymäjäykkyyttä. Ohuemmassa laakerissa sen kiertymäkyky ylittyy, jolloin kuormitus siirtyy sydänpinnan ulkopuolelle, ja momentti liitoksessa kasvaa. Tällöin liitokseen asetetaan laskennalla saatu pistemomentti.

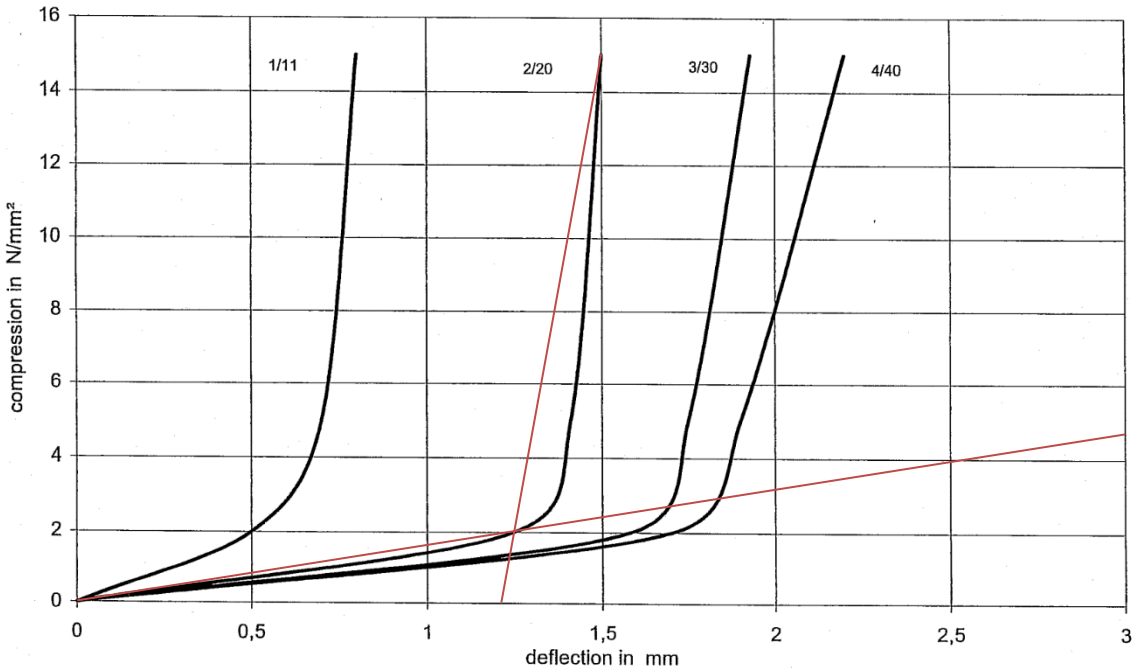
Taulukko 12: *Laskennassa käytettyjen laakerien ominaisuudet*

	Pihakansirakenne		**Pysäköintitalo**	
Kiertymä [rad]	0,0095		0,0044	
Pystykuorma [kN]	1390		660	
Leveys [mm]	300		350	
Syvyys [mm]	300		350	
Neliömomentti [10^6 mm^4]	675		1 251	
Kovuus [ShoreA]	60		60	
Leikkausmoduuli [MPa]	0,982		0,982	
Kimmokerroin [MPa]	2,946		2,946	
Materiaalin kokoonpuristumiskerroin	0,570		0,570	
Laakerin paksuus [mm]	16	10	18	14
Muotokerroin	4,6875	7,5	4,861	6,250
Kimmokerroin puristettuna [MPa]	76,73	191,84	82,30	134,12
Sydänalueen rajakulma [rad]	0,0215	0,0054	0,0067	0,003
Vaikuttaako kuorma sydänalueella?	KYLLÄ	EI	KYLLÄ	EI
Liitoksen kiertymäjäykkyys [kNm/rad]	3237,19	-	5717,69	-
Momentti sydänalueen ulkopuolella [kNm]	-	205,23	-	113,42

Kimmokerroin ilmoitetaan harvoin laakerien esitteissä suoraan. Laakerien tuotehyväksyntätiedoissa tavallisesti esitetään kuvaajia laakerin puristusjännityksestä kokoonpuristuman funktiona. Tästä voidaan Hooken lailla laskea kimmokertoimen arvo. Jännitys-kokoonpuristumakäyrästöjä ei yleensä ole saatavilla jokaiselle laakerikoolle. Tavallisesti niissä esitetään pienimpiä laakerikokoja. Ominaisuuksien arvioimiseen voidaan hyödyntää laakerin muototekijää, mutta menetelmä on kuitenkin epätarkka laakerin ominaisuuksien vaihtelun vuoksi. Tarkin keino on käyttää oikeankokoisen laakerin kuvaajia kimmokertoimen arvioimiseen. Kyseessä on kuitenkin suuri yksinkertaistus epälineaariselle käyttäytymiselle, millä pyritään tässä tutkimuksessa havainnollistamaan liitoksen momentin välittymisen muuttumista.

Laakereiden ominaisuudet eivät pysy vakiona kuormituksen alaisena. Hooken laki pätee lineaarisesti vain pienillä muutoksilla. Kuvassa 32 tämä nähdään käyrien alkupäässä, jolloin riippuvuus on lineaarista. Kuva 32 esittää 250x250 mm kokoisen laakerin puris-

tusjännitystä kokoonpuristuman funktiona. Käyrien vieressä ilmoitetaan laakerin kokonaispaksuus ja vahvikelevyjen lukumäärä. Kuvaan on lisätty punaiset apusuorat kimmokertoimen määritystä varten. Alhaisella puristuksella laakeri toimii erittäin hyvin kuormien tasaamisessa. Kun laakeri puristuu kasaan, se muuttuu jäykemmäksi jo noin 2 MPa puristusjännityksen ylityttyä. Tämä huomataan vertaamalla laakerin kokoonpuristuman ja puristusjännityksen suhdetta. Lineaarisen osuuden jälkeen käyrä kääntyy aina ylöspäin, jolloin puristusta tarvitaan huomattavasti enemmän kokoonpuristuman aikaansaamiseen. Tämän muutoksen jälkeen suhde muuttuu jälleen lähes lineaariseksi, mutta käyrän kulmakerroin on selvästi suurempi. Laakeri lukkiutuu jäykempään tilaan, jossa sen kimmokerroin kasvaa ja kuormia tasaavat ominaisuudet heikkenevät. Tuote-esitteessä laakerin puristuskestävyydeksi ilmoitettiin 15 MPa, mitä ei tule sekoittaa kimmoisten ominaisuuksien pysyväksi alueeksi. Jännitys-venymäsuhteen epälineaarisuuden takia laakeroidun liitoksen laskennallinen kokonaisvaltainen tarkastelu on vaikeaa etenkin isoilla muodonmuutoksilla.



Kuva 32: *Esimerkkilaakerin puristusjännityksen ja kokoonpuristuman suhde [22]*

Luvussa 4.4 kerrottiin laakerin kimmokertoimen olevan huomattavasti pienempi kuin betonin, mikä mahdollistaa liitoksessa muodonmuutosten tapahtumisen laakerissa betonin sijaan. Laakerin lukkiutuminen kovassa puristuksessa nostaa sen kimmokerrointa, jolloin myös sen ja betonin kimmokerrointen suhde kasvaa. Betonin kimmokertoimen suuruusluokkaa ei pitäisi saavuttaa rakenteissa oikein käytetyllä puristetulla laakerilla, mutta niiden suhde voi kasvaa moninkertaiseksi puristusjännityksen kasvaessa. Tällöin laakeri ei

enää kierry ja tasaa kuormia halutulla tavalla, mistä seuraa tukimomenttia ja mahdollisesti halkeilua.

Määrittämällä kimmokerroin suoraan kuvasta 32 voidaan vertailla lukkiutumisen vaikutusta. Määritetään kimmokerroin erikseen lineaarisella alueella ja lukkiutuneella alueella Hooken lakia käyttäen. Käytetään rajana 2 MPa puristusjännitystä. Tällöin ei määritetä erikseen puristetun kumin kimmokerrointa, koska sitä vastaava arvo saadaan suoraan kuvaajasta. Kuvan 32 laakerin mitat ovat 250x250 mm, jota käytetään tässä tutkimuksessa suurempien laakerien kuvaajien puuttuessa. Valitaan käytettäväksi 20 mm paksu laakeri, jossa kumiosan paksuus on 16 mm. Oletettavasti kaikki muodonmuutokset tapahtuvat laakerin kumiosassa. Kyseisen laakerin puristuskestävyys ei riitä pihakansirakenteelle, joten sen toimintaa tutkitaan kolmikerroksisen rakenteen ylimmän palkin liitoksissa. Laakerin kimmokertoimet arvioidaan piirtämällä kuvaan 32 suorat lineaariselle alueelle ja sen jälkeen alkavasta alueesta laakerin ilmoitettuun kestävyyteen eli 15 MPa asti. Suhteellinen muodonmuutos saadaan jakamalla jännitystä vastaava muodonmuutos laakerin kumiosan kokonaispaksuudella. Suorista voidaan kahdella pisteellä arvioida kimmokertoimet kaavalla

$$E = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}. \tag{5.1}$$

Tulokseksi saadaan lineaarisen alueen kimmokertoimeksi 26 MPa ja lukkiutumisen jälkeen kimmokertoimeksi 816 MPa. Välituloksia laskennalle on esitetty taulukossa 13. Ero kimmokertoimissa on valtava, joten liitoksen kiertymäjäykkyys muuttuu huomattavasti kumin lineaarisen alueen ylityksen jälkeen. Kuvasta 32 huomataan, että lukkiutuneen alueen suora on hieman loivempi kuin laakerin mitattu käyrä, koska suora on aloitettu heti lineaarisen alueen jälkeen. Lukkiutuneella alueella joudutaan käyttämään sydänpinnan ulkopuolella vaikuttavan kuorman momenttia, koska suuri kimmokerroin pienentää sydänalueen rajakulman hyvin pieneksi. Momentti on suuren kimmokertoimen vuoksi lähellä teoreettista maksimiaan, joten suoran hieman loivempi kulma vääristää tuloksia hyvin vähän. Tässä menetelmässä huomataan ero luvussa 4.4 kuvatulla menetelmällä puristetun tilan kimmokertoimelle, jonka arvo on lineaarisen ja lukkiutuneen alueen väliltä, mutta kuitenkin lähempänä lineaarista aluetta. Liitoksen jäykkyys voi näin ollen muuttua kiertymisen tai puristumisen seurauksena. Molemmat tapaukset tulee tutkia pitkäaikaista laakeria käyttäessä.

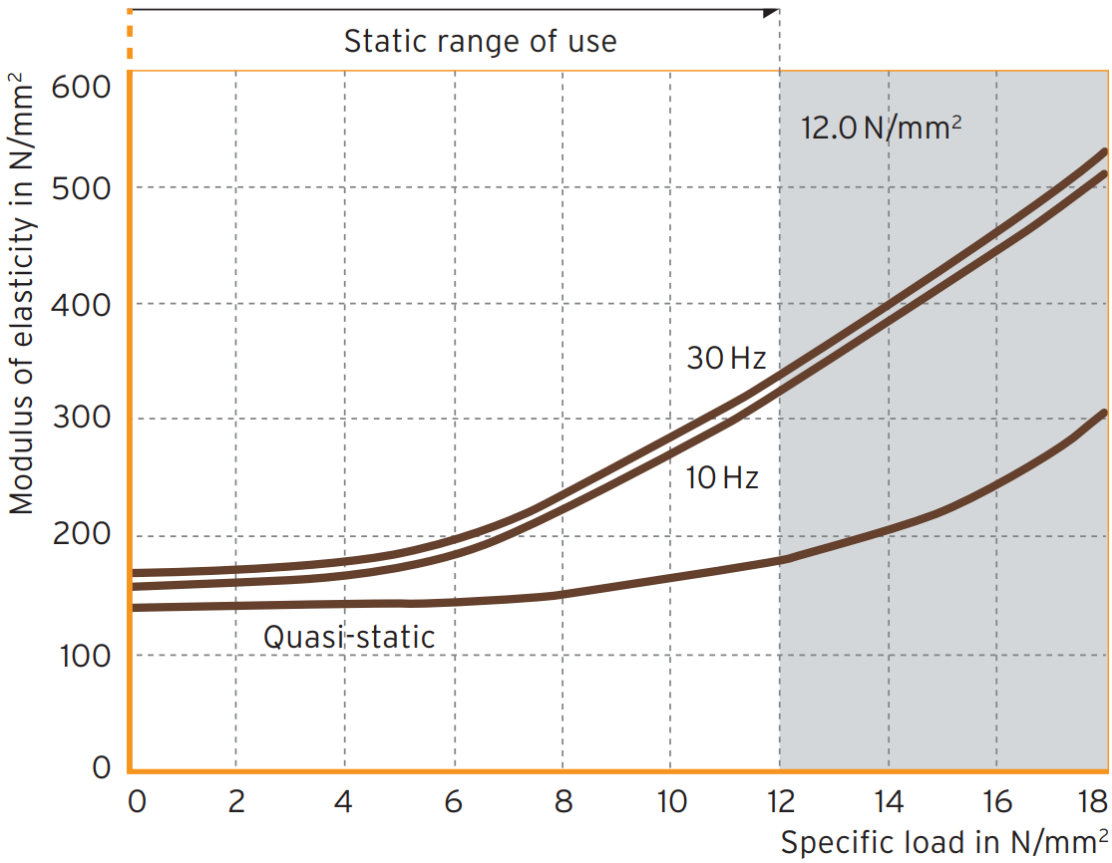
Taulukossa 13 on esitetty laakerin ja liitoksen ominaisuuksia kimmokertoimen lineaarisella alueella ja lukkiutuneella alueella. Taulukossa on käytetty kolmikerroksisen pysäköintitalon kiertymää ja pystykuormaa liitoksen toiminnan määrityksessä. Taulukossa on kuvasta 32 luetut jännitykset ja kokoonpuristuman arvot lineaariselle ja lukkiutuneelle

tilanteelle, sekä niiden perusteella lasketut kimmokertoimen arvot. Niitä käyttäen on määritelty liitoksen jäykkyys luvun 4.4 mukaisilla kaavoilla.

Taulukko 13: *Lukkiutuvan laakerin tuloksia*

	Kolmikerroksinen rakenne	
Kiertymä [rad]	0,0044	
Pystykuorma [kN]	660	
Leveys [mm]	250	
Syvyys [mm]	250	
Neliömomentti [10^6 mm^4]	325,52	
Laakerin kumiosan paksuus [mm]	16	
Muotokerroin	3,906	
σ_1 **[MPa]**	0	2
σ_2 **[MPa]**	2	15
ε_1	0	0,0778
ε_2	0,0778	0,0928
Kimmokerroin [MPa]	25,7	815,7
Sydänalueen rajakulma [rad]	0,0520	0,0017
Vaikuttaako kuorma sydänalueella?	KYLLÄ	EI
Liitoksen kiertymäjäykkyys [kNm/rad]	528,97	-
Momentti sydänalueen ulkopuolella [kNm]	-	81,43

Lukkiutumisen tapahtuessa huomataan sydänalueen rajakulman muuttuminen hyvin pieneksi, mikä johtuu kimmokertoimen muuttumisesta moninkertaiseksi. Lukkiutumisen tapahtuessa pystykuorman resultantti siirtyy hyvin lähelle laakerin reunaa, jolloin liitoksen momentti kasvaa. Tätä epälineaarista käyttäytymistä on vaikea huomioida laskennallisesti. Vertailun vuoksi suoritetaan laskenta kiertymäjäykkyys huomioiden erikseen lineaarisen ja lukkiutuneen alueen ominaisuuksilla. Näin ei saada laakerin todellista käyttäytymistä tutkittua laskennallisesti, mutta vertailudata eri tapauksille havainnollistaa lukkiutumisen merkitystä liitoksen toiminnalle. Laakerin todellinen toiminta on näiden kahden tilanteen yhdistelmä. Pienellä kuormituksella liitos välittää momenttia suhteellisen vähän, mutta kuorman kasvaessa lukkiutumisen rajan yli momentinvälitys kasvaa huomattavasti. Mitoittavaa tilannetta tutkiessa tulee tarkistaa laakerin puristusjännitys, jotta tiedetään, mitä kimmokerrointa tulee käyttää. Mikäli kuormitustilanteessa laakeri on lukkiutunut, tulee laskentamallissa liitoksessa käyttää sydänalueen ulkopuolella vaikuttavaa momenttia. Kuormitustilannetta vastaavasta taipumakuviosta voidaan selvittää momentin vaikutussuunta.



Kuva 33: *Kimmokertoimen suuruuden muutos kuormituksen kasvaessa [11]*

Kuvassa 33 esitetään eri valmistajan laakerin kimmokertoimen muutosta puristusjännityksen kasvaessa. Staattisen kuormituksen tapauksessa katsotaan Quasi-static -käyrää. Muut kuvaajan käyrät ovat dynaamisille kuormituksille. Kyseisen laakerin ilmoitettu maksimikuorma on $12\ N/mm^2$. Kuvaajasta voidaan todeta kimmokertoimen kasvavan jo $6\ N/mm^2$ jännityksen ylittyessä. Ilmoitetun maksimikuorman ylittyessä kimmokertoimen kasvu kiihtyy. Kuvien 32 ja 33 laakereita vertaamalla kimmokertoimen muutos on hyvin erilaista. Kuvassa 33 muutos tapahtuu hitaammin kuin kuvan 32 laakerilla, vaikka laakerin ilmoitettu kestävyys on pienempi. Tämä korostaa laakerien vaihtelevia ominaisuuksia, mikä hankaloittaa niiden toiminnan ymmärtämistä.

On hankala selvittää, tuleeko laakerilla kuormituksessa ensin vastaan puristusjännityksen aiheuttama lukkiutuminen vai kiertymän aiheuttama resultantin siirtyminen sydänpinnan ulkopuolelle. Jälkijännitettävän palkin jännityksen aikana palkki taipuu ylöspäin ja kuormaa on vähän, joten kiertymäraja voi tulla vastaan jo rakennusvaiheessa. Lopputilanteessa kuormaa on niin paljon, että laakeri voi lukkiutua puristuksesta, mutta jälkijännitetyn palkin korkea taivutusjäykkyys saattaa estää kiertymisestä seuraavat ongelmat.

5.2 FEM-mallin luominen

Salmen *et al.* mukaan isoja rakennekokonaisuuksia analysoitaessa tuntemattomien mekaniikan suureiden lukumäärä kasvaa niin suureksi, että analyyttiset menetelmät eivät riitä niiden ratkaisemiseen. Tästä syystä käytetään likimääräisiä menetelmiä, joita hyödyntäen laskenta hoidetaan tehokkaasti tietokoneilla. Elementtimenetelmä on jo useita vuosia toiminut rakenteiden numeerisessa analyysissä hyödyllisenä menetelmänä tietokoneiden kasvaneen laskentakapasiteetin ansiosta. [28] Tästä syystä myös tässä tutkimuksessa hyödynnetään tietokoneavusteista laskentaa.

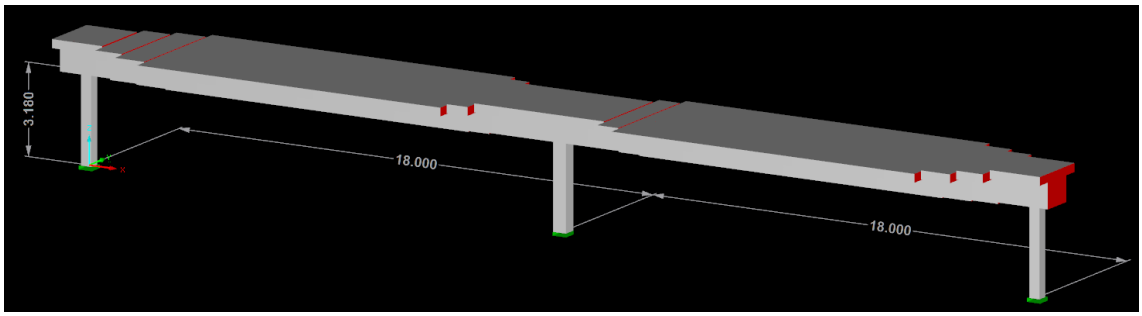
Elementtimenetelmään perustuvalla FEM-mallilla (Finite Element Method) voidaan analysoida luotettavasti erilaisten rakenteiden rasituksia. Ohjelma ratkaisee numeerisesti matriiseja käyttäen laskentamallista tietoja siirtymien ja voimien avulla. Matriiseja käyttäen laskenta on systemaattista ja tehokasta. Elementtimenetelmä perustuu rakenteen jakamiseen pieniin osiin eli elementteihin, jotka liittyvät toisiinsa pisteiden eli solmujen avulla. Elementit muodostavat rakenteesta verkon, jonka solmupisteissä ohjelma ratkaisee haluttuja arvoja. Tiheä solmujako antaa luotettavampia tuloksia, mutta samalla laskenta-aika kasvaa. [28]

Tässä tutkimuksessa laskentamalli luodaan Dlubal:n kehittämällä RFEM-ohjelmalla. Ohjelmalla määritellään rakenteet, niiden materiaalit ja kuormat. Kuormitusyhdistelmät ohjelma luo automaattisesti, mutta niihin pystyy myös itse vaikuttamaan. Ohjelma pystyy ratkaisemaan esimerkiksi rakenteen muodonmuutoksia, sisäisiä voimia, jännityksiä ja tukivoimia. Tässä tutkimuksessa keskitytään ensisijaisesti momenttikuvioihin, mutta myös muut ohjelman ratkaisemat muuttujat ovat auttaneet tulosten tulkinnassa ja rakenteiden toiminnan hahmottamisessa. RFEM:llä ei voida suoraan laskea luotettavaa tulosta jännebetonirakenteen taipumalle, koska ohjelma ei ota huomioon betonin halkeilua ja sen vaikutusta jäykkyyteen. Rakenteen taipuman muotoa voidaan kuitenkin tarkastella, ja arvioida rakenteen kuormitusten aiheuttamia muodonmuutoksia.

5.3 RFEM-laskentamallit

RFEM-ohjelmalla mallinnettiin luvussa 3.1 esitetyt tyypilliset jälkijännitetyt pysäköintirakennukset. Lantamallien mitat on valittu esimerkkikohteiden mukaan. Ensimmäinen rakenne on pihakansi, joka koostuu yksikerroksisista kaksiaukkoisista pilari-palkkikehistä. Jännevälit ovat 18 m pitkiä, ja pilarit ovat 3,18 m korkeita. Palkki on mitoiltaan 1200x1200 mm, jossa laatan osuus on 300 mm korkeudesta. Keskipilarin poikkileikkaus on 480x480 mm ja reunapilarien 380x380 mm. Pilarit ja palkit mallinnettiin beam-kappaleina, mitkä pystyvät vastaanottamaan eri kuormatyyppejä ja siirtämään voimasuureita

eteenpäin. Tässä tutkimuksessa mallinnettiin yksi kehä, jolloin tarkastelut tehdään kaksiulotteisina. Pilarien anturaliitokset ovat täysin jäykkiä liitoksia. Palkin mallinnuksessa on otettu huomioon sen toimivan leveyden muuttuminen EN 1992-1-1 kohdan 5.3.2.1 mukaan, joten puristettu ala suurenee jännevälin keskikohtaan siirryttäessä. Toimivan leveyden muutosta on porrastettu metrin välein, jottei välitön muutos vääristä tuloksia. Laskentamalli on esitetty kuvassa 34, josta erottaa hyvin tehollisen leveyden muuttumisen.

