



TEKNIikka JA LIIKENNE

Rakennustekniikka

Tuotantotekniikka

OPINNÄYTETYÖ

HYLLYTALO

**Työn tekijä: Mikko Maijala
Työn ohjaaja: Pentti Laitinen
Työn valvoja: Harry Böhling**

Työ hyväksytty: __. __. 2009

**Harry Böhling
Yliopettaja**



ALKULAUSE

“Nec fasces, nec opes, sola artis, spectra perennat”

Tycho Brahe

Lohjalla 28.10.2009

Mikko Maijala

OPINNÄYTETYÖN TIIVISTELMÄ

Työn tekijä: Mikko Maijala	
Työn nimi: Hyllytalo	
Päivämäärä: 31.10.2009	Sivumäärä: 95 s. + 8 liitettä
Koulutusohjelma: Rakennustekniikka	Ammatillinen suuntautuminen: Tuotantotekniikka
Työn valvoja: Harry Böhling, Yliopettaja	
Työn ohjaaja: Pentti Laitinen, Diplomi-insinööri	
<p>Insinöörityössä selvitettiin voidaanko kuormalavahyllyrakenteissa käytettäviä kylmämuovattuja teräsprofiileita käyttää hyllytalarakenteissa, toisin sanoen kestäisivätkö hyllyrakenteina käytetyt rakenne-osat myös talorakenteelle aiheutuvat kuormitukset.</p> <p>Työssä selvitettiin hyllytalo rakenteiden suunnitteluperusteet, mitoituksessa käytettävät laskentamenetelmät, rakenteiden toimivuutta käytännössä.</p> <p>Tutkimus tehtiin tutkimalla rakentamiseen sekä kyseisiin rakenteisiin liittyviä tuotestandardeja sekä mallintamalla hyllyrakenteita tietokoneella. Erityyppisistä hyllytalarakenteista tehtyjen esimerkkien avulla selvitettiin rakenteiden toimivuutta ja toteuttamiskelpoisuutta.</p> <p>Työn tuloksena on että kyseisiä rakenteita ei voida toteuttaa suoraan kuormalavahyllyissä käytettävillä profiileilla tai vakio-osilla. Rakenteiden toteuttaminen vaatii tiettyjen rakennesien vahvistamista sekä rakenteiden uudelleen suunnittelua. Tämä koskee varsinkin, jotta rakenteet olisivat toteuttamiskelpoisia, rakenteen tuennan uudelleen suunnittelua rakenteen toiminnallisuutta silmällä pitäen.</p>	
Avainsanat: hyllytalo, varastot, varastorakentaminen, kylmä-muovatut profiilit, tietokone-mallinnus, automaattivarastot, korkeavarastot	

ABSTRACT

Name: Mikko Maijala	
Title: Clad-Rack Building	
Date: 28.october.2009	Number of pages: 95 pp+ 8 appendices
Department: Civil engineering	Study Programme: Production engineering
Instructor: Harry Böhling, Senior Lecturer	
Supervisor: Pentti Laitinen, M.Sc	
<p>In this thesis the objective was to examine the possibilities to use cold-formed steel profiles used in pallet racking constructions in clad-rack buildings. The goal was to find out if these profiles have the strength to carry the loads caused when the profiles are used a warehouse building construction. Another objective was to determine the demands set for this type of building and what design methods should be used.</p> <p>The study was done by examining standards for buildings and pallet rack constructions and by making computer models and calculations from rack constructions. Examples from clad-rack structures were made to assess the functionality and feasibility of such structures.</p> <p>Conclusions were that it is not possible to make directly such constructions directly from the profiles which were examined. To make rack-clad constructions, some of the parts should be reinforced and designed again and on the other hand, to make functional constructions the whole support system of the construction of the rack-clad building should be redesigned.</p>	
Keywords: clad-rack, clad-rack buildings, clad-rack warehouses, cold-formed profiles, computer modelling	

SISÄLLYS

ALKULAUSE

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

1	JOHDANTO	1
1.1	Työn tehtävä	2
1.2	Hyllytalon määritelmä	4
2	MÄÄRÄYKSET JA OHJEET	4
2.1	Standardit	4
2.1.1	<i>Euronormit</i>	4
2.1.2	<i>Kansalliset liitteet</i>	6
2.1.3	<i>FEM</i>	6
2.2	Materiaalit ja materiaalivakiot	7
2.2.1	<i>Vaatimukset</i>	7
2.2.2	<i>Materiaalivakiot</i>	8
2.2.3	<i>Materiaalipaksuudet</i>	8
2.3	Profiilit ja poikkileikkausarvot	8
2.3.1	<i>Brutto poikkileikkauspinta-ala</i>	8
2.3.2	<i>Minimipoikkileikkauspinta-ala</i>	8
2.3.3	<i>Tehollinen pinta-ala</i>	9
2.3.4	<i>Kulmapyöritykset</i>	9
2.3.5	<i>Reikävahennykset</i>	9
2.4	Rakenneosien toleranssit	9
2.4.1	<i>Rakenneosan leveys- ja syvyystoleranssit</i>	9
2.4.2	<i>Rakenneosien kaarevuus</i>	10
2.4.3	<i>Rakenneosien käyryys</i>	10
3	HYLLYRAKENTEET	11
3.1.1	<i>Pylväselementit, käytävän poikkisuuntainen rakenne</i>	13
3.1.2	<i>Käytävän pituussuuntainen hyllyrakenne ilman tukiristikkoa</i>	14
3.1.3	<i>Takatukiristikolla tuettu hyllyrakenne</i>	15
3.2	Rakenteen toleranssit	17
3.2.1	<i>Rakenteen pystysuoruus asennuksen aikana</i>	17
3.3	Koordinaattiakselit ja mittojen merkinnät	17
4	YLEISET SUUNNITTELUPERUSTEET	19
4.1	Suunnittelutavat	20

4.2	Luotettavuuden hallinta	20
4.3	Rajatilat	21
4.3.1	<i>Käyttörajatilat</i>	21
4.3.2	<i>Murtorajatilat</i>	23
4.4	Kuormayhdistelmien yhdistelykertoimet	23
4.4.1	<i>EN</i>	24
4.4.2	<i>FEM</i>	24
4.5	Materiaalien osavarmuusluvut	25
4.5.1	<i>Materiaalien osavarmuusluvut EN-standardi</i>	25
4.5.2	<i>Materiaalien osavarmuus luvut FEM-standardi</i>	25
4.6	Kiinnittimet ja hitsausaineet	26
4.6.1	<i>Ruuvit</i>	26
4.6.2	<i>Hitsausaineet</i>	26
4.7	Testit	26
5	KUORMITUKSET	26
5.1	Omapaino	26
5.2	Hyötykuormat	26
5.2.1	<i>Tavarakuorma</i>	27
5.2.2	<i>Tasokuormat</i>	27
5.2.3	<i>Lavankäsittelylaitteista aiheutuvat kuormitukset</i>	27
5.2.4	<i>Lastauskuorma</i>	27
5.3	Luonnonkuormat	27
5.3.1	<i>Tuuli</i>	27
5.3.2	<i>Lumi</i>	28
5.3.3	<i>Lämpötila</i>	28
5.4	Kuormat rakenteen epäkeskisyyksistä	28
5.5	Jäykistysjärjestelmän epätarkkuus	28
5.6	Paikallinen alkukaarevuus	29
5.7	Onnettomuuskuormat	29
5.8	Kuormat tulipalossa	29
5.9	Kuormayhdistelmät	29
5.9.1	<i>Kuormitusyhdistelmät EN-standardin mukaisesti.</i>	29
5.9.2	<i>Kuormitusyhdistelmät FEM-standardin mukaisesti</i>	31
6	RAKENNEOSIEN KESTÄVYYS	31
6.1	Rakenteen sivuttaissiirtävyyden määrittäminen	31
6.1.1	<i>Tason 1 analyysi</i>	32
6.1.2	<i>Tason 2 analyysi</i>	33
6.2	Aksiaalinen veto	33
6.3	Aksiaalinen puristus	34
6.4	Nurjahduskestävyyden mitoitusarvo	34
6.4.1	<i>Nurjahduspituudet</i>	35
6.4.2	<i>Nurjahduspituus poikkikäytävän suuntaan</i>	36
6.4.3	<i>Nurjahduspituudet käytävän pituussuunnassa</i>	37

6.5	Vääntönurjahdus ja taivutusväöntönurjahdus	39
6.6	Vääristymisnurjahdus	41
6.7	Vääntö- , taivutusväöntö- ja vääristymisnurjahdus FEM 10.20.2 mukaan	42
6.8	Taivutus	43
6.9	Taivutettujen palkkien kiepahdus	43
6.10	Leikkaus	44
6.11	Taivuttava ja vetävä kuorma	45
6.12	Taivuttava- ja puristavakuorma	46
6.13	Taivutus- ja puristavakuorma ilman kiepahdusta	46
6.14	Taivutus- ja puristavakuorma sekä kiepahdus	48
6.15	Taivutus ja leikkaus	48
6.16	Taivutus ja pistemäinen kuorma	49
6.17	Vääntö	50
6.18	Aluslevyt	52
	6.18.1 Tehollinen pinta-ala	52
	6.18.2 Aluslevy ja pylvään pystysuora kuormitus	53
	6.18.3 Yhdistetty puristavakuorma ja taivutusmomentti kun levyä ei ole kiinnitetty lattiaan	53
	6.18.4 Yhdistetty puristavakuorma ja taivutusmomentti kun levy on kiinnitetty lattiaan	54
6.19	Liitokset	55
	6.19.1 Vaakapalkin ja pilarin vakioliitos	56
6.20	Ankkurointi ja perustukset	58
6.21	Diagonaalit	58
6.22	Pylvään ja diagonaalin liitos	60
6.23	Pylväänjatko	60
6.24	Rakenteen stabiliteetti ja siirtymät	61
6.25	Rakenteen kokoonpainuminen	63
7	RAKENNEMALLIT	64
7.1	Käytävän pituussuuntainen rakenne	64
7.2	Laskentamalli käytävän pituussuunnassa	65
7.3	Poikkikäytävän suuntainen rakenne	66
7.4	Laskentamalli käytävän poikittaissuunnassa	66
	7.4.1 Yksinkertaistettu malli käytävän poikkisuunnassa	67
	7.4.2 Vaakapalkin laskentamalli	68
7.5	Jäykistysjärjestelmä	69
	7.5.1 Vaakavinotuet	69
	7.5.2 Keskisiteet	69
	7.5.3 Takatukiristikko	69
8	KUORMITUKSET	69

8.1	Kuormat	69
8.1.1	<i>Täysikuormitus</i>	69
8.1.2	<i>Kuormitustapaus pylvään maksimimomentin selvittämiseksi</i>	71
8.1.3	<i>Kuormitustapaus 2 Pylvään maksimimomentin selvittämiseksi</i>	72
8.1.4	<i>Lastauskuorma rakenteen yläpäässä</i>	73
8.1.5	<i>Lastauskuorma alimmalla vaakapalkkitasolla</i>	74
8.1.6	<i>Hissikuorma</i>	75
8.1.7	<i>Rakenteen vinoudesta aiheutuvat kuormat</i>	76
8.1.8	<i>Pylväiden käyryys</i>	79
8.1.9	<i>Jäykistysjärjestelmän epätarkkuus</i>	80
8.1.10	<i>Kattorakenteen omapaino</i>	81
8.1.11	<i>Lumikuorma</i>	82
8.1.12	<i>Tuulikuorma</i>	83
8.1.13	<i>Onnettomuuskuorma</i>	85
8.2	Kuormitustapaukset ilman luonnonkuormia	87
8.2.1	<i>Käytävän pituussuunnassa</i>	87
8.2.2	<i>Käytävän poikkisuunnassa</i>	88
8.3	Kuormitustapaukset luonnonkuormien vaikuttaessa	88
8.3.1	<i>Hyllykäytävän pituussuunnassa</i>	88
8.3.2	<i>Poikkikäytävän suunnassa</i>	90
9	ESIMERKKIRAKENTEIDEN MALLINNUS	91
10	RAKENTEIDEN MALLINNUKSESTA TEHDYT JOHTOPÄÄTÖKSET	91
11	TYÖN POHJALTA TEHDYT EHDOTUKSET MAHDOLLISISTA HYLLYTALORAKENTEISTA	93
12	YHTEENVETO	95
	KIRJALLISUUS	96
	LIITTEET	98

1 JOHDANTO

Varastorakentamisessa usein ilmenevä ongelma on se, miten asiakas saisi haluamansa varastotilan toteutettuna mahdollisimman kustannustehokkaasti hukkatilaa välttäen. Ratkaisuna tähän ongelmaan ovat varastoitavalle tavaramalle valmistettavat nk. hyllytalot. Hyllytalossa yhdistyvät hyllyt, mahdolliset lastinkäsittelylaitteet sekä varastoitavan tavaran suojaksi tehtävä rakennus, mikä vähentää oleellisesti varastorakennukseen käytettävän raaka-aineen määrää ja merkitsee näin huomattavia säästöjä rakennuskustannuksissa verrattuna siihen että rakennus ja hyllyt toteutetaan erillisinä rakenteina.

Hyllytalo voidaan aina toteuttaa yksilöllisesti suunniteltuna teräsrakenteena mutta on herännyt kysymys, voisiko massatuotantona valmistettuja, kuormalavahyllyissä käytettyjä profiileita ja muita valmisosia, käyttää suoraan kantavina rakenteina ja näin saada kustannustehokkuutta varastorakennusten rakentamiseen. Pelkkiä tavarakuormia kantavalle kuormalavahyllylle on olemassa oma tuotestandardi ja mitoitusperusteet eikä sen tarvitse toteuttaa samoja talonrakennukseen liittyviä vaatimuksia, mutta jos tavarahyllyyn liitetään osia tai rakenne muuten on rakennuksen kaltainen, on tällöin otettava huomioon rakentamiseen liittyvät asetukset ja huomiot rakenteen kestävydestä ja yleisestä turvallisuudesta. Tämä koskee niin käytettäviä materiaaleja ja asianmukaista suunnittelua kuin valvontamenettelyäkin.

Hyllytalojen etuina verrattuna rakenteisiin, joissa rakennus ja hyllyt ovat erillisiä, voidaan pitää tehokkaampaa tilankäyttöä sekä edullisempia toteutuskustannuksia. Haittoja ovat rakenteen heikko muunneltavuus muihin käyttötarkoituksiin sekä tämän lisäksi se seikka, että suuret jakamattomat alueet voivat olla ongelma tulipalotilanteessa.



Kuva 1 Tyypillinen hyllytalo (KCI Konecranes, Hyvinkää)

1.1 Työn tehtävä

Tämän työn tehtävänä on selvittää, voisiko tähän mennessä hyllytaloja pienessä mittakaavassa valmistanut yritys toteuttaa hyllytaloja massatuotteillaan eli voidaanko kuormalavahyllyissä käytettyjä profiileita ja hyllyrakenteita käyttää suoraan rakennuksen kantavana runkona. Työssä tarkastellaan käytettäviä laskentamenetelmiä, joiden perusteella hyllytalot tulisi suunnitella ja mitkä seikat rajoittavat suunnittelua. Mitoitus-esimerkkien avulla pyritään selvittämään rakenteiden toteuttamiskelpoisuutta. Tässä työssä ei suoraan selvitetä rakentamisen kustannuksia verrattuna perinteiseen rakentamiseen, mutta vertaamalla esimerkiksi raaka-ainemenekkiä suunniteltujen rakenteiden pohjalta voidaan tehdä johtopäätöksiä rakentamisen raaka-ainekustannuksista.

Tutkimus suoritetaan mallintamalla erilaisia rakenteita tietokoneella. Rakenteet ovat monimutkaisia, mutta tietokonemallinnusta voidaan käyttää koska tutkittavia profiileja ja muita rakenneosia on testattu paljon konsernissa, johon tutkimuksen tilannut yritys kuuluu. Tietokonemallinnus on myös ainoa mahdollisuus, koska täysikokoisen rakenteen testaaminen on tämän työn laajuuden puitteissa mahdotonta. Tutkimuksessa tietokonemallinnuksessa käytetyt profiilien poikkileikkausarvot ja muut esimerkiksi liitosten jousivaki-

oiden arvot perustuvat konsernin omissa testilaboratorioissa saatuihin arvoihin. Nämä tiedot ovat konsernin sisäistä tietoa. Testit on suoritettu konsernin omissa testilaboratorioissa Englannissa, Ruotsissa ja Saksassa. Testeissä käytetyt menetelmät ovat eurooppalaisen materiaalinkäsittelyjärjestön FEMin (ransk. *Fédération Européenne de la Manutention*) määrittelemiä.

Tässä työssä mallinnettuihin hyllytaloihin sovelletaan Suomessa yleisesti rakentamisessa käytettyjä sääntöjä. Sekä hyllytalot että tilapäiset ja pienikokoiset varastorakenteet ja -katokset pitää suunnitella ja toteuttaa siten, että niitä on turvallista käyttää. Rakenteiden on kestettävä kaikki niille käyttöikänsä aikana tapahtuvat kuormitustilanteet ja niiden on säilytettävä käyttökelpoisuutensa. Esimerkiksi onnettomuustilanteen aiheuttaman sortuman on oltava hallittu, eikä saa johtaa koko rakennuksen romahtamiseen. Hyllytalojen rakenteilla voidaan katsoa olevan omat erityispiirteensä. Tavallisesti automaattisesti toimivat varastot sijoitetaan tuotantorakennusten viereen eikä niissä tuotannon ollessa käynnissä välttämättä oleskele ihmisiä. Tällä on vaikutusta esimerkiksi palomääräyksiin. Tämän lisäksi on otettava huomioon tuotantoon ja itse varastoon kiinnitettyjen koneiden ja laitteiden vaatimukset toiminnallisuuden suhteen. Esimerkiksi automaattivaraston on kyettävä kantamaan automaattihissin aiheuttamat kuormat sekä on otettava huomioon tässä tapauksessa se, että rakenteen on oltava riittävän jäykkä etteivät siirtymät haittaa itse varistolaitteiden toimintaa.

Työn kulku on seuraava: luvussa 2 selvitetään työhön ja rakenteisiin liittyvät määräykset ja ohjeet, luvussa 3 selvitetään hyllytalojen rakenteet sekä käytettävät rakenneosien nimitykset sekä toleranssit ja koordinaattiakselit. Luvussa 4 käsitellään yleiset suunnitteluperusteet ja luvussa 5 tarkasteltavat kuormitukset. Työn luku 6 käsittelee rakenneosien kestävyysmäärittelyä EN-standardien mukaisesti ja luvussa 7 kerrotaan kuinka laskennassa käytetyt rakennemallit muodostetaan. Luvussa 8 selitetään kuinka kuormitukset asetetaan malleille laskentaa varten ja luvuissa 9 ja 10 käsitellään esimerkkien mitoituksista saatuja tuloksia. Liitteistä 2 ja 6 löytyvät esimerkkirakenteiden rakennemallit ja laskelmat.

Työssä käytetyt merkinnät ja symbolit on lueteltu liitteessä 1. On huomioitava, että tässä tutkimuksessa esitetyt asiat eivät ole voimassa muissa EU-maissa tai EU-alueeseen kuulumattomissa maissa.

1.2 Hyllytalon määritelmä

Käsillä oleva tutkimus tarkastelee rakenteita, joita Suomessa yleisesti kutsutaan hyllytaloiksi (engl. *Clad-rack warehouse, clad-rack building*, saks. *dach- und wandtragende Silo-Konstruktion*). Nämä ovat varastorakennuksia, joihin varastoidaan tavaraa joko lavoilla tai muilla vastaavilla alustoilla. Varastoitavat tavarat voivat olla mitä tahansa erilaisista teollisuuden raaka-aineista aina elintarvikkeisiin. Varastoitavan tavarankäsittely voidaan näissä tiloissa toteuttaa joko täysin automaattisesti tai manuaalisesti. Rakenne voi olla myös pieni, ulos sijoitettu varastotila tai hylly, joilla oleva tavara on suojattu kosteudelta ja tuulelta joko pelti- tai pressuseinillä.

Erotuksena varastokatoksesta hyllytalon määritelmä edellyttää, että rakenteeseen on asennettu kiinteät seinät. Tosin katoksen mitoituksessakin tulee ottaa huomioon varastoitavasta tavarasta rakenteeseen kohdistuva tuulikuorma sekä mahdollinen rakennuksen tukkeutumisaste.

2 MÄÄRÄYKSET JA OHJEET

2.1 Standardit

Työhön liittyvät standardit ja määräykset on esitetty seuraavassa. Mitoitus perustuu teräsrakenteiden suunnitteluun tarkoitettuun euronormiin, mutta soveltuvin osin käytetään myös erityisesti kuormalavahyllyjen suunnitteluun käytettyä tuotestandardia. Tuotestandardi perustuu euronormeihin ja testeihin joita on erilaisille hyllyrakenteille ja hyllyosille on suoritettu. Rakentamisessa on noudatettava eurokoodia ja sen suomalaisia kansallisia liitteitä.

2.1.1 Euronormit

EN 1990

Eurocode. Rakenteiden suunnittelun perusteet

EN 1991

Rakenteiden kuormat

EN 1991-1-1

Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat

EN 1991-1-3

Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat

EN 1991-1-4

Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Osa 1-4: Tuulikuormat

EN 1991-1-5

Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-5: Yleiset kuormat. Lämpötilakuormat

EN 1991-1-6

Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-6: Yleiset kuormat. Toteuttamisaikaiset kuormat

EN 1991-1-7

Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat

EN 1991-3

Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 3: Nostureiden ja muista koneista aiheutuvat kuormat

EN1993-1-1

Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt

ENV 1993-1-3

Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-3: Yleiset säännöt. Lisäsäännöt kylmämuovatuille sauvoille ja levyille

(EN-versio ei ole ilmestynyt ennen työn loppuun saattamista)

EN 1993-1-8 Liitosten suunnittelu

Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten suunnittelu

EN 1993-1-1/A2H

Eurocode 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Liite H: Rakennusten mallinnus analyysia varten

2.1.2 Kansalliset liitteet

SFS-EN 1990

NA rakenteiden suunnitteluperusteet

SFS-EN 1991-1-1

NA Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, omat painot ja rakennusten hyötykuormat

SFS-EN 1991-1-3

NA Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat

SFS-EN 1991-1-4

NA Osa 1-3: Yleiset kuormat. Tuulikuormat

SFS-EN 1993-1-1

NA Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt

2.1.3 FEM

Soveltuvilta osiltaan tässä insinööriyössä on käytetty, yleiseurooppalaiseen normistoon pohjautuvaa, kuormalavahyllyihin sovellettavaa omaa standardia FEM 10.2.02 (*Federation europeenne de la manutention, the design of static steel pallet racking, 2000*), FEM 9.831 (*Federation europeenne de la manutention, Storage and retrieval machines, 1995*)

FEM 10.2.02 The design of static steel pallet racking

FEM 9.831 Calculation principles of storage and retrieval machines

FEM 10.2.03 Guidelines for specifier's of static steel rackin and shelving

FEM 10.3.01 adjustable beam pallet racking –tolerances-deformations and clearances

2.2 Materiaalit ja materiaalivakiot

2.2.1 Vaatimukset

Rakenneterästen myötörajan f_y ja vetomurtolujuuden f_u nimelliset arvot valitaan joko käyttämällä tuotestandardin arvoja tai EN 1993-1-1 taulukon 3.1 mukaisia arvoja, Suomen kansallinen liite sallii molemmat tavat. [11 s.25.]

Sitkeysvaatimukset ilmaistaan seuraavilla raja-arvoilla:

- vetomurtolujuuden ja myötörajan suhde $f_u/f_y \geq 1,1$
- murtovenymä vähintään 15%
- kokonaisvenymä $\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y$

missä ε_y on myötövenymä ($\varepsilon_y = f_y/E$)

Käytettävillä materiaaleilla tulee olla riittävä murtumissitkeys vedettyjen osien hauraan murtumisen välttämiseksi alhaisimmassa käyttölämpötilassa, jonka odotetaan esiintyvän rakenteen tarkoitetun käyttöiän aikana. (Huom. Pakkasvarastot) Suomen kansallisen liitteen mukaan alin käyttölämpötila määritetään standardin EN1995-1-5 mukaisesti ja sen kansallisen liitteen mukaan. Varmuus haurasmurtumaan nähden tarkistetaan kaikissa käyttölämpötiloissa käyttäen kyseisessä käyttölämpötilassa esiintyvää kuormitus tapausta.

Puristetuille rakennusten rakenneosille käytetään murtumissitkeydelle sen minimiarvoa $\sigma_{Ed} = 0,25f_y(t)$

2.2.2 Materiaalivakiot

Työssä käytettävät materiaalivakiot ovat: [11 s.21]

kimmokerroin $E = 210000N/mm^2$

liukkerroin $G = E/2(1 + \nu) \approx 81000N/mm^2$

poissonin luku kimmoisella alueella $\nu = 0,3$

lineaarinen lämpölaajeneminen $\alpha = 12 * 10^{-6}/^{\circ}C$ kun $T \leq 100^{\circ}C$

2.2.3 Materiaalipaksuudet

Seuraavia mitoitusääntöjä voidaan käyttää teräksille joiden ytimenpaksuus on [11 s.23]:

levyt $0,5 \leq t \leq 4,0$

sauvat $1,0 \leq t \leq 8,0$

2.3 Profiilit ja poikkileikkausarvot

Poikkileikkausarvojen määrittäminen suoritetaan tavalliseen tapaan, määrittämisessä otetaan huomioon poikkileikkauksen herkkyys likimääräisyyksille. Paikalliset stabiliteetin menetykset otetaan huomioon käyttämällä tehollisia poikkileikkaus arvoja. [11 s. 24.]

2.3.1 Brutto poikkileikkauspinta-ala

Brutto poikkileikkauspinta-alassa ei oteta huomioon reikävähennyksiä eikä paikallisia tasapainonmenetyksiä (vääristymisnurjahdus). Brutto poikkileikkauspinta-ala käytetään globaaleja vaikutuksia laskettaessa sekä rakenteen sisäisten voimasuureiden määrittämiseen. [11 s. 24.]

2.3.2 Minimipoikkileikkauspinta-ala

Minimipoikkileikkauspinta-ala on bruttopoikkileikkauspinta-ala, mistä on vähennetty profiilissa olevien reikien pinta-ala. [11 s. 24].

2.3.3 Tehollinen pinta-ala

Tehollisen pinta-alan arvo ottaa huomioon paikalliset tasapainon menetykset. Sitä käytetään rakenneosien kestävyuden määrittämiseen. Tehollisen pinta-alan arvo voidaan määrittää joko tietyissä tapauksissa laskennallisesti tai testituloksista kuten tässä työssä on tehty. [11 s. 24.]

2.3.4 Kulmapyöristykset

Profiloinnissa syntyvät kulmapyöristykset tulee ottaa huomioon. Poikkileikkausominaisuudet lasketaan todellisten mittojen mukaan. [11 s. 26.]

2.3.5 Reikävähennykset

Kun käsitellään reiitetyjä profiileita on profiileissa olevat reikien vähennykset otettava huomioon [11 s. 25].

2.4 Rakenneosien toleranssit

Kylmämuovattujen rakenneosien mittatoleranssien tulee täyttää taulukoiden 1 ja 2 mukaiset ehdot [20 s. 1-16]. EN-standardissa kyseisiä rajoja ei ole esitetty

2.4.1 Rakenneosan leveys- ja syvyystoleranssit

Taulukko 1 leveyden b mittatoleranssit jäykistetyille tasomaisilla osille

Paksuus t	$b_o \leq 50$	$50 \leq b_o \leq 100$	$100 \leq b_o \leq 220$
$t < 3.0$	$\pm 0,75$	$\pm 1,00$	$\pm 1,00$
$3.0 \leq t < 5.0$	$\pm 1,00$	$\pm 1,00$	$\pm 1,00$
$5.0 \leq t < 8.0$	$\pm 1,00$	$\pm 1,00$	$\pm 1,00$

Taulukko 2 leveyden b mittatoleranssit jäykistämättömille tasomaisille osille

Paksuus t	$b_o \leq 40$	$40 \leq b_o \leq 80$	$80 \leq b_o \leq 120$
$t < 3.0$	$\pm 1,2$	$\pm 1,5$	$\pm 1,5$
$3.0 \leq t < 5.0$	$\pm 1,5$	$\pm 1,5$	± 2
$5.0 \leq t < 8.0$	± 2	± 2	± 2

2.4.2 *Rakenneosien kaarevuus*

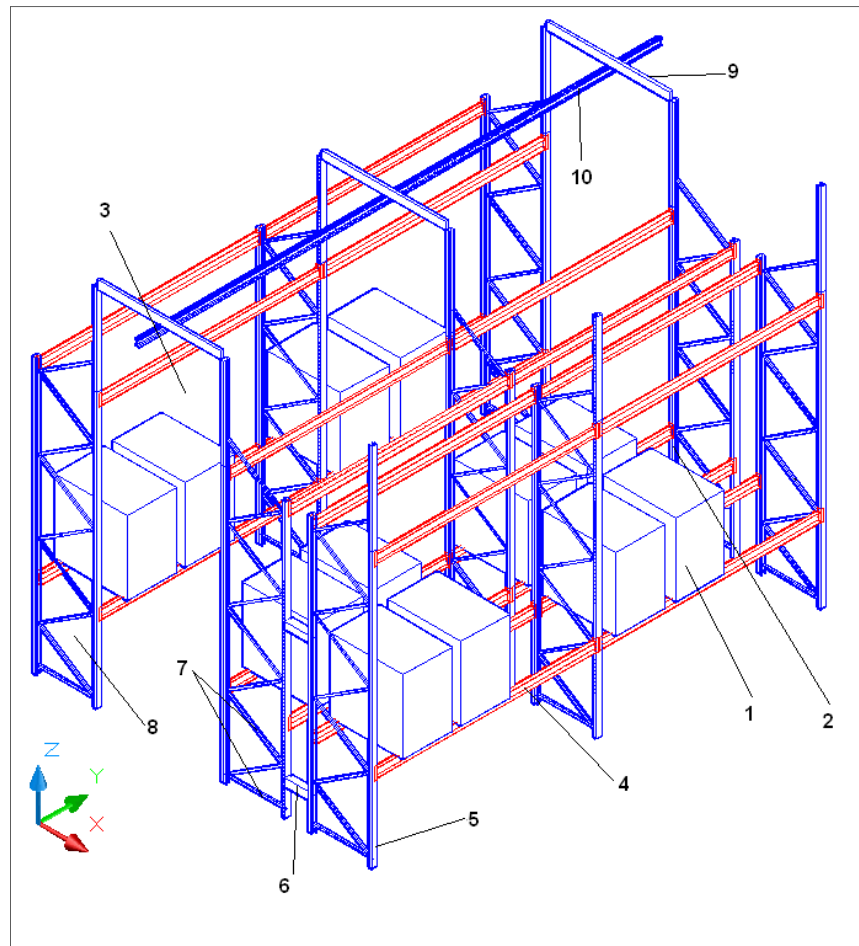
Rakenneosan kaarevuus suorasta linjasta ei saa ylittää 1/400 osaa rakenneosan pituudesta [20 s. 1-16].

2.4.3 *Rakenneosien käyryys*

Rakenneosien käyristymä ei saa ylittää 1°/metrillä, epäsymmetrisillä profiileilla sallitaan 50% suurempi käyristymä [20 s. 1-16].

3 HYLLYRAKENTEET

Hyllyrakenteet muodostuvat pylväistä ja diagonaaleista kootuista pylväselementeistä sekä vaakapalkkeista jotka muodostavat tasot varastoitavia tavaroita varten. Näiden lisäksi käytetään erilaisia rakenneosia, joilla hyllyrakenteet sidotaan yhtenäiseksi kokonaisuudeksi. Kuvissa 2 ja 3 on esitetty tavallisimpien rakenneosien nimityksiä.

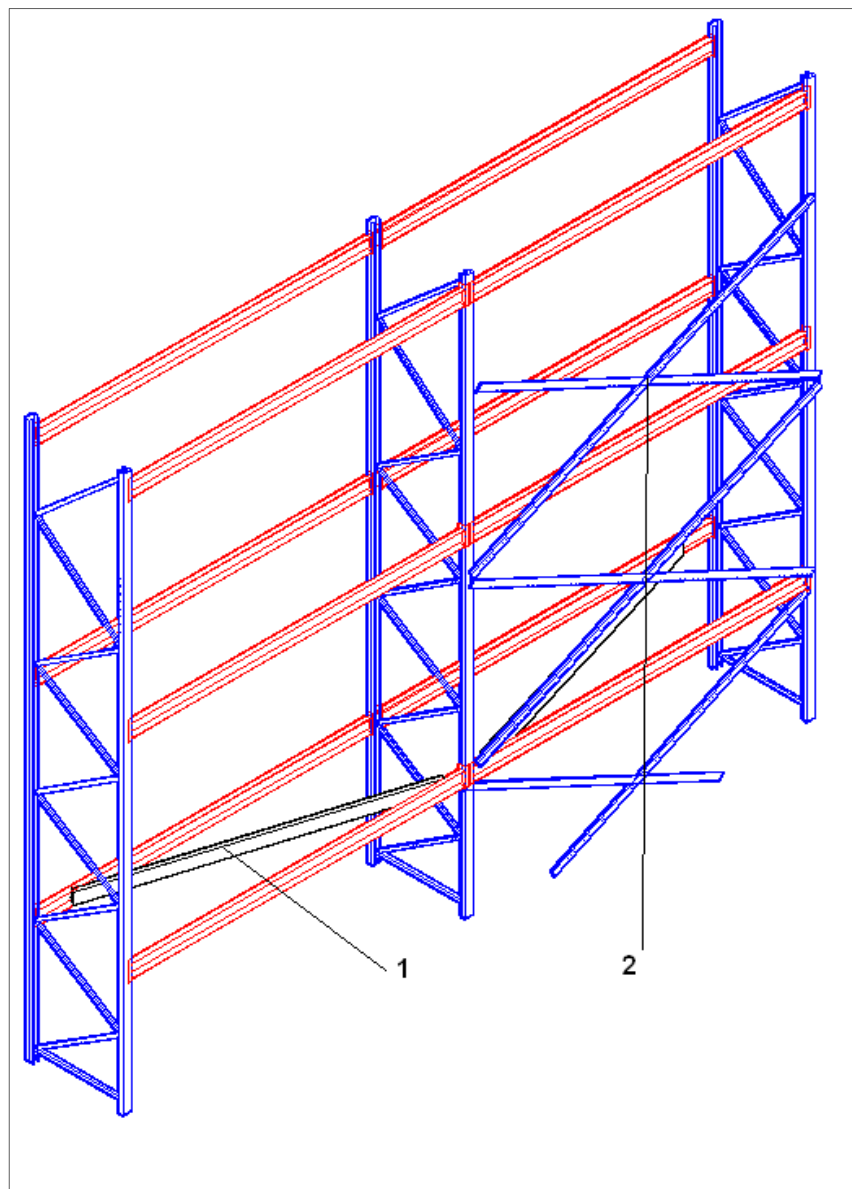


Kuva 2 Rakenneosien nimityksiä

Kuvan 2 rakenneosien nimitykset:

1. Taakka/Lavakuorma
2. kaksi puoleinen hyllyvälikkö
3. yksi puoleinen hyllyvälikkö
4. Vaakapalkki on tavarantoimistason muodostava rakenneosa. Vaakapalkit sitovat pylväselementit toisiinsa.

5. Pylväs
6. Keskiside on kahden vierekkäisen pylväselementin välillä oleva side.
7. Diagonaali on pylväsprofiilien yhdistämiseen toisiinsa käytetty rakenneosa
8. Pylväselementti on kahdesta pylväsprofiilista ja niistä toisiinsa sitovista diagonaaleista muodostuva kokonaisuus.
9. Ylätuki on pylväselementtien yläpäästä toisiinsa sitomiseen käytetty rakenneosa, ylätuki kannattelee yläohjaukisko.
10. Yläohjaukisko on kisko, johon lavoja käsittelevä automaatti/hissi tukeutuu yläpäästään.