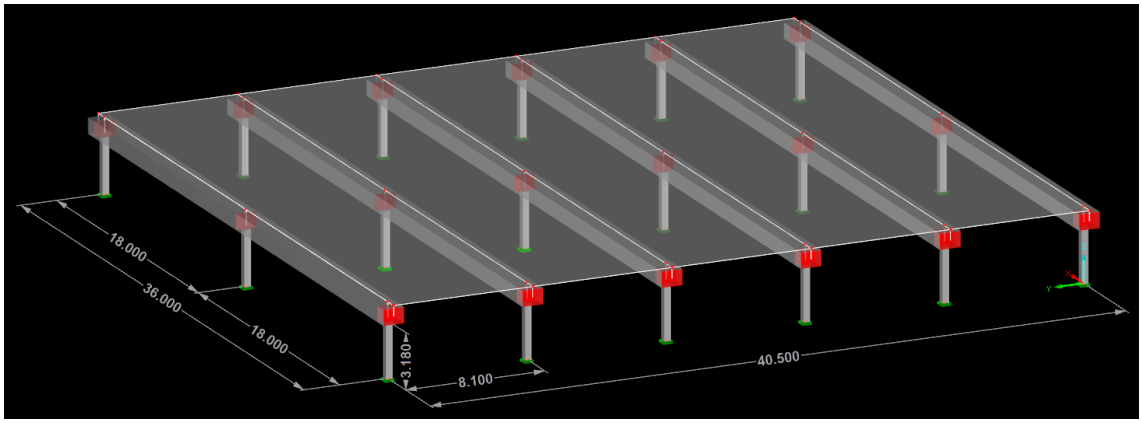


Kuva 34: *Kaksiaukkoisen pihakannen FEM-malli*

Kehälle on asetettu siihen kohdistuvat kuormat, jotka ovat kehän omapaino, pihakannen rakennekerrosten paino, tasainen hyötykuorma ja pistehyötykuorma luokan G mukaan. Tasainen hyötykuorma asetetaan erikseen molemmille jänneväleille, jotta saadaan kuormituksen vaihtelu huomioitua. Hyötykuorman pistekuorma on mallinnettu RFEM:n lisämoduulilla RF-Move. Tällä lisämoduulilla saadaan valitulla porrastuksella käytyä läpi kaikki tapaukset pistekuormien sijoittumisessa. Lisävaakavoiman laskemisen ja pistekuorman syöttämisen sijaan RFEM:iin mallinnettiin ohjelman omalla imperfection-toiminnolla pilarin epätarkkuus θ_i. Tämä toiminto on analyysin kannalta parempi kuin pistevoiman asettaminen, koska tasapainon säilyttääkseen malli joutuisi luomaan lisävaakavoimalle vastavoiman tuelle, mikä vääristää tuloksia. Lisäksi palkkiin on asetettu aksiaalinen venymä lämpötilanmuutoksesta, kutistumasta ja virumasta. Lämpötilan muutokseksi asetettiin -30 ℃, jolloin se vaikuttaa samaan suuntaan kutistuman kanssa. Kutistuman ja viruman arvo laskettiin luvussa 4.1 esitetyllä tavalla. Jännevoima rakenteeseen on asetettu ohjausvoimina pystysuunnassa ja puristusvoimana palkin akselin suuntaisesti. Jännevoiman suuruus on valittu esimerkkikohteen mukaan.

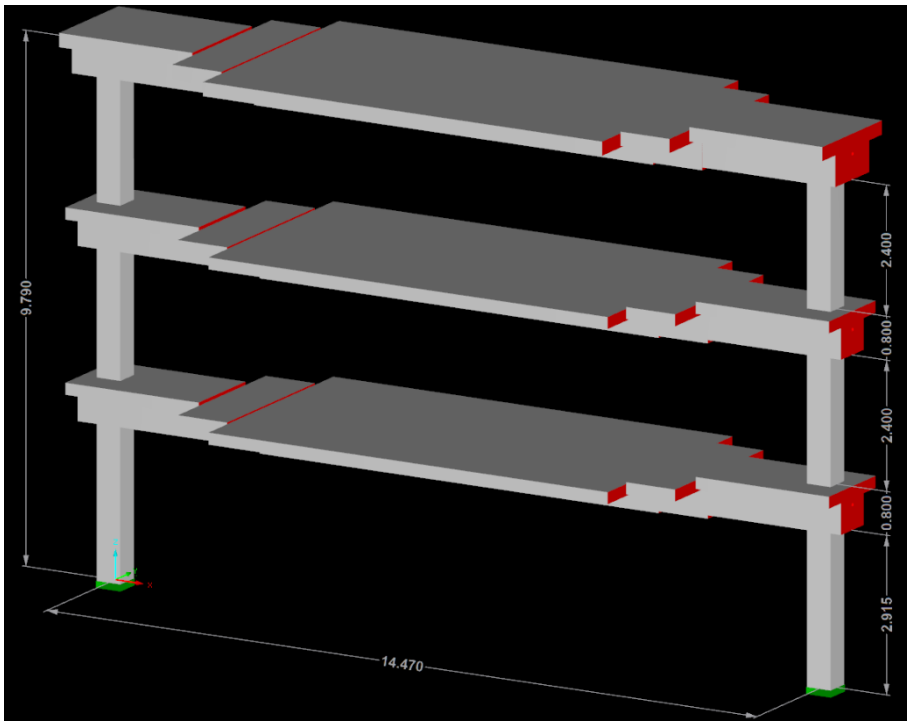
FEM-malli yksinkertaistaa rakenteen viivoiksi, jolloin rakenteiden paksuuden vaikutus tulee huomioida laskentamallissa. Osuus pilarin yläpäästä palkin painopisteeseen mallinnetaan täysin jäykäksi rigid-kappaleeksi. Pihakansirakenteen mallin tarkemmat tiedot on esitetty liitteessä 1. Liitteessä ei ole esitetty rakenteen kuormia tai kuormitusyhdistelyjä, koska hyötykuorman vaihteluväli tekisi liitteestä erittäin pitkän. Kuormat määriteltiin rakenteelle luvun 3.3 periaatteiden mukaan.

Palkkien pituussuuntaan kohtisuorassa vaikuttavia voimia ei tutkita edellä esitetyssä laskentamallissa. Tätä varten tehdään erillinen laskentamalli, johon mallinnetaan kuusi palkkikaistaa, niiden tukipilarit sekä jälkijännitetty laatta. Kehäväli mallissa on 8,1 m, mikä vastaa kolmen autopaikan mukaista pituutta. Laatan pinta-ala on 36x40,5 m, mikä vastaa suurinta suositeltavaa liikuntasaumaväliä. Pilarit on mallinnettu samalla tavalla kuin edellä esitetyssä mallissa. Laatta luotiin surface-tasona ja palkit rib-kappaleina, jolloin niiden yhteistoiminta huomioidaan parhaiten laskennassa. Tässäkin laskentamallissa pilarin yläpäästä laatan keskikohtaan on mallinnettu täysin jäykkä kappale, millä huomioidaan palkin paksuus. Tähän malliin ei mallinneta pystykuormia työmäärän säästämiseksi, vaan keskitytään pelkästään vaakakuormiin laatan tasossa. Tästä laskentamallista voidaan tulkita, miten liitokset toimivat vaakakuormien välityksessä. Näin voidaan vertailla eroja eri laskentamallien välillä. Vaakakuormiksi asetetaan laatan ja palkkien jännevoima, kutistuma, viruma sekä lämpötilan muutos $-30\ ℃$. Lisäksi pilareihin on asetettu vinous molempiin tason suuntiin. Laskentamalli on esitetty kuvassa 35, ja sen tarkemmat tiedot ovat liitteessä 2. Tästä laskentamallista käytetään tässä tutkimuksessa nimitystä pihakansirakenteen 3D-malli.



Kuva 35: *Kuuden kehän FEM-malli vaakakuormien tutkimiseen*

Pysäköintitalon laskentamalli luotiin vastaavalla tavalla RFEM:llä kolmikerroksiseksi kehärakenteeksi. Tarkastelu tehdään yhdelle kehälle kaksiulotteisena. Tässä mallissa kaikki pilarit ovat poikkileikkaukseltaan samanlaisia 480x480 mm. Alimman kerroksen pilarit ovat 2,95 m ja muissa kerroksissa 2,4 m pitkiä. Jänneväli on 14,47 m pitkä. Palkit ovat 15,54 m pitkiä ja 800 mm korkeita, josta laatan osuus on 220 mm. Pilarit ja palkit on mallinnettu beam-kappaleina. Kerrosten välissä täysin jäykkä rigid-kappale on palkin korkuinen. Ylimmässä palkissa rigid-kappale ulottuu pilarin yläpäästä palkin painopisteeseen. Tehollisen leveyden muutos on huomioitu palkin dimensioissa. Rakenteen kuva mittoineen esitetään kuvassa 36, ja tarkemmat tiedot mallista on esitetty liitteessä 3.



Kuva 36: *Kolmikerroksisen rakenteen FEM-malli*

Rakenteeseen kohdistuu omien painojen lisäksi hyötykuormaa kaikille kerroksille luokan F mukaan, lumikuormaa ylimmälle kerrokselle ja tuulikuormaa koko korkeudelle. Pilareihin on asetettu vinous kehän suunnassa imperfection-toiminnolla. Palkkien kutistuman ja viruman suuruus on asetettu luvun 4.1 kaavojen mukaisesti. Lämpötilan muutos on kahdessa alimmassa palkissa tasainen $-30\,℃$. Ylimpään palkkiin oletetaan tasaisen lämpötilanmuutoksen lisäksi pintalämpöeroksi 30 ℃ siten, että palkin yläpinta on lämpimämpi. Tämä on mahdollinen tilanteissa, joissa ylintä tasoa ei ole katettu auringon valolta. Jännevoima asetetaan puristusvoimana palkin päihin ja ohjausvoimana ylöspäin tasaisena kuormana palkin jännevälille. Jännevoiman suuruus on valittu esimerkkikohteen mukaiseksi.

Tässä tutkimuksessa tehdään vertailua täysin jäykkien, osittain jäykkien ja nivelellisten liitosten vaikutuksesta pilarin kuormituksiin. Pilarin ja palkin liitoksessa kokeillaan erilaisia ratkaisuja member hinge -toiminnolla tässä tutkimuksessa. Näin saadaan vertailudataa eri liitostyyppien välille. Tutkimuksessa analysoidaan myös työnaikaisen liukulaakerin vaikutusta, mikä pienentää kutistuman ja jännevoiman aiheuttamasta kokoonpuristumasta syntyvää kuormitusta liitokseen. Vaikutuksia tutkitaan kehien reunapilareissa. Kehän taipumamuodot helpottavat hahmottamaan liitoksessa tapahtuvia muutoksia kuormituksen alaisena eri liitostyypeillä, mutta niitä ei käytetä vertailuarvoina tässä tutkimuksessa.

Luvussa 6 käydään läpi vaihtoehtoisia liitoksia, ja vertaillaan, miten pilarien kuormitukset muuttuvat eri laskentamalleissa. RFEM:ssä voidaan muuttaa liitoksen vapautuksia eli asettaa liitos nivelelliseksi tai määrittää sille kierto- ja leikkausjäykkyys. Tässä tutkimuksessa keskitytään erityisesti kiertojäykkyyteen, joka vaikuttaa momenttien välittymiseen pilarille. Mallissa voidaan asettaa kiertymäjäykkyyden arvoksi $0{,}1\ kN/rad$, mikä on hyvin pieni. Tämä vastaa käytännössä nivelellistä liitosta. Arvoa nolla ei ole järkevää käyttää, koska ohjelma pohjautuu matriisilaskentaan. Tästä syystä arvo nolla sekoittaa ohjelman laskentaa, ja tulokset ovat silloin virheellisiä. Pitkäaikaisen laakerin liitoksissa käytetään luvussa 5.1 esitettyjä ominaisuuksia. Kun kuormitus pysyy laakerin sydänpinnalla, sijoitetaan pilarin yläpäähän member hinge -toiminnolla liitoksen kiertojäykkyys. Sydänpinnan ylittävissä tapauksissa jäykkyyden sijaan liitokseen asetetaan momentti, joka vastaa maksimitaipumalla syntyvää momenttia. Työnaikaisen liukulaakerin vaikutus tutkitaan jättämällä jännevoiman puristusvoima pois ja pienentämällä kutistuman ja viruman arvoa luvussa 5.1 esitetyllä tavalla.

6. TULOSTEN ANALYYSI

6.1 Pihakansirakenteen laskennalliset tulokset

Tässä luvussa vertaillaan pihakannen reunapilarien liitosten vaihtamisen vaikutuksia 2D- ja 3D-malleissa. Eri tapaukset on taulukoitu, ja vertailtu niiden vaikutusta pilarien momentteihin. Taulukoihin on koottu lopputilan kuormat murtorajatilassa. Taulukoissa tulosten momentit on pyöristetty 5 kNm tarkkuuteen ja kiertymät yhden desimaalin tarkkuuteen. Tätä tarkempien arvojen tarkastelu ei ole tarkoituksenmukaista, sillä pyöristetyllä tarkkuudella havaitaan jo selvät erot eri liitoksilla. Tulokset eivät ole yleispäteviä, koska rasitukset riippuvat rakenteen geometriasta ja kuormista. Tässä käsiteltävät tapaukset antavat kuitenkin hyvän yleiskatsauksen liitoksen vaikutuksesta pilarin momenttirasitukseen. Taulukossa 14 esitetään pihakansirakenteen kaksiulotteisen tarkastelun reunapilarien maksimimomentit ja pilarin ja palkin välisen suurimman kiertymän eri liitosvaihtoehdoilla. Kiertymän arvo on luettu mallista laskemalla yhteen palkin ja pilarin kiertymät liitoskohdassa. Rasitetuimman pilarin tarkemmat momenttikuvaajat sekä normaali- ja leikkausvoimakuvaajat on esitetty liitteessä 1. Liitteen kuvaajat saatiin murtorajatilan kuormituksilla taulukon 7 esittämällä periaatteella. Liitteessä laakerilla viitataan pitkäaikaiseen laakeriin, ja irrotuksella tarkoitetaan työnaikaista liukulaakeria.

Taulukko 14: *Pihakansirakenteen 2D-mallin tuloksia*

Reunapilarin liitos	**Pilarin yläpään momentti [kNm]**	**Pilarin alapään momentti [kNm]**	**Kiertymä [mrad]**
Täysin jäykkä	370	430	0
Teoreettinen nivel	0	240	9,5
Jäykkä liukulaakerilla	240	300	0
Teoreettinen nivel liukulaakerilla	0	200	7,5
Pitkäaikainen laakeri, kuorma sydänpinnalla	20	280	9,3
Pitkäaikainen laakeri, kuorma sydänpinnan ulkopuolella	205	370	12,9

Mekaniikassa käytetyillä jäykällä liitoksella ja nivelliitoksella huomataan suuri ero momenteissa. Täysin jäykät liitokset altistavat pilarit suurille momenteille molemmissa päissä. Teoreettisella nivelellä yläpään momentti on laskennallisesti nolla, mutta myös alapään momentti on huomattavasti pienempi kuin jäykkää liitosta käyttäessä. Momenttirasitus on tässä laskentamallissa pilarin alapäässä yli kolmanneksen pienempi. Liitoksen kiertymä pysyy sallitun taipuman alueella. Tulokset ovat odotettuja liitosten ominaisuuksiin nähden, mutta pilarin alapäässä momenttien ero on yllättävän suuri. Näillä tuloksilla liitoksesta olisi suotavaa saada nivelellisempi pilarin mitoituksen kannalta, jotta pilarin momenttirasitusta saadaan kevennettyä.

Työnaikaisen liukulaakerin käyttö näkyy tuloksissa selvästi, vaikka sillä pelkästään eliminoidaan jännevoiman puristus sekä pienennetään kutistumaa ja virumaa. Jos verrataan jäykkää tai nivelellistä liitosta vastaavaan liukulaakeroituun liitokseen, huomataan palkin muodonmuutosten suuri merkitys pilarin momenttirasitukseen. Myös kiertymä on hieman pienempi pienempien kuormien vuoksi. Nivelliitoksilla ero momenteissa on jäykkää liitosta pienempi, mikä selittyy pilarin erilaisella taipumamuodolla. Jäykissä liitoksissa pilari ja palkki pysyvät samassa kulmassa, mutta nivelliitoksessa niiden välinen kulma voi muuttua vapaasti kuormituksessa. Suoraan momentteja vertaamalla työnaikaisen liukulaakerin käyttö näyttäisi varsin hyödylliseltä liitosvaihtoehdolta, vaikka sen toiminta rajoittuukin rakennusvaiheeseen. Työnaikainen liukulaakeri on varsin hyödyllinen jäykällä liitoksella, jossa momentit pienenevät tulosten mukaan noin kolmanneksella. Tämän lisäksi pilarin tuenta ei muutu liukulaakeria käyttäessä, joten nurjahduspituus pysyy samansuuruisena. Työnaikaisen liukulaakerin hyöty on hyvin suuri, kun otetaan huomioon sen suhteellisen lyhyt vaikutusaika ja halpa hinta.

Pitkäaikaista laakeria hyödyntävä liitos antaa tuloksia, jotka ovat melko lähellä teoreettista nivelliitosta kuorman pysyessä sydänpinnalla. Sopivan kokoisella laakerilla pilarin yläpäähän syntyy vain pieni momenttirasitus. Mikäli kuorma siirtyy laakerin sydänpinnan ulkopuolelle, välittyvät momentit kasvavat selvästi, mikä näkyy pilarin molemmissa päissä. Kun pitkäaikaisen laakerin sydänalueen kiertymäkyky on saavutettu, kaikki palkilta tuleva momentti siirtyy pilarille kokonaan. Tuloksista huomataan, että ohuella laakerilla tämä tapahtuu jo melko pienellä kiertymällä, joten momentti saattaa kasvaa hyvin lähelle täysin jäykän liitoksen momenttirasitusta. Kuorman pysyessä sydänpinnalla pitkäaikainen laakeri toimii hyvin ideaalisesti, mikä näkyy tuloksissa. Ero sydänpinnalla ja sen ulkopuolella vaikuttavan kuorman momenteissa on erittäin suuri. Ideaalisessa tilanteessa pitkäaikainen laakeri toimii todella tehokkaasti, mutta rajallisen vaikutusalueen vuoksi se ei osoittaudu yleisesti parhaaksi ratkaisuksi. Pitkäaikaista laakeria käyttäessä pilarin nurjahduspituus tulee mitoituksessa arvioida kaavalla 4.38.

Pitkäaikaisilla laakereilla on myös liikevaraa, mitä ei voitu mallintaa tähän FEM-malliin luotettavasti. Tämä vääristää taulukoissa esitettyjä pitkäaikaisten laakerien momentteja ja kiertymiä, koska palkin muodonmuutokset vaikuttavat laskentamallissa pilariin täysimääräisinä. Taulukoiden arvot ovat tästä syystä suurempia kuin liikevaran huomioivassa tilanteessa. Kiertymän suuri arvo sydänpinnan ulkopuolisen alueen kuormituksella johtuu liitokseen asetetusta momentista. Koska liitokseen on asetettu momentti, joka syntyy vasta kiertymän ääriasennossa, tulos johtaa varman puolen ratkaisuihin. Tämän vuoksi kiertymän arvo on myös laskennassa suurempi kuin teoreettisella nivelliitoksella. Kiertymän vertailu korostaa laskennassa yksinkertaistusta sydänpinnan ulkopuolella vaikuttavassa kuormitustilanteessa.

Pitkäaikaisen laakerin käytössä tulee ymmärtää sen toiminta puristuksen alaisena. Pysäköintitalon laskennassa esitetään esimerkki lukkiutuneen laakerin vaikutuksesta momentteihin. Pihakansirakenteen laskentamallissa käytettiin yksinkertaistettua kaavaa huomioimalla laakerin puristettu tila sitä vastaavalla kimmokertoimella. Pihakansissa laakerille kohdistuu niin suuri puristusjännitys, että tarpeeksi kestävän pitkäaikaisen laakerin löytäminen voi olla vaikeaa. Pitkäaikaiset laakerit ovat huomattavasti kalliimpia kuin työnaikaiset laakerit. Kun huomioidaan laakerien hinnat, pitkäaikaisen laakerin tarpeellisuutta pihakansissa tulee miettiä tarkkaan. Saavutettu hyöty voi olla melko pieni, ja laakerin mitoitus tulee suorittaa huolellisesti. Vertaamalla työnaikaisen liukulaakerin ja pitkäaikaisen laakerin momentteja huomataan, että erot ovat suhteellisen pieniä. Jos kuorma siirtyy pitkäaikaisella laakerilla sydänpinnan ulkopuolelle, pitkäaikainen laakeri osoittautuu työnaikaista laakeria huonommaksi ratkaisuksi pilarin momenttien kannalta. Pitkäaikaisissa laakereissa on liikevaraa, jota laskenta ei huomioinut, mutta niiden toiminta suuren puristusjännityksen alaisena on kyseenalainen. Työnaikaiset liukulaakerit ovat näillä tuloksilla varsin tehokas ratkaisu pilarien momenttirasituksen keventämiseen pihakansirakenteessa. Työnaikaisilla liukulaakereilla on myös rajallinen puristuskestävyys, mutta siinä tulee huomioida laakerin käyttöikä. Työnaikaiseen liukulaakeriin kohdistuu pitkäaikaiseen laakeriin nähden pienemmät kuormat, koska liukulaakerin toiminta rajoittuu rakennusvaiheeseen. Näin ollen vastaavia ongelmatilanteita tulee vastaan harvemmin.

3D-mallin reunapilareista suurimmat momentit syntyvät reunimmaisten kehien pilareille. Keskipilarit keräävät enemmän momenttia suuremman jäykkyytensä vuoksi. Tässä tutkimuksessa tarkastellaan kehiä vastaan kohtisuoraan vaikuttavia taivutusmomentteja. Käytetään liitoksessa samoja vaihtoehtoja kuin yhden kehän laskentamallissa. Työnaikaisen liukulaakerin käytöllä otetaan tarkastelusta pois laatan ja palkin jännitysvoima, ja

pienennetään laatan kutistumaa ja virumaa 30 %. Koska pitkäaikaiseksi laakeriksi valittiin neliönmuotoinen laakeri, sen kiertymisjäykkyys on vastaava kuin yhden kehän mallissa kuorman pysyessä sydänpinnalla. Laatan taipumaa ei laskettu tässä tutkimuksessa, koska laskentamalliin ei määritetty pystykuormia. Näin ollen sydänpinnan ulkopuolelle siirtyvän kuorman vaikutusta liitoksen jäykkyyteen ei voitu arvioida. Laatan jänneväli on huomattavasti lyhyempi kuin palkin, joten on mahdollista, että vaikka sydänpinnan rajakulma ylittyisi palkin suunnassa, se ei välttämättä ylity laatan kantosuunnassa. Oletetaan jälleen kehien keskituet täysin jäykiksi, ja kokeillaan reunapilareille erilaisia liitoksia. Laskennan tulokset ovat taulukossa 15 ja tarkemmat kuvaajat liitteessä 2. Kuvaajat vastaavat murtorajatilan kuormitusyhdistelmää. Liitteessä laakerilla viitataan pitkäaikaiseen laakeriin, ja irrotuksella tarkoitetaan työnaikaista liukulaakeria. Taulukossa on esitetty vain reunimmaisen kehän reunapilarien suurimmat momentit murtorajatilassa. Muilla kehillä momentit ovat sitä pienempiä, mitä lähempänä laatan keskipistettä ne ovat.

Taulukko 15: *Pihakansirakenteen 3D-mallin nurkkapilarin tuloksia*

Reunapilarin liitos	**Pilarin yläpään momentti [kNm]**	**Pilarin alapään momentti [kNm]**
Täysin jäykkä	375	460
Teoreettinen nivel	0	310
Jäykkä liukulaakerilla	305	375
Nivel liukulaakerilla	0	250
Pitkäaikainen laakeri, kuorma sydänpinnalla	25	320

Suurimmat momentit syntyvät nurkkien pilareille, koska laatan muodonmuutosten aiheuttamat siirtymät ovat suurimmat reunakehillä. Keskipilarin momentti on tämän suunnan tarkastelussa suurempi, koska pilari on kokonsa vuoksi jäykempi. Keskipilaria ei kuitenkaan tarkastella tässä tutkimuksessa, koska sen liitos oletetaan lähtökohtaisesti jäykäksi.

Tulokset vertautuvat hyvin 2D-mallin tuloksiin. Jäykässä liitoksessa pilarin momenttirasitus on selvästi suurempi kuin muilla liitoksilla. Nivelliitoksessa huomataan selvä momentin pienentyminen, vaikka mallissa vaikuttaa vain vaakasuuntaisia kuormia. Nivelliitoksessa

toksella pilarin alapäässä momentti on noin kolmanneksen pienempi kuin jäykällä liitoksella. Mikäli laskentamallissa olisi mukana pystykuormat, ero saattaisi olla vielä suurempi, koska laatan ja palkin momentista iso osa johtuu pystykuormista. Tulokset ovat mielenkiintoisia, kun huomioidaan mallissa vaikuttavan pelkästään vaakakuormia. Ero nivelliitoksen ja jäykän liitoksen välillä on melko suuri, joten pitkässä rakenteessa kiertymiskyvyn etu kasvaa huomattavan suureksi.

Työnaikaisen liukulaakerin edut korostuvat 3D-mallissa nimenomaan pystykuormien puuttumisen vuoksi. Taivutusmomentit pienenevät keskimäärin kolmanneksen vastaavasta liitoksesta ilman työnaikaista liukulaakeria. Tämä johtuu siitä, että liukulaakeri pienentää nimenomaan vaakakuormien aiheuttamaa momenttia. Pystykuormat sisältävässä mallissa ero todennäköisesti olisi suhteellisesti pienempi, koska työnaikainen liukulaakeri ei pienennä pystykuormien aiheuttamaa momenttia. Liukulaakeri on tulosten perusteella hyvin tehokas ratkaisu laatan suuntaisten kuormien aiheuttamien momenttien pienentämisessä. Tuloksissa on käsitelty vain reunimmaisten kehien momentit. Lähempänä laatan keskipistettä siirtymät ovat pienempiä, jolloin myös työnaikaisen liukulaakerin vaikutus pienenee. Tulosten perusteella liukulaakerin käyttöä voisi harkita reunimmaisissa kehissä myös keskipilarissa, koska laatan suunnassa muodonmuutokset aiheuttavat niihin momenttirasitusta. Siten voitaisiin pienentää myös keskipilarin momenttirasitusta vaihtamatta sen liitostyyppiä. Muilla kehillä muodonmuutokset ovat niin pieniä, ettei työnaikaisesta liukulaakerista ole merkittävää hyötyä keskipilareissa.