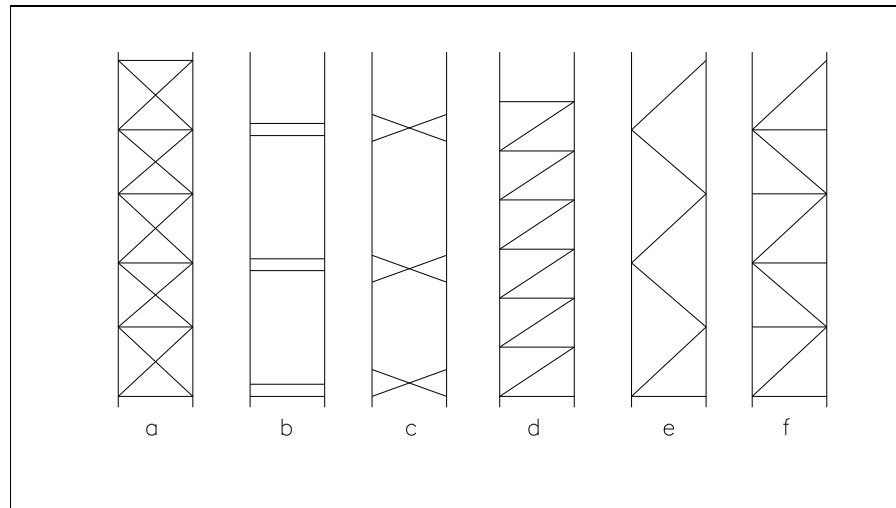
Kuva 3 Rakenteen tuentaosien nimityksiä

Kuvan 3 rakenneosien nimitykset:

1. Vaakavintotuki on osa, joka siirtää vinoutumisesta aiheutuvat voimat tukiristikolle.
2. Pystytukiristikko on hyllyrakenteen tukemista varten hyllyn takapuolelle asennettu tuentajärjestelmä

3.1.1 Pylväselementit, käytävän poikkisuuntainen rakenne

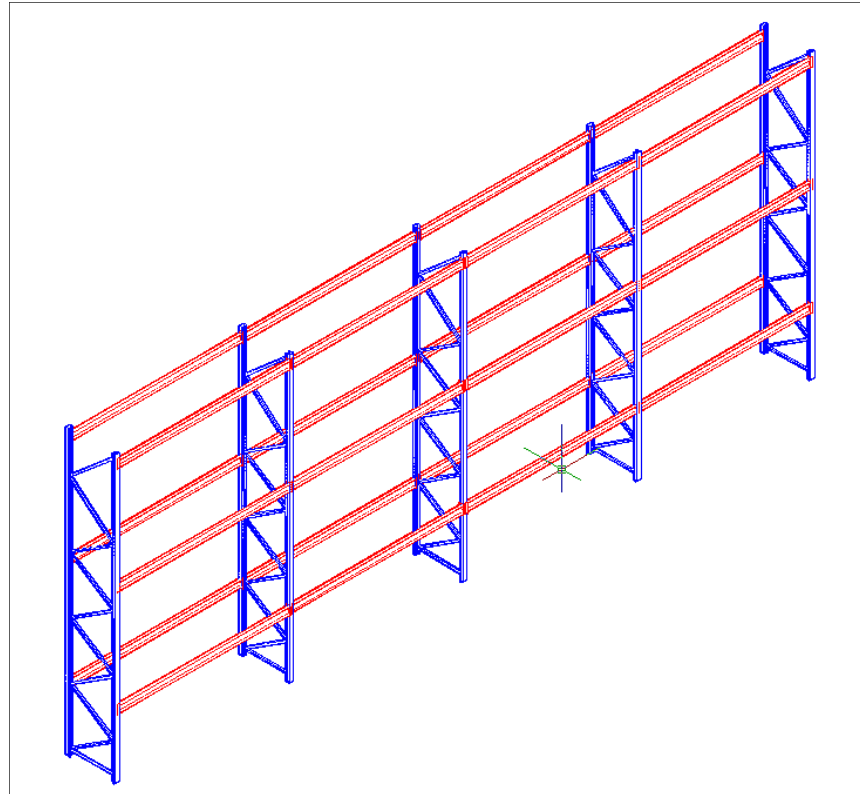
Kuormalavahyllyelementit muodostuvat pylväistä jotka on sidottu toisiinsa diagonaaleilla. Kuvassa 4 on esitetty tavallisimpia käytettyjä elementtimuotoja. Rakenne on ristikkorakenne ja jos diagonaaleja ei ole kiinnitetty hitsaamalla, liittyvät ne pylvääseen nivelellisesti. Käytävän poikkisuuntaisesta rakenteesta puhuttaessa viitataan kuvassa 2 olevaan x-akselin suuntaan. [20 s. 1-2.]



Kuva 4 Tyypillisiä ristikkoelementtejä, a) vetotangollinen, b) tukilevyllinen, c) osittain tuettu, d) Z-muotoinen, e) D-muotoinen, f) K-muotoinen

3.1.2 Käytävän pituussuuntainen hyllyrakenne ilman tukiristikkoa

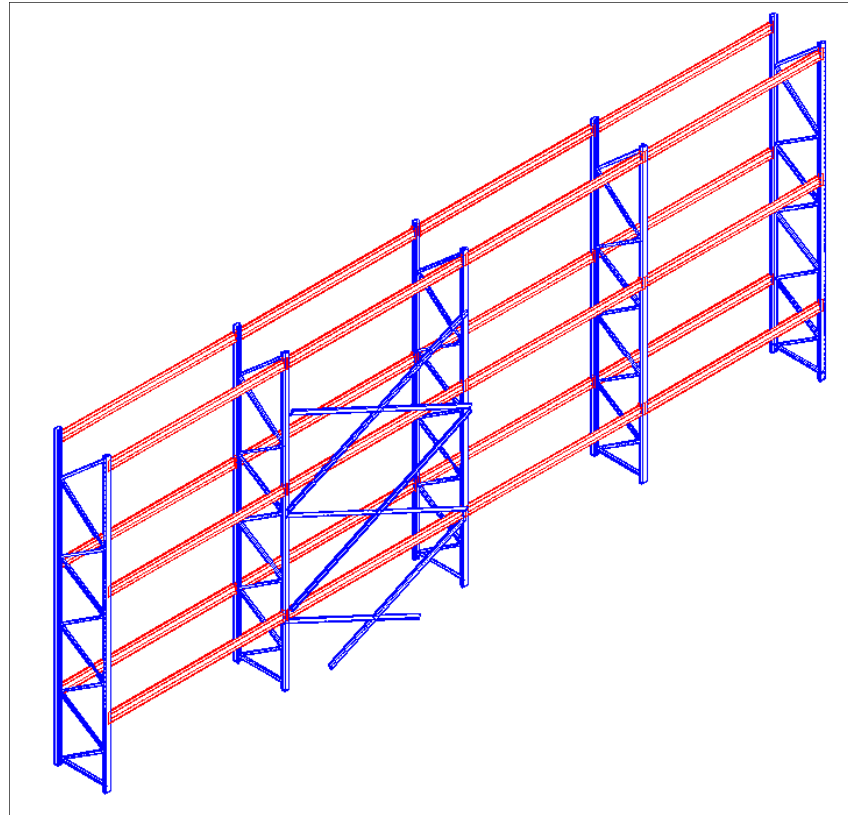
Kuvassa 5 on esitetty käytävän pituussuuntainen hyllyrakenne ilman tukiristikkoa. Ilman tukiristikkoa olevan rakenteen stabiliteetti perustuu palkki-pilariliitoksen kykyyn kantaa momenttikuormia. Rakenne on kehärakenne. Käytävän pituussuuntaisesta rakenteesta puhuttaessa viitataan kuvassa 2 olevaan y-suuntaiseen akseliin.



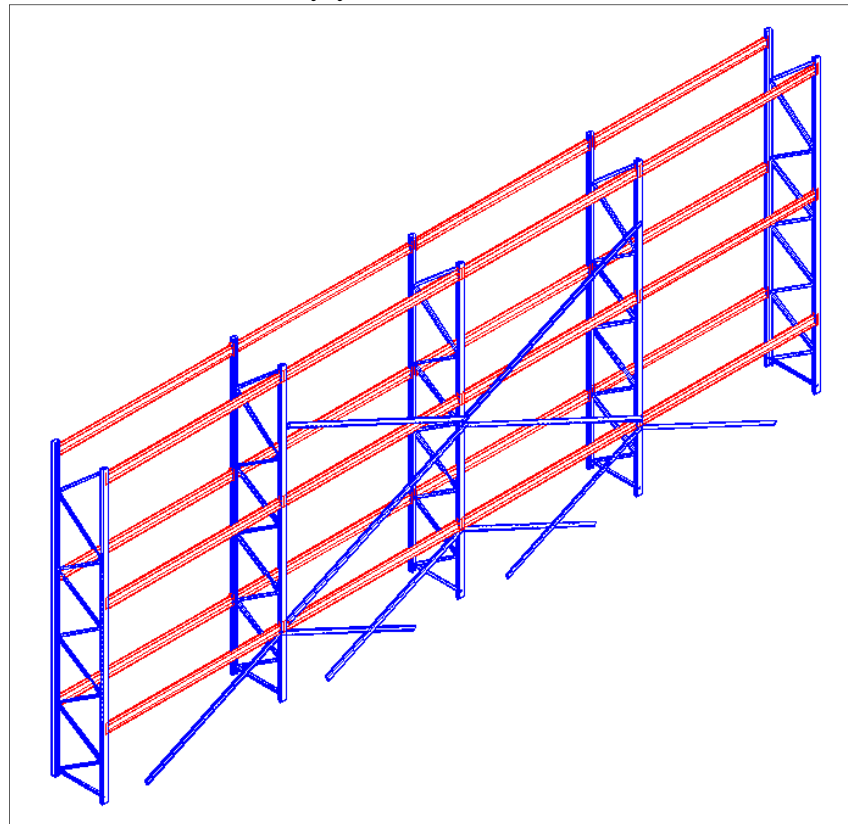
Kuva 5 Hyllyrakenne ilman takatuenta

3.1.3 Takatukiristikolla tuettu hyllyrakenne

Kuvissa 6 ja 7 on kuvattu käytävän pituussuuntaan kuormalavahyllyrakenne jonka stabiliteetti perustuu ristikoilla jäykistettyyn tukitorniin tai muunlaisella tukiristikoinnilla tuettuun rakenteeseen. Tukiristikko voidaan suunnitella toiminnallisuuden kannalta parhaimman tuloksen antavalla tavalla. Tukiristikon muodostavat tavallisesti vain aksiaalisia kuormia kantavista profiileista, mutta tarpeen mukaan voidaan myös puristussauvoja käyttää. Tukiristikoinnissa on otettava huomioon, että kuormat on kyettävä siirtämään myös vaakasuunnassa. Hyllyn käytettävyyden osalta on huomioitava, että tukiristikko sijoittuu riittävän kauas itse hyllyrakenteesta. Tämä aiheuttaa ongelmia kuormien siirtymiselle hyllyrakenteelta takatukiristikolle eli kuormien siirtämiseen käytettävän rakenneosan, esim. keskisiteen on oltava riittävän jäykkä toteutukseen kyseisen tehtävän.



Kuva 6 Tukitornilla tuettu hyllyrakenne



Kuva 7 Tukiristikolla tuettu hyllyrakenne

3.2 Rakenteen toleranssit

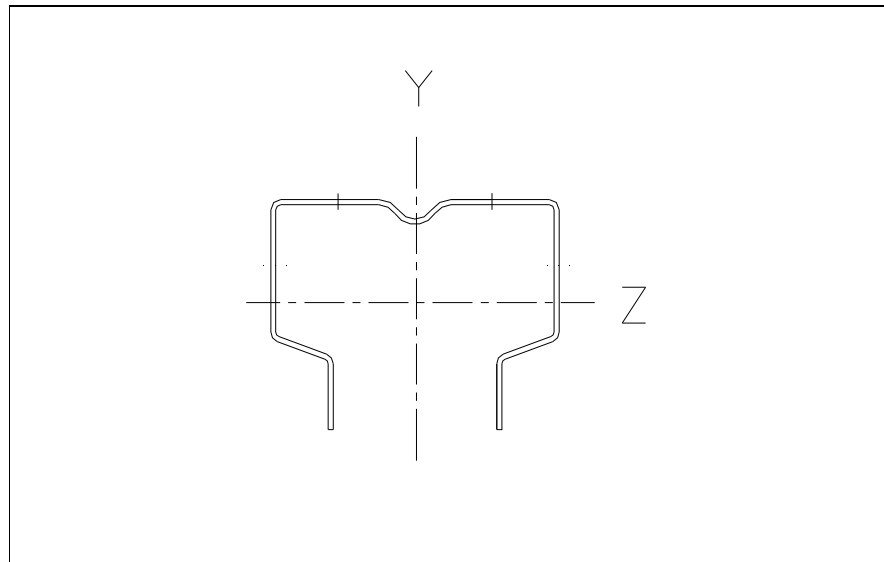
EN- ja FEM-standardin mukaiset käyttörajatilat kohdassa 4.3.2. Hyllyrakenteen toleranssit standardissa FEM 9.831.

3.2.1 Rakenteen pystysuoruus asennuksen aikana

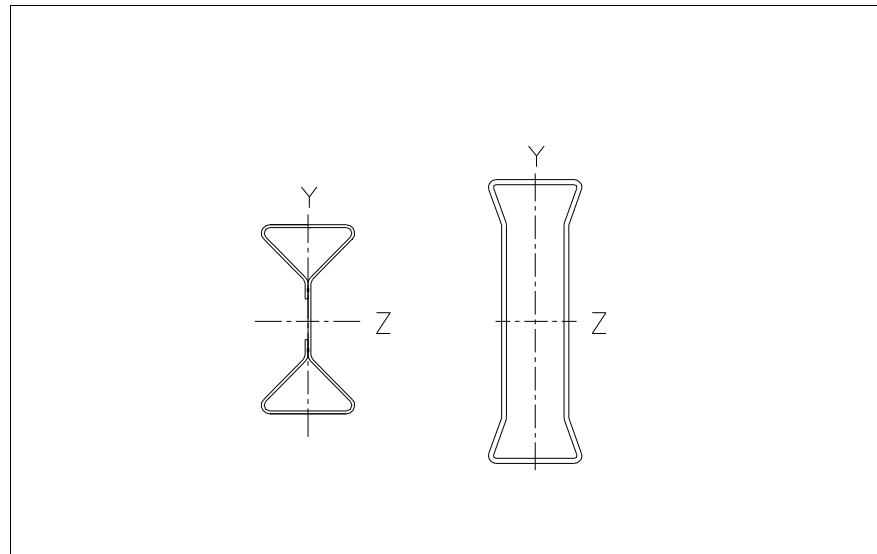
Maksimi sivusiirtymä pylväille pystysuoruudesta mihin suuntaan vain mitattuna ei saa ylittää 1/350 tai 1/500 korkeavarastoissa, ilman kuormitusta heti asennuksen jälkeen [20 s.1-16].

3.3 Koordinaattiakselit ja mittojen merkinnät

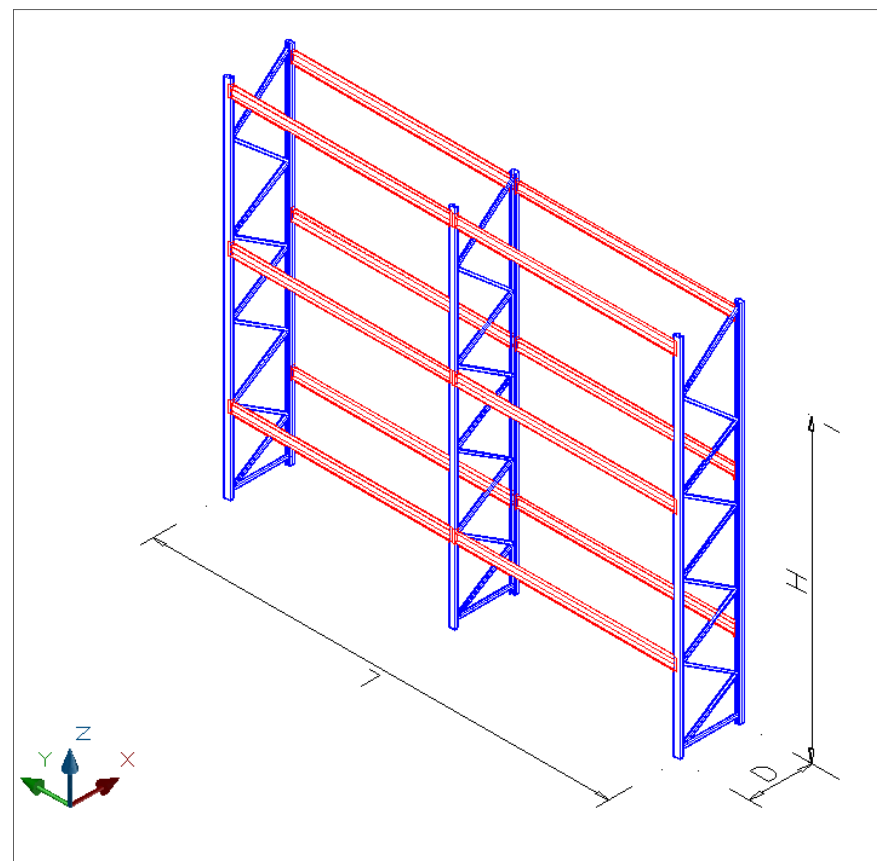
Työssä on käytetty SFS-EN 1993-1-1 mukaisia koordinaattiakseleita ja poikileikkauksista kyseisen standardin vastaavia merkintöjä. Kuvassa 8 on esitetty pylväsprofiilin koordinaattiakselit ja kuvassa 9 vaakapalkkien koordinaattiakselit. Kuvassa 10 on esitetty rakenteen koordinaattiakselit.



Kuva 8 Pylväsprofiilin koordinaattiakselit



Kuva 9 Vaakapalkki profiilien koordinaattiakselit



Kuva 10 Rakenteen koordinaatti akselit ja mittojen merkinnät

x-x	rakenteen poikittaissuuntainen akseli (akseli poikkikäytävän suuntaan)
y-y	rakenteen pituussuuntainen akseli (akseli käytävän suuntaan)
z-z	rakenteen korkeussuuntainen akseli
L	rakenteen käytävänsuuntainen pituus
D	rakenteen käytävän poikkisuuntainen leveys
H	rakenteen korkeus

4 YLEISET SUUNNITTELUPERUSTEET

Rakenteet on suunniteltava ja toteutettava siten, että ne säilyttävät tarvittavat luotettavuustasonsa suunnitellun käyttöikänsä ajan. Eli rakenne kestää todennäköisesti kaikki käyttöikänsä aikana sille aiheutuvat kuormat mukaan lukien onnettomuuskuormat sekä säilyttää käyttökelpoisuutensa vaadittuun tarkoitukseensa. [1 s.38.]

Käyttöikä vaatimukset voidaan asettaa kullekin projektille erikseen. FEM-standardi esittää yleisesti hyllyrakenteille 10 vuoden käyttöikää, mutta jos rakenne on rakennuksenkaltaisen, niin käyttöiän tulee noudattaa taulukon 3 mukaisia vaatimuksia käyttöiän suhteen. [1 s.42.]

Taulukko 3 Viitteelliset rakenteen käyttöiät

Suunnittelun käyttö iän luokka	Viitteellinen suunniteltu käyttöikä	esimerkkejä
1	10	Tilapäisrakenteet
2	10....25	Vaihdeavissa olevat rakenteen osat, esim nosturiratapalkit
3	15....30	Maatalous ja vastaavat rakennukset
4	50	Talorakennukset- ja vastaavat rakennukset
5	100	Monumentaaliset rakennukset, sillat muut maa ja vesirakennuskohteet

4.1 Suunnittelutavat

Suunnittelun tulee olla riittävän osaava huolellinen sekä perustua alan tietouteen ja hyvään tapaan. On otettava huomioon kestävyys, ympäristön kuluttavuus, osien muoto ja rakenteen yksityiskohdat, rakenteen huollettavuus. [1 s.40.]

4.2 Luotettavuuden hallinta

Suomessa käytetään erilaisia luotettavuustasoja EN1990 liitteen B ja kansallisen liitteen määrittelemillä tavoilla soveltamalla seuraamusluokkia. Rakenteen tai rakenne osan luotettavuutta kuvataan luotettavuusluokalla RC. [1 s.92.]

Taulukko 4 Seuraamusluokat ja luotettavuusluokat

Seuraamusluokka CC	Esimerkkejä	Luotettavuusluokka/kuormakerroin K_{FI}
CC3 Suuret seuraamukset. Ihmisten menetysten tai suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko jäykistävine rakenneosineen sellaisissa rakennuksissa joissa on usein suuri joukko ihmisiä. -yli 8 kerrosta -raskaasti kuormitetut ja suuria jännevälejä sisältävät rakennukset -mastot/tornit	RC3 $K_{FI}=1,1$
CC2 Keskisuuret seuraamukset ihmisten menetysten tai suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset jotka eivät kuulu luokkiin CC3 ja CC1	RC2 $K_{FI}=1,0$
CC1 Vähäiset seuraamukset ihmisten menetysten tai suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä. Esim. varastot -Rakenteet joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa	RC1 $K_{FI}=0,9$

4.3 Rajatilat

Rakenteet suunnitellaan murtorajatiloille ja käyttörajatiloille. Murto- ja käyttörajatilat käsitellään erikseen. Ajasta riippuvat ilmiöt kuten väsyminen liitetään suunniteltuun käyttöikään. [1 s.46.] Rajatilat liitetään mitoitustilanteisiin ja seuraavat mitoitustilanteet voivat tulla kyseeseen: Normaalisti vallitsevat mitoitustilanteet (murtorajatila), normaalit käyttötilanteet (käyttörajatila), tilapäiset tilanteet (asennus) sekä onnettomuustilanteet ja maanjäristysmitoitus. [1. s. 46.]

Kaikki ihmisten turvallisuuteen tai rakenteiden varmuuteen liittyvät rajatilat tulee luokitella murtorajatiloiksi, joissakin olosuhteissa varastoitavan aineen tai tavaran suojaamiseen liittyvät rajatilat luokitellaan murtorajatiloiksi. Murtorajatiloja ovat rakenteen sortumista edeltävät tilat. Laskennassa on osoitettava, ettei mitään rajatilaa ylitetä. [1 s.46.]

4.3.1 Käyttörajatilat

Käyttörajatiloihin sisältyy myös sellaiset rajatilat jotka syntyvät erikoisesta rakenteesta ja rakenteen käytettävyydestä. Käyttörajatilat liittyvät rakenteen tai rakenneosien toimintaan normaalikäytössä. [1 s. 88.]

Käyttörajatiloiksi tulee luokitella rajatilat jotka liittyvät

-rakenteen tai rakenneosien toimintaan normaali käytössä

-ihmisten mukavuuteen

-rakennuskohteen ulkonäköön.

EN1990-standardin mukaiset, kansallisessa liitteessä esitetyt siirtymäraajatilat taulukossa 5 ja FEM-standardin mukaiset siirtymäraajatilat ovat taulukossa 6. [19 s.5.]

Taulukko 5 Siirtymän rajatilat

Rakenne	Siirtymän rajatila
Pääkannattimet, jotka kannattavat helposti halkeavia rakenteita.	L/500
Muut pääkannattimet	L/300
Muut kuin edellä mainitut kannattimet	L/200
Rakennuksen vaakasuora taipuma	H/300
Rakennuksen, jossa on nosturirata, vaakasuora taipuma	H/400

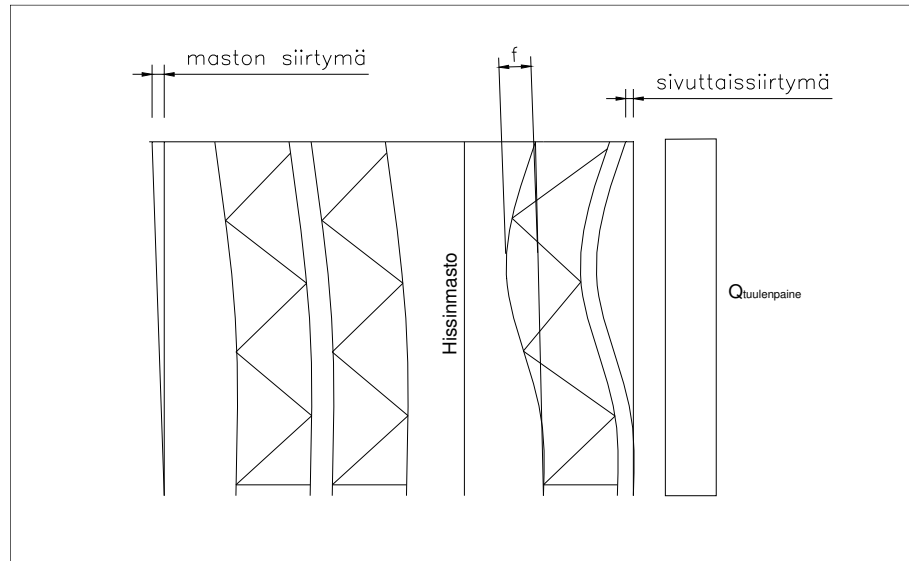
Taulukko 6 Siirtymäraajatilat FEM 10.02.2 [20 s.2-2]

Rakenne	Siirtymän rajatila
Vaakapalkki	L/200
Vaakapalkin maksimi kiertymä	6 astetta
Kävelysillan maksimi taipuma	L/250
Rakenteen vaakasiirtymä tuulikuormista	H/200
Uloke	L/100

Automaattivarastoissa on toiminnallisuuden kannalta otettava huomioon vaakakuormista aiheutuvat siirtymät ja tällöin ovat sallittujen siirtymien arvot tiukempia kuin vastaavat arvot muille rakenteille (taulukko 7). Kun siirtymä f (kuva 11) ylittää arvon 15 mm, on käytävien leveyttä lisättävä asian huomiointiin ottamiseksi ja kun lavankäsittelylaitteisto on kiinnitetty hyllyrakenteeseen, on otettava huomioon myös korkeussuunnassa tapahtuva siirtymän muutos.[21 s.12.]

Taulukko 7 Automaattivaraston sallitut siirtymät

Varaston korkeus(m)	Siirtymä käytävän poikkisuunnassa (mm)	Siirtymä käytävän pituussuunnassa		
		Euro-lavat		Kuorman tunnistava systeemi kun haarukatila on min 260mm
		Ohjaus systeemi A/D	Ohjaussysteemi B/C	
15	15	12	10	12
20	20	16	10	16
25	25	20	10	20
30	30	20	10	24
35	35	20	10	28
40	40	20	10	32

**Kuva 11 Tuulikuorman aiheuttamat siirtymät automaattivarastossa**

4.3.2 Murtorajatilat

Seuraavat tapaukset tulee tarkastaa murtorajatilassa [1 s.46]:

- jäykkänä kappaleena tarkasteltavan rakenteen tai sen jonkin osan tasapainon menetys
- vaurioituminen siirtymätilan kasvaessa liialliseksi
- väsymisen aiheuttama vaurioituminen.

4.4 Kuormayhdistelmien yhdistelykertoimet

Kuormitustapausten yhdistelyssä käytettävät osavarmuusluvut ovat taulukoissa 8 ja 9 [1 s.80].

4.4.1 EN

Taulukko 8 Yhdistelykertoimet [1 s.80]

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Luokka E varastotilat (hyötykuorma)	1,0	0,9	0,8
Lumikuorma kun $s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Rakennusten tuulikuormat	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila	0,6	0,5	0

4.4.2 FEM

Taulukko 9 Yhdistelykertoimet [20 s. 2-28]

Kuormakerroin γ_t	Murtorajatila	Käyttörajatila
Pysyvät kuormat γ_g		
-Epäedulliset vaikutukset	1,3	1,0
-Edulliset vaikutukset	1,0	1,0
Muuttuvat kuormat γ_Q		
Hyötykuormat	1,5	1,0
Lavakuormat	1,4	1,0
Lastauskuormat	1,4	1,0
Onnettomuuskuormat		
γ_A	1,0	
γ_{GA}	1,0	

4.5 Materiaalien osavarmuusluvut

Standardikohtaiset materiaalien osavarmuusluvut on esitetty taulukoissa 10 ja 11.

4.5.1 Materiaalien osavarmuusluvut EN-standardi

Taulukko 10 Materiaalien osavarmuusluvut

varmuuskerroin γ_M	EN 1993 MRT	EN 1993 KRT	EN 1993- 1-3 MRT
Murtuu myötämällä γ_{M0}			1.1
Nurjahdus tai lommahdus γ_{M1}			1.1
Nettopoikkileikkaus ruuvien kohdalla γ_{M2}			1.25
Liittimet			1.25

4.5.2 Materiaalien osavarmuusluvut FEM-standardi

Taulukko 11 Materiaalien osavarmuusluvut

varmuuskerroin γ_M	FEM 10.2.02 MRT	FEM 10.2.02 KRT
PL 1,2 ja 3	1	1
PL 4	1.1	1
Nurjahdus	1.1	1
Liittimet	1.25	1
Korvakkeet	1.1	1

4.6 Kiinnittimet ja hitsausaineet

4.6.1 Ruuvit

Ruuvien muttereiden tulee olla EN1993-1-8 löytyvän viitestandardiryhmän 1.2.4 mukaisia [12 s. 9].

4.6.2 Hitsausaineet

Hitsausaineiden ja hitsausten tulee olla EN1993-1-8 löytyvän viitestandardiryhmän 1.2.5 mukaisia [12 s.9].

4.7 Testit

FEM-standardi [FEM 10.02.2] kuten myös EN-standardi [ENV1993-1-3] määrittää, että rei'itettyjen profiilien kestävyys tulee selvittää testaamalla. Tämä on vaatimus varsinkin silloin kun poikkileikkaukset ovat herkkiä vääristymisnurjahdukselle. Yksi FEM-standardin mukainen testeihin perustuva menetelmä on esitelty liitteessä 8.

Työssä tutkittaville hyllyrakenteille tehdyt testit noudattavat standardissa FEM 10.02.2 määriteltyjä testausmenetelmiä. Testien tulokset ovat työn teetäneen yrityksen omaisuutta eikä niitä ole esitetty tässä työssä.

5 KUORMITUKSET

Rakenteeseen kohdistuvat kuormitukset jaotellaan seuraavasti.

5.1 Omapaino

Rakenteen omapaino otetaan huomioon. FEM-standardi antaa mahdollisuuden jättää omapaino huomioimatta jos rakenteen omapaino on vähemmän kuin 5% kokonaiskuormista. Tätä voidaan käyttää harkiten. Omapainossa tulee ottaa huomioon myös rakenteeseen mahdollisesti kiinnitetyt koneet ja laitteet, esimerkiksi erilaiset kuljettimet ja sprinkler-putkistot.

5.2 Hyötykuormat

Hyötykuormat ovat rakenteen käytöstä aiheutuvia kuormia, eivät luonnonkuormia. Kaikki rakenteeseen kohdistuvat hyötykuormat tulee ottaa huomioon.

5.2.1 Tavarakuorma

Tavarakuormat ovat tässä työssä tutkituissa rakenteissa tavallisesti lavakuormia ja lavakuormien suuruus määräytyy varastoitavan tavarankuorman mukaan.

5.2.2 Tasokuormat

Tasokuormat otetaan huomioon neliöpainoina. Varastoinnista aiheutuva välipohjan hyötykuorma kuuluu luokkaan E1 jonka arvo on $7,5\text{KN/m}^2$. Tämän lisäksi on otettava huomioon kuormien pistemäinen vaikutus. [15 s.3.]

5.2.3 Lavankäsittelylaitteista aiheutuvat kuormitukset

Rakenteeseen tukeutuvien tavarankäsittelylaitteiden rakenteeseen kohdistuvat kuormat tulee ottaa huomioon kohdan 8.18 mukaisesti. Hissikuorman suuruus määräytyy käytettävien lavankäsittelylaitteiden mukaan, tavallisesti kuorman suuruuden määrittelee hissilaitteiston toimittaja.

5.2.4 Lastauskuorma

Lavankäsittelylaitteista hyllyyn kohdistuvat kuormat tulee ottaa huomioon kohtien 8.1.6 ja 8.1.7 mukaisesti.

5.3 Luonnonkuormat

Luonnonkuormat otetaan huomioon EN-standardin sekä kansallisten ohjeiden mukaisesti.

5.3.1 Tuuli

Tuulikuormat vaihtelevat ajan mukana. Ne aiheuttavat painetta umpinaisten rakenteiden ulkopintoihin ja ulkopinnan huokoisuuden ja aukkojen vuoksi myös välillisesti sisäpintoihin.

Avoimilla rakenteilla tulee ottaa huomioon kattorakenteeseen kohdistuvat tuulikuormat ja katoksen tukkeutumistaso tulee ottaa huomioon suunnittelussa.

Suuret rakenteen pinnat ovat myös alttiita tuulen kitkavoimalle.

Tuulikuormien arvot rakenteelle määräytyvät standardin EN1991-1-3 mukaisesti

5.3.2 Lumi

Lumikuorman suuruus määräytyy standardin EN 1991-1-5 sekä sen kansallisen liitteen mukaan. EN-standardin mukaista lumikuorman arvoa ei tule sekoittaa rakentamismääräyskokoelman lumikuorman arvoon katolla. Suunnittelussa tulee ottaa huomioon lumen erilaiset tavat kinostua. Tähän vaikuttavat mm. katon muoto, pinnan karheus, viereiset rakennukset ympäröivä maasto, paikallinen ilmasto.

5.3.3 Lämpötila

Kylmävarastoissa ja muissa tapauksissa on otettava huomioon lämpötilaerot ja lämpölaajeneminen esimerkiksi lattian ja rakenteen liitoskohdassa. Lämpökuormat määräytyvät standardin 1991-1-5 mukaisesti.

5.4 Kuormat rakenteen epäkeskisyyksistä

Rakenteen vinoudesta aiheutuvat kuormat on otettava huomioon rakennetta suunniteltaessa.

Lisävaakavoimien osalta noudatetaan eurokoodeissa esitettyä menettelyä. Tässä työssä on vaakavoimien määrittämiseen käytetty FEM-standardin mukaista menettelyä, joka ottaa huomioon esimerkiksi rakenteiden väljyydestä aiheutuvat vaakakuormien lisäykset. FEM-standardin mukainen menettely pohjautuu ENV-standardiin. FEM-standardista saadut arvot ovat pienemmät kuin vastaavat EN-standardista saadut kuormitukset. Tähän menettelyyn on päädytty, koska tutkitut rakenteet ovat säännöllisiä ja niille on suoritettu paljon testejä.

Laskentamenetelmät on esitetty kohdassa 8.1.9 ja 8.1.10.

5.5 Jäykistysjärjestelmän epätarkkuus

Epätarkkuuksien vaikutukset otetaan huomioon jäykistysjärjestelmän analyysissä kun jäykistysjärjestelmä stabiloi palkkeja tai puristettuja sauvoja poikittaissuunnassa. Tämä otetaan huomioon käyttämällä tuettaviin sauvoihin liittyviä ekvivalentteja geometrisiä epätarkkuuksia. Epätarkkuutta käytetään vain jäykistysjärjestelmän mitoituksessa. [10 s.38.]

Laskentamenetelmä on esitetty kohdassa 8.1.11.

5.6 Paikallinen alkukaarevuus

Paikallisen alkukaarevuuden e_0 mitoitusarvot löytyvät taulukosta 5.1 EN-standardista. Tämä voidaan jättää huomioon ottamatta muissa kuin toisen kertaluvun vaikutuksille herkissä kehissä. Alkukaarevuuden arvot voidaan korvata jokaiseen pilariin vaikuttavien ekvivalenttien vaakavoimien systeemillä, jota tässä työssä on käytetty. [10 s.34.] Menetelmä kaarevuuden huomioon ottamiseksi kohdassa 9.1.7.

5.7 Onnettomuuskuormat

Kyseisissä rakenteissa kysymykseen tulevat onnettomuuskuormat ovat törmäyskuormia. Törmäyskuormat tulee ottaa huomioon rakennetta suunniteltaessa.

5.8 Kuormat tulipalossa

Rakenteet ovat herkkiä tulipalolle, koska profiilien ainevahvuus on pieni ja palosuojauksista on mahdoton tässä työssä käsitellyissä rakenneosissa käyttää. Paloluokkaan voidaan saada helpotusta automaattisilla sammutusjärjestelyillä ja tietyin rajoituksin rakenteet voidaan toteuttaa ilman palosuojauksia. Tässä työssä ei tulipalotilannetta oteta huomioon vaan lähdetään siitä että rakenteen palonkestävyys on R0.

5.9 Kuormayhdistelmät

Rakenteiden kestävyys on tarkistettava seuraaville kuormitusyhdistelmille: EN-standardin mukaiset yhdistelmät kaavojen 1-7 mukaan [1 s.74] ja FEM-standardin mukaiset, joita ei voi käyttää kuin pelkissä hyllyrakenteissa, kaavojen 8-10 mukaan. [20 s.2-26.]

5.9.1 Kuormitusyhdistelmät EN-standardin mukaisesti.

Rakennuksen tai rakenteen staattinen tasapaino:(EQU)

$$1,1K_{FI} * G_{k,sup} + 0,9 * G_{k,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (1)$$

Rakenteen tai rakenneosien kestävyys/ geotekninen kantavuus:(STR/GEO)

$$1,15K_{FI} \sum_{j \geq 1} G_{k,j,sup} + 0,9 * G_{k,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (2)$$

Kuitenkin vähintään:

$$1,35K_{FI} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 0,9 * G_{k,inf} \quad (3)$$

Onnettomuustilanne kun pääasiallinen kuorma on lumi- tai tuulikuorma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (4)$$

Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät:

Ominaisyhdistelmä:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (5)$$

Tavallinen yhdistelmä

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (6)$$

Pitkäaikaisyhdistelmä

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (7)$$

Kaavoissa 1-7 olevat kirjaimet:

K_{FI} = seuraamusluokan määrittämä kuormakerroin

$G_{k,j}$ = pysyvät kuormat (epäedullisen tai edullisen vaikutuksen aiheuttava)

$Q_{k,1}$ = määräävä muuttuvakuorma

$Q_{k,j}$ = muut muuttuvat kuormat

A_d = onnettomuuskuorma

ψ = yhdistelykerroin

inf / sup = mitoitusarvon alaraja/yläraja. (Pysyvän kuorman, edullinen inf , ja epäedullinen sup , vaikutus)

5.9.2 Kuormitusyhdistelmät FEM-standardin mukaisesti

Kuormitustapaus kaikkein pahimman kuormituksen selvittämiseksi:

$$\sum \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{k,1} \quad (8)$$

Kuormitustapaus kun kaikki epäsuotuisat tapaukset vaikuttavat samanaikaisesti:

$$\sum \gamma_G G_k + 0,9 \sum_{i \geq 1} \gamma_Q Q_{k,i} \quad (9)$$

Onnettomuustilanteet:

$$\sum \gamma_{GA} G_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{QA} Q_{k,i} + \gamma_A A_k \quad (10)$$

Kaavoissa 8-10 olevat kirjaimet:

G_k = pysyvät kuormat

Q_k = muuttuvat kuormat

γ = yhdistelykerroin

A_k = onnettomuuskuorma

6 RAKENNEOSIEN KESTÄVYYS

Jotta rakenteellinen kestävyys voidaan osoittaa, tulee rakenneosien täyttää kohdissa 6.1 - 6.25 asettamat vaatimukset.