Pitkäaikaisen laakerin tuloksissa tilanne on päinvastainen kuin työnaikaisella liukulaakerilla. Pitkäaikaisen laakerin etu on pystykuormista välittyvän momentin pienentäminen. Tästä syystä sen vaikutus ei näy pilarin alapäässä niin selvästi kuin muissa laskentamalleissa. Tässä tulee huomioida pitkäaikaisilla laakereilla tavallisesti oleva liikevara, jota ei pystytty mallintamaan laskentamalliin. Pilarin momentit ovat tässäkin laskentamallissa todellista suurempia kyseisestä syystä. Pitkäaikaisen laakerin sydänpinnan alueen kuormituksella pilarin momentit ovat melko lähellä nivelliitoksen momentteja. On kuitenkin mahdollista, että kuorma siirtyy sydänpinnan rajakulman yli, jolloin havaittaisiin samanlainen ilmiö kuin yhden kehän mallissa eli liitoksen momentin välittämisen selvä kasvu. 3D-malli on pystykuormien puuttumisen vuoksi puutteellinen vertailukeino pitkäaikaisen laakerin kokonaisvaltaiseen arviointiin. Tuloksista voidaan kuitenkin päätellä sen toimivan paremmin pystykuormien aiheuttamien momenttien pienentämisessä. Sydänpinnan kuormituksessa pilarin momentit pienenevät vaakakuormistakin melko paljon, mikä helpottaisi pilarin mitoitusta. Pitkäaikaisella laakerilla tulee huomioida tuennasta riippuva pilarin nurjahduspituus, sekä laakerin rajallinen puristuskestävyys.

3D-mallista voidaan tehdä pitkälti samoja johtopäätöksiä kuin kaksiulotteisen mallin tarkastelusta. Täysin jäykällä liitoksella pilarin momentit ovat niin suuria, että niiden pienentämiseen kannattaa harkita erilaisia keinoja. Työnaikainen liukulaakeri toimii todella hyvin tason molemmissa suunnissa momenttien pienennyksessä. Pitkäaikaisten laakerien käytöllä voitaisiin päästä pienempiin momentteihin, mutta suuresta puristusjännityksestä ja kiertymästä seurannut kuorman siirtyminen laakerin sydänpinnan ulkopuolelle vähentävät sen tuomaa etua merkittävästi. Kuorman siirtyminen pitkäaikaisen laakerin sydänpinnan ulkopuolelle kasvattaa pilarin momentteja niin paljon, että eroa työnaikaista laakerointia käyttävään liitokseen on vain vähän. Laskentamallien tulokset tukevat toisiaan, ja niistä voidaan päätellä jokaisen liitostyypin toiminnan pääpiirteet.

6.2 Pysäköintitalon laskennalliset tulokset

Verrataan kolmikerroksisen pysäköintitalon mallissa ylimmän palkin liitosta, sekä työnaikaisen liukulaakerin käyttöä kaikissa liitoksissa samanaikaisesti. Vertailu tehdään jokaisen kerroksen pilarin ylä- ja alapään suurimman momentin mukaan. Näin voidaan tarkastella rakennetta kokonaisuutena. Tulokset on pyöristetty 5 kNm tarkkuuteen, koska tällä tarkkuudella voidaan tehdä yksinkertaistettu ja kattava analyysi liitoksen vaikutuksesta. Tulokset ovat taulukossa 16 ja 17. Taulukon 16 laakerit ovat pitkäaikaisia laakereita. Tarkemmat momenttikuvaajat on esitetty liitteessä 3. Liitteessä laakerilla viitataan pitkäaikaiseen laakeriin, ja irrotuksella tarkoitetaan työnaikaista liukulaakeria.

Taulukko 16: *3-kerroksisen rakenteen ylänurkkaliitoksen tutkimuksen tuloksia*

Yläkerroksen pilarin yläpään liitos	**Yläkerroksen pilarin maksimimomentit [kNm]**		**Keskikerroksen pilarin maksimi-momentit [kNm]**		**Alakerroksen pilarin maksimimomentit [kNm]**	
	Yläpää	**Alapää**	**Yläpää**	**Alapää**	**Yläpää**	**Alapää**
Täysin jäykkä	530	375	495	655	485	675
Teoreettinen nivel	0	285	475	645	470	665
Laakeri, kuorma sydänpinnalla	25	290	470	645	470	670
Laakeri, kuorma sydänpinnan ulkopuolella	115	400	465	650	465	660
Laakeri, lineaarisen alueen kimmokerroin	5	285	470	640	465	660
Laakeri, lukkiutuneen tilan kimmokerroin	80	365	465	650	465	660

Tuloksista nähdään, että kehän ylänurkan liitoksen muuttaminen vaikuttaa ylimmän kerroksen pilarissa todella paljon, mutta muiden kerrosten pilareissa vaikutus on vähäinen. Ainoastaan jäykällä ylänurkan liitoksella muissa kerroksissa huomataan hieman suurempi momenttirasitus, kuin muilla liitostyypeillä. Suhteellisesti ero on kuitenkin pieni. Ylimmän kerroksen pilarin pystykuorma on hyvin pieni, joten suuri momenttirasitus on ongelmallinen pilarin mitoituksessa. Suuri momentti kehittyy pilarin ulkoreunaan, mikä todettiin ongelmakohdaksi luvussa 3.2. Ylimmän palkin liitokset eivät ole kehäjäykistyksen kannalta kriittisiä, joten jäykkä liitos ei ole pakollinen kyseisessä kohdassa.

Tuloksissa nähtävä jäykän liitoksen momenttien ero muihin liitostyyppeihin on valtavan suuri ylimmän kerroksen pilareiden yläpäässä. Teoreettisella nivelliitoksella pilarin alapään momentti on noin neljänneksen pienempi kuin jäykällä liitoksella. Pitkäaikaista laakeria käyttävällä liitoksella pilarin alapään momentti on lähellä nivelliitosta kuorman vaikuttaessa laakerin sydänpinnalla. Pitkäaikaisen laakerin sydänpinnan ulkopuolisella kuormituksella pilarin alapään momentti on samaa suuruusluokkaa kuin jäykällä liitoksella.

Pitkäaikaisen laakerin käytöstä voidaan tehdä samat johtopäätökset kuin pihakansirakenteessa. Pysäköintitalon laskentamallissa päästään myös hyvin lähelle teoreettisen nivelliitoksen momenttirasituksia riittävän paksulla pitkäaikaisella laakerilla. Pilarin mitoituksessa tämä olisi erittäin suuri etu etenkin ylimmässä kerroksessa suhteellisen pienen pystykuorman vuoksi. Kuormituksen siirtyminen pitkäaikaisen laakerin sydänpinnan ulkopuolelle muuttaa yläkerroksen pilarin alapään momentin samaan suuruusluokkaan kuin täysin jäykän liitoksen tapauksessa. Myös yläpään momentti kasvaa moninkertaiseksi kuormituksen siirtyessä sydänpinnan ulkopuolelle. Sydänpinnan rajakulman ylittävän liitoksen momenttirasitus on kuitenkin yläpäässä huomattavasti pienempi kuin täysin jäykällä liitoksella. Taipumamuodon mukaan sydänpinnan ulkopuolisen kuormituksen aiheuttama momentti voi syntyä pilareissa kumpaan tahansa suuntaan luvussa 5.1 kuvatulla tavalla. Mitoittava tilanne saadaan, kun momentit vaikuttavat samaan suuntaan. Eroja momenttijakaumissa kuitenkin on, joten jokainen tapaus on syytä tutkia. Pitkäaikaisen laakerin käytöllä ei ole huomioitavaa vaikutusta muiden kerrosten pilareissa.

Verratessa pitkäaikaisen laakerin kiertymisen ja lukkiutumisen tuloksia on huomioitava laakerien erisuuruiset ulkomitat. Jos käytössä olisi ollut samankokoiset pitkäaikaiset laakerit, lukkiutunut laakeri olisi mahdollisesti antanut vielä suurempia momenttirasituksia. Tuloksia tarkastellessa huomataan kuinka suuren ongelman puristusjännitys aiheuttaa pitkäaikaiselle laakerille. Tästä voidaan päätellä, että pihakansirakenteessa pitkäaikaisella laakerilla olisi vastaavia ongelmia, koska siinä pystykuormat ovat suurempia. Pysäköintirakennusten suuret pystykuormat suhteessa pilarin pinta-alaan eivät ole lainkaan optimaaliset pitkäaikaisen laakerin käyttöön. Pitkäaikaisen laakerin toiminnan kattavaa tutkimista varten tarvittaisiin epälineaarinen tarkastelu, jota tässä tutkimuksessa ei tehty.

Ylänurkan liitoksen tuloksista hieman yllättävää on sen pieni vaikutus muiden kerrosten pilareihin. Tämä on erittäin hyvä tieto suunnittelun kannalta, jotta ymmärretään kyseisen liitoksen vaikutus. Ylimmän kerroksen pilareille sen vaikutus on hyvin merkittävä, mutta muiden kerrosten pilareille sen vaikutus on lähes huomaamaton. Yksi syy tähän on sen tarpeettomuus rakenteen jäykistyksessä. Toinen mielenkiintoinen havainto on jäykän liitoksen momenttien huomattava ero kaikkiin muihin liitostyyppeihin. Jopa kimmoiset ominaisuudet menettänyt pitkäaikainen laakeri on selkeästi parempi ratkaisu liitokseen pienemmän momenttirasituksen vuoksi.

Taulukko 17: *3-kerroksisen rakenteen pilariliitosten tuloksia*

Pilarien liitokset	**Yläkerroksen pilarin maksimimomentit [kNm]**		**Keskikerroksen pilarin maksimimomentit [kNm]**		**Alakerroksen pilarin maksimimomentit [kNm]**	
	Yläpää	**Alapää**	**Yläpää**	**Alapää**	**Yläpää**	**Alapää**
Jäykät, liukulaakeri	515	365	465	515	275	410
Täysin jäykkä	530	375	495	655	485	675

Taulukossa 17 on esitetty tulokset tilanteelle, jossa jokaisessa pilari-palkkiliitoksessa on käytetty työnaikaista liukulaakeria. Vertailun helpotukseksi samassa taulukossa esitetään täysin jäykkien liitosten momentit. Työnaikaista liukulaakeria käyttävien liitosten toiminnan tutkimisessa on huomioitava rakennusvaiheet. Alemmissa kerroksissa muodonmuutokset ovat edenneet ennen kuin ylemmät kerrokset on saatu valmiiksi. Kolmen kerroksen toiminta tutkitaan siten, että kaikkien jännevoimien puristukset on poistettu, ja kutistumaa ja virumaa on ylimmässä palkissa pienennetty 30 %, toisen kerroksen palkissa 50 % ja alimman kerroksen palkissa 60 %. Näin noudatetaan suunnilleen kuvan 31 kutistuman ja viruman kehitystä, kun oletetaan yhden kerroksen rakentamisen kestävän noin kuukauden. Tällä periaatteella tarkastelu alkaa siitä hetkestä, kun rakenne on valmis. Rakennusaikainen kutistuma aiheuttaa hieman kuormitusta pilareihin, mikä jää tässä tarkastelussa huomioimatta. Toisaalta merkitsemällä kutistuma ja viruma samansuuruiseksi kaikissa kerroksissa epätasaisen kutistuman vaikutus jäisi huomioimatta. Muodonmuutoksia pienentävän liukulaakerin laakerin käytössä päädyttiin tähän ratkaisuun laskennallisessa tarkastelussa.

Rakennusvaiheet huomioivaa kutistuman ja viruman pienennystä olisi voitu hyödyntää myös aiemmissa liitostarkasteluissa, jolloin momentteja olisi saatu pienennettyä hieman enemmän. Tarkastelut ovat kuitenkin näin varmalla puolella, kun muodonmuutokset oletetaan isommiksi. Epätasainen muodonmuutos kehässä on kuitenkin syytä tarkistaa monikerroksista rakennetta suunnitellessa. Myös tässä laskentamallissa on huomioitava palkkien vääristyvät momenttikuviot jännevoimien puuttumisen takia. Tässä tutkimuksessa palkkien tulokset on sivuutettu ja keskitytty pilarien momenttirasituksiin.

Tuloksista huomataan, että työnaikaisen liukulaakerin vaikutus on ylimmässä pilarissa melko pieni. Tämän perusteella rakenteen ylänurkan liitokseen palkin muodonmuutokset

vaikuttavat hyvin vähän. Ulkoisilla kuormilla on selkeästi suurin vaikutus ylimmässä kerroksessa. Tässä päätelmässä on kuitenkin huomioitava kutistuman ja viruman epätasainen kehitys. Yläkerroksessa alkuvaiheen kutistuma on suurempaa kuin alempana, koska niissä rakenteissa alkuvaiheen nopea kutistuminen on jo tapahtunut. Kutistumat tasaantuvat vasta rakenteen iän kasvaessa kuvan 31 osoittamalla tavalla.

Kahden alimman kerroksen pilareissa huomataan selvästi momenttirasitusten pienentyminen täysin jäykkään liitostyyppiin verratessa. Kun rakenteessa on monta kerrosta, muodonmuutosten vaikutukset korostuvat rakenteen alemmissa kerroksissa. Työnaikainen laakerointi keventää näin ollen kahden alimman kerroksen pilarien momenttirasitusta. Tämä tulos helpottaa alimpien kerrosten pilarien mitoitusta. Niissä vaikuttavan pystykuorman suuruutta ei voida keventää pystyrakenteita lisäämättä, mutta taivutusmomenttia voidaan keventää työnaikaisia liukulaakereita käyttämällä.

Työnaikainen liukulaakeri ei tuonut ratkaisua rakenteen ongelmallisimpaan kohtaan eli ylänurkan liitokseen. Aiemmin todettiin, että pitkäaikainen laakeri pienensi ylänurkan momentin hyvin pieneksi, eikä sillä ollut huomionarvoista vaikutusta alempien kerrosten pilareissa. Koska työnaikaisella liukulaakerilla ei ollut suurta vaikutusta ylimpiin liitoksiin, eräs optimiratkaisu pilarien momenttien kannalta olisi käyttää työnaikaista liukulaakeria kahdessa alimmassa kerroksessa ja pitkäaikaista laakeria ylimmän palkin liitoksissa. Työnaikaista laakerointia käyttäessä saadaan jäykistettyä rakenne lopputilassa, ja pitkäaikaisella laakerilla voidaan pienentää ylimmän pilarin momenttirasitusta. Siinä tapauksessa ylimmässä kerroksessa voidaan esimerkiksi pienentää pilarin raudoitusta tai poikkileikkausta. Laskentamallin tulokset tukevat tutkimuksessa aiemmin esiin nostettua ongelmallista ylänurkan liitosta monikerroksisessa rakenteessa. Siitä voidaan erottaa liitosten olennaisimmat vaikutukset rakenteelle.

6.3 Tulosten tulkinta

Tärkeä päätelmä tuloksissa on jäykän liitoksen merkittävä ero muihin liitostyyppeihin pilarille välittyvän taivutusmomentin suuruudessa. Tämä huomataan jokaisessa laskentamallissa. Jäykällä liitoksella saadaan rakenteen momenttikuormitusta siirrettyä pilarille, mikä ei ole järkevä ratkaisu jälkijännitetyssä rakenteessa. Jännitetty palkki voidaan mitoittaa kestämään taivutusmomenttia todella hyvin. Koska pilareista on tavoitteena saada mahdollisimman pieniä ja harvaan sijoitettuja, taivutusmomentti on erittäin merkitsevä ja usein mitoittava kuormitus pilareille. Hoikka rakenne kestää momenttia heikosti, joten sen välittymistä pilarille tulisi välttää.

Pitkäaikaisille laakereille laskettuihin kiertymisjäykkyyksiin tulee suhtautua varauksella. Laakereissa on eroja valmistajien välillä, koska muuttujia on useita. Ulkomitat, muoto, paksuus, puristuskestävyys, kimmokerroin ja muut ominaisuudet riippuvat toisistaan, joten jonkin ominaisuuden muutos voi oleellisesti vaikuttaa laakerin toimintaan. Etenkin kovuuden muutokset vaikuttavat suuresti sen perusteella laskettuihin ominaisuuksin. Osin tästä syystä tässä tutkimuksessa vertaillaan vain momenttien suuruusluokkia. Valmistajat ilmoittavat aina laakerin suurimmat sallitut rasitukset, mutta niiden jäykkyysominaisuuksien säilyminen puristettuna tulee selvittää. Pitkäaikaisissa laakereissa ilmoitettu maksimikiertymä on syytä aina tarkastaa, jotta voidaan olla varmoja, siirtyykö kuorma laakerin sydänpinnan ulkopuolelle sallitun kiertymän rajoissa.

Kuten tutkimuksessa aiemmin mainittiin, rakennuksen jäykistys vaikuttaa liitoksen valintaan. Mikäli liitos ei rakenteen jäykistyksen takia vaadi jäykkyyttä, voidaan tulosten pohjalta todeta jäykän liitoksen olevan pilarin kannalta huono vaihtoehto. Jäykällä liitoksella momentit ovat merkittävästi suuremmat, mikä nostaa pilarin raudoitusmäärää ja mahdollisesti kasvattaa sen poikkileikkausta. Liitokseen käytetään myös paljon terästä, jota ei välttämättä tarvita. Mikäli jäykkää liitosta käytetään, on varmistettava, että pilari pystyy taipumaan sivuttaisesta kuormasta siten, että halkeamia ei synny.

Työnaikaisella liukulaakerilla voidaan vähentää työnaikaisia palkin muodonmuutosten aiheuttamia rasituksia pilarille. Vertailemalla tuloksia huomataan pilarin momenttien olevan selvästi pienempiä kuin täysin jäykällä tai nivelellisellä liitoksella. Työnaikainen liukulaakeri jäykässä liitoksessa mahdollistaa liitoksen hyödyntämisen rakenteen jäykistyksessä. Tämän lisäksi pilarin nurjahduspituus pysyy samana kuin ilman laakerointia, joten mitoituksellinen hyöty on ilmeinen. Työnaikaisella liukulaakerilla ei kuitenkaan ole kiertymiskykyä, mikä saattaa johtaa lohkeiluun pilarissa. Liukulaakerin on toimintansa vuoksi pakko ulottua pilarin reunoihin. Tästä seuraa pystykuorman resultantin siirtyminen pilarin reunaa kohti jo pienellä palkin kiertymällä. Ilmiö korostuu tavalliseen jäykkään liitokseen nähden, koska teräkset ovat irrotettu palkista asettamalla ne putkiin. Näin pilarin ja palkin välillä ei ole kiertymän suhteen tartuntaa, joten pilari ei kierry palkin kiertyessä.

Nivelliitos on tässä tutkimuksessa teoreettinen vertailukohta. Tuloksista huomataan merkittävä ero pilarin momenteissa muihin liitoksiin verratessa. Nivel on liitoksena helppo ymmärtää mutta käytännössä mahdoton toteuttaa jälkijännitetyn palkin kokoisella rakenteella. Palkin mitoituksessa nivelliitoksella päästään varman puolen ratkaisuihin, mutta pilarin kuormitukset ovat hyvin alhaiset olettamalla liitos niveleksi. Pitkäaikaista laakeria käyttämällä päästään hyvin lähelle nivelellistä liitosta pilarille välittyvien momenttien näkökulmasta. Mikäli nivelellisyyteen on syystä tai toisesta rakenteessa pyrittävä, pitkäai-

kaisen laakerin käyttö on perusteltua. Pitkäaikaisella laakerilla on kuitenkin rajansa puristusjännityksen ja kiertymän suhteen. Näiden rajojen ylittäminen johtaa pystykuorman resultantin siirtymiseen, mikä aiheuttaa suuren momentin pilarille pysäköintirakennuksen kokoisessa rakenteessa. Kyseisessä tilanteessa liitos ei vastaa läheskään nivelliitosta pilarin momenttijakauman suhteen. Liitoksessa kasvava stabiloiva momentti korottaa pilarin rasitusmomenttia sen koko pituudelta. Lisäksi pitkäaikaista laakeria käyttäessä on huomioitava pilarin muuttunut nurjahduspituus, joka voidaan laskea kaavalla 4.38. Nurjahduspituus on suurempi kuin jäykässä liitoksessa, mistä seuraa heikompi nurjahduskestävyys. Mikäli taivutusmomentti ei pysy mahdollisimman pienenä, pitkäaikaisesta laakerista ei ole hyötyä liitoksessa pilarin mitoituksen kannalta.

Liitoksen taloudellisuus nousee usein esiin suunnittelussa. Liitoksia on pysäköintirakennuksessa kymmeniä, joten kallis ratkaisu liitoksessa moninkertaistuu kohteessa. Pitkäaikainen laakeri on tämän tutkimuksen perusteella toimivin ratkaisu pilarin momenttirasituksen keventämiseen, jos pystykuorman resultantti pysyy laakerin sydänpinnalla. Liitoksen jäykkyys on silloin erittäin pieni, joten pilarille välittyy palkilta vähemmän momenttia, kuin jäykällä tai työnaikaista laakeria käyttävällä liitoksella. Siirtymäkyky vähentää palkin muodonmuutosten aiheuttamia rasituksia ja kiertymäkyky vähentää lohkeilun vaaraa oikein käytettynä. Pitkäaikainen laakeri on kuitenkin melko kallis investointi pysäköintirakennukseen, jossa liitoksia on hyvin paljon. Tämän lisäksi oletus kuorman pysymisestä sydänpinnalla on melko rohkea, kun huomioidaan pysäköintirakennuksen dimensiot ja kuormat. Tarpeeksi kestävä ja kiertymiskykyinen pitkäaikainen laakeri on mahdollisesti niin kallis, ettei se ole kannattava valinta liitokseen. Laakereissa on myös huomioitava niiden käyttöikä, joka on usein rakennusta lyhyempi. Tästä seuraa lisää kustannuksia pitkäaikaista laakeria käyttävissä liitoksissa.

Työnaikainen liukulaakeri on pitkäaikaista laakeria halvempi investointi, mikä tekee siitä oivallisen valinnan jäykkään liitokseen pienempien momenttien ja jäykkää liitosta vastaavan nurjahduspituuden vuoksi. Kun huomioidaan työnaikaisen liukulaakerin käyttöikä, sen hyöty on yllättävän suuri. Sen olematon kiertymiskyky ja terästen työnaikainen irrotus altistavat kuitenkin pilarin reunan lohkeilulle. Laakereiden hinnan ja toimintavarmuuden vuoksi työnaikainen laakerointi vaikuttaa pitkäaikaista laakerointia tehokkaammalta vaihtoehdolta. Yksiselitteisesti parasta liitosta ei voida nimetä, koska jokaisella on hyvät ja huonot puolensa. Liitosta suunnitellessa nämä ominaisuudet ja rajoitteet tulee tunnistaa ja valita tilanteeseen parhaiten sopiva vaihtoehto.

7. YHTEENVETO

7.1 Tutkimus ja johtopäätökset

Tässä tutkimuksessa tutkittiin jälkijännitettyjen kehärakenteisten pysäköintirakennusten palkkien pilariliitoksia ja niissä huomioitavia asioita suunnittelun näkökulmasta. Ulkoisten pysty- ja vaakakuormien lisäksi liitoksiin vaikuttavat palkin muodonmuutokset jännevoimasta, kutistumasta, virumasta ja lämpötilan muutoksesta. Liitoksen jäykkyysominaisuudet ja liikevarat vaikuttavat huomattavasti pilarin mitoitukseen liitoksen kautta välittyvien voimien ja momenttien vuoksi. Tutkimuksessa pohdittiin eri liitoksia rakenteellisesta näkökulmasta, ja niistä tehtiin vertailua laskennallisesti FEM-ohjelmaa käyttäen.

Jälkijännitetyt palkit ovat ominaisuuksiltaan oivallinen valinta pysäköintirakennuksiin pysäköintitilojen asettamien vaatimusten vuoksi. Tavoitellut avarat tilat ja pitkät jännevälit aiheuttavat haasteita etenkin liitosalueille, mikä on huomioitava suunnitteluvaiheessa. Palkin muodonmuutokset korostuvat pitkillä jänneväleillä, mistä seuraa pilareille merkittävää taivutusmomenttia. Rakenteen jäykistyksen ehdoilla osa liitoksista on järkevää toteuttaa mahdollisimman nivelellisenä, jotta myös ulkoisten kuormien aiheuttamat taivutusmomentit otetaan suurelta osin vastaan palkilla pilarin sijaan.

Kehärakenteissa pitkäaikaisen laakerin käyttö on järkevää paikoissa, jossa liitoksen ei tarvitse olla täysin jäykkä. Kumilevylaakeri tasaa kuormitusta ja jännityshuippuja koko pilarin alalle. Muodonmuutokset tapahtuvat betonin sijaan laakerissa sen huomattavasti pienemmän kimmokertoimen vuoksi, mikä vähentää halkeilua ja lohkeilua betonirakenteissa liitoksen ympärillä. Laakerien valinnassa tulee huomioida niiden puristuskestävyys ja kiertymäkyky, sillä kovassa rasituksessa niiden kimmoiset ominaisuudet muuttuvat, jolloin suunnitellut edut menetetään.