6.1 Rakenteen sivuttaissiirtävyyden määrittäminen

Rakenteen siirtymätilan (toisen kertaluokan) vaikutukset tulee ottaa huomioon. Tässä työssä on käytetty FEM-standardin mukaista siirtymätilan määrittelyä koska kyseinen määrittely sopii paremmin tutkituille rakenteille.

Sekä käytävän suuntaisen että käytävän poikkisuuntaisen globaalien nurjahduksen arviointi perustuu kriittisen elastisen kuorman suhteeseen V_{Sd}/V_{cr}

missä:

V_{sd} = pystysuorien kuormien suunnittelu arvo

V_{cr} = elastinen kriittinen nurjahdusarvo pystykuormille siirtymä tilassa

Jos $V_{sd}/V_{cd} < 0,1$ rakenne voidaan luokitella sivusiirtymättömäksi jolloin sen jäykkyys suhteessa vaakakuormiin on riittävä tästä johtuen voidaan sivuttaissiirtymistä aiheutuvat aksiaali- ja momenttikuormien lisäykset jättää huomiotta. Ensimmäisen kertaluokan analyysi on riittävä.

Jos $0,1 < V_{sd}/V_{cr} < 0,3$ tämä edellyttää 2 tason (kohta 6.1.2) mukaista analyysia, toisen kertaluokan vaikutukset huomioidaan epäsuorasti vahvistuskerroimen avulla.

Jos $V_{sd}/V_{cr} > 0,3$ suoritetaan 1 tason (kohta 6.1.1) analyysi jolloin rakenteen malli ottaa toisen kertaluokan vaikutukset huomioon suoraan.

FEM-standardin kohta missä toisen kertaluokan analyysi tulee pakolliseksi, ei ole niin vaativa kuin mitä EN-standardissa on esitetty. Tämä johtuu hyllyrakenteiden yleensä säännöllisestä rakenteesta. Tästä johtuen on tarkkojen ja arvioivien menetelmien erot pienemmät ja tämän seurauksena arvioivien menetelmien tarkkuus kasvaa. [20 s. 4-12.]

Rakenteen analysointi voidaan tehdä seuraavien tapojen mukaisesti rakenteen kummassakin suunnassa.

Elastisen kriittisen nurjahdusarvon V_{cr} määritelmä on liitteessä 9.

6.1.1 Tason 1 analyysi

Toisen kertaluokan elastinen tai elastisplastinen analyysi, missä rakenneosat on käsitelty 3-ulotteisina ja liitoksilla on riittävät momentti/kiertymä ominaisuudet.

Mallinnuksessa on kaksi tapaa ottaa huomioon korvakkeen jäykkyys.

- a. Liitokset mallinnetaan jousina ja liitoksen väljyys otetaan huomioon lisävaakavoimien laskennassa.
- b. Liitokset mallinnetaan epälineaarisisina jousina jolloin liitoksen väljyys voidaan sisällyttää jousen ominaisuuksiin.

Toisen kertaluokan vaikutuksia arvioitaessa voidaan käyttää siirtymättömän tilan nurjahduspituuksia.

Vaihtoehtoisesti voidaan alkukäyryys lisätä malliin mallintamalla pylväiden vinous suoraan. [20 s. 4-13.]

6.1.2 Tason 2 analyysi

Ensimmäisen kertaluokan analyysinä, missä rakenneosat on mallinnettu 3-ulotteisina ja liitokset jousina ja missä toisenkertaluokan vaikutukset on otettu huomioon vaihtoehtoisilla tavoilla a, b tai c.

a. käyttämällä vahvistettua siirtymämomenttia missä momentit ensimmäisen kertaluokan laskennasta kerrotaan kertoimella,

$$\frac{V_{cr}}{V_{cr} - V_{sd}}$$

missä:

V_{sd} = pystysuorien kuormien suunnitteluarvo

V_{cr} = elastinen kriittinen nurjahdusarvo pystykuormille siirtymätilassa

Rakenteen siirtymättömän tilan rakennepituuksia voidaan käyttää nurjahduspituuksina.

b. FEM 10.2.02 liitteen b mukainen yksinkertaistettu metodi seuraavin rajoituksin.

- Rakenteen palkkipituudet ovat kaikki yhtä suuria.
- Tasojen väliset etäisyydet ovat yhtä suuret.
- Rakenteessa käytetyt profiilit ovat kaikki samaa tyyppiä.
- Rakenteen liitokset ovat kaikki samaa tyyppiä

c. On mahdollista käyttää mitä tahansa toisen kertaluokan huomioivaa mitoitus menetelmää. [20 s.4-14.]

6.2 Aksiaalinen veto

ENV-1993-1-3 mukainen rakenneosan aksiaalinen vetokestävyys määritetään kaavan 11 mukaisesti [11 s. 58]:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_y * A_g}{\gamma_{M0}} \quad (11)$$

mutta:

$$N_{t,Rd} \leq F_{n,Rd}$$

missä:

A_g = bruttopoikkileikkauksen pinta-ala

f_y = myötöraja

$F_{n,Rd}$ = nettopoikkileikkauksen kestävyys, reikävähennys huomioon otettuna

6.3 Aksiaalinen puristus

SFS-EN 1993-1-3 mukainen puristuskestävyys on määritelty niin, että se täyttää kaavan 12 ehdon [11 s.58]:

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y * A_{eff}}{\gamma_{M1}} \quad (12)$$

missä:

A_{eff} = Tehollinen poikkileikkauspinta-ala tasaisella puristuksella, reikävähennys huomioon otettuna.

γ_{M1} = materiaalin osavarmuusluku

6.4 Nurjahduskestävyyden mitoitusarvo

ENV1993-1-3 mukainen nurjahduskestävyyden mitoitusarvo kaavan 13 mukaisesti [11 s.81]:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (13)$$

missä:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

missä:

A_{eff} = Poikkileikkauksen tehollinen pinta-ala

α = epätäydellisyystekijä riippuen kyseeseen tulevasta nurjahduskäyrästä.

f_y = materiaalin myötölujuus

χ = nurjahduskestävyyden pienennyskerroin

$\bar{\lambda}$ = kyseistä nurjahdusmuotoa vastaava suhteellinen hoikkuus joka lasketaan:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5}$$

tai FEM-standardin mukaan [20 s.3-23]

$$\bar{\lambda} = \sqrt{(A_{eff} f_y) / N_{cr}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_1}$$

missä:

$$\lambda = l/i$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5}$$

missä:

l = nurjahduspituus taivutusnurjahduksessa kyseeseen tulevan akselin suhteen (l_y tai l_z), (nurjahdus pituus määritellään joko kohdan ENV1993-1-3 tai tässä työssä olevan kohdan 6.3.1 mukaisesti.)

i = hitaussäde kyseeseen tulevan akselin suhteen laskettuna bruttopoikkileikkauksen mukaan.

6.4.1 Nurjahduspituudet

Käytävän pituus- ja poikittaissuunnassa olevat nurjahduspituudet määritellään seuraavasti [20 s.3-24]:

Poikittaissuuntaan käytävään nähden nurjahduspituus on:

$$l = KL$$

missä:

L = rakenneosan kokonaispituus (esimerkiksi sivuttaistukien tai tukipisteiden väli.)

K = Tehollisen pituuden kerroin. (Jos esimerkiksi kappaleen molemmat päät on sidottu sivuttaissiirtymistä vastaan, on $K=1$.)

Laskennassa erotetaan käytävän pituussuuntaiset ja poikittaissuuntaiset nurjahdustapaukset:

6.4.2 Nurjahduspituus poikkikäytävän suuntaan

1. Nurjahduspituus pilarin juuresta alimpaan tukipisteeseen pilarissa (kuva 12, kohta a tai b, mitta h), edellyttäen että [20 s. 3-26]:

- (a) diagonaalit ovat kiinnitetty pylvään molempiin laippoihin
- (b) diagonaalien käyrydet eivät ylitä sallittuja rajoja.
- (c) aluslevy on kiinnitetty pylvääseen
- (d) lattia on betonia

Jolloin:

$$K = 0.9$$

L = etäisyys lattiasta toiseen diagonaalin solmukohtaan.

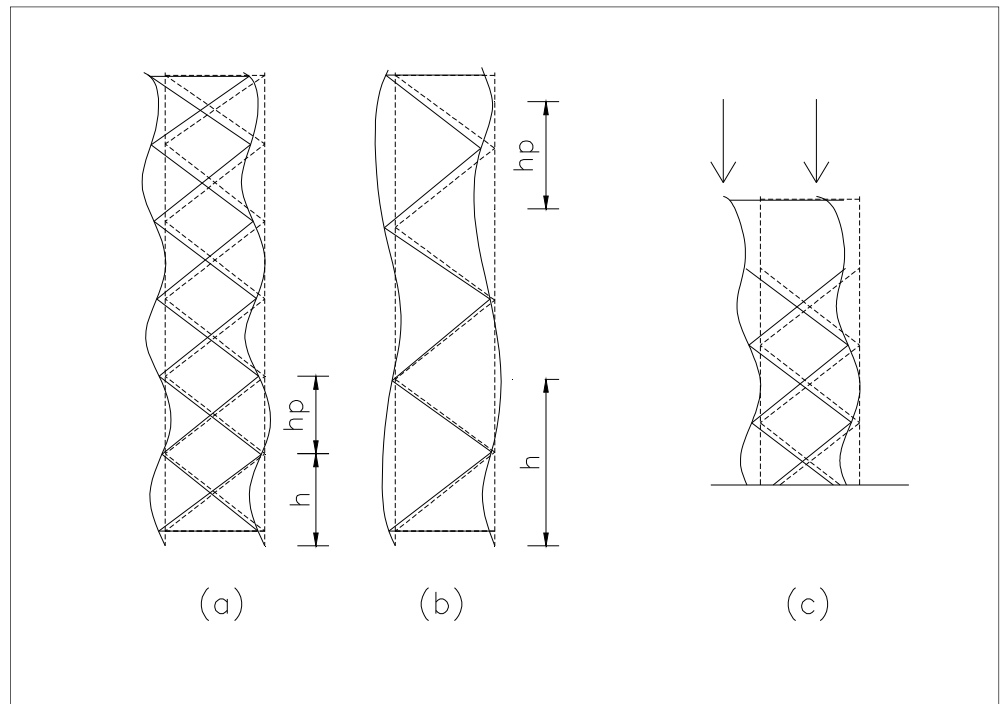
2. Osapituudet jotka ovat alimman osapituuden yläpuolella (kuva 12, kohta a tai b, mitta h_p) [20 s.3-26].

$$K = 1$$

L = etäisyys solmukohtien välillä

3. Nurjahduspituudet vaakatuille ja diagonaaleille [20 s.3-28].

- (a) jos tuet ovat hitsattu vähintään 20 mm pylvään molempiin laippoihin, niin $K = 0,9$
- (b) muuten $K = 1$



Kuva 12 Elementin nurjahduspituudet poikkikäytävän suunnassa

6.4.3 Nurjahduspituudet käytävän pituussuunnassa

K = sama arvo kuin poikkikäytävän suunnassa tapahtuvalla nurjahduksella kohtien 1 ja 2 mukaan.

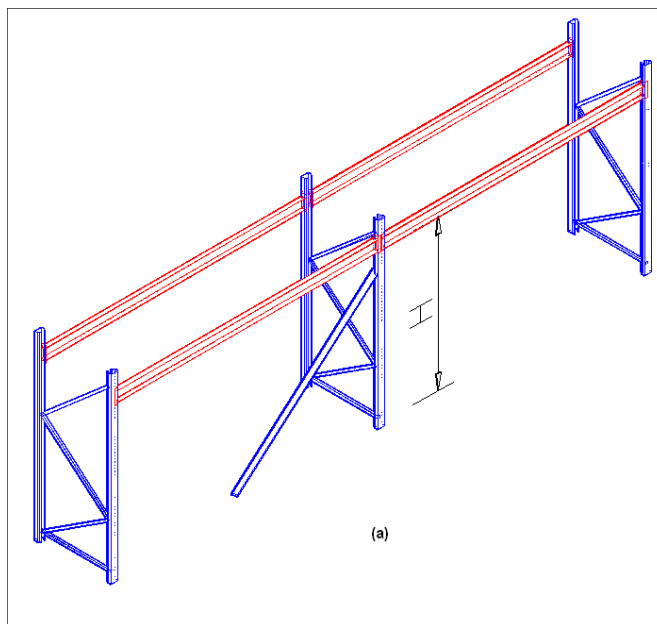
Alimman pilarin nurjahdus pituus L määritetään seuraavien tapausten mukaisesti.

- (a) Tuenta ei ole samassa tasassa palkkitasojen kanssa (ks. kuva 13)
 L = korkeus ensimmäiselle palkkitasolle
- (b) Ensimmäisen ja toisen palkkitason korkeus on yhtä suuri (ks. kuva 14)
 L = korkeus ensimmäiselle palkkitasolle
- (c) Alin palkki on lähellä maanpinnan tasoa (ks. kuva 15)
 L = etäisyys toiselle palkkitasolle lähinnä tuennan solmu-kohtaa

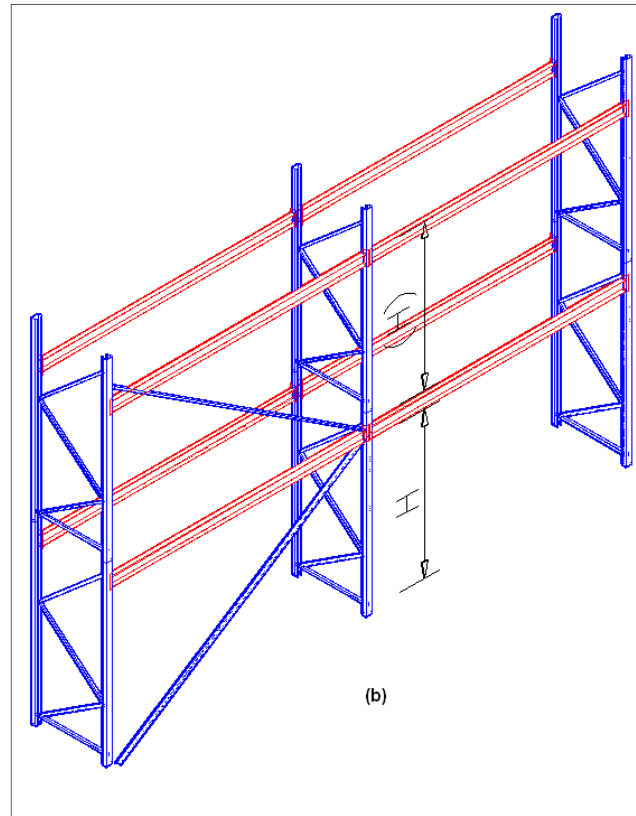
Muille pylvään osille

L = etäisyys palkkitasojen välillä

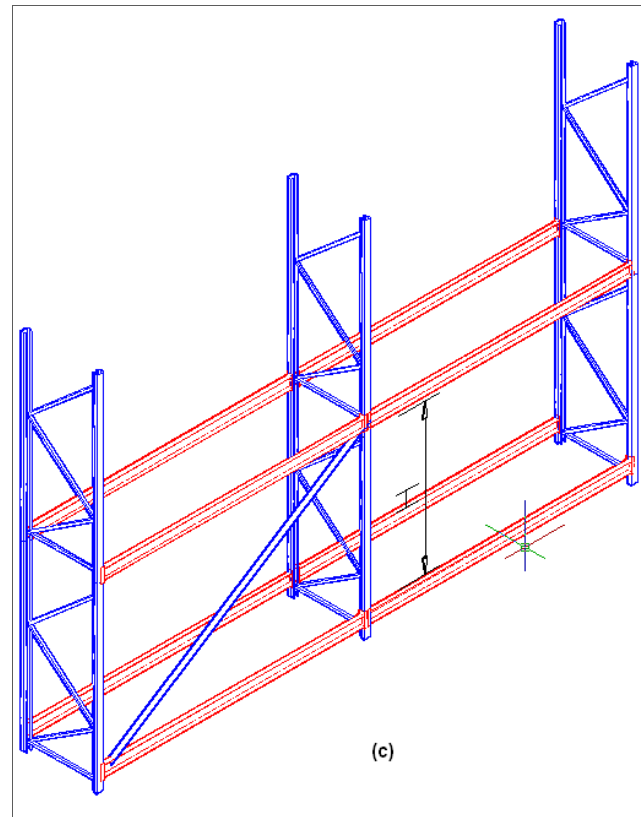
Nurjahduspituuden määritelmä hyllyille, joissa ei ole takatuenta määritetään siten että kun toisen kertaluokan vaikutukset ja rakenteen kokonaisstabiili-teetti on otettu huomioon, voidaan käyttää varmalla puolella olevaa K :n arvoa 1 kuten tuetun rakenteen tapauksessa. [20 s. 3-28.]



Kuva 13 Nurjahduspituus H on vaakapalkkitason korkeus kun tuentakohdat eivät ole samassa tasossa vaakaosien kanssa. [11 s3-29]



Kuva 14 Pylvään nurjahduspituus kun vaakaosien etäisyydet ovat yhtä suuret



Kuva 15 Pylvään nurjahduspituus kun alin vaakaosa on lähellä lattiaa

6.5 Vääntönurjahdus ja taivutusvääntönurjahdus

Tähän työhön liittyvissä profiileissa, jotka ovat avoimia poikkileikkauksia, on otettava huomioon vääntönurjahdus ja taivutusvääntönurjahdus. Vääristymisnurjahdus on käsitelty kohdassa 7.5.

Suhteellinen hoikkuus vääntönurjahduksessa ja taivutusvääntönurjahduksessa on EN-standardin mukaisesti [11 s.85].

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\left(\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}\right)[\beta_A]} \quad (14)$$

missä:

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cr,TF}$$

mutta

$$\sigma_{cr} \leq \sigma_{cr,T}$$

missä

$\sigma_{cr,T}$ = kimmoteorian mukainen kriittinen vääntönurjahdusjännitys

$\sigma_{cr,TF}$ = kimmoteorian mukainen kriittinen taivutusvääntönurjahdusjännitys

Kimoteorian mukainen kriittinen vääntönurjahdusjännitys $\sigma_{cr,T}$ lasketaan kaavasta:

$$\sigma_{cr,T} = \frac{1}{A_g * i_0^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_T^2} \right) \quad (15)$$

missä:

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2$$

missä

G = liukukerroin

I_t = bruttopoikkileikkauksen vääntöjäyhyys

I_w = bruttopoikkileikkauksen käyristymisjäyhyys

i_y = bruttopoikkileikkauksen hitaussäde y-y akselin suhteen

i_z = bruttopoikkileikkauksen hitaussäde z-z akselin suhteen

l_T = sauvannurjahduspituus vääntönurjahduksessa

y_0 = bruttopoikkileikkauksen leikkauskeskiön ja painopisteen välinen etäisyys

y-y akselin suhteen symmetristen poikkileikkausten kimmoteorian mukainen taivustusvääntönurjahdusjännitys on:

$$\sigma_{cr,TF} = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{cr,y} + \sigma_{cr,T}) - \sqrt{(\sigma_{cr,y} + \sigma_{cr,T})^2 - 4\beta\sigma_{cr,y}\sigma_{cr,T}} \right] \quad (16)$$

missä

$$\sigma_{cr,y} = \pi^2 E / \left(\frac{l_y}{i_y} \right)^2$$

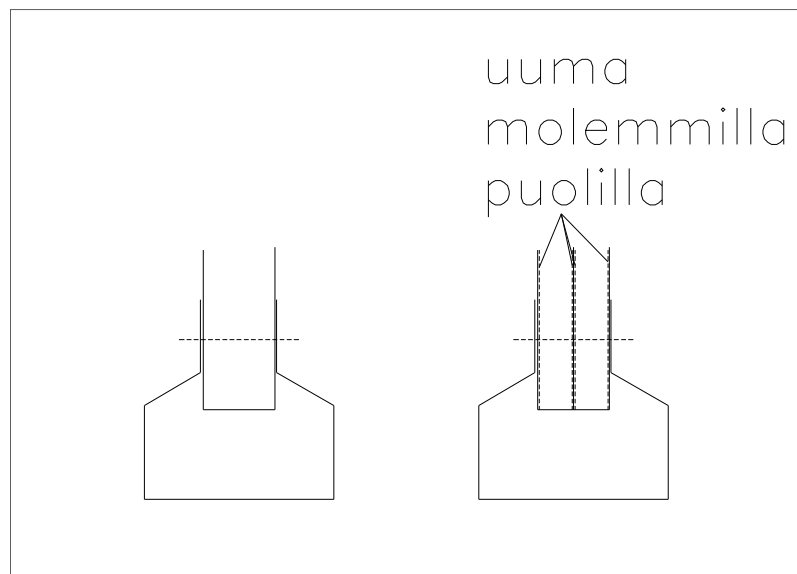
$$\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2$$

missä

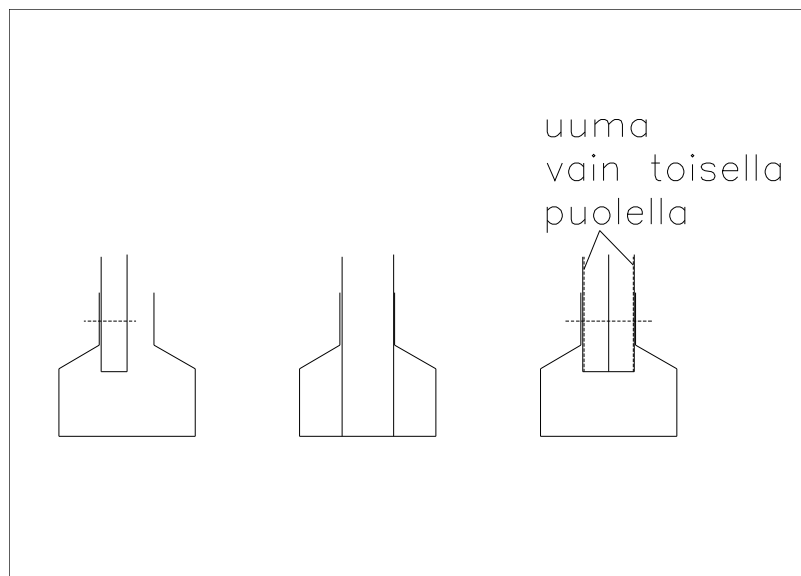
l_y = taivutus nurjahduspituus y-y akselin suhteen joka lasketaan ottaen huomioon sauvan päiden kiinnitykset vääntön ja käyrityksen suhteen. (ks. kuva 16 ja 17.)

suunnittelija päättää pituuden l_y riippuen tukevatko palkki- ja diagonaaliliitokset käyritystä vastaan.

$l_y = 1 \cdot$ solmukohtien etäisyys kun liitokset antavat täyden vääntövastuksen
 $l_y = 0.5 \cdot$ solmukohtien etäisyys kun liitokset tarjoavat täyden vääntö- ja käyritysvastuksen. [20 s.3-31]



Kuva 16 Profiili tuettuna käyritysnurjahdusta vastaan



Kuva 17 Profiili tukematta käyristymisnurjahdusta vastaan

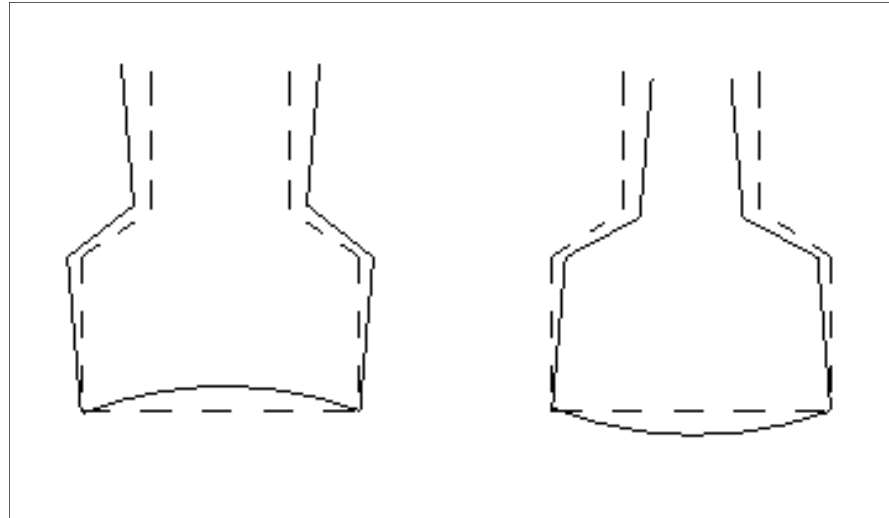
6.6 Vääristymisnurjahdus

ENV 1993-1-3 mukaan vääristymisnurjahdus on otettava huomioon jos se on rakenteen murtumisen kannalta kriittinen [11 s. 88].

Vääristymisnurjahduksen vaikutus tulee ottaa huomioon kuvan 18 kaltaisissa tapauksissa, jos vääristymisnurjahdusmuotoa vastaava alin kimmoteorian mukainen kriittinen jännitys laskettuna mahdollisten eri siirtymismuotojen perusteella on pienempi kuin paikallista tai kokonaisnurjahdusta vastaava kimmoteorian mukainen kriittinen jännitys. [11 s.88.] Tässä työssä käytetyt profiilit ovat avoprofiileita joissa vääristymisnurjahdus on todennäköinen kyseeseen tuleva nurjahdusmuoto.

Jos profiili on rei'itetty, sen kestävyys vääristymisnurjahdusta vastaan on suoritettava testaamalla. Jos rei'itystä ei ole, on olemassa kaksi tapaa suorittaa mitoitus. [20 s.3-4]

- (a) Kun vääristyminen on estetty yksinkertaisilla taitoksilla. Kuten C-profiilit tällöin mitoituksessa voidaan käyttää avuksi ENV 1993-1-3 mukaista mitoitusta, tällöin vääristymis- ja paikallisen nurjahduksen katsotaan sisältyvän jäykisteisiin.
- (b) Yleinen tapaus vääristymisnurjahduksesta. kuten kuvassa 18. profiilin kestävyys määritellään analyyseilla jotka sisältävät osan käyryyden tai testaamalla.



Kuva 18 Vääristymisnurjahdukselle alttiit profiilit

6.7 Vääntö- , taivutusvääntö- ja vääristymisnurjahdus FEM 10.20.2 mukaan

Laskennassa voidaan käyttää FEM 10.20.2 mukaista menetelmää vääntö- ja taivutusvääntönurjahduskestävyyden määrittämiseen. Yksi mahdollinen tapa pylvään kestävyyden selvittämiseksi vääristymisnurjahdusta vastaan on esitetty liitteessä 7.

Vääntö- ja taivutusvääntönurjahdus määritetään kuten kohdassa 6.3 käyttämällä N_{cr} arvona pienempää arvoista $N_{cr,T}$ ja $N_{cr,FT}$ kun lasketaan suhteellisenhoikkuuden arvoa λ . Nurjahduskäyrän arvoa $\alpha=0,34$ voidaan käyttää.[20 s.3-30]

missä vääntönurjahduksen kriittinen arvo on:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(GI_T + \frac{\pi^2 EI_w}{L_{eT}^2} \right) \quad (17)$$

ja missä taivutusvääntönurjahduksen kriittinen arvo on:

$$N_{cr,FT} = \frac{1}{2\beta} \left[N_{cr,y} + N_{cr,T} - \sqrt{(N_{cr,y} + N_{cr,T})^2 - 4\beta N_{cr,y} N_{cr,T}} \right] \quad (18)$$

arvot, kuten nurjahduspituuden arvo, lausekkeissa ovat samat kuin kohdassa 7.4.

6.8 Taivutus

Taivutuskestävyyden mitoitusarvo, kun palkki on tuettu kiepahdusta vastaan, määritellään ENV1993-1-3 mukaisesti seuraavalla tavalla [11 s.59]:

Kun tehollinen taivutusvastus W_{eff} on pienempi kuin bruttopoikkileikkauksen kimmoteorian mukainen taivutusvastus W_{el} niin:

$$M_{c,Rd} = \frac{f_y * W_{eff}}{\gamma_{M1}} \quad (19)$$

Kun tehollinen taivutusvastus W_{eff} on yhtä suuri kuin bruttopoikkileikkauksen kimmoteorian mukainen taivutusvastus W_{el} niin:

$$M_{c,Rd} = \frac{f_y * W_{el}}{\gamma_{M0}} \quad (20)$$

missä:

f_y = myötöraja

γ_M = materiaalin varmuuskerroin (ks. taulukko 7)

FEM-standardi antaa mahdollisuuden käyttää hyväksi myös taivutusmomenttien uudelleenjakautumista. Tämä lisäksi voidaan käyttää, tietyin rajoit-tavin ehdoin, puristetun alueen plastista kantokykyä. Näitä kyseisiä seikkoja ei käsitellä tässä työssä.

6.9 Taivutettujen palkkien kiepahdus

Kiepahdusalttiin rakenne osan kestävyys ENV1993-1-3 mukaan määritetään [11 s.87]:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{eff} f_{yb} / \gamma_{M1} \quad (21)$$

missä:

$$\chi_{LT} = 1 \quad \text{jos} \quad \overline{\lambda_{LT}} \leq 0,4$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda_{LT}}^2]^{0,5}} \quad \text{jos} \quad \overline{\lambda_{LT}} > 0,4$$

missä:

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

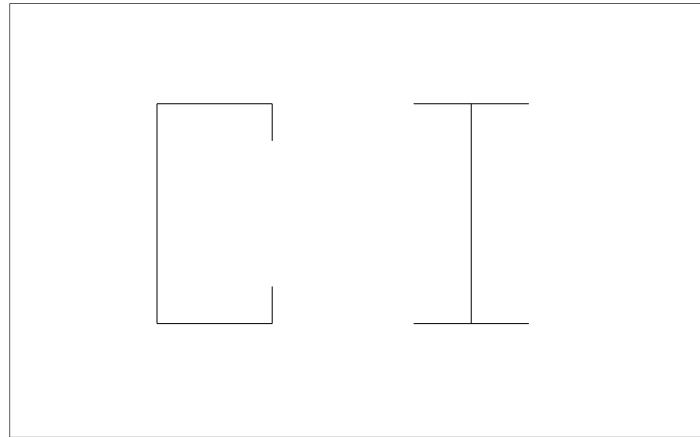
$$\bar{\lambda}_{LT} = [f_y W_{eff} / M_{cr}]^{0,5}$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

missä:

M_{cr} = bruttopoikkileikkauksen mukaan laskettu kimmoteorian mukainen kriittinen kiepahdusmomentti ko. akselin suhteen.

W_{eff} = tehollisen poikkileikkauksen taivutus vastus, kun momentti vaikuttaa ko. akselin suhteen.



Kuva 19 Kiepahdukselle alttiita profiileja

6.10 Leikkaus

Työssä tarkastelluissa vaakaprofiileissa ei ole uuman pituus suuntaisia jäykisteitä joten profiilin leikkauskestävyys voidaan tarkistaa, ENV1993-1-3 mukaisesti seuraavasti. [11 s.68.]

Uuman leikkauskestävyydeksi $V_{w,Rd}$ valitaan pienempi arvoista: leikkauslommahduskestävyys $V_{b,Rd}$ tai plastisuusteorian mukainen kestävyys $V_{pl,Rd}$

Plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys tarkistetaan tapauksessa jossa uumassa ei ole pituussuuntaisia jäykisteitä jos $s_w/t \leq 72 \varepsilon (f_{yb}/f_y) (\gamma_{M0}/\gamma_{M1})$

Leikkauslommahduskestävyys $V_{b,Rd}$ lasketaan kaavasta

$$V_{b,Rd} = \frac{\left(\frac{h_w}{\sin\phi}\right) t f_{bv}}{\gamma_{M1}} \quad (22)$$

missä:

f_{bv} = leikkauslommahduslujuus

h_w = uumankorkeus, joka on laippojen keskilinjojen välinen etäisyys

ϕ = uumankaltevuus suhteessa muihin laippoihin

plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys lasketaan kaavasta:

$$V_{pl,Rd} = \left(\frac{h_w}{\sin\phi}\right) t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) / \gamma_{M0}$$

leikkauslommahduslujuus f_{bv} uuman suhteellisen hoikkuuden $\bar{\lambda}_w$ funktiona seuraavasti

$$\text{kun } \bar{\lambda}_w < 1,4 \quad f_{bv} \text{ on } 0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$$

$$\text{kun } \bar{\lambda}_w \geq 1,4 \quad f_{bv} \text{ on } 0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$$

uuman suhteellinen hoikkuus

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \left(\frac{s_w}{t}\right) \sqrt{f_{yb}/E}$$

missä:

s_w = uumankorkeus, joka on laippojen keskilinjojen välinen etäisyys

6.11 Taivuttava ja vetävä kuorma

Osien tulee täyttää seuraavat vaatimukset yhdistetyille kuormituksille. Poikki-leikkausten, joihin kohdistuu aksiaalinen vetorasitus, tulee täyttää seuraava ehto [11 s.68]:

$$\frac{N_{sd}}{f_y A_g / \gamma_M} + \frac{M_{y, sd}}{f_y W_{eff, y, ten} / \gamma_M} + \frac{M_{z, sd}}{f_y W_{eff, z, ten} / \gamma_M} \leq 1 \quad (23)$$

missä:

$W_{eff, y, ten}$ = suurinta vetojännitystä vastaava tehollinen taivutusvastus, kun momentti vaikuttaa vain y-y akselin suhteen

$W_{eff,z,ten}$ = suurinta vetojännitystä vastaava tehollinen taivutusvastus, kun momentti vaikuttaa vain z-z akselin suhteen

6.12 Taivuttava- ja puristavakuorma

Kun poikkileikkaukseen kohdistuu yhdistetty aksiaalinen puristus sekä taivutusmomentti tulee seuraavan ehdon olla voimassa [11 s.66]:

$$\frac{N_{sd}}{f_y A_{eff}/\gamma_M} + \frac{M_{y,sd} + \Delta M_{y,sd}}{f_y W_{eff,y,com}/\gamma_M} + \frac{M_{z,sd} + \Delta M_{z,sd}}{f_y W_{eff,z,com}/\gamma_M} \leq 1 \quad (24)$$

missä:

$W_{eff,y,com}$ = suurinta puristusjännitystä vastaava tehollinen taivutusvastus, kun momentti vaikuttaa vain y-y akselin suhteen

$W_{eff,z,com}$ = suurinta puristusjännitystä vastaava tehollinen taivutusvastus, kun momentti vaikuttaa vain z-z akselin suhteen

painopisteakselien siirtymisestä aiheutuvat lisämomentit $\Delta M_{y,sd}$ ja $\Delta M_{z,sd}$ lasketaan kaavoista:

$$\Delta M_{y,sd} = N_{sd} e_{Ny}$$

$$\Delta M_{z,sd} = N_{sd} e_{Nz}$$

6.13 Taivutus- ja puristavakuorma ilman kiepahdusta

ENV1993-1-3 mukainen kestävyys taivutukselle ja puristavalle kuormalle, ilman että kiepahdusta huomioidaan, on [11 s.89]:

Yhdistetyn taivutuksen ja aksiaalisen puristuksen rasittamien sauvojen tulee täyttää ehto:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} f_{yb} A_{eff}/\gamma_{M1}} + \frac{\kappa_y (M_{y,sd} + \Delta M_{y,sd})}{f_{yb} W_{eff,y,com}/\gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z (M_{z,sd} + \Delta M_{z,sd})}{f_{yb} W_{eff,z,com}/\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (25)$$

missä

A_{eff} = tehollisen poikkileikkauksen tehollinen pinta-ala, kun kyseessä on vain aksiaalinen puristus

$W_{eff,y,com}$ = poikkileikkauksen tehollinen taivutusvastus vastaten tehollisen poikkileikkauksen suurinta puristusjännitystä, kun poikkileikkaukseen vaikuttaa vain momentti y-y akselin suhteen.

$W_{eff,z,com}$ = poikkileikkauksen tehollinen taivutusvastus vastaten tehollisen poikkileikkauksen suurinta puristusjännitystä, kun poikkileikkaukseen vaikuttaa vain momentti z-z akselin suhteen

$\Delta M_{y,sd}$ = mahdollisesta painopiste akselin y suuntaisesta siirtymisestä aiheutuva lisämomentti

$\Delta M_{z,sd}$ = mahdollisesta painopiste akselin z suuntaisesta siirtymisestä aiheutuva lisämomentti

χ_y = pienennyskerroin y-y akselin suhteen tapahtuvassa nurjahduksessa

χ_z = pienennyskerroin z-z akselin suhteen tapahtuvassa nurjahduksessa

χ_{min} = pienempi arvoista χ_z , χ_y

Kertoimet κ_y ja κ_z lasketaan kaavoista:

$$\kappa_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A_{eff} f_{yb}}$$

mutta $\kappa_y \leq 1,5$

$$\kappa_z = 1 - \frac{\mu_z N_{sd}}{\chi_z A_{eff} f_{yb}}$$

mutta $\kappa_z \leq 1,5$

missä:

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4)$$

mutta $\mu_y \leq 0,9$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M,z} - 4)$$

mutta $\mu_z \leq 0,9$

missä:

$\beta_{M,y}$ = ekvivalentin momentin kerroin y – y akselin suhteen tapahtuvassa nurjahduksessa

$\beta_{M,z}$ = ekvivalentin momentin kerroin z – z akselin suhteen tapahtuvassa nurjahduksessa

Ekvivalentin momentin kertoimien arvot löytyvät taulukoista 6.3 ja 6.4 standardista ENV1993-1-3:1996.