Jälkijännitettyjä rakenteita voi tutkia FEM-ohjelmaa käyttäen asettamalla siihen rakenteen dimensiot, materiaalit sekä kaikki ulkoiset ja sisäiset kuormat. Tässä tutkimuksessa verrattiin kahden erilaisen rakenteen liitosten vaihtamisen vaikutusta pilarien momenttirasitukseen. Tulokset olivat melko odotettuja ja selviä eri liitosten välillä. Jäykän liitoksen käytöstä seuraa selvästi suuremmat momentit koko pilarissa kuin millään muulla liitoksella. Pitkäaikaisen laakerin käytöllä päästään lähelle teoreettista niveltä vastaavan liitoksen momentteja. Laakerin koko tulee kuitenkin valita oikein, jotta sen kiertymä ei kasva liian suureksi, jolloin myös välittyvä momentti kasvaa moninkertaiseksi. Työnaikaisen laakerin käytöllä voidaan pienentää palkin muodonmuutoksista syntyviä momentteja

pilareille, mikä helpottaa pilarien mitoitusta. Työnaikainen liukulaakeri voi toimia sopivana ratkaisuna, jos rakenteen muodonmuutokset ovat suuria, ja pitkäaikainen laakeri on liian kallis investointi kohteeseen. Liitoksen valintaan vaikuttaa myös monet muut tässä tutkimuksessa mainitut asiat, joita eritellään seuraavissa luvuissa.

7.2 Jäykkä liitos

Jäykät liitokset kytkevät palkit ja pilarit monoliittiseksi rakenteeksi. Liitoksessa pilarista jatketaan palkkiin harjateräksiä niin, että tartunta on riittävä. Jäykät liitokset jäykistävät rakenteen, jolloin erillistä jäykistysrakennetta, kuten seiniä, ei tarvita. Liitos välittää huomattavasti momenttia palkilta pilarille, eikä se anna palkille liikevaraa lainkaan. Kyseistä liitosta käyttäessä palkin momenttirasitus on pienempää kuin nivelliitoksilla, mutta pilareissa momentit ovat merkittävän suuria. Harjaterästen avulla vaakavoimat saadaan välitettyä pilarille, ja varmistettua onnettomuustilanteen kestävyys. Ne vievät paljon tilaa palkin päädyn alueelta, johon täytyy mahtua punokset ja ankkurikappaleet. Tilan puute saattaa muodostua ongelmalliseksi, jos punoksia on paljon.

Jäykän liitoksen etu on sen toimintavarmuus. Toisin kuin laakeria käyttäessä, voidaan olla varmoja momentin välittymisen suuruudesta. Liitoksen toiminnan ymmärtäminen on helppoa, ja sen hyödyntäminen rakenteen jäykistämisessä helpottaa rakennesuunnittelua. Jäykkä liitos ei myöskään ole samalla tavalla rajoitettu puristusjännityksen tai kiertymän suhteen, kuin laakeria käyttävä liitos. Se kuitenkin vaatii paljon terästä, joten sen toteuttaminen ei ole yhtä helppoa tukialueen rajallisen tilan vuoksi.

Esimerkkitilanteessa kaksiaukkoisessa rakenteessa keskituki voidaan jättää jäykäksi liitokseksi. Isoimpana syynä tälle on aksiaalisten muodonmuutosten pieni vaikutus keskituella, joka on käytännössä aina palkin puolivälissä. Lämpötilan muutoksen, jännitystyön ja kutistuman aiheuttamat voimat vaikuttavat kohti rakenteen keskipistettä, joka on usein keskituen kohdalla. Tästä seuraa se, että keskituelle ei synny samanlaista vaakaliikettä kuin reunatuella, jolloin liikevaran tarve pienenee. Lisäksi keskituki ottaa vastaan suurempia pystykuormia kuin reunatuet, jolloin puristusjännitys kasvaa suureksi. Kehärakenteissa keskipilarin liitoksen toteuttaminen jäykkänä on näin ollen perusteltua.

7.3 Pitkäaikainen laakeri liitoksessa

Pitkäaikaista laakeria käyttäessä päästään suhteellisen lähelle teoreettista niveltä pilaripalkkiliitoksessa. Teoreettinen nivelliitos ei välitä lainkaan momenttirasitusta palkilta pilarille. Tällöin palkin tulee kestää suurempi taivutusmomentti kuin jäykillä liitoksilla. Palkin

paikallaan pysyminen on kuitenkin varmistettava jotenkin, jolloin täydellisen nivelen muodostuminen on mahdotonta. Täten oikeampi termi liitokselle on osittain jäykkä liitos, mutta nivelliitoksesta puhuttaessa yleensä ymmärretään tämä yksinkertaistus. Oleellisin asia nivelliitoksessa on se, että palkki pääsee kiertymään ilman pilarissa tapahtuvaa samansuuruista kiertymää. Tyypillisesti liitokseen sijoitetaan yksi harjateräs tai nippu teräksiä keskeisesti pilarista jatkoksena palkkiin. Tapauskohtaisesti tulee varmistaa riittääkö se vaakavoimien välitykseen ja onnettomuustilanteeseen. Pitkäaikainen laakeri pienentää liikkeestä ja kiertymistä syntyvää rasitusta ja epätasaista kuormaa. Sillä on myös liikevaraa palkin muodonmuutoksia varten. Nivelellinen liitos ilman laakeria johtaa hyvin todennäköisesti pilarin yläreunan halkeamaan, koska palkin taipuessa voiman resultantti siirtyy kohti pilarin reunaa.

Pitkäaikaisissa laakereissa on hyvin tärkeässä osassa kuormia tasaava ominaisuus, jonka ansiosta halkeilu liitosalueella pienenee. Kumilevylaakereiden ongelma on niiden kimmoisten ominaisuuksien heikkeneminen liian suuren puristuksen ja kiertymän seurauksena. Kyseisissä tilanteissa laakerin jäykkyysominaisuudet muuttuvat, ja liitos alkaa välittää huomattavasti enemmän momenttia. Pysäköintirakennuksen dimensiot ja kuormat ovat ongelmallisia pitkäaikaisten laakereiden ominaisuuksien kannalta. Pilarit ovat poikkileikkaukseltaan melko pieniä kantamaansa kuormaan nähden. Tämän vuoksi laakeriin kohdistuu suuri puristusjännitys, mikä jäykistää laakerin, kun sen lineaarisen puristuksen alue ylitetään. Laakeri lukkiutuu, jolloin sen kimmokerroin kasvaa moninkertaiseksi, ja pystykuorman resultantti siirtyy kohti laakerin reunaa. Tällöin liitoksen välittämä momentti kasvaa selvästi, ja laakerin kuormia tasaava etu menetetään.

Pitkäaikaisen laakerien käyttöikä on yleensä pienempi kuin rakenteen käyttöikä. Täyttä toimintavarmuutta liitokselle on hankala varmistaa vaihtamatta laakeria sen käyttöiän täytyttyä. Tämä on huomioitava rakenteen kustannuksissa, sillä pitkäaikainen laakeri on suhteellisen kallis investointi pysäköintirakennuksessa.

7.4 Työnaikainen liukulaakeri liitoksessa

Eräs vaihtoehto pilarin kuormitusten pienentämiseen on työnaikainen liukulaakeri. Nimensä mukaisesti se sallii vaakasuuntaista liikettä rakennusvaiheessa. Silloin pilariin ei synny haitallista liikettä palkin kutistumasta ja jännityksen aiheuttamasta kokoonpuristumasta. Tämä kuitenkin vaatii liitoksen terästen irrottamista palkista esimerkiksi asettamalla ne teräsputkiin. Putket vievät tilaa, jota liitosalueella on hyvin vähän. Terästen jäädessä kokonaan irti palkista mikään ei välittäisi vaakakuormia eteenpäin, joten ne tulee juottaa myöhemmin kiinni. Tällä tavalla saadaan hieman pienennettyä pakkovoimia,

mutta putkien asennuksessa pienikin virhe saattaa heikentää liitoksen toimintaa. Liikevaraa voidaan hyödyntää etenkin jäykässä liitoksessa momenttirasituksen keventämiseen. Pitkissä betonirakenteissa muodonmuutokset ovat suuria, joten työnaikaisen liukulaakerin edut korostuvat pitkiä palkkeja kantavilla pilareilla.

Työnaikaisen liukulaakerin suurin ongelma on sen huono kiertymiskyky. Vain pari millimetrejä paksu laakeri ei pysty tasaamaan kuormia lainkaan palkin kiertyessä. Tämä aiheuttaa ongelman jännitysvaiheessa, koska jatkosteräkset eivät ole kiinni palkissa. Tällöin pilari ei kierry palkin kiertyessä, mistä seuraa pystykuorman resultantin siirtyminen lähemmäs pilarin reunaa. Tämä saattaa aiheuttaa lohkeilua pilarin yläreunan suojabetonissa. Työnaikaisen liukulaakerin käyttö ei ratkaise tilanpuutetta liitosalueella vaan pikemminkin pahentaa tilannetta jatkosterästen irrotusputkien vuoksi.

Työnaikaisen liukulaakerin käyttö vähentää laskennan tulosten mukaan selvästi pilarin momentteja etenkin pitkällä rakenteella. Lisäksi sen eduksi lasketaan pilarin tuen pysyminen ennallaan, jolloin pilarin nurjahduspituus pysyy ennallaan. Pilarin mitoituksen kannalta työnaikaisen laakerin käyttö on täysin perusteltu valinta liitoksiin. Työnaikainen liukulaakeri on suhteellisen halpa ratkaisu pilarin momenttien pienentämiseen. Yhtä tehokas se ei ole, kuin pitkäaikainen laakeri, mutta selvästi halvempi ja toiminnaltaan yksinkertaisempi. Liukulaakerin ja irrotusputkien asennus on tehtävä mittatarkasti, jotta liitokseen saadaan suunniteltu liikevara. Mikäli kiertymät tuella ovat suuria jännitysvaiheessa tai lopputilanteessa, työnaikainen liukulaakeri ei pysty tasaamaan kuormia pilarille. Tällöin sen käyttöä kannattaa välttää, mutta jälkijännitetyn palkin suhteellisen pienen kiertymän vuoksi se tarjoaa erittäin tehokkaan vaihtoehdon liitoksen optimoimiseksi.

LÄHTEET

[1] B. Aalami. Post-Tensioned Buildings Design and Construction, 2014.

[2] B. Aalami. Support Restraints and Strength of Post-tensioned Members. Verkkojulkaisu. Saatavissa: (Viitattu 11.3.2020) https://www.structuremag.org/?p=12165

[3] Betoniteollisuus Ry. Jäykistysjärjestelmät. 2010. Verkkoaineisto. Saatavilla: (viitattu 18.02.10.) https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/22083/J%c3%a4ykistysj%c3%a4rjestelm%c3%a4t.pdf

[4] BY201 Betonitekniikan oppikirja. Suomen Betoniyhdistys ry. Helsinki. 2004. 570 s.

[5] BY210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Suomen betoniyhdistys ry. Helsinki. 2008. 711 s.

[6] BY68 Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu. Suomen Betoniyhdistys ry. Oy Fram Ab. Vaasa. 2016. 95 s.

[7] D. Camilleri. Rotation of supporting small bearing pads in buildings. Verkkojulkaisu. Saatavissa: (Viitattu 1.4.2020) https://www.researchgate.net/publication/295331181_Rotation_of_supporting_small_bearing_pads_in_buildings

[8] Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-5: Lämpötilakuormat. Suomen Standardoimisliitto. SFS-EN 1991-1-5. Helsinki. 2004. 220 s.

[9] Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen Standardoimisliitto. SFS-EN 1992-1-1. Helsinki. 2015. 220 s.

[10] A. Gent, Engineering with Rubber – How to Design Rubber Components (2nd edition). Hanser Publishers, 2001.

[11] Getzner. Construction Products. Verkkosivu. Saatavilla: (Viitattu: 20.3.2020) https://www.getzner.com/en/products/construction-products

[12] Insinööritoimisto Matti Janhunen. Laakerit ja liikuntasaumat. Verkkosivu. Saatavissa: (Viitattu 20.3.2020) http://www.mjanhunen.com/fi/yritysinfo/24-palvelut/laakerit-ja-liikuntasaumat/24-talonrakennus

[13] Jännebetonipalkin ja paikalla valetun pilarin puutteelliset raudoitukset sekä virheellinen laakeri. FISE virhekortti. RVP-T-BE-22. 2017. Verkkojulkaisu. Saatavissa: (Viitattu 3.4.2020) https://fise.fi/virhekortti/jannebetonipalkin-ja-paikalla-valetun-pilarin-puutteelliset-raudoitukset-seka-virheellinen-laakeri/

[14] J. Kärki, Ankkurointialueen suunnittelu jälkijännitetyssä betonirakenteessa. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto. Tampere. 2018. 101 s.

[15] A. Keronen, Mastojäykistetty, matalaperustuksinen teräsbetonikehäsysteemi. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Tampere. 1991. 156 s.

[16] M. Leskelä, Kumilevylaakerien mitoittaminen. Oulun yliopisto, 2009, 26 s.

[17] Liikenneviraston ohjeita 31/2017. Eurokoodin soveltamisohje, Betonirakenteiden suunnittelu - NCCI 2. Helsinki 2017. Liikennevirasto. 123 s.

[18] R. Lindberg, Actual behaviour of a beam to column connection in a reinforced concrete portal frame. Väitöskirja. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Tampere, 1987, 82 s.

[19] Lumikuormat. Suomen Standardisoimisliitto. SFS EN 1991-1-3. Helsinki. 2015. 81 s.

[20] P. Mannonen, Paikallavaletut pysäköintilaitokset, 2008, 9 s. Saatavissa: https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/10/BET0801-s084-92.pdf

[21] U. Marttila, Jännitettyjen betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto. Tampere, 2008, 176 s.

[22] Naulankanta. Rakennuslaakerit. Verkkosivu. Saatavissa (Viitattu 20.3.2020): www.naulankanta.fi/suunnittelijat/rakennuslaakerit

[23] Pysäköintilaitokset. Rakennustieto. RT 98-11237. 2016. 16 s.

[24] R. Ranua, Jännebetonirakenteen halkeilun hallinta tartunnattomia jänteitä käytettäessä. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto. Tampere, 2014, 76 s.

[25] J. Rajamäki, Jälkijännitetyt pihakansirakenteet. Diplomityö. Tampereen yliopisto. Tampere. 2019. 88 s.

[26] Rakenteiden suunnitteluperusteet. Suomen standardisoimisliitto. SFS EN 1990. Helsinki. 2006.

[27] Runko-BES Julkaisu 7 Liitokset. Suomen betoniteollisuuden keskusjärjestö.

[28] T. Salmi & K. Kuula, Rakenteiden mekaniikka. Pressus Oy: Tampere. 2012

[29] T. Salmi & S. Pajunen. Lujuusoppi. Pressus Oy. Tampere. 2018. 462 s.

[30] SFS NA EN 1990 Suomen kansallinen liite. 2016. Ympäristöministeriö. 24 s.

[31] SFS NA EN 1991 Suomen kansallinen liite. 2019. Ympäristöministeriö. 51 s.

[32] Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry. RIL 201-1-2017. 2017. 210 s.

[33] P. Tavia, Maanalaisen pysäköintilaitoksen välipohjan teknistaloudellinen vaihtoehtovertailu. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto. Tampere. 2016. 72 s.

[34] The Constructor. 4 Types of Cracks in Concrete Columns and their Causes. Verkkojulkaisu. Saatavissa: (Viitattu 11.3.2020) https://theconstructor.org/concrete/types-cracks-concrete-columns/26433/

[35] Tilavuuspainot, oma paino ja rakennuksen hyötykuormat. Suomen Standardisoimisliitto. SFS EN 1991-1-1. Helsinki. 2002. 73 s.

[36] J. Vinha & R. Lindberg, Mastopilari Kehärakenteessa, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Tampere, 1994, 26 s.

LIITELUETTELO

- Liite 1: Pihakansirakenteen mallin tiedot ja laskennan tulokset
- Liite 2: Pihakansirakenteen 3D-mallin tiedot ja laskennan tulokset
- Liite 3: Pysäköintitalon mallin tiedot ja laskennan tulokset

STRUCTURAL ANALYSIS

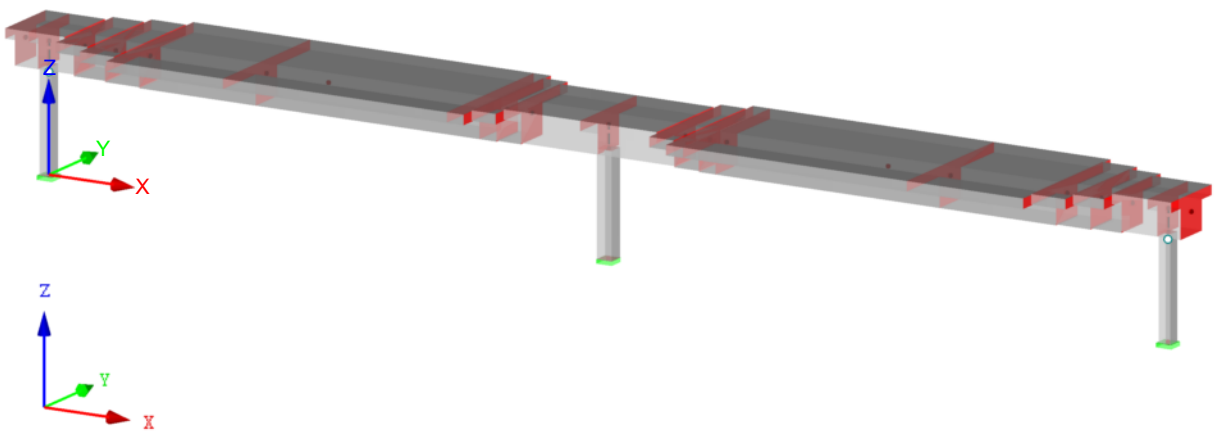
PROJECT

Diplomityö, Pihakansirakenne

CLIENT

CREATED BY

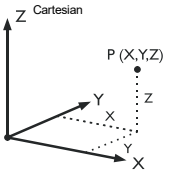
Isometric



MODEL - GENERAL DATA

General	Model name	:	Pihakansi_Diplomityö
	Type of model	:	3D
	Positive direction of global axis Z	:	Upward
	Classification of load cases and combinations	:	According to Standard: EN 1990 National Annex: SFS - Finland
	☒ Automatically create combinations	:	☒ Load Combinations

Options	☐ RF-FORM-FINDING - Find initial equilibrium shapes of membrane and cable structures
	☐ RF-CUTTING-PATTERN
	☐ Piping analysis
	☐ Use CQC Rule
	☐ Enable CAD/BIM model
	Standard Gravity
	g : 9.81 m/s²



1.1 NODES

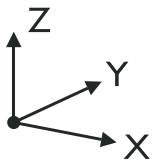
Node No.	Node Type	Reference Node	Coordinate System	Node Coordinates X [m]	Y [m]	Z [m]	Comment
1	Standard	-	Cartesian	18.000	0.000	3.860	
2	Standard	-	Cartesian	0.000	0.000	3.860	
3	Standard	-	Cartesian	36.000	0.000	3.860	
4	Standard	-	Cartesian	0.000	0.000	0.000	
5	Standard	-	Cartesian	-0.750	0.000	3.860	
6	Standard	-	Cartesian	36.000	0.000	0.000	
7	Standard	-	Cartesian	18.000	0.000	0.000	
8	Standard	-	Cartesian	1.150	0.000	3.860	
9	Standard	-	Cartesian	15.535	0.000	3.860	
10	Standard	-	Cartesian	20.465	0.000	3.860	
11	Standard	-	Cartesian	9.000	0.000	3.860	
12	Standard	-	Cartesian	14.750	0.000	3.860	
13	Standard	-	Cartesian	3.250	0.000	3.860	
14	Standard	-	Cartesian	2.150	0.000	3.860	
15	Standard	-	Cartesian	36.750	0.000	3.860	
16	Standard	-	Cartesian	34.850	0.000	3.860	
17	Standard	-	Cartesian	18.000	0.000	3.180	
18	Standard	-	Cartesian	27.000	0.000	3.860	
19	Standard	-	Cartesian	21.250	0.000	3.860	
20	Standard	-	Cartesian	32.750	0.000	3.860	
21	Standard	-	Cartesian	33.850	0.000	3.860	
22	Standard	-	Cartesian	0.000	0.000	3.180	
23	Standard	-	Cartesian	36.000	0.000	3.180	
24	Standard	-	Cartesian	7.000	0.000	3.860	
25	Standard	-	Cartesian	14.200	0.000	3.860	
26	Standard	-	Cartesian	29.000	0.000	3.860	
27	Standard	-	Cartesian	21.800	0.000	3.860	

1.2 LINES

Line No.	Line Type	Nodes No.	Line Length L [m]		Comment
1	Polyline	1,9	2.465	X	
2	Polyline	13,24	3.750	X	
3	Polyline	4,22	3.180	Z	
4	Polyline	19,27	0.550	X	
5	Polyline	7,17	3.180	Z	
6	Polyline	2,5	0.750	X	
7	Polyline	8,2	1.150	X	
8	Polyline	10,1	2.465	X	
9	Polyline	8,14	1.000	X	
10	Polyline	14,13	1.100	X	
11	Polyline	12,9	0.785	X	
12	Polyline	6,23	3.180	Z	
13	Polyline	15,3	0.750	X	
14	Polyline	3,16	1.150	X	
15	Polyline	21,16	1.000	X	
16	Polyline	20,21	1.100	X	
17	Polyline	10,19	0.785	X	
18	Polyline	22,2	0.680	Z	
19	Polyline	17,1	0.680	Z	
20	Polyline	23,3	0.680	Z	
21	Polyline	24,25	7.200	X	
22	Polyline	25,12	0.550	X	
23	Polyline	27,26	7.200	X	
24	Polyline	26,20	3.750	X	

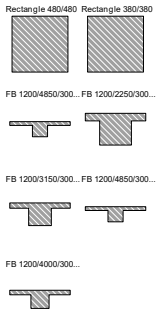
1.3 MATERIALS

Matl. No.	Modulus E [MPa]	Modulus G [MPa]	Poisson's Ratio □ [-]	Spec. Weight □ [kN/m³]	Coeff. of Th. Exp. □ [1/°C]	Partial Factor □M [-]	Material Model
2	Concrete C35/45 | DIN 1045-1:2008-08						
	29900.0	12458.3	0.200	24.52	1.00E-05	1.00	Isotropic Linear Elastic



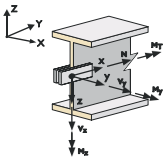
1.7 NODAL SUPPORTS

Support No.	Nodes No.	Axis System	Column in Z	Support Conditions u_X	u_Y	u_Z	φ_X	φ_Y	φ_Z
2	4,6,7	Global X,Y,Z	☐	☒	☒	☒	☒	☒	☒



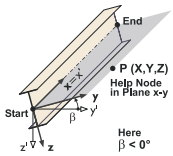
1.13 CROSS-SECTIONS

Section No.	Matl. No.	J [m^4] / A [m^2]	I_y [m^4] / A_y [m^2]	I_z [m^4] / A_z [m^2]	Principal Axes ☐ [°]	Rotation ☐' [°]	Overall Dimensions [mm] Width b	Height h
1	Rectangle 480/480							
	2	0.007 / 0.230	0.004 / 0.192	0.004 / 0.192	0.00	0.00	480.0	480.0
2	Rectangle 380/380							
	2	0.003 / 0.144	0.002 / 0.120	0.002 / 0.120	0.00	0.00	380.0	380.0
3	FB 1200/4850/300/1200							
	2	0.333 / 2.535	0.307 / 1.619	2.982 / 0.546	0.00	0.00	4850.0	1200.0
4	FB 1200/2250/300/1200							
	2	0.309 / 1.755	0.228 / 1.325	0.414 / 1.057	0.00	0.00	2250.0	1200.0
5	FB 1200/3150/300/1200							
	2	0.317 / 2.025	0.261 / 1.356	0.911 / 0.833	0.00	0.00	3150.0	1200.0
6	FB 1200/4850/300/1200							
	2	0.333 / 2.535	0.307 / 1.619	2.982 / 0.546	0.00	0.00	4850.0	1200.0
7	FB 1200/4000/300/1200							
	2	0.325 / 2.280	0.287 / 1.465	1.730 / 0.667	0.00	0.00	4000.0	1200.0



1.14 MEMBER HINGES

Release No.	Reference System	Axial/Shear Release or Spring[kN/m] u_x	u_y	u_z	Moment Release or Spring[kNm/rad] φ_x	φ_y	φ_z	Comment
1	Local x,y,z	☐	☐	☐	☐	0.100	☐	
2	Local x,y,z	☐	☐	☐	☐	3237.190	☐	