6.14 Taivutus- ja puristavakuorma sekä kiepahdus

ENV1993-1-3 mukainen kestävyys taivuttavalle ja puristavalle kuormalle, kun kiepahdus on todennäköinen murtumuoto.[11 s.93]

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{lat} f_{yb} A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_{LT} (M_{y,Sd} + \Delta M_{y,Sd})}{\chi_{LT} f_{yb} W_{eff,y,com} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z (M_{z,Sd} + \Delta M_{z,Sd})}{f_{yb} W_{eff,z,com} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (26)$$

missä

χ_{lat} = yleensä χ_z mutta jos taivutusvääntönurjahdus tai vääristymisnurjahdus ovat potentiaalisia nurjahdusmuotoja, valitaan arvoksi pienin arvoista χ_z sekä taivutusvääntönurjahdusta tai vääristymisnurjahdusta vastaavista χ arvoista

kerroin κ_{LT} lasketaan kaavasta:

$$\kappa_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A_{eff} f_{yb}}$$

mutta $\kappa_{LT} \leq 1$

missä:

$$\mu_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z f_{yb} A_{eff}}$$

mutta $\mu_{LT} \leq 0,9$

6.15 Taivutus ja leikkaus

Poikkileikkausten joihin kohdistuu taivutusmomentti ja leikkausvoima tulee täyttää seuraava ehto [11 s.79]:

$$\left(\frac{M_{Sd}}{M_{c,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{w,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (27)$$

missä:

$M_{c,Rd}$ = poikkileikkauksen momenttikestävyys kohdan 6.6 mukaan

$V_{w,Rd}$ = poikkileikkauksen leikkauskestävyys kohdan 6.8 mukaan

6.16 Taivutus ja pistemäinen kuorma

1993-1-3 mukainen taivutusmomentin ja pistemäisen kuorman tai tukireaktion kuormittaman profiilin kestävyys määritellään seuraavasti [11 s.79]: tässä esitetyssä tavassa on oletettu, että pistemäinen kuorma kohdistuu vaakapalkille vain sen yläpuolelta. Tässä kohdassa ei käsitellä tapausta, jossa puristava kuorma vaikuttaa profiilin ylä- ja alapuolella. Profiilissa ei oleteta olevan jäykisteitä.

$$\frac{M_{sd}}{M_{c,rd}} \leq 1 \quad (28)$$

$$\frac{F_{sd}}{R_{w,rd}} \leq 1 \quad (29)$$

$$\frac{M_{sd}}{M_{c,rd}} + \frac{F_{sd}}{R_{w,rd}} \leq 1,25 \quad (30)$$

missä:

Poikkileikkauksille joissa on yksinkertainen jäykistämätön uuma, kestävyys paikalliselle kuormalle määritetään seuraavasti, kun poikkileikkaus täyttää seuraavat ehdot

$$h_w/t \leq 200$$

$$r/t \leq 6$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$$

missä:

h_w = uumankorkeus mitattuna laippojen keskilinjoista

r = nurkkien sisäpuolinen säde

ϕ = uuman kaltevuus suhteessa laippoihin (asteina)

Tällöin:

yksittäinen paikallinen kuorma tai tukireaktio.

kun vapaa etäisyys päästä on $c \leq 1,5 * h_w$

jos $s_s/t \leq 60$

$$R_{w,Rd} = k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w}{132} \right] \left[1 + 0,01 \left(\frac{s_s}{t} \right) \right] t^2 f_{yb} / \gamma_{M1}$$

jos $s_s/t > 60$

$$R_{w,Rd} = k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w}{132} \right] \left[0,71 + 0,015 \left(\frac{s_s}{t} \right) \right] t^2 f_{yb} / \gamma_{M1}$$

kun vapaa etäisyys päästä on $c > 1,5 * h_w$

jos $s_s/t \leq 60$

$$R_{w,Rd} = k_3 k_4 k_5 \left[14,7 - \frac{h_w}{49,5} \right] \left[1 + 0,007 \left(\frac{s_s}{t} \right) \right] t^2 f_{yb} / \gamma_{M1}$$

jos $s_s/t > 60$

$$R_{w,Rd} = k_3 k_4 k_5 \left[14,7 - \frac{h_w}{49,5} \right] \left[0,75 + 0,011 \left(\frac{s_s}{t} \right) \right] t^2 f_{yb} / \gamma_{M1}$$

missä:

$$k_1 = (1,33 - 0,33k)$$

$$k_2 = (1,15 - 0,15r/t)$$

mutta $k_2 \geq 0,5$ ja $k_2 \leq 1,0$

$$k_3 = 0,7 + 0,3(\phi/90)^2$$

$$k_4 = (1,22 - 0,22k)$$

$$k_5 = (1,06 - 0,06r/t)$$

mutta $k_5 \leq 1,0$

missä:

$$k = f_{yb}/228$$

s_s = jäykäntuen todellinen pituus

6.17 Vääntö

Kun kuormitus vaikuttaa epäkeskeisesti leikkauskeskiön suhteen, otetaan väännöstä aiheutuvat vaikutukset huomioon [11 s.66].

Väännön rasittamien poikkileikkausten tulee täyttää seuraavat ehdot:

$$\sigma_{tot,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \quad (31)$$

$$\tau_{tot,Ed} \leq \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M0} \quad (32)$$

$$\sqrt{\sigma_{tot,Ed}^2 + 3\tau_{tot,Ed}^2} \leq \frac{1,1f_y}{\gamma_M} \quad (33)$$

missä:

$\sigma_{tot,Ed}$ = suora kokonaisjännitys laskettuna poikkileikkaukselle

$\tau_{tot,Ed}$ = kokonaisleikkausjännitys laskettuna bruttopoikkileikkauksen mukaan

Tässä työssä käsitellyissä profiileissa on $\gamma_M = \gamma_{M1}$

Kokonaisleikkausjännitys ja kokonaisjännitys lasketaan kaavoista:

$$\sigma_{tot,Ed} = \sigma_{N,Ed} + \sigma_{My,Ed} + \sigma_{Mx,Ed} + \sigma_{w,Ed} \quad (34)$$

$$\tau_{tot,Ed} = \tau_{Vy,Ed} + \tau_{Vz,Ed} + \tau_{t,Ed} + \tau_{w,Ed} \quad (35)$$

missä:

$\sigma_{My,Ed}$ = taivutusmomentin $M_{y,Ed}$ aiheuttama normaalijännitys

$\sigma_{Mz,Ed}$ = taivutusmomentin $M_{z,Ed}$ aiheuttama normaalijännitys

$\sigma_{N,Ed}$ = taivutusmomentin N_{Ed} aiheuttama normaalijännitys

$\sigma_{w,Ed}$ = estetystä väännöstä aiheutuva normaalijännitys

$\tau_{Vy,Ed}$ = leikkausvoiman $V_{y,Ed}$ aiheuttama leikkausjännitys

$\tau_{Vz,Ed}$ = leikkausvoiman $V_{z,Ed}$ aiheuttama leikkausjännitys

$\tau_{t,Ed}$ = vapaasta väännöstä aiheutuva leikkausjännitys

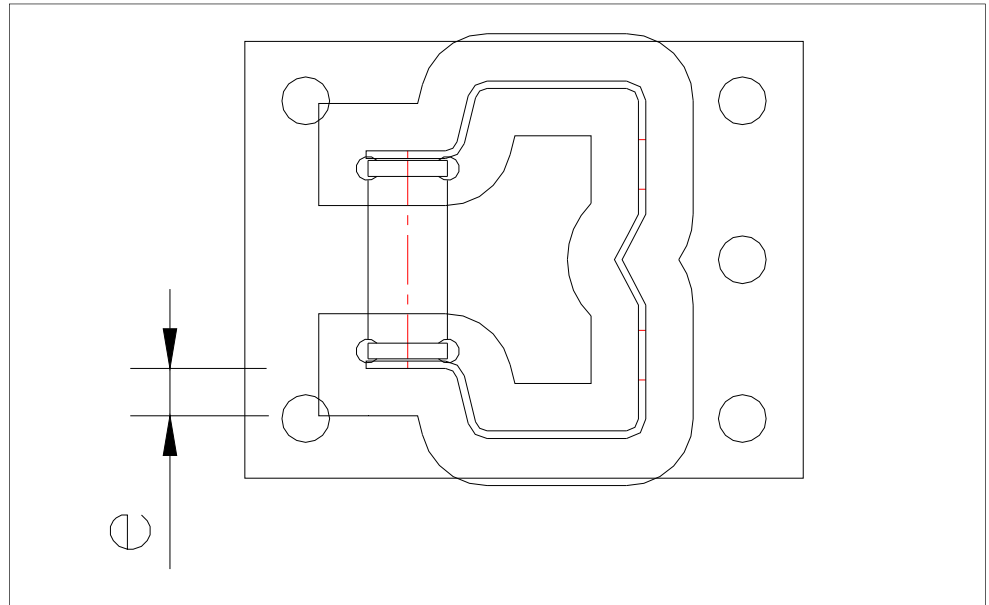
$\tau_{Vy,Ed}$ = estetystä väännöstä aiheutuva leikkausjännitys

6.18 Aluslevyt

Aluslevyjen suunnittelussa voidaan käyttää avuksi testaamalla saatuja tuloksia tai perustamalla laskenta ENV1993-1-1 liitteeseen L. Tässä asia on esitetty normin FEM 10.2.02 pohjalta ja tässä on käsitelty niin kutsuttuja vakio-aluslevyjä [20 s.3-39.] Laskennassa ja tietokonemallinnuksessa käytetyt pylväänaluslevyjen jousivakioiden arvot on saatu vakio-aluslevyjä testaamalla.

6.18.1 Tehollinen pinta-ala

Aluslevyt suunnitellaan sillä oletuksella, että pintapaine on jakautunut tasaisesti teholliselle pinta-alalle. Tässä esitettyjen vaatimusten lisäksi on huolehdittava, että pylvään ja aluslevyn välisen kiinnityksen kestävyys on riittävä.



Kuva 20 Mitta e tehollisen pinta-alan määrittämisessä

Kuvassa 20 oleva tehollinen mitta e määrittyy kaavan 36 mukaisesti:

$$e = t_b \sqrt{\frac{f_y}{2 * f_{cd}}} \quad (36)$$

missä

t_b = aluslevyn paksuus

f_y = aluslevyn lujuus

f_{cd} = lattiamateriaalin suunnittelulujuus

jos e on suurempi kuin etäisyys aluslevyn reunaan, käytetään etäisyyttä aluslevyn reunaan.

6.18.2 Aluslevy ja pylvään pystysuora kuormitus

Pystysuoran kuorman kuormittama aluslevyn kestävyys on :

$$V_{sd} \leq f_{cd} A_{eff} \quad (37)$$

6.18.3 Yhdistetty puristavakuorma ja taivutusmomentti kun levyä ei ole kiinnitetty lattiaan

Kun aluslevyssä vaikuttava momentin M_{sd} arvo on pieni voidaan kimmoteorian mukaisesti laskea (kaava 38):

$$\frac{V_{sd}}{A_{eff}} + \frac{M_{sd}}{W_{eff}} \leq f_{cd} \quad (38)$$

kun:

$$\frac{V_{sd}}{A_{eff}} - \frac{M_{sd}}{W_{eff}} \geq 0 \quad (39)$$

ja kun:

$$M_{sd} \leq \frac{V_{sd} W_{eff}}{A_{eff}} \quad (40)$$

missä:

V_{sd} = Maksimi puristavakuorma

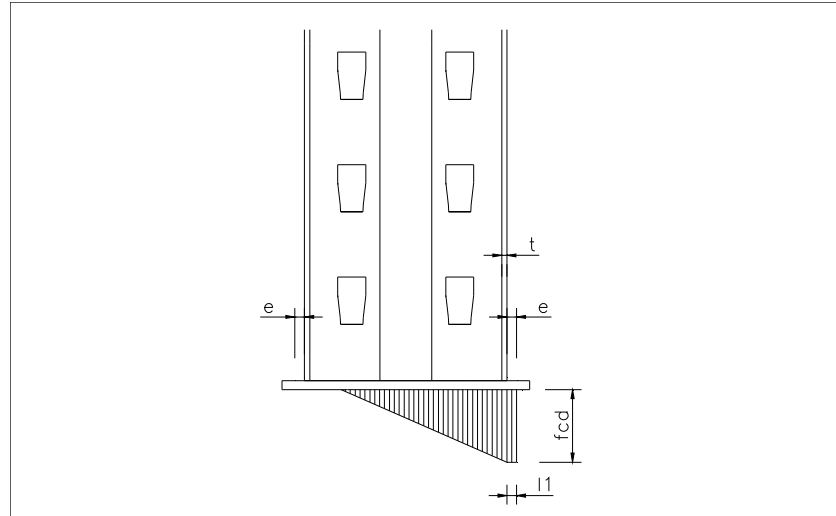
A_{eff} = Aluslevyn tehollinen pinta-ala

M_{sd} = Maksimi momentti aluslevyssä

W_{eff} = Tehollisen pinta-alan muodostama taivutusvastus aluslevyn tasossa

kun aluslevyssä vaikuttavan momentin arvo täyttää kaavan 41 ehdon on aluslevyt tarkistettava kuvan 21 mukaiselle jännitysjakaumalle.

$$M_{sd} > \frac{V_{sd} W_{eff}}{A_{eff}} \quad (41)$$



Kuva 21 Aluslevyn jännitysjaakauma

missä l_1 ei saa ylittää $\left(e + \frac{t_u}{2}\right)$ ja missä

l_1 = tasaisen puristuksen pituus
 t_u = pylvään paksuus

6.18.4 Yhdistetty puristavakuorma ja taivutusmomentti kun levy on kiinnitetty lattiaan

Aluslevy tehollinen pinta-ala kuten edellä mutta aluslevyn paksuuden tulee täyttää ehto:

$$t_b \geq \sqrt{\frac{6d_2 F_{t,sa}}{l_2 f_y}} \quad (42)$$

missä:

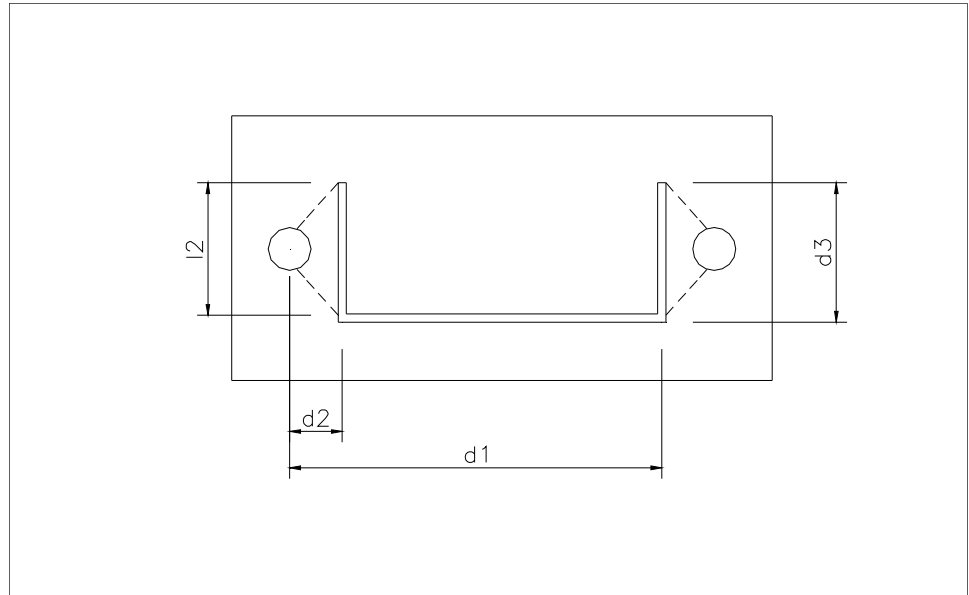
d_2 = kiinnitysankkurin etäisyys pilarinpinnasta

$F_{t,sa}$ = kiinnityksen suunnittelukuorma

$$F_{t,sa} = \frac{M_{sa}}{d_1}$$

d_1 = kuvassa 22

l_2 = kuvassa 22



Kuva 22 Mitat d1, d2 ja d3

Aluslevyn tulee täyttää ehto

$$A_{eff} f_{cd} \geq V_{sd} + F_{t, sd} \quad (43)$$

6.19 Liitokset

Kaikkia tässä työssä käsitellyissä rakenteissa olevia liitoksia ei voi mitoittaa EN-standardien mitoitusohjeilla. Palkki-pilariliitosten mitoitus perustuu suoritetuihin testeihin ja niistä saatuihin tuloksiin.

Ilman että kestävyuden määrittämiseksi on käytetty testausta, tulee valmistettävien ruuviliitosten tulee täyttää seuraavat ehdot [11 s.102]:

Kiinnittimien kestävyuden mitoitusarvo kun niihin kohdistuu leikkaus ja/tai veto voima.

Leikkauskestävyys leikettä kohti ruuviliitoksessa kun ruuvien kierteet ovat leikkaustasossa:

$$F_{v, Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (44)$$

-lujuusluokat 4.6, 5.6, 8.8 $\alpha_v=0,6$

- ljuusluokat 4.8, 5.8, 6.8, 10.9 $\alpha_v=0,5$

Kun ruuvien kierteetön osa leikkaustasossa $\alpha_v=0,6$

Ruuvien reunapuristuskestävyys on:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

missä α_b on pienin arvoista α_d , $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ja 1

Siirrettävän voiman suunnassa:

levyn pään ruuveille $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_o}$, muille kuin pään ruuveille $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}$

Kohtisuorassa suunnassa siirrettävään voimaan nähden, reunarivin ruuveille

k_1 on pienin arvoista $2,8 \frac{e_2}{d_o} - 1,7$ ja 2,5 muille kuin pään ruuveille k_1 on pienin arvoista $1,7 \frac{p_2}{d_o} - 1,7$ ja 2,5

vetokestävyys

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

missä $k_2 = 0,63$ uppokantaisille ruuveille muissa tapauksissa $k_2 = 0,9$

ruuvien ja mutterin lävistymiskestävyys

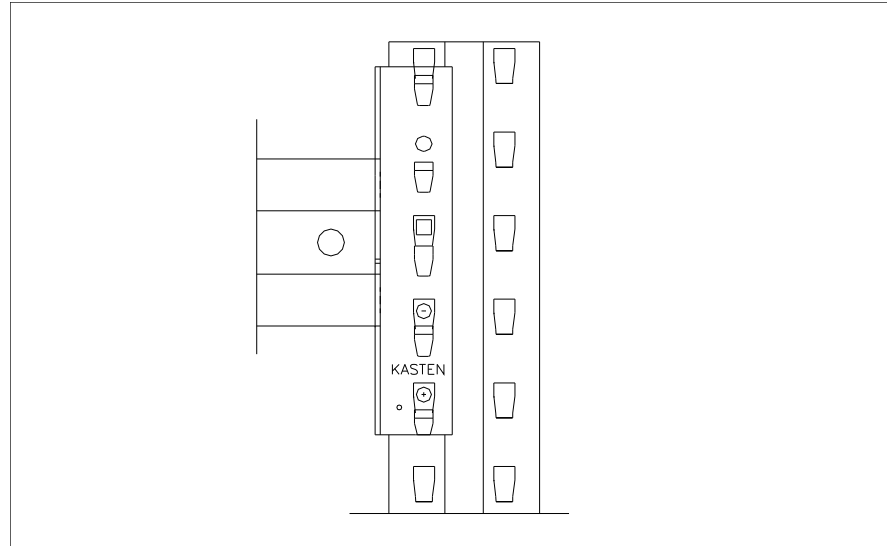
$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$$

missä yhdistetty leikkaus- ja vetokestävyys.