1.17 MEMBERS

Mbr. No.	Line No.	Member	Rotation Type	☐ [°]	Cross-Section Start	End	Hinge No. Start	End	Ecc. No.	Div. No.	Length L [m]	
1	1	Beam	Angle	0.00	5	5	-	-	-	-	2.465	X
2	18	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	0.680	Z
3	19	Rigid Member	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	0.680	Z
4	3	Beam	Angle	0.00	2	2	-	1	-	-	3.180	Z
5	12	Beam	Angle	0.00	2	2	-	1	-	-	3.180	Z
6	5	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	3.180	Z
7	6	Beam	Angle	0.00	4	4	-	-	-	-	0.750	X
8	7	Beam	Angle	0.00	4	4	-	-	-	-	1.150	X
9	8	Beam	Angle	0.00	5	5	-	-	-	-	2.465	X
10	2	Beam	Angle	0.00	6	6	-	-	-	-	3.750	X
11	9	Beam	Angle	0.00	5	5	-	-	-	-	1.000	X
12	10	Beam	Angle	0.00	7	7	-	-	-	-	1.100	X
13	11	Beam	Angle	0.00	7	7	-	-	-	-	0.785	X
14	13	Beam	Angle	0.00	4	4	-	-	-	-	0.750	X
15	14	Beam	Angle	0.00	4	4	-	-	-	-	1.150	X
16	4	Beam	Angle	0.00	6	6	-	-	-	-	0.550	X
17	15	Beam	Angle	0.00	5	5	-	-	-	-	1.000	X
18	16	Beam	Angle	0.00	7	7	-	-	-	-	1.100	X
19	17	Beam	Angle	0.00	7	7	-	-	-	-	0.785	X
20	20	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	0.680	Z
21	21	Beam	Angle	0.00	6	6	-	-	-	-	7.200	X
22	22	Beam	Angle	0.00	6	6	-	-	-	-	0.550	X
23	23	Beam	Angle	0.00	6	6	-	-	-	-	7.200	X
24	24	Beam	Angle	0.00	6	6	-	-	-	-	3.750	X

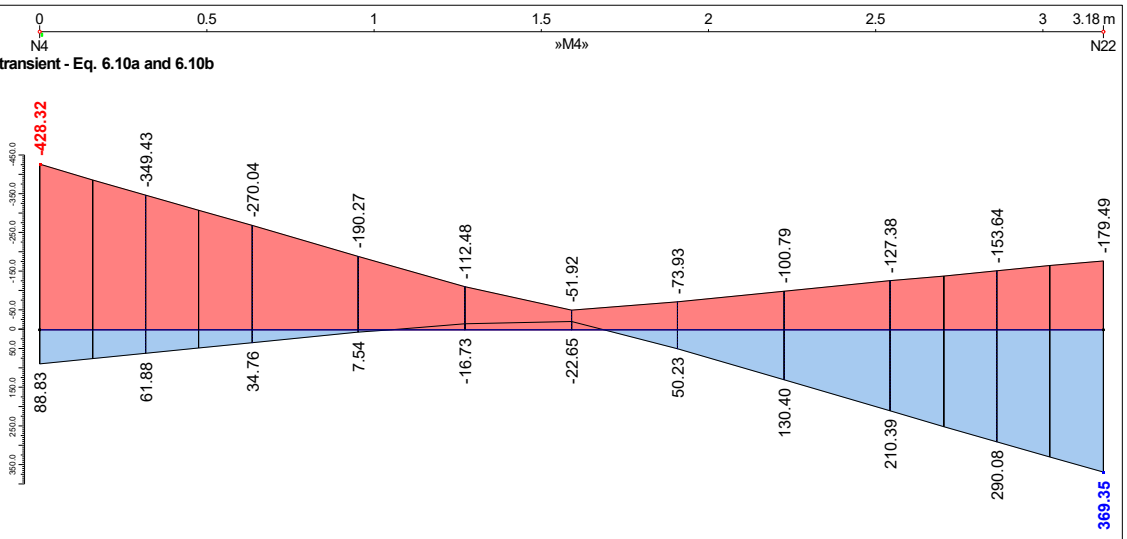
JÄYKKÄ LIITOS

RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - M_y

	x [m]	M_y [kNm]
max	3.180	369.35
min	1.590	-428.32

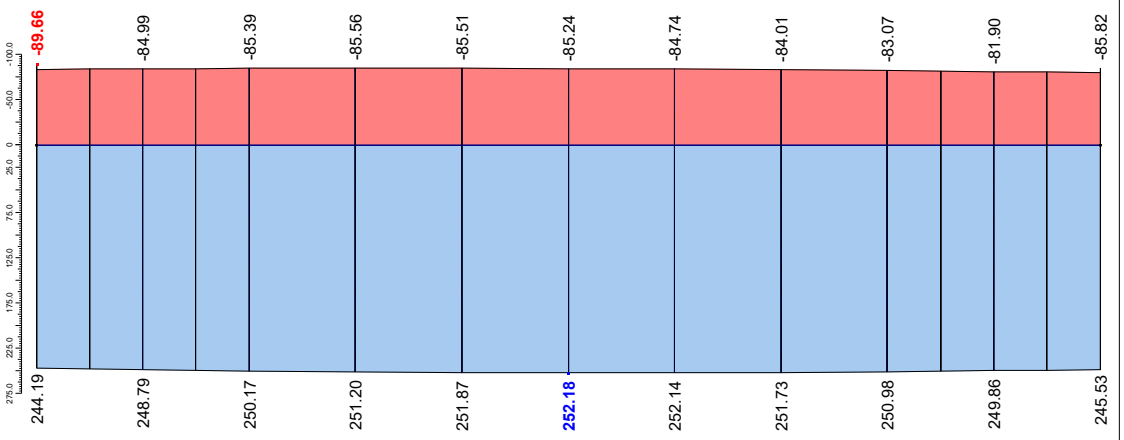


RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_z

	x [m]	V_z [kN]
max	1.590	252.18
min	0.000	-89.66

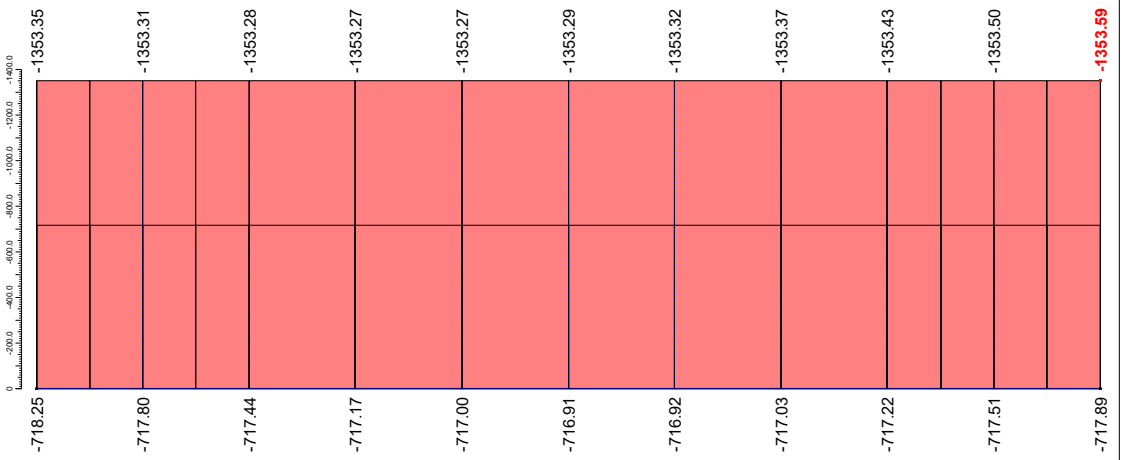


RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - N

	x [m]	N [kN]
max	--	--
min	3.180	-1353.59



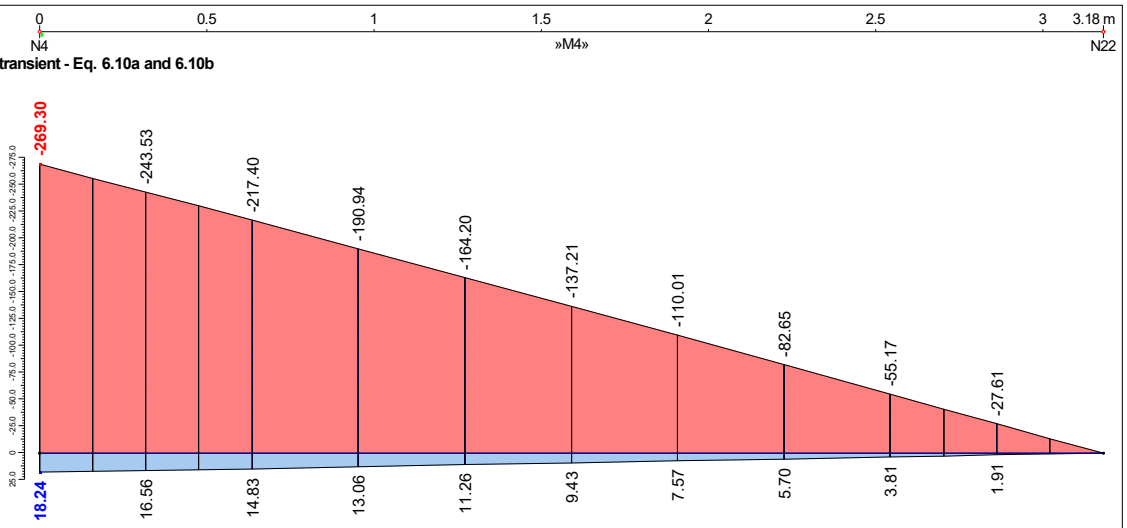
TEOREETTINEN NIVELLIITOS

RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - M_y

	x [m]	M_y [kNm]
max	0.000	18.24
min	3.180	-269.30

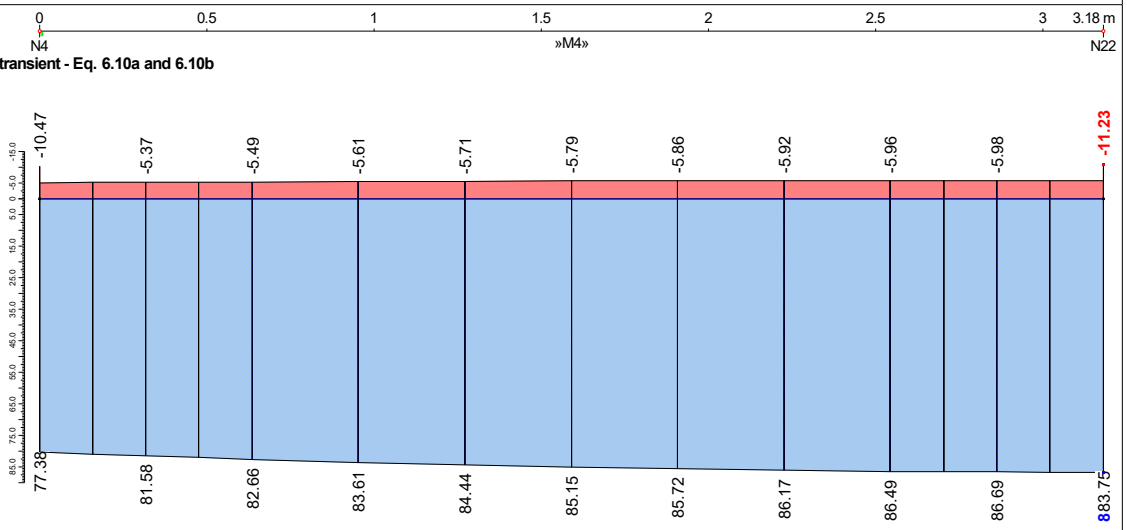


RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_z

	x [m]	V_z [kN]
max	3.180	86.75
min	3.180	-11.23

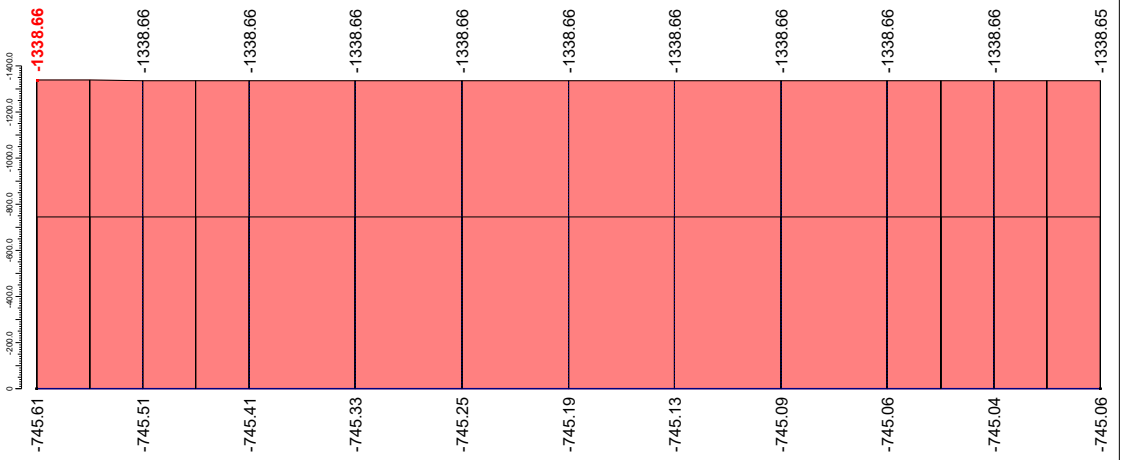


RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - N

	x [m]	N [kN]
max	--	--
min	0.000	-1338.66



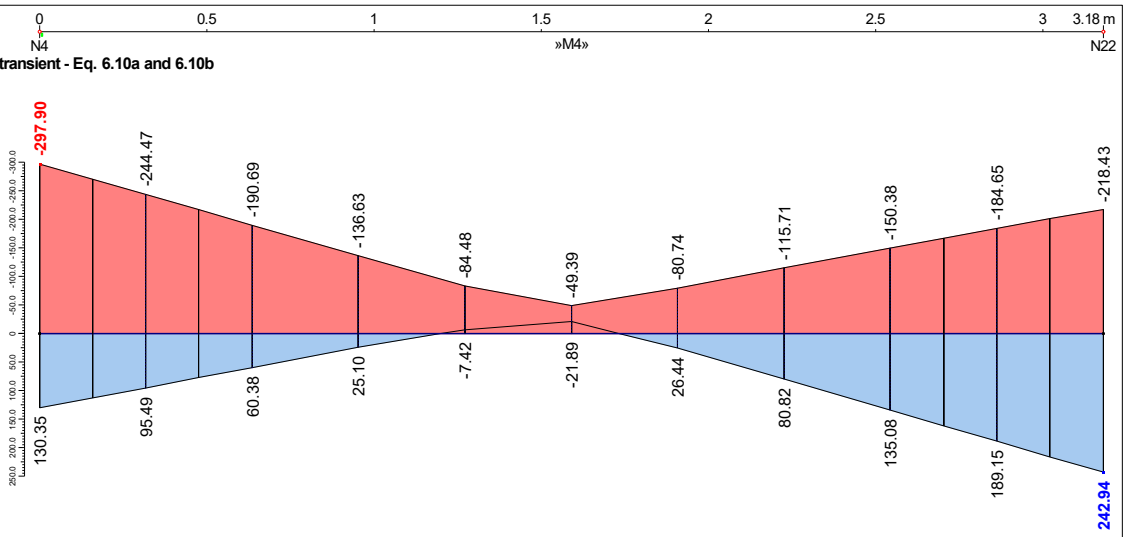
JÄYKKÄ LIITOS IRROTUKSELLA

RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - M_y

	x [m]	M_y [kNm]
max	3.180	242.94
min	1.590	-297.90

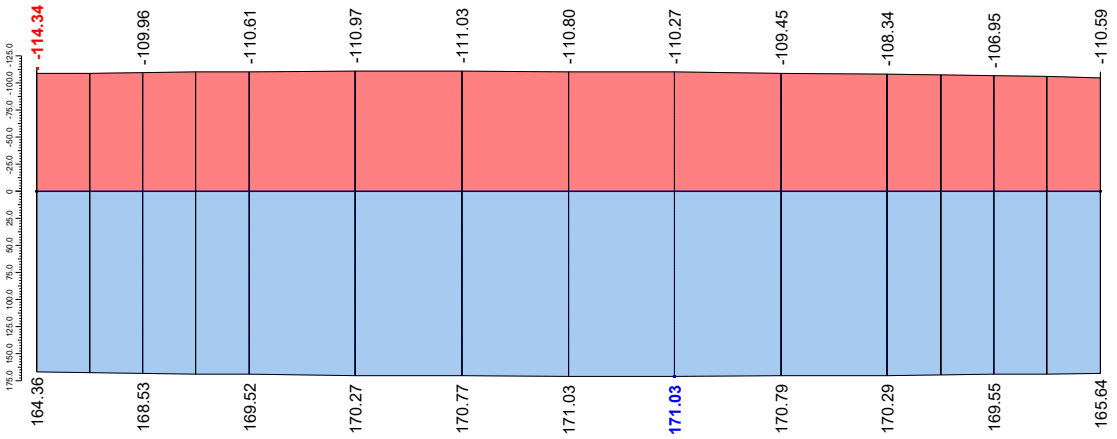


RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_z

	x [m]	V_z [kN]
max	1.908	171.03
min	0.000	-114.34

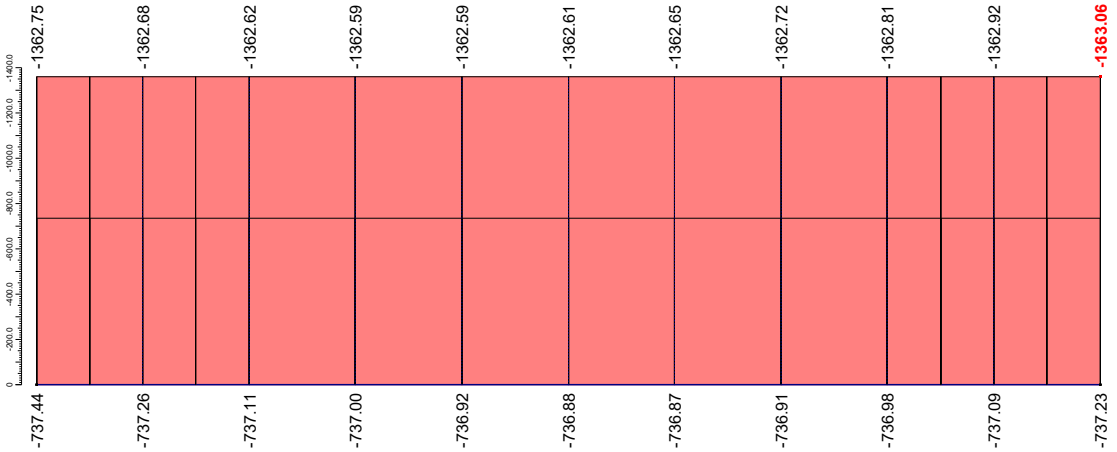


RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - N

	x [m]	N [kN]
max	--	--
min	3.180	-1363.06



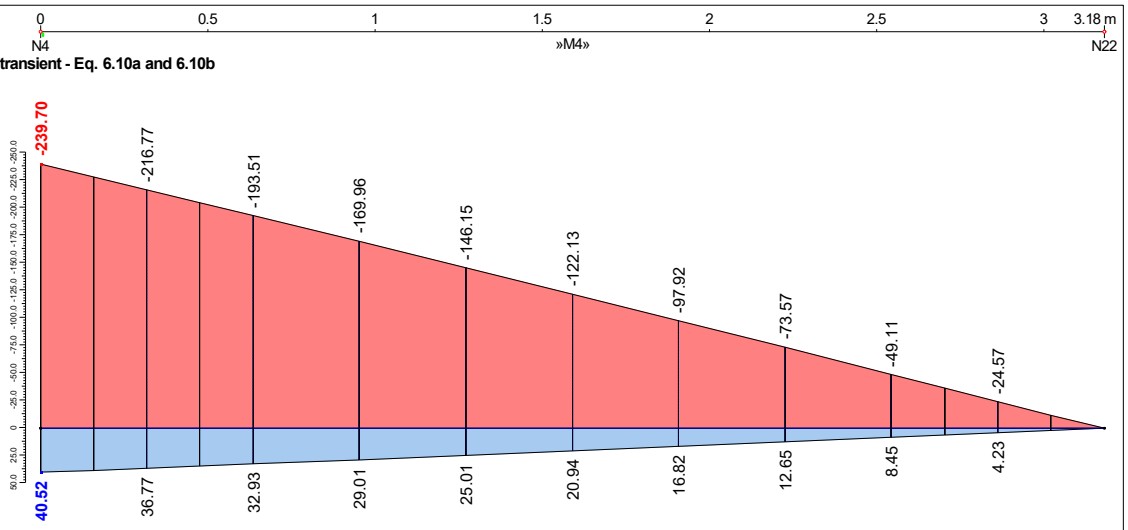
TEOREETTINEN NIVELLIITOS IRROTUKSELLA

RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - M_y

	x [m]	M_y [kNm]
max	0.000	40.52
min	3.180	-239.70

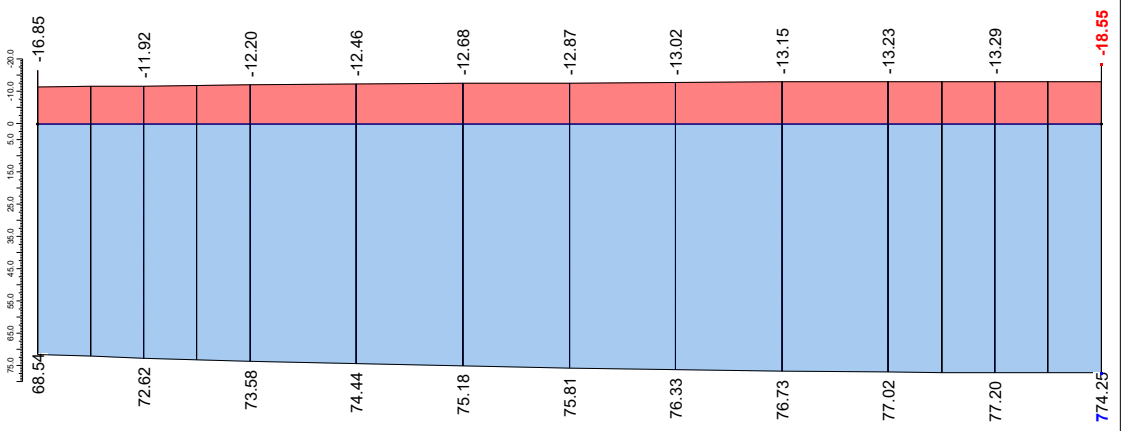


RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_z

	x [m]	V_z [kN]
max	3.180	77.25
min	3.180	-18.55

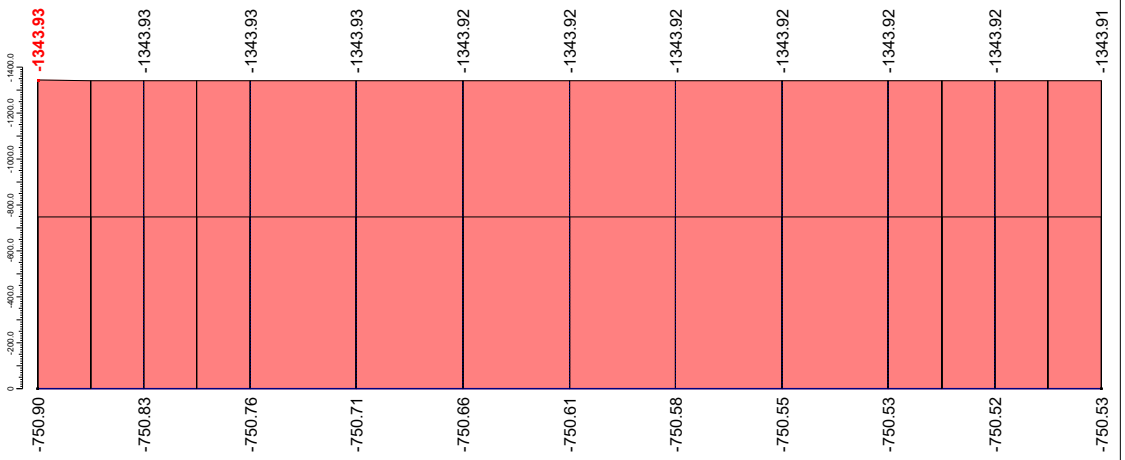


RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - N

	x [m]	N [kN]
max	--	--
min	0.000	-1343.93



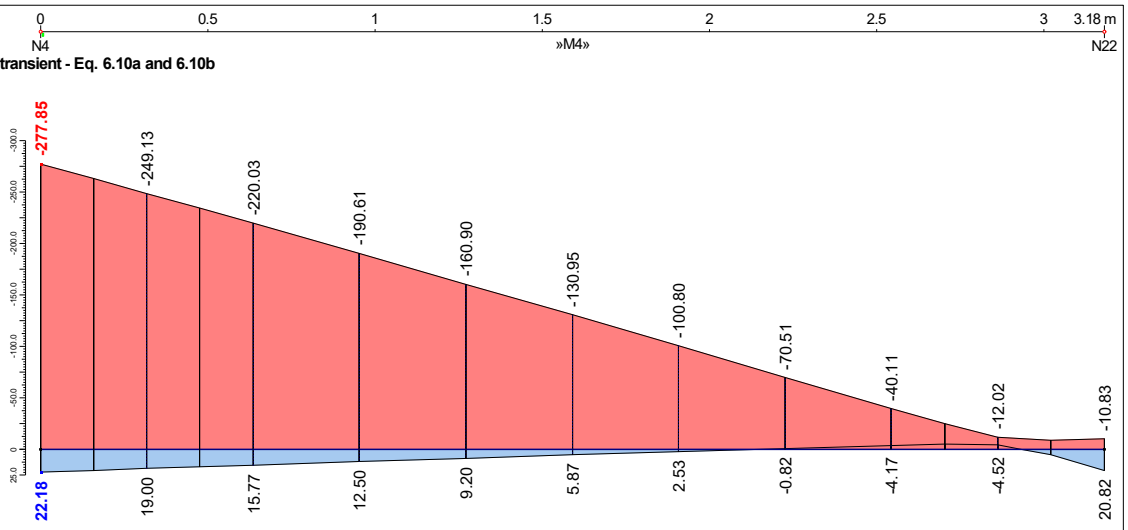
LAAKERIN KUORMA SYDÄNPINNALLA

RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - M_y

	x [m]	M_y [kNm]
max	0.000	22.18
min	2.703	-277.85

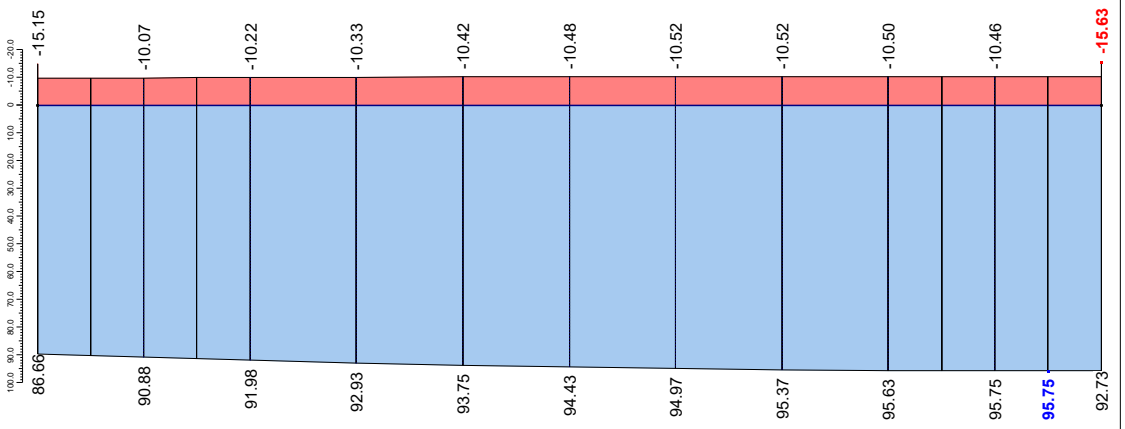


RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_z

	x [m]	V_z [kN]
max	3.021	95.75
min	3.180	-15.63

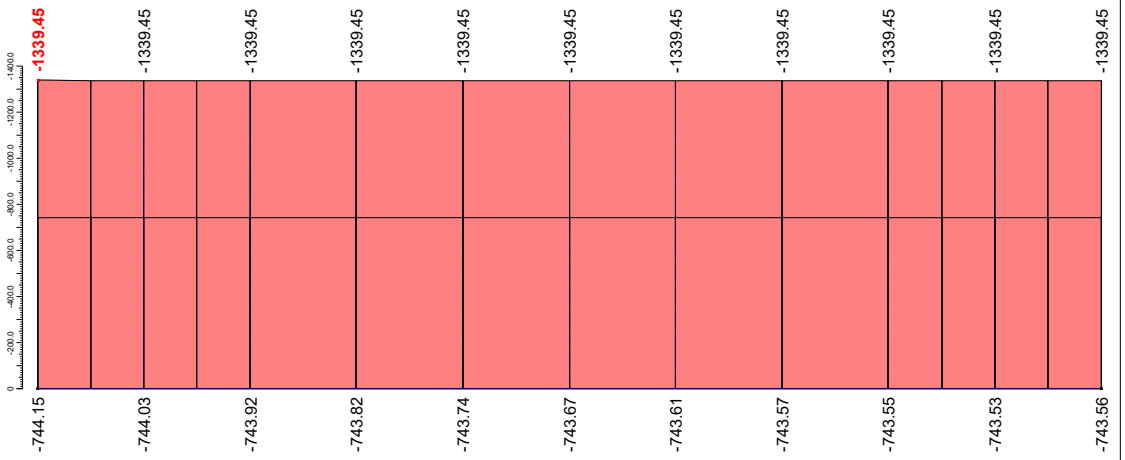


RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - N

	x [m]	N [kN]
max	--	--
min	0.000	-1339.45



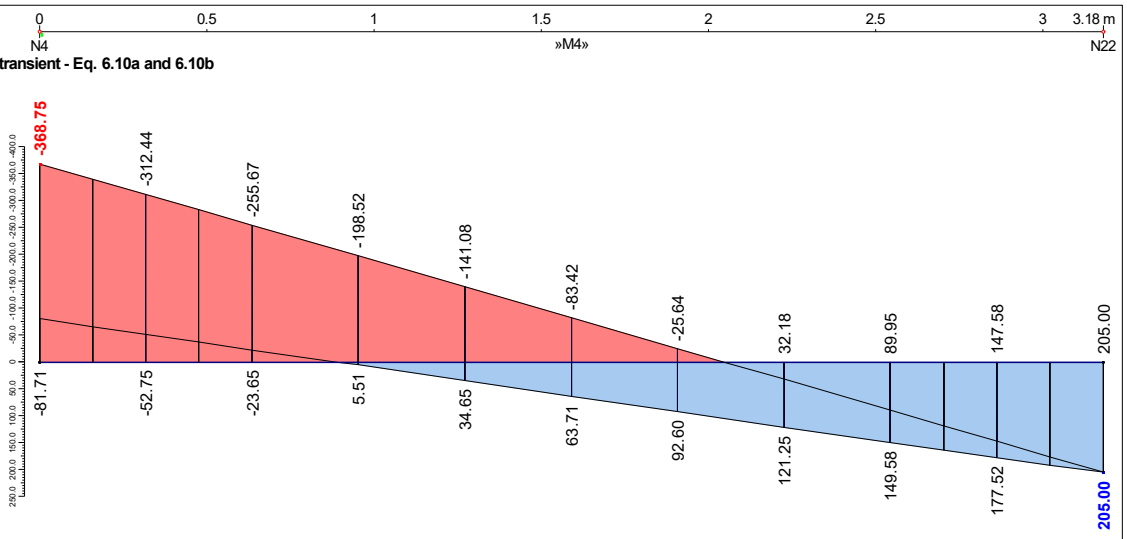
LAAKERIN KUORMA SYDÄNPINNAN ULKOPUOLELLA

RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - M_y

	x [m]	M_y [kNm]
max	3.180	205.00
min	0.000	-368.75

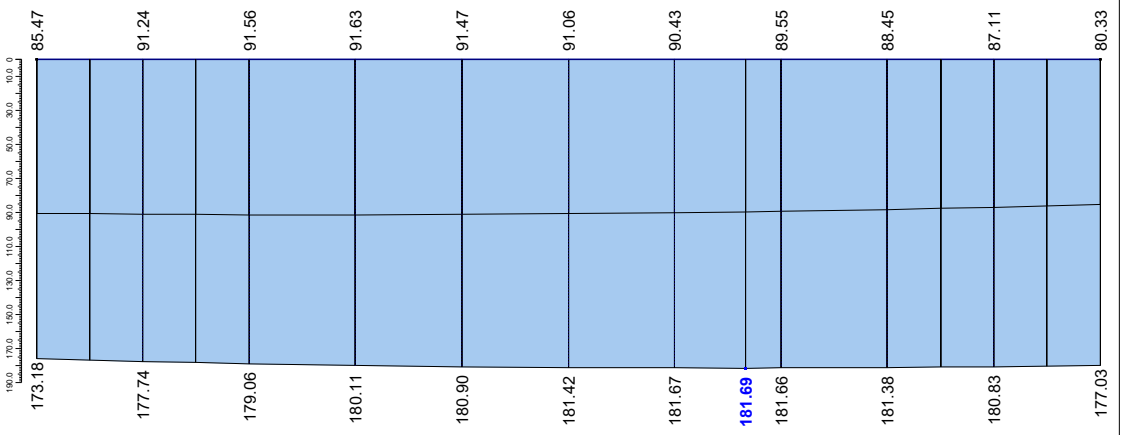


RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_z

	x [m]	V_z [kN]
max	2.120	181.69
min	--	--

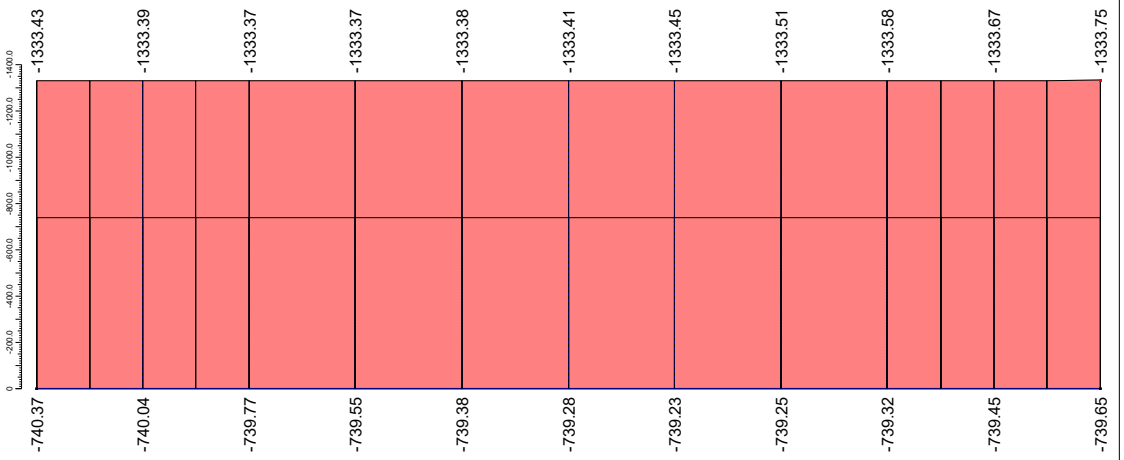


RFEM5

RC1: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - N

	x [m]	N [kN]
max	--	--
min	3.180	-1333.77



STRUCTURAL ANALYSIS

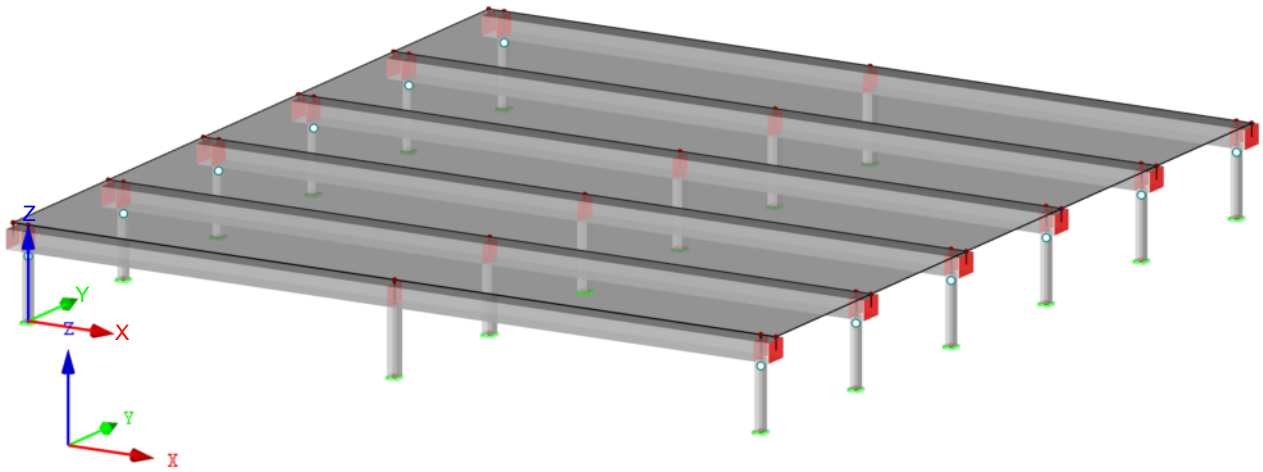
PROJECT

Diplomityö, 3D Pihakansirakenne

CLIENT

CREATED BY

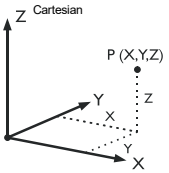
Isometric



MODEL - GENERAL DATA

General	Model name	:	Pihakansi_3D_Diplomityö
	Model description	:	Diplomityön palkkien testailua
	Type of model	:	3D
	Positive direction of global axis Z	:	Upward
	Classification of load cases and combinations	:	According to Standard: EN 1990 National Annex: SFS - Finland
	☒ Automatically create combinations	:	☒ Load Combinations

Options	☐	RF-FORM-FINDING - Find initial equilibrium shapes of membrane and cable structures
	☐	RF-CUTTING-PATTERN
	☐	Piping analysis
	☐	Use CQC Rule
	☐	Enable CAD/BIM model
	Standard Gravity	
	g	: 9.81 m/s²



1.1 NODES

Node No.	Node Type	Reference Node	Coordinate System	Node Coordinates X [m]	Y [m]	Z [m]	Comment
1	Standard	-	Cartesian	0.000	40.500	0.000	
180	Standard	-	Cartesian	18.000	8.100	4.230	
181	Standard	-	Cartesian	0.000	8.100	4.230	
182	Standard	-	Cartesian	36.000	8.100	4.230	
183	Standard	-	Cartesian	0.000	8.100	0.000	
184	Standard	-	Cartesian	18.000	0.000	4.230	
185	Standard	-	Cartesian	36.000	8.100	0.000	
186	Standard	-	Cartesian	18.000	8.100	0.000	
187	Standard	-	Cartesian	0.000	0.000	4.230	
188	Standard	-	Cartesian	36.000	0.000	4.230	
189	Standard	-	Cartesian	0.000	0.000	0.000	
190	Standard	-	Cartesian	36.000	0.000	0.000	
191	Standard	-	Cartesian	18.000	0.000	0.000	
196	Standard	-	Cartesian	18.000	8.100	3.180	
197	Standard	-	Cartesian	18.000	0.000	3.180	
201	Standard	-	Cartesian	0.000	8.100	3.180	
202	Standard	-	Cartesian	36.000	8.100	3.180	
203	Standard	-	Cartesian	0.000	0.000	3.180	
204	Standard	-	Cartesian	36.000	0.000	3.180	
207	Standard	-	Cartesian	18.000	16.200	4.230	
208	Standard	-	Cartesian	0.000	16.200	4.230	
209	Standard	-	Cartesian	36.000	16.200	4.230	
210	Standard	-	Cartesian	0.000	16.200	0.000	
211	Standard	-	Cartesian	-0.750	16.200	4.230	
212	Standard	-	Cartesian	36.000	16.200	0.000	
213	Standard	-	Cartesian	18.000	16.200	0.000	
221	Standard	-	Cartesian	36.750	16.200	4.230	
223	Standard	-	Cartesian	18.000	16.200	3.180	
228	Standard	-	Cartesian	0.000	16.200	3.180	
229	Standard	-	Cartesian	36.000	16.200	3.180	
234	Standard	-	Cartesian	18.000	24.300	4.230	
235	Standard	-	Cartesian	0.000	24.300	4.230	
236	Standard	-	Cartesian	36.000	24.300	4.230	
237	Standard	-	Cartesian	0.000	24.300	0.000	
238	Standard	-	Cartesian	-0.750	24.300	4.230	
239	Standard	-	Cartesian	36.000	24.300	0.000	
240	Standard	-	Cartesian	18.000	24.300	0.000	
248	Standard	-	Cartesian	36.750	24.300	4.230	
250	Standard	-	Cartesian	18.000	24.300	3.180	
255	Standard	-	Cartesian	0.000	24.300	3.180	
256	Standard	-	Cartesian	36.000	24.300	3.180	
261	Standard	-	Cartesian	18.000	32.400	4.230	
262	Standard	-	Cartesian	0.000	32.400	4.230	
263	Standard	-	Cartesian	36.000	32.400	4.230	
264	Standard	-	Cartesian	0.000	32.400	0.000	
265	Standard	-	Cartesian	-0.750	32.400	4.230	
266	Standard	-	Cartesian	36.000	32.400	0.000	
267	Standard	-	Cartesian	18.000	32.400	0.000	
275	Standard	-	Cartesian	36.750	32.400	4.230	
277	Standard	-	Cartesian	18.000	32.400	3.180	
282	Standard	-	Cartesian	0.000	32.400	3.180	
283	Standard	-	Cartesian	36.000	32.400	3.180	
288	Standard	-	Cartesian	18.000	40.500	4.230	
289	Standard	-	Cartesian	0.000	40.500	4.230	
290	Standard	-	Cartesian	36.000	40.500	4.230	
293	Standard	-	Cartesian	36.000	40.500	0.000	
294	Standard	-	Cartesian	18.000	40.500	0.000	
304	Standard	-	Cartesian	18.000	40.500	3.180	
309	Standard	-	Cartesian	0.000	40.500	3.180	
310	Standard	-	Cartesian	36.000	40.500	3.180	
318	Standard	-	Cartesian	-0.750	8.100	4.230	
319	Standard	-	Cartesian	-0.750	0.000	4.230	
325	Standard	-	Cartesian	36.750	8.100	4.230	
326	Standard	-	Cartesian	36.750	0.000	4.230	
343	Standard	-	Cartesian	-0.750	40.500	4.230	
350	Standard	-	Cartesian	36.750	40.500	4.230	

1.2 LINES

Line No.	Line Type	Nodes No.	Line Length L [m]		Comment
165	Polyline	221,248	8.100	Y	
166	Polyline	248,275	8.100	Y	
167	Polyline	183,201	3.180	Z	
168	Polyline	275,350	8.100	Y	
169	Polyline	186,196	3.180	Z	
170	Polyline	181,318	0.750	X	
171	Polyline	189,203	3.180	Z	
172	Polyline	191,197	3.180	Z	
173	Polyline	187,319	0.750	X	
174	Polyline	265,238	8.100	Y	
175	Polyline	238,211	8.100	Y	
176	Polyline	185,202	3.180	Z	
177	Polyline	325,182	0.750	X	
178	Polyline	211,318	8.100	Y	
179	Polyline	190,204	3.180	Z	
180	Polyline	326,188	0.750	X	
181	Polyline	318,319	8.100	Y	
182	Polyline	201,181	1.050	Z	
183	Polyline	196,180	1.050	Z	
184	Polyline	202,182	1.050	Z	
185	Polyline	203,187	1.050	Z	
186	Polyline	181,180	18.000	X	
187	Polyline	197,184	1.050	Z	
188	Polyline	180,182	18.000	X	
189	Polyline	204,188	1.050	Z	
190	Polyline	187,184	18.000	X	
191	Polyline	210,228	3.180	Z	
192	Polyline	184,188	18.000	X	
193	Polyline	213,223	3.180	Z	
194	Polyline	208,211	0.750	X	
200	Polyline	212,229	3.180	Z	
201	Polyline	221,209	0.750	X	
206	Polyline	228,208	1.050	Z	
207	Polyline	223,207	1.050	Z	
208	Polyline	229,209	1.050	Z	
210	Polyline	208,207	18.000	X	
212	Polyline	207,209	18.000	X	
215	Polyline	237,255	3.180	Z	
217	Polyline	240,250	3.180	Z	
218	Polyline	235,238	0.750	X	
224	Polyline	239,256	3.180	Z	
225	Polyline	248,236	0.750	X	
230	Polyline	255,235	1.050	Z	
231	Polyline	250,234	1.050	Z	
232	Polyline	256,236	1.050	Z	
234	Polyline	235,234	18.000	X	
236	Polyline	234,236	18.000	X	
239	Polyline	264,282	3.180	Z	
241	Polyline	267,277	3.180	Z	
242	Polyline	262,265	0.750	X	
248	Polyline	266,283	3.180	Z	
249	Polyline	275,263	0.750	X	
254	Polyline	282,262	1.050	Z	
255	Polyline	277,261	1.050	Z	
256	Polyline	283,263	1.050	Z	
258	Polyline	262,261	18.000	X	
260	Polyline	261,263	18.000	X	
263	Polyline	1,309	3.180	Z	
265	Polyline	294,304	3.180	Z	
266	Polyline	289,343	0.750	X	
272	Polyline	293,310	3.180	Z	
273	Polyline	350,290	0.750	X	
278	Polyline	309,289	1.050	Z	
279	Polyline	304,288	1.050	Z	
280	Polyline	310,290	1.050	Z	
282	Polyline	289,288	18.000	X	
284	Polyline	288,290	18.000	X	
291	Polyline	325,221	8.100	Y	
292	Polyline	326,325	8.100	Y	
311	Polyline	343,265	8.100	Y	

1.3 MATERIALS

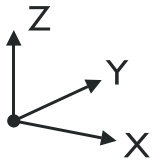
Matl. No.	Modulus E [kN/cm²]	Modulus G [kN/cm²]	Poisson's Ratio □ [-]	Spec. Weight □ [kN/m³]	Coeff. of Th. Exp. □ [1/°C]	Partial Factor □M [-]	Material Model
2	Concrete C30/37 | EN 1992-1-1:2004/A1:2014						
	3300.00	1375.00	0.200	24.52	1.00E-05	1.00	Isotropic Linear Elastic

1.4 SURFACES

Surface No.	Surface Type Geometry	Surface Type Stiffness	Boundary Lines No.	Matl. No.	Thickness Type	Thickness d [mm]	Area A [m²]	Weight W [kg]
2	Plane	Standard	165,166,168,273,284, 282,266,311,174,175, 178,181,173,190,192, 180,292,291	2	Constant	300.0	1518.750	1139060.00

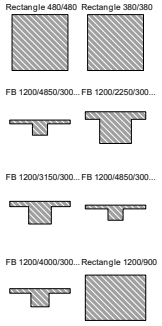
1.4.2 SURFACES - INTEGRATED OBJECTS

Surface No.	Integrated Objects No. Nodes	Lines	Openings	Comment
2		170,177,186,188,194,201,210,212,218, 225,234,236,242,249,258,260		



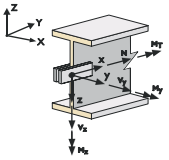
1.7 NODAL SUPPORTS

Support No.	Nodes No.	Axis System	Column in Z	Support Conditions u_X	u_Y	u_Z	□X	□Y	□Z
2	1,183,185,186,189-191, 210,212,213,237,239, 240,264,266,267,293, 294	Global X,Y,Z	☐	☒	☒	☒	☒	☒	☒



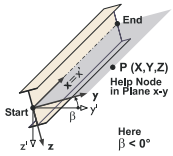
1.13 CROSS-SECTIONS

Section No.	Matl. No.	J [cm⁴] / A [cm²]	I_y [cm⁴] / A_y [cm²]	I_z [cm⁴] / A_z [cm²]	Principal Axes □ [°]	Rotation □' [°]	Overall Dimensions [mm] Width b	Height h
1	Rectangle 480/480							
	2	746717.19 / 2304.00	442368.00 / 1920.00	442368.00 / 1920.00	0.00	0.00	480.0	480.0
2	Rectangle 380/380							
	2	293309.13 / 1444.00	173761.33 / 1203.33	173761.33 / 1203.33	0.00	0.00	380.0	380.0
3	FB 1200/4850/300/1200							
	2	33273768.00 / 25350.00	30696988.00 / 16186.24	298170318.85 / 5463.49	0.00	0.00	4850.0	1200.0
4	FB 1200/2250/300/1200							
	2	30914324.00 / 17550.00	22750094.00 / 13247.61	41436561.41 / 10569.87	0.00	0.00	2250.0	1200.0
5	FB 1200/3150/300/1200							
	2	31734762.00 / 20250.00	26142750.00 / 13560.81	91099693.06 / 8330.44	0.00	0.00	3150.0	1200.0
6	FB 1200/4850/300/1200							
	2	33273768.00 / 25350.00	30696988.00 / 16186.24	298170318.85 / 5463.49	0.00	0.00	4850.0	1200.0
7	FB 1200/4000/300/1200							
	2	32497810.00 / 22800.00	28653156.00 / 14650.13	172959989.76 / 6666.97	0.00	0.00	4000.0	1200.0
8	Rectangle 1200/900							
	2	15741730.00 / 10800.00	7290000.00 / 9000.00	12959999.59 / 9000.00	0.00	0.00	1200.0	900.0



1.14 MEMBER HINGES

Release No.	Reference System	Axial/Shear Release or Spring[kN/m] P_x/u_x	P_y/u_y	P_z/u_z	Moment Release or Spring[kNm/rad] $M_x/□_x$	$M_y/□_y$	$M_z/□_z$	Comment
1	Global X,Y,Z	☐	☐	☐	3237.000	3237.000	☐	
2	Local x,y,z	☐	☐	☐	0.100	0.100	0.100	



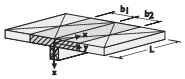
1.17 MEMBERS

Mbr. No.	Line No.	Member	Rotation Type	□ [°]	Cross-Section Start	End	Hinge No. Start	End	Ecc. No.	Div. No.	Length L [m]	
122	182	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	1.050	Z
123	183	Rigid Member	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	1.050	Z
124	167	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	3.180	Z
125	176	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	3.180	Z
126	169	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	3.180	Z
127	170	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	0.750	X
128	185	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	1.050	Z
129	187	Rigid Member	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	1.050	Z
130	171	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	3.180	Z
131	179	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	3.180	Z
132	172	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	3.180	Z
133	173	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	0.750	X
134	177	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	0.750	X
135	180	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	0.750	X
140	184	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	1.050	Z
141	189	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	1.050	Z
142	186	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	18.000	X
143	190	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	18.000	X
144	188	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	18.000	X
145	192	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	18.000	X
146	206	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	1.050	Z
147	207	Rigid Member	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	1.050	Z
148	191	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	3.180	Z
149	200	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	3.180	Z
150	193	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	3.180	Z
151	194	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	0.750	X
158	201	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	0.750	X
164	208	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	1.050	Z
166	210	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	18.000	X
168	212	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	18.000	X

1.17 MEMBERS

Mbr. No.	Line No.	Member	Rotation Type	Rotation □ [°]	Cross-Section Start	Cross-Section End	Hinge No. Start	Hinge No. End	Ecc. No.	Div. No.	Length L [m]	
170	230	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	1.050	Z
171	231	Rigid Member	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	1.050	Z
172	215	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	3.180	Z
173	224	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	3.180	Z
174	217	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	3.180	Z
175	218	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	0.750	X
182	225	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	0.750	X
188	232	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	1.050	Z
190	234	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	18.000	X
192	236	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	18.000	X
194	254	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	1.050	Z
195	255	Rigid Member	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	1.050	Z
196	239	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	3.180	Z
197	248	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	3.180	Z
198	241	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	3.180	Z
199	242	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	0.750	X
206	249	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	0.750	X
212	256	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	1.050	Z
214	258	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	18.000	X
216	260	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	18.000	X
218	278	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	1.050	Z
219	279	Rigid Member	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	1.050	Z
220	263	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	3.180	Z
221	272	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	3.180	Z
222	265	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	3.180	Z
223	266	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	0.750	X
230	273	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	0.750	X
236	280	Rigid Member	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	1.050	Z
238	282	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	18.000	X
240	284	Rib	Angle	0.00	8	8	-	-		-	18.000	X

1.18 RIBS



Mbr. No.	Rib Position	Effective Width - Side 1 Surface No.	Effective Width - Side 1 b_1 [m]	Effective Width - Side 2 Surface No.	Effective Width - Side 2 b_2 [m]	Comment
127	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
133	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
134	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
135	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
142	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
143	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
144	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
145	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
151	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
158	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
166	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
168	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
175	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
182	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
190	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
192	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
199	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
206	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
214	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
216	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
223	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
230	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
238	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	
240	On +z-edge	2	4.050	2	4.050	

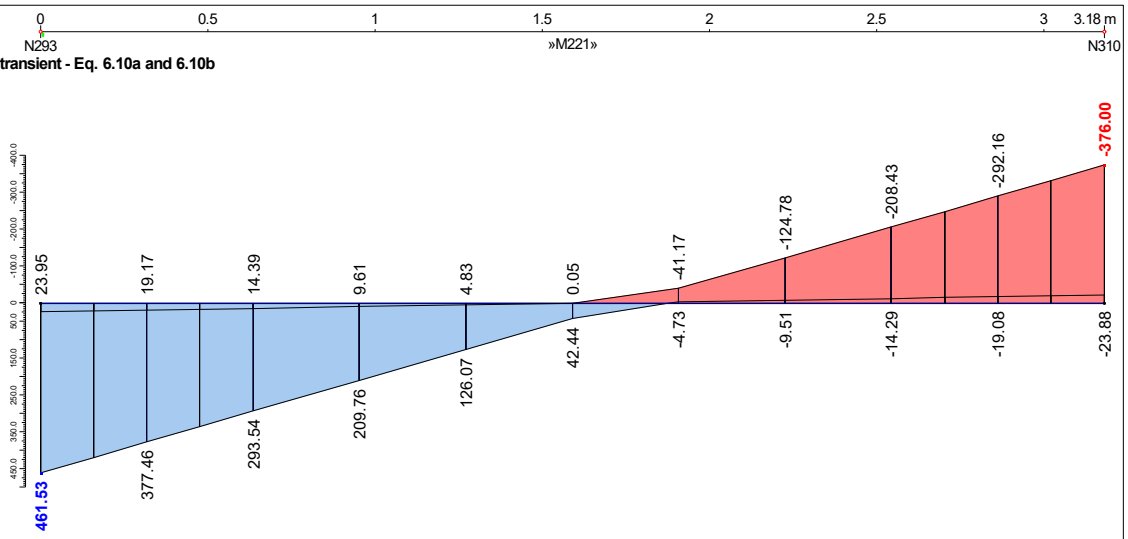
TÄYSIN JÄYKKÄ LIITOS

RFEM5

RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - M_z

	x [m]	M_z [kNm]
max	0.000	461.53
min	3.180	-376.00

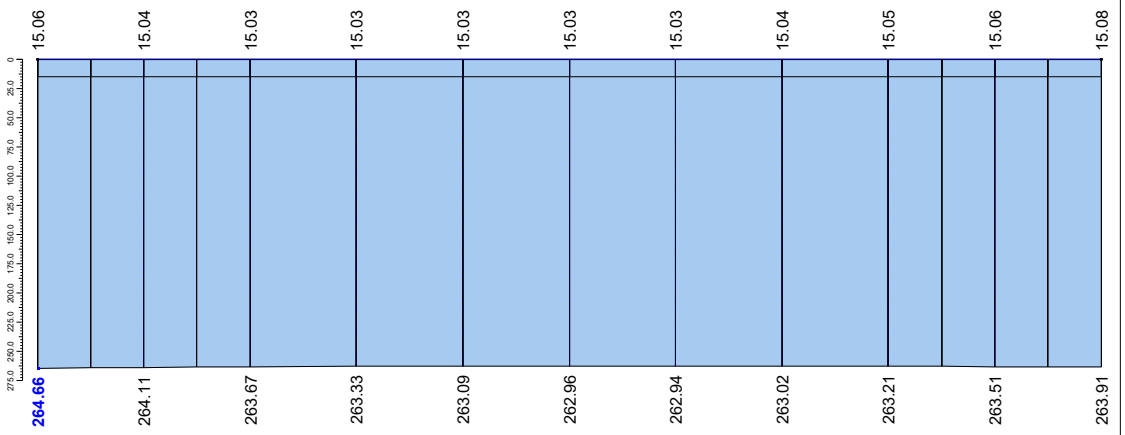


RFEM5

RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_y

	x [m]	V_y [kN]
max	0.000	264.66
min	--	--

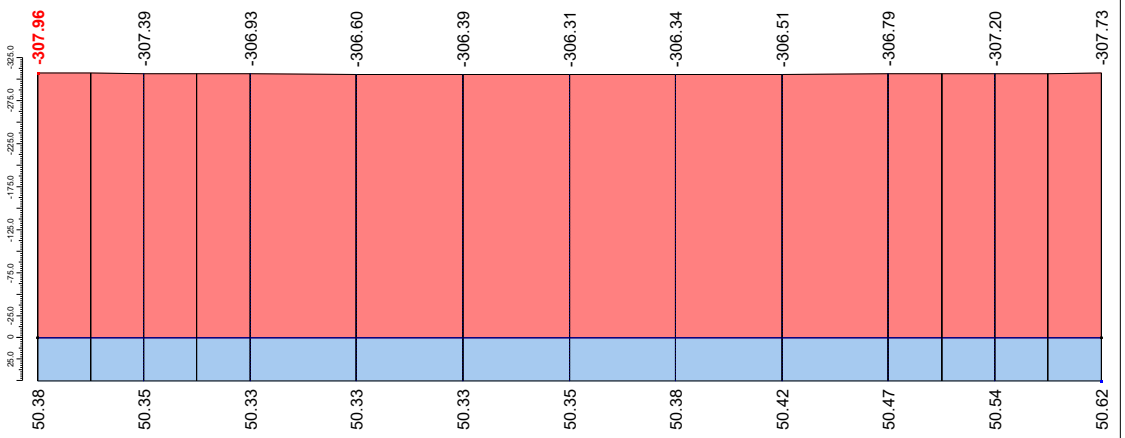


RFEM5

RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_z

	x [m]	V_z [kN]
max	3.180	50.62
min	0.000	-307.96



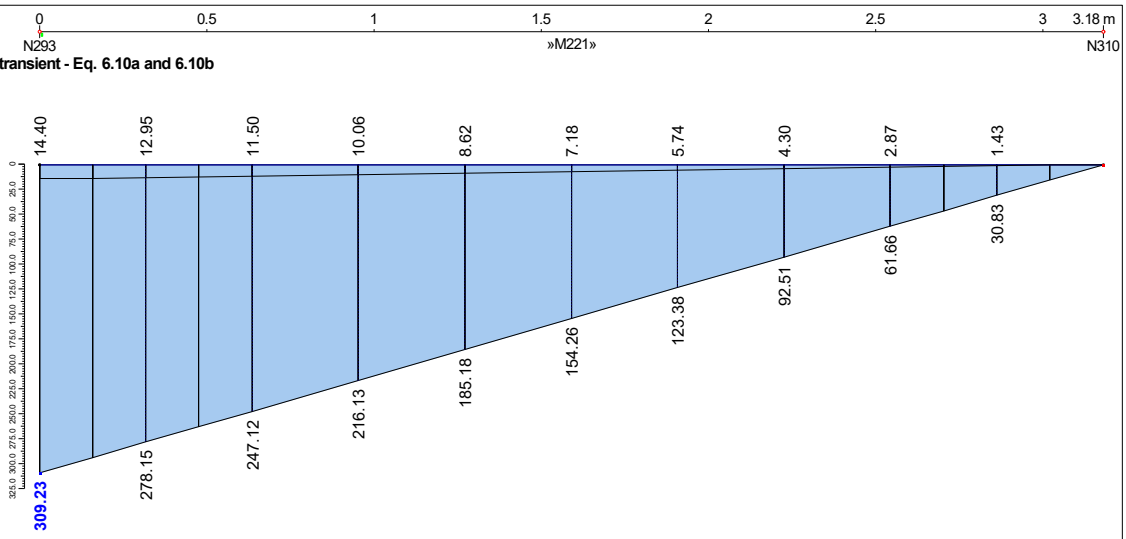
TEOREETTINEN NIVELLIITOS

RFEM5

RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - M_z

	x [m]	M_z [kNm]
max	0.000	309.23
min	3.180	0

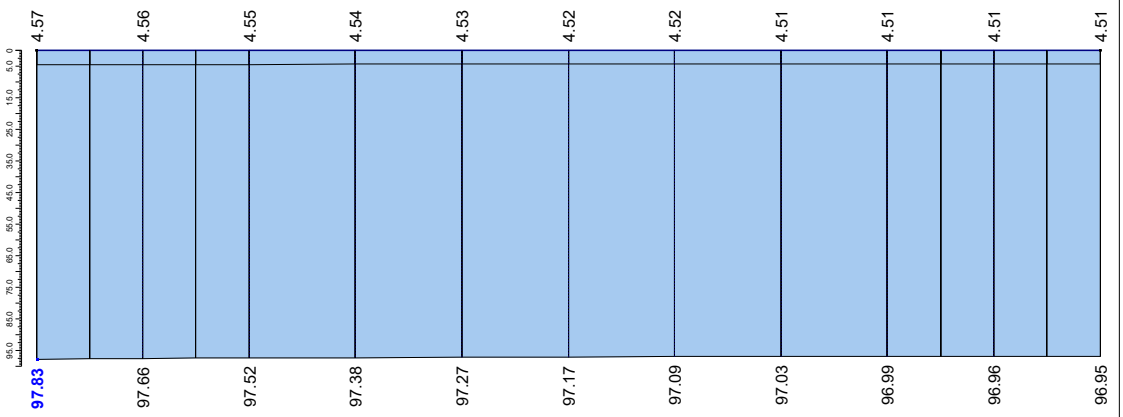


RFEM5

RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_y

	x [m]	V_y [kN]
max	0.000	97.83
min	--	--

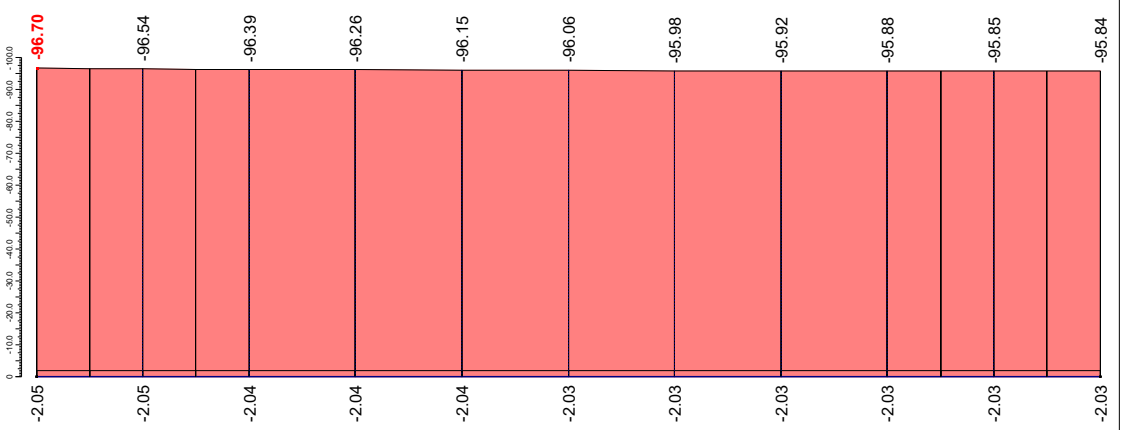


RFEM5

RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_z

	x [m]	V_z [kN]
max	--	--
min	0.000	-96.70



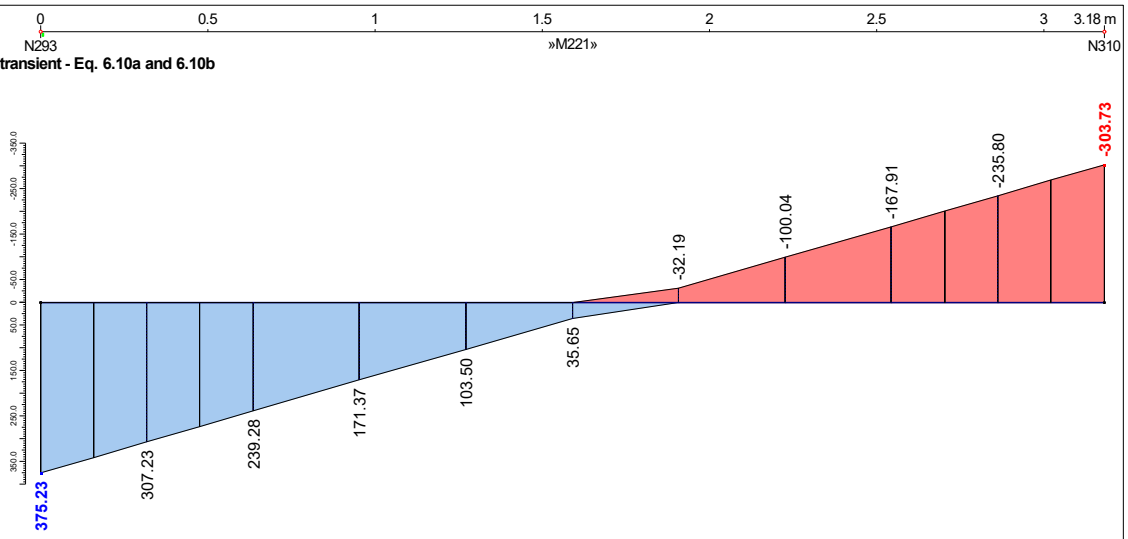
JÄYKKÄ LIITOS IRROTUKSELLA

RFEM5

RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - M_z

	x [m]	M_z [kNm]
max	0.000	375.23
min	3.180	-303.73

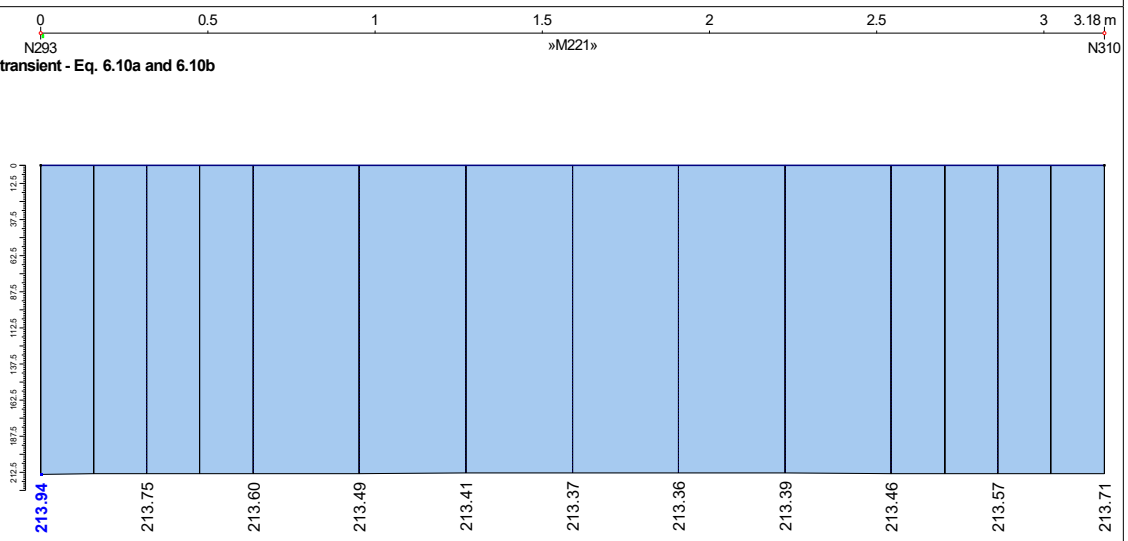


RFEM5

RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_y

	x [m]	V_y [kN]
max	0.000	213.94
min	--	--

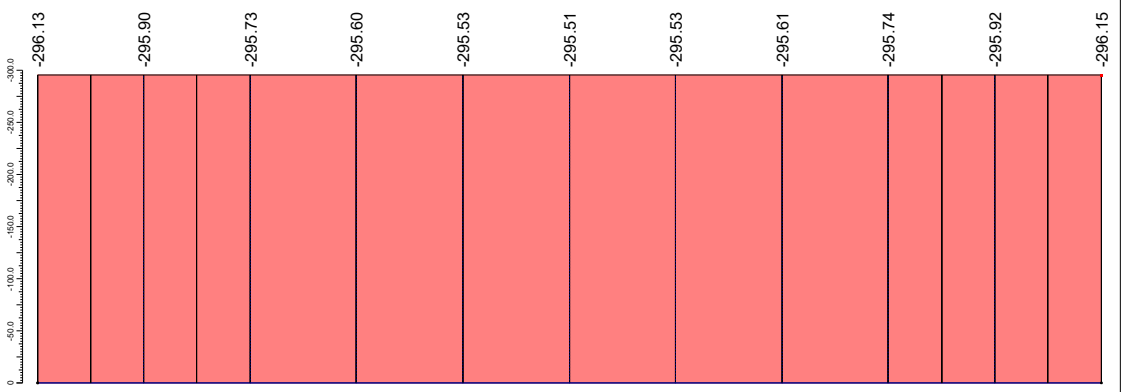


RFEM5

RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

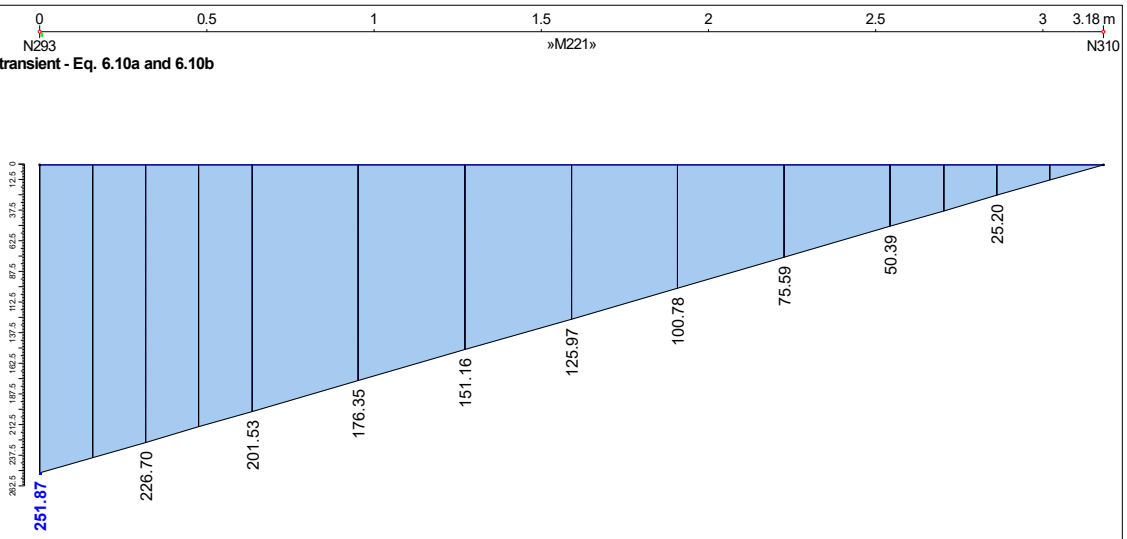
Internal forces - V_z

	x [m]	V_z [kN]
max	0.000	0
min	3.180	-296.15



TEOREETTINEN NIVEL IRROTUKSELLA

RFEM5

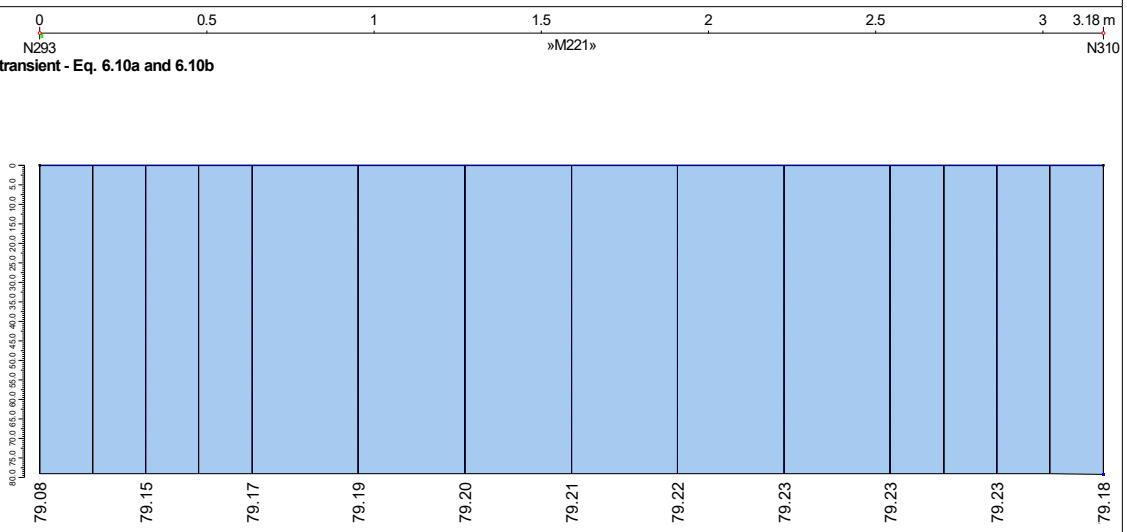


RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - M_z

	x [m]	M_z [kNm]
max	0.000	251.87
min	3.180	0

RFEM5

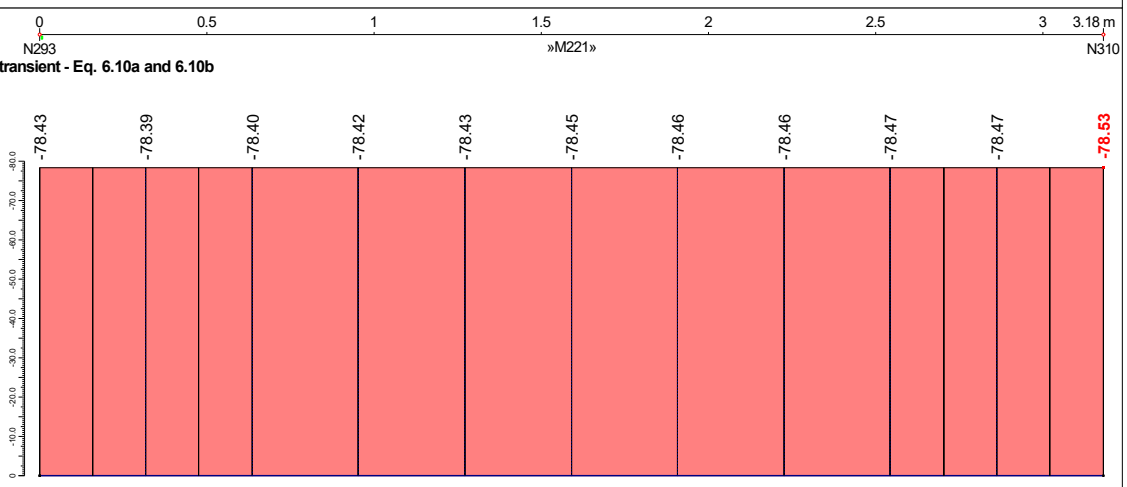


RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_y

	x [m]	V_y [kN]
max	3.180	79.23
min	--	--

RFEM5



RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_z

	x [m]	V_z [kN]
max	--	--
min	3.180	-78.53

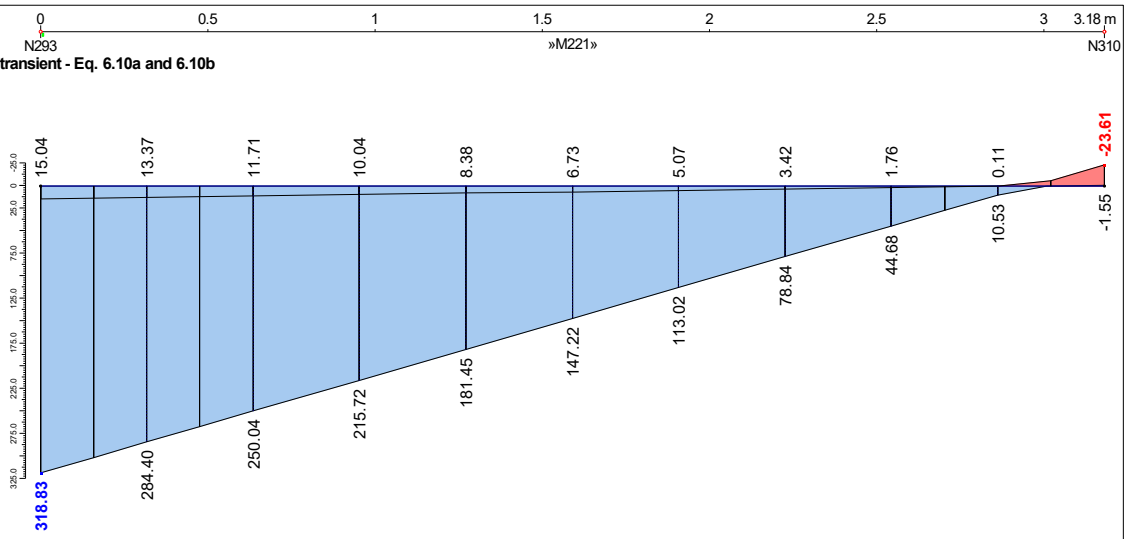
LAAKERIN KUORMA SYDÄNPINNALLA

RFEM5

RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - M_z

	x [m]	M_z [kNm]
max	0.000	318.83
min	3.180	-23.61

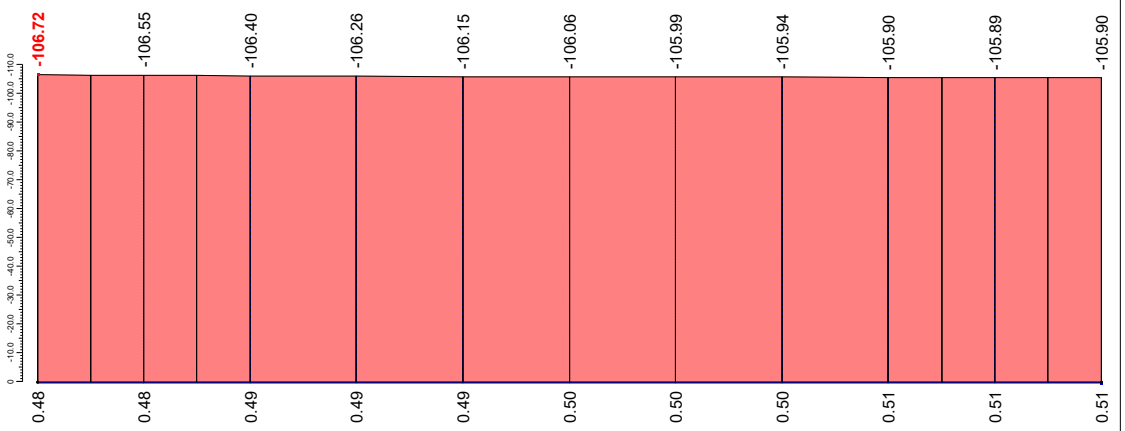


RFEM5

RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_z

	x [m]	V_z [kN]
max	3.180	0.51
min	0.000	-106.72

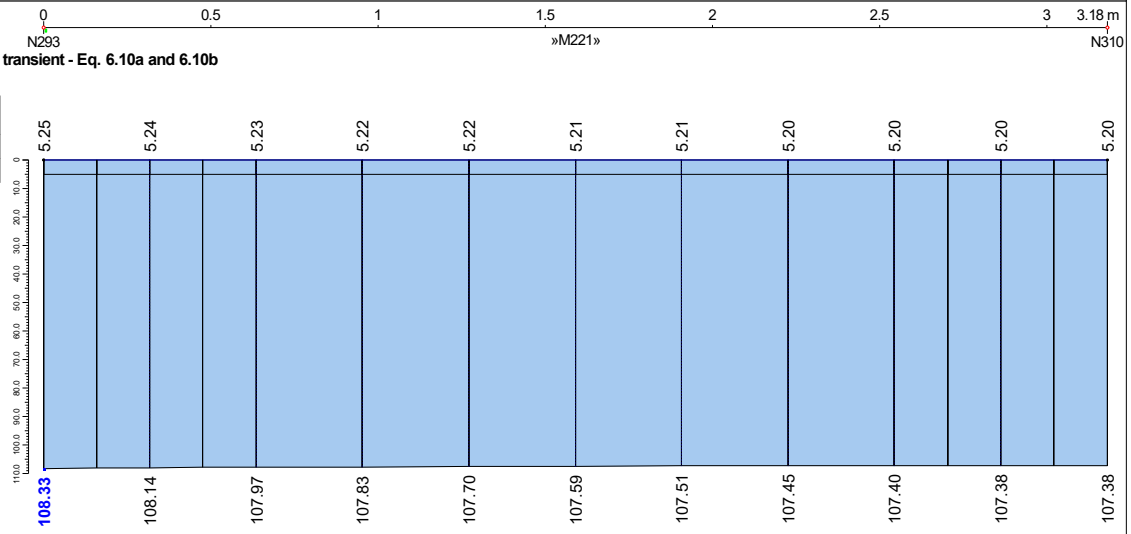


RFEM5

RC7: ULS (STR/GEO) - Permanent / transient - Eq. 6.10a and 6.10b

Internal forces - V_y

	x [m]	V_y [kN]
max	0.000	108.33
min	--	--



STRUCTURAL ANALYSIS

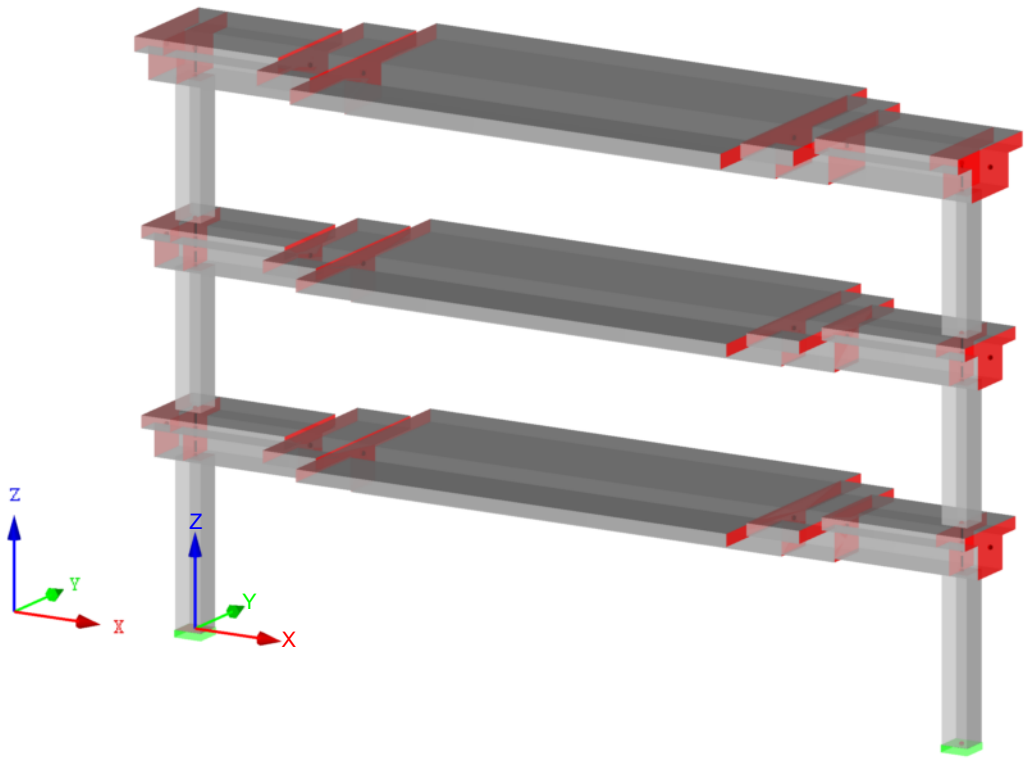
PROJECT

Diplomityö, Pysäköintitalo

CLIENT

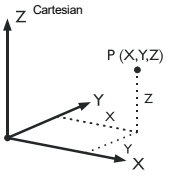
CREATED BY

Isometric



MODEL - GENERAL DATA

General	Model name	:	Pysäköintitalo_Diplomityö
	Model description	:	Pysäköintirakennuksen kehämalli
	Project name	:	Marinranta
	Project description	:	Pysäköintirakennuksen kehämalli
	Type of model	:	3D
	Positive direction of global axis Z	:	Upward
	Classification of load cases and combinations	:	According to Standard: EN 1990 National Annex: SFS - Finland
	☒ Automatically create combinations	:	☒ Load Combinations
Options	☐ RF-FORM-FINDING - Find initial equilibrium shapes of membrane and cable structures		
	☐ RF-CUTTING-PATTERN		
	☐ Piping analysis		
	☐ Use CQC Rule		
	☐ Enable CAD/BIM model		
	Standard Gravity g	:	10.00 m/s²



1.1 NODES

Node No.	Node Type	Reference Node	Coordinate System	Node Coordinates X [m]	Y [m]	Z [m]	Comment
1	Standard	-	Cartesian	0.000	0.000	0.000	
2	Standard	-	Cartesian	0.000	0.000	2.915	
3	Standard	-	Cartesian	14.470	0.000	0.000	
4	Standard	-	Cartesian	14.470	0.000	2.915	
5	Standard	-	Cartesian	2.171	0.000	3.381	
6	Standard	-	Cartesian	12.300	0.000	3.381	
9	Standard	-	Cartesian	3.170	0.000	3.381	
12	Standard	-	Cartesian	0.000	0.000	3.381	
13	Standard	-	Cartesian	-0.540	0.000	3.381	
14	Standard	-	Cartesian	14.470	0.000	3.381	
15	Standard	-	Cartesian	11.301	0.000	3.381	
16	Standard	-	Cartesian	14.470	0.000	6.115	
17	Standard	-	Cartesian	15.011	0.000	3.381	
18	Standard	-	Cartesian	0.000	0.000	3.715	
19	Standard	-	Cartesian	14.470	0.000	3.715	
20	Standard	-	Cartesian	2.171	0.000	6.581	
21	Standard	-	Cartesian	12.300	0.000	6.581	
24	Standard	-	Cartesian	3.170	0.000	6.581	
25	Standard	-	Cartesian	-0.002	0.000	9.315	
26	Standard	-	Cartesian	-0.540	0.000	6.581	
27	Standard	-	Cartesian	14.470	0.000	6.581	
28	Standard	-	Cartesian	11.301	0.000	6.581	
29	Standard	-	Cartesian	15.011	0.000	6.581	
31	Standard	-	Cartesian	14.470	0.000	6.915	
32	Standard	-	Cartesian	14.470	0.000	9.315	
33	Standard	-	Cartesian	-0.001	0.000	6.115	
34	Standard	-	Cartesian	2.171	0.000	9.790	
35	Standard	-	Cartesian	12.300	0.000	9.790	
38	Standard	-	Cartesian	3.170	0.000	9.790	
40	Standard	-	Cartesian	-0.540	0.000	9.790	
41	Standard	-	Cartesian	14.470	0.000	9.790	
42	Standard	-	Cartesian	11.301	0.000	9.790	
43	Standard	-	Cartesian	15.011	0.000	9.790	
44	Standard	-	Cartesian	-0.001	0.000	6.581	
46	Standard	-	Cartesian	-0.002	0.000	9.790	
47	Standard	-	Cartesian	-0.001	0.000	6.915	

1.2 LINES

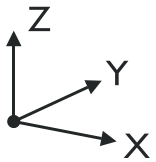
Line No.	Line Type	Nodes No.	Line Length L [m]		Comment
1	Polyline	2,12	0.466	Z	
2	Polyline	3,4	2.915	Z	
3	Polyline	9,15	8.131	X	
4	Polyline	1,1	0.000		
5	Polyline	12,5	2.171	X	
6	Polyline	12,18	0.334	Z	
7	Polyline	1,2	2.915	Z	
8	Polyline	4,14	0.466	Z	
9	Polyline	13,12	0.540	X	
10	Polyline	15,6	0.999	X	
11	Polyline	14,17	0.541	X	
12	Polyline	5,9	0.999	X	
13	Polyline	14,19	0.334	Z	
14	Polyline	6,14	2.170	X	
16	Polyline	33,44	0.466	Z	
17	Polyline	19,16	2.400	Z	
18	Polyline	24,28	8.131	X	
19	Polyline	44,20	2.172	X	
20	Polyline	44,47	0.334	Z	
21	Polyline	18,33	2.400	Z	
22	Polyline	16,27	0.466	Z	
23	Polyline	26,44	0.539	X	
24	Polyline	28,21	0.999	X	
25	Polyline	27,29	0.541	X	
26	Polyline	20,24	0.999	X	

1.2 LINES

Line No.	Line Type	Nodes No.	Line Length L [m]		Comment
27	Polyline	27,31	0.334	Z	
28	Polyline	21,27	2.170	X	
30	Polyline	25,46	0.475	Z	
31	Polyline	31,32	2.400	Z	
32	Polyline	38,42	8.131	X	
33	Polyline	46,34	2.173	X	
35	Polyline	47,25	2.400	Z	
36	Polyline	32,41	0.475	Z	
37	Polyline	40,46	0.538	X	
38	Polyline	42,35	0.999	X	
39	Polyline	41,43	0.541	X	
40	Polyline	34,38	0.999	X	
42	Polyline	35,41	2.170	X	

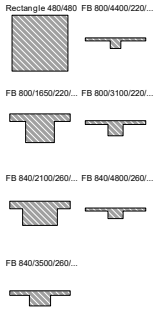
1.3 MATERIALS

Matl. No.	Modulus E [MPa]	Modulus G [MPa]	Poisson's Ratio □ [-]	Spec. Weight □[kN/m³]	Coeff. of Th. Exp. □ [1/°C]	Partial Factor □M [-]	Material Model
1	Concrete C35/45 | EN 1992-1-1:2004/A1:2014						
	34000.0	14166.7	0.200	25.00	1.00E-05	1.00	Isotropic Linear Elastic
2	Concrete C40/50 | EN 1992-1-1:2004/A1:2014						
	35000.0	14583.3	0.200	25.00	1.00E-05	1.00	Isotropic Linear Elastic



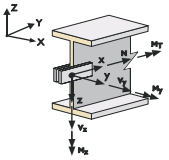
1.7 NODAL SUPPORTS

Support No.	Nodes No.	Axis System	Column in Z	Support Conditions u_X	u_Y	u_Z	□X	□Y	□Z
1	1,3	Global X,Y,Z	☐	☒	☒	☒	☒	☒	☒



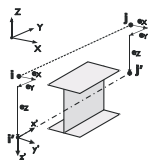
1.13 CROSS-SECTIONS

Section No.	Matl. No.	J [mm⁴] / A [mm²]	I_y [mm⁴] / A_y [mm²]	I_z [mm⁴] / A_z [mm²]	Principal Axes □ [°]	Rotation □' [°]	Overall Dimensions [mm] Width b	Height h
1	Rectangle 480/480							
	2	7467171840.0	4423680000.0	4423680000.0	0.00	0.00	480.0	480.0
		230400.0	192000.0	192000.0				
2	FB 800/4400/220/800							
	1	72605917184.0	67096309760.0	1586453413888	0.00	0.00	4400.0	800.0
		1432000.0	962590.7	184546.1				
3	FB 800/1650/220/800							
	1	62745600000.0	47058169856.0	107102289920	0.00	0.00	1650.0	800.0
		827000.0	605806.3	448172.6				
4	FB 800/3100/220/800							
	1	67915870208.0	59939422208.0	570915028992	0.00	0.00	3100.0	800.0
		1146000.0	753959.9	263718.6				
5	FB 840/2100/260/1200							
	1	144217178112	76560285696.0	284175007744	0.00	0.00	2100.0	840.0
		1242000.0	1006862.9	700001.2				
6	FB 840/4800/260/1200							
	1	160256917504	105359728640	2479680126976	0.00	0.00	4800.0	840.0
		1944000.0	1379503.6	276508.8				
7	FB 840/3500/260/1200							
	1	152564170752	94204592128.0	1012478312448	0.00	0.00	3500.0	840.0
		1606000.0	1163633.4	408296.9				



1.14 MEMBER HINGES

Release No.	Reference System	Axial/Shear Release or Spring[kN/m] u_x	u_y	u_z	Moment Release or Spring[kNm/rad] □x	□y	□z	Comment
1	Local x,y,z	☐	☐	☐	☐	0.100	☐	
2	Local x,y,z	☐	☐	☐	☐	5717.690	☐	
3	Local x,y,z	☐	☐	☐	☐	528.970	☐	



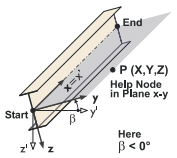
1.15/1 MEMBER ECCENTRICITIES - ABSOLUTE

Ecc. No.	Reference System	Member Start - Eccentricity [mm] $e_{i,X}$	$e_{i,Y}$	$e_{i,Z}$	Member End - Eccentricity $e_{j,X}$	$e_{j,Y}$	$e_{j,Z}$	Member hinge location Member Start	Member End
1	Global	0.0	0.0	85.0	0.0	0.0	85.0	at member	at member
2	Global	0.0	0.0	53.0	0.0	0.0	53.0	at member	at member

1.15/2 MEMBER ECCENTRICITIES - RELATIVE

Ecc. No.	Cross-Section Alignment y-Axis	Cross-Section Alignment z-Axis	Transverse offset from cross-section of another obj. Object Type	Object No.	y-Axis	z-Axis	Axial offset from adjacent Member Sta	Member End
1	Middle	Middle	None	0	Middle	Middle	☐	☐
2	Middle	Middle	None	0	Middle	Middle	☐	☐

1.17 MEMBERS



Mbr. No.	Line No.	Member	Rotation Type	Rotation ☐ [°]	Cross-Section Start	Cross-Section End	Hinge No. Start	Hinge No. End	Ecc. No.	Div. No.	Length L [m]	
1	6	Rigid Member	Angle	0.00	0	0	-	-	-	-	0.334	Z
2	2	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	2.915	Z
3	3	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	8.131	X
4	13	Rigid Member	Angle	0.00	0	0	-	-	-	-	0.334	Z
5	5	Beam	Angle	0.00	3	3	-	-	-	-	2.171	X
6	9	Beam	Angle	0.00	3	3	-	-	-	-	0.540	X
7	7	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	2.915	Z
9	20	Rigid Member	Angle	0.00	0	0	-	-	-	-	0.334	Z
10	17	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	2.400	Z
11	11	Beam	Angle	0.00	3	3	-	-	-	-	0.541	X
12	18	Beam	Angle	0.00	2	2	-	-	-	-	8.131	X
13	10	Beam	Angle	0.00	4	4	-	-	-	-	0.999	X
14	12	Beam	Angle	0.00	4	4	-	-	-	-	0.999	X
15	14	Beam	Angle	0.00	3	3	-	-	-	-	2.170	X
16	1	Rigid Member	Angle	0.00	0	0	-	-	-	-	0.466	Z
17	8	Rigid Member	Angle	0.00	0	0	-	-	-	-	0.466	Z
18	27	Rigid Member	Angle	0.00	0	0	-	-	-	-	0.334	Z
19	19	Beam	Angle	0.00	3	3	-	-	-	-	2.172	X
20	23	Beam	Angle	0.00	3	3	-	-	-	-	0.539	X
21	21	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	2.400	Z
23	25	Beam	Angle	0.00	3	3	-	-	-	-	0.541	X
24	24	Beam	Angle	0.00	4	4	-	-	-	-	0.999	X
25	26	Beam	Angle	0.00	4	4	-	-	-	-	0.999	X
26	28	Beam	Angle	0.00	3	3	-	-	-	-	2.170	X
27	16	Rigid Member	Angle	0.00	0	0	-	-	-	-	0.466	Z
28	22	Rigid Member	Angle	0.00	0	0	-	-	-	-	0.466	Z
30	31	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	2.400	Z
31	32	Beam	Angle	0.00	6	6	-	-	-	-	8.131	X
33	33	Beam	Angle	0.00	5	5	-	-	-	-	2.173	X
34	37	Beam	Angle	0.00	5	5	-	-	-	-	0.538	X
35	35	Beam	Angle	0.00	1	1	-	-	-	-	2.400	Z
37	39	Beam	Angle	0.00	5	5	-	-	-	-	0.541	X
38	38	Beam	Angle	0.00	7	7	-	-	-	-	0.999	X
39	40	Beam	Angle	0.00	7	7	-	-	-	-	0.999	X
40	42	Beam	Angle	0.00	5	5	-	-	-	-	2.170	X
41	30	Rigid Member	Angle	0.00	0	0	-	-	-	-	0.475	Z
42	36	Rigid Member	Angle	0.00	0	0	-	-	-	-	0.475	Z

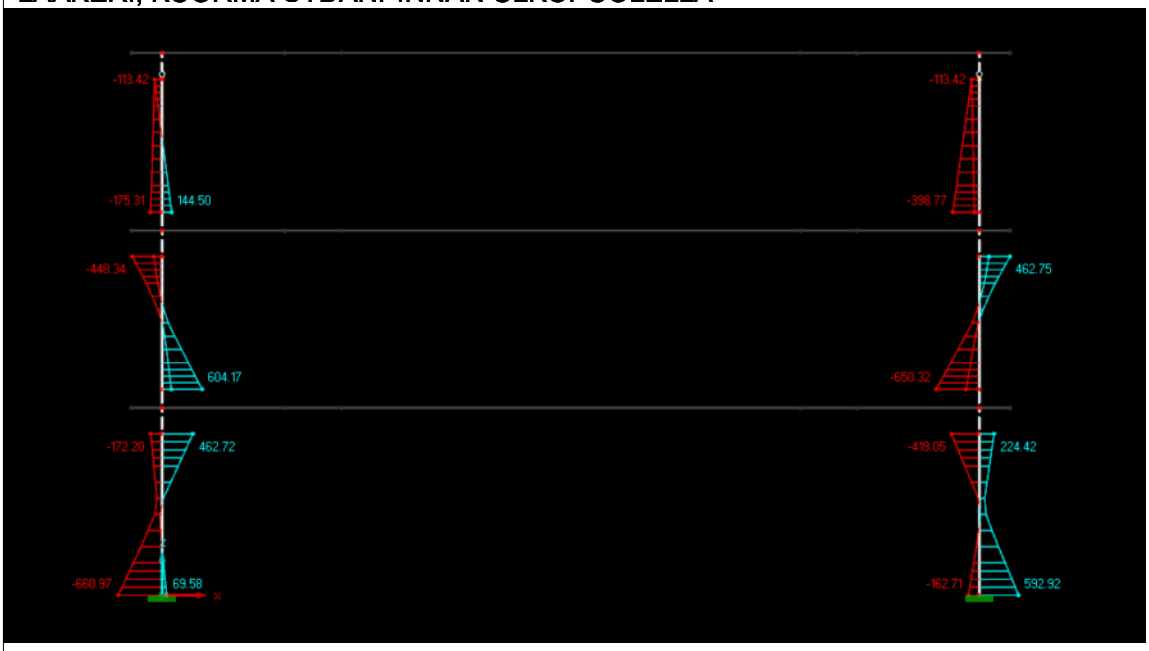
PILARIEN TAIVUTUSMOMENTTIKUVAAJAT KEHÄN SUUNNASSA

JÄYKÄT LIITOKSET

TEOREETTINEN NIVELLIITOS

LAAKERI, KUORMA SYDÄNPINNALLA

LAAKERI, KUORMA SYDÄNPINNAN ULKOPUOLELLA



LAAKERI, LINEAARISEN ALUEEN KIMMOKERROIN

LAAKERI, LUKITTUNEEN ALUEEN KIMMOKERROIN

IRROTUSKAISTA KAIKISSA LIITOKSISSA