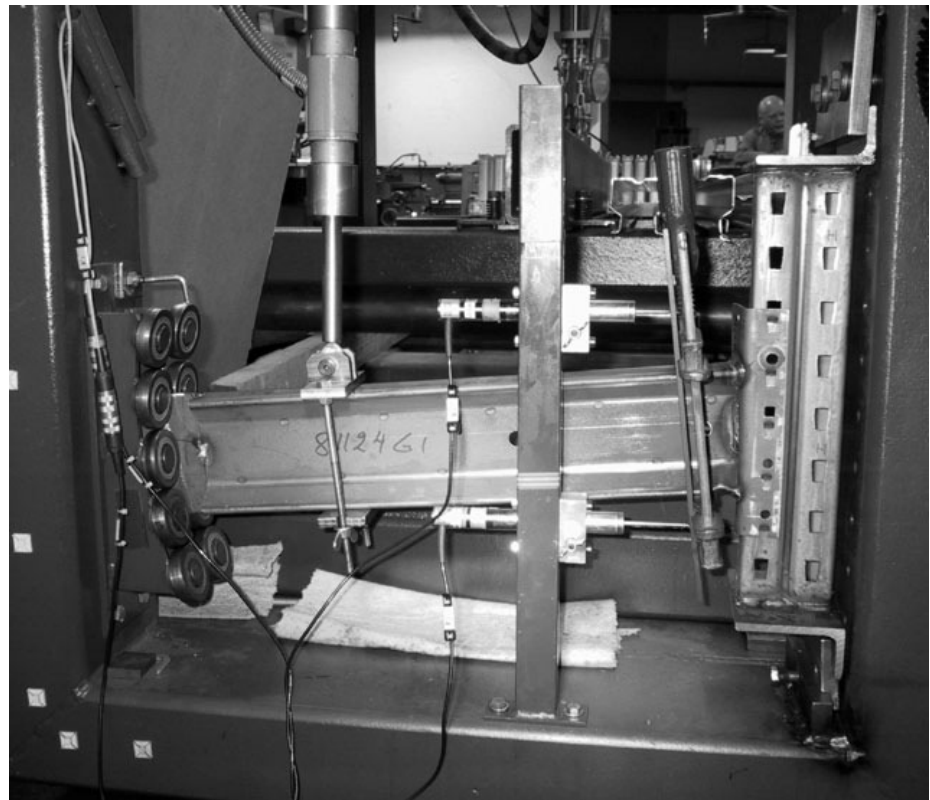
$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

6.19.1 Vaakapalkin ja pilarin vakioliitos

Kun käytetään liitoksia, joilla ei ole EN-standardin mukaista mitoitusta, on kyseisten liitosten kestävyys selvitettävä testaamalla. Hyllyrakenteissa käytettävän, kuvan 23 mukaisen liitoksen kestävyys ja mallinnuksessa käytetyt jousivakioiden arvot on saatu testaamalla kyseistä rakennetta FEM 10.2.02 mukaisilla testijärjestelyillä. Testien tuloksia ei ole esitetty tässä työssä.



Kuva 23 Pilari-vaakapalkkiliitos



Kuva 24 Vaakapalkki-pilari liitoksen kestävyys testausjärjestely

6.20 Ankkurointi ja perustukset

Rakenteen ankkurointi perustuksiin on toteutettava siten, että hyllyt eivät pääse kaatumaan. Perustuksilta edellytetään riittävää kantokykyä pohjalevyltä välittyvien kuormien suhteen. Pylväät kiinnitetään betonialustaan tai betonianturoihin, jotka on mitoitettu alustaan kohdistuville kuormille ja jonka kantavuudet on määritellyt asiaan perehtynyt suunnittelija.

6.21 Diagonaalit

Diagonaalit suunnitellaan kuin muutkin rakenneosat. Diagonaalin kiinnityksen mitoituksessa voidaan käyttää EN-standardin mukaisia kaavoja koska diagonaalisauvalle ja sen kiinnitykselle tehtyjen testin pohjalta voidaan katsoa laskennallisesti saatavien tuloksien olevan varmalla puolella.

Diagonaalien kestävyys voidaan määrittää seuraavalla tavalla.

Diagonaalin vetokestävyys:

$$\frac{N_{sd}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (45)$$

missä:

N_{sd} = mitoittava kuormitus

$N_{t,Rd}$ = rajoittava mitoituskuorma (minimi kuormista $N_{pl,Rd}$; $N_{u,Rd}$; $F_{b,Rd}$)

$N_{pl,Rd}$ = rajoittava plastinen vetokuormitus bruttopoikkileikkauksessa

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{nett} f_u}{\gamma_{M2}}$$

$N_{u,Rd}$ = rajoittava vetovoima nettopoikkileikkauksessa, reikien kohdalla

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

missä:

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

diagonaalin puristusmitoitus

$$M_{z,Sd}^I = N_{Sd} * e_{Nz}$$

jos ε on suurempi kuin 1 niin:

$$M_{z,Sd}^{II} = M_{z,Sd}^I * \gamma / \left(\frac{\gamma}{1}\right)$$

missä:

$$\gamma = \left(\frac{\pi}{\varepsilon}\right)^2$$

jos ε on suurempi kuin 1,57 niin:

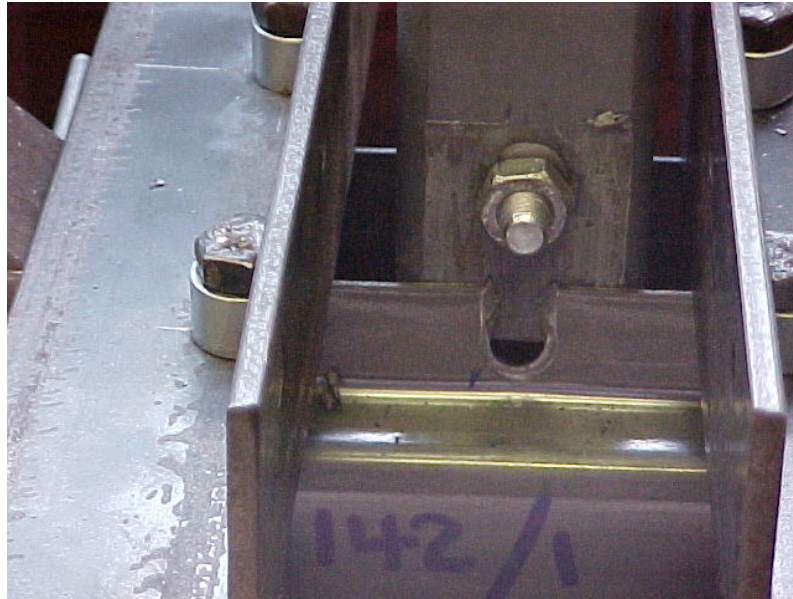
$$M_{z,Sd}^{II} = N_{Sd} * (e_{Nz} + e_{d,o}) * \gamma / \left(\frac{\gamma}{1}\right)$$

muilta osin laskenta suoritetaan kuten pylvään mitoitukseen.

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} f_{yb} A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z M_{z,Sd}}{f_{yb} W_{eff,z,com} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (46)$$

6.22 Pylvään ja diagonaalin liitos

Pylvään ja diagonaalin liitoksen kestävyys on määritetty testaamalla ja testeistä saaduista tuloksista voidaan päätellä, että liitoksen kestävyys on todellisuudessa laskennallista kestävyyttä suurempi. Testituloksia ei tässä yhteydessä esitetä.



Kuva 25 Pylvään ja diagonaalin liitoksen testausjärjestely

6.23 Pylväänjatko

Joissakin tapauksissa rakenteessa käytettävää pylväsprofiilia ei voi profiloi- da tarpeeksi pitkäksi, tällöin tulee kyseeseen pylvään jatkaminen. Jatkoksen kestävyysmitoitusta voidaan perustaa laskelmiin tai suoritettuihin testeihin.

Pylväänjatkon on toteutettava kaavan 47 mukainen ehto [20 s.3-39]:

$$\frac{N_{sd}}{A_{sp}f_y/\gamma_M} + \frac{M_{j_{sd}}}{M_{sp}/\gamma_M} \leq 1 \quad (47)$$

Missä:

N_{sd} = mitoittava puristuskuormitus

$M_{j_{sd}}$ = mitoittava taivutuskuormitus

M_{sp} = jatko-osan momenttikestävyys

A_{sp} = jatko-osan bruttopoikkileikkauksen pinta-ala

Ja missä $M_{j_{sd}}$ on:

$$M_{jsd} = M_{ysd} + N_{sd} \left(\frac{1}{\chi} - 1 \right) \frac{W_{eff}}{A_{eff}} \sin \frac{\pi x}{\lambda} \quad (48)$$

missä:

χ = ks. kohta 6.4

A_{eff} = heikomman liitettävän osan tehollinen pinta-ala

W_{eff} = heikomman liitettävän osan tehollinen taivutusvastus

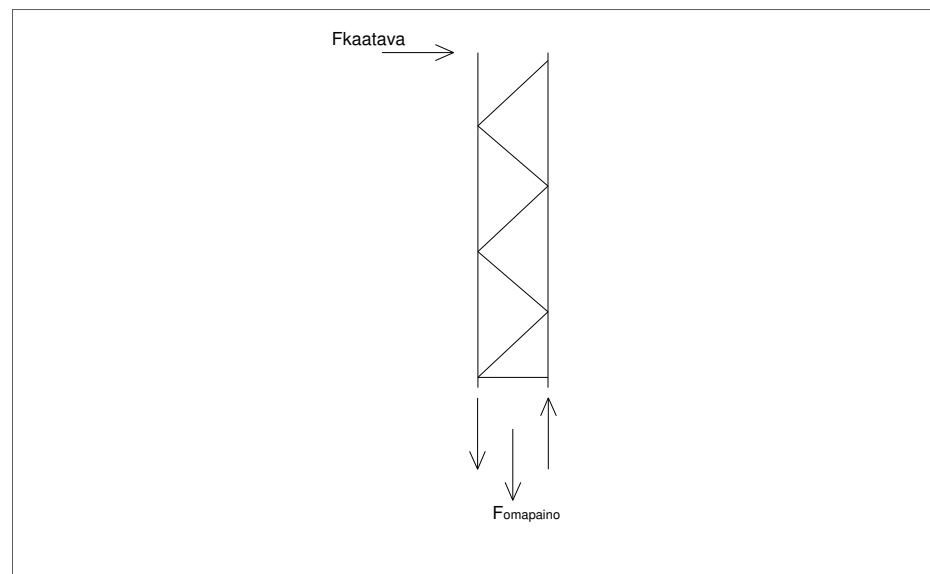
x = mitta nurjahduksen käännepisteestä jatkokseen tai kiinnityspisteen kohdalle

λ = tehollinen pituus

6.24 Rakenteen stabiileetti ja siirtymät

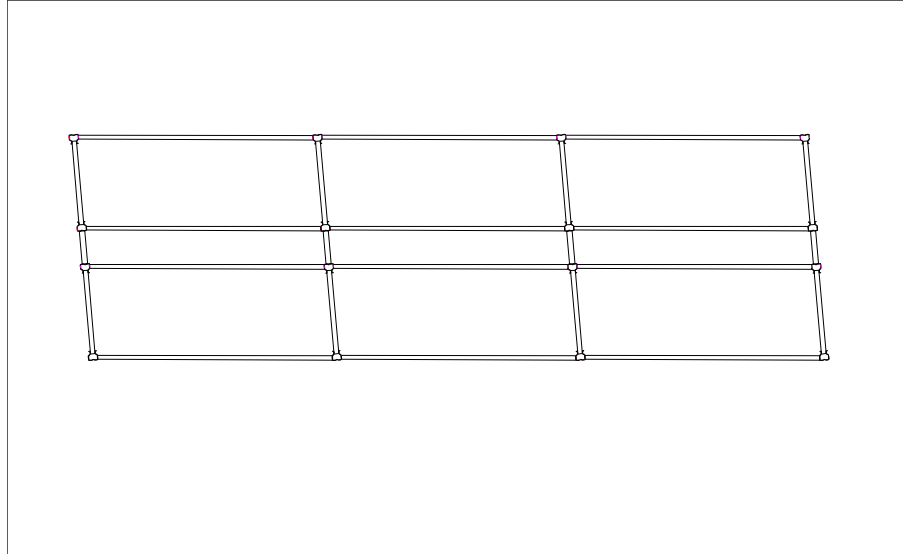
Rakenteen on oltava tarvittavan jäykkä jotta se kykenee kantamaan siihen vaakasuunnassa kohdistuvat kuormitukset. Tarvittava jäykkyys saavutetaan sopivalla jäykistysjärjestelmällä.

Rakenteen on oltava tasapainossa kaatavien kuormien suhteen. Jos kaatavista voimista kohdistuu ankkurointiin vetäviä voimia, on ne otettava huomioon kuvan 26 mukaisesti.



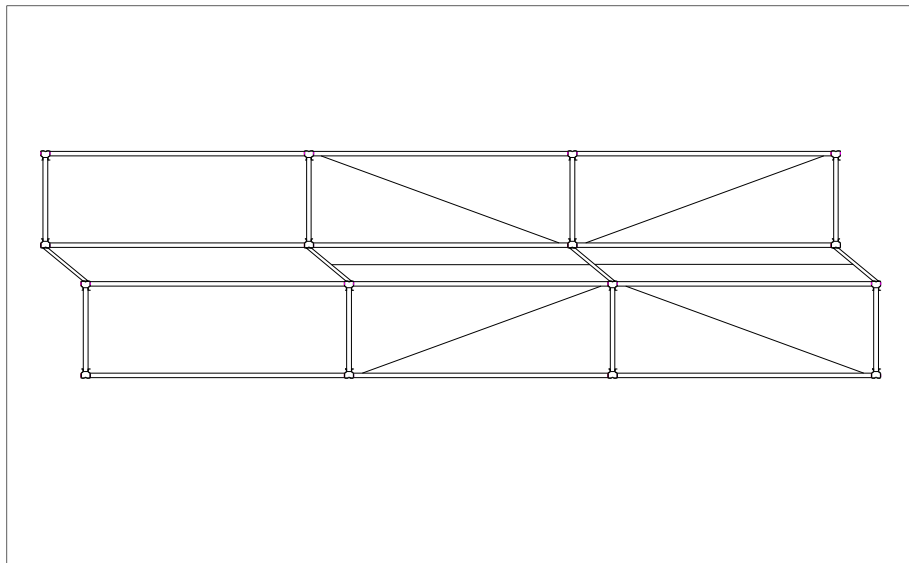
Kuva 26 Rakenteen pystyssä pysyminen

Rakenne on tuettava vaakavinositeillä vinoutumisen estämiseksi (kuva 27), samalla vaakavinositeet siirtävät vinoutumisesta aiheutuvat voimat tukiristikolle. Jos vaakavinositeitä ja takatuenta ei ole, on vinoutumisen vaikutukset otettava huomioon.



Kuva 27 Tukemattoman rakenteen vinoutuminen

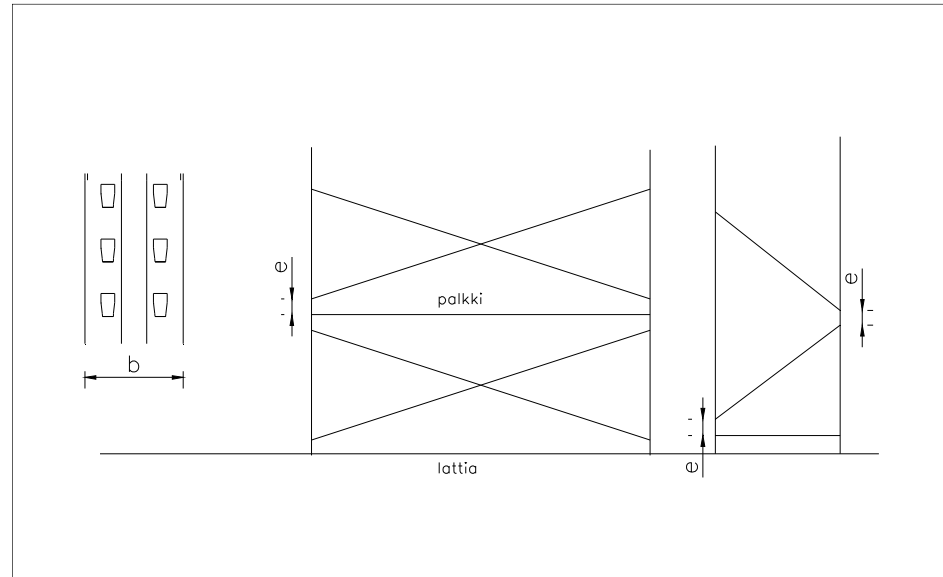
Samantapainen ongelma syntyy kun kaksi toisiinsa sidottua hyllyä pääsevät liikkumaan sivuttaissuunnassa (kuva 28) eikä keskiside ole riittävän jäykkä. Keskisiteen on estettävä tämän suuntainen siirtymä.



Kuva 28 Tuetun rakenteen vinoutuminen

Takatuentaan käytettävien vinositeiden tulee olla niin lähellä rakenneosien keskilinjoja kuin mahdollista. Jos poikkeamat rakenneosien keskilinjoista ovat suuria, ei epäkeskisyydestä aiheutuvia kuormia voida olla huomioimat-

ta. Jäykistysjärjestelmän epätarkkuudet voidaan jättää huomioimatta jos kuvassa 29 oleva mitta e on pienempi kuin puolet pylvään leveydestä tai pylväselementin tapauksessa mitta e ei saa olla suurempi kuin 1.5 kertaa leveys b . [20 s. 1-17.]



Kuva 29 Jäykistysjärjestelmän epätarkkuudet

6.25 Rakenteen kokoonpainuminen

Toiminnallisuuden kannalta on korkeissa automaattivarastoissa otettava huomioon hyllyn kokoonpainuminen korkeussuunnassa [23 s.31].

Kokoon painuminen lasketaan seuraavasti:

$$\Delta y_i = \sum \frac{P_i (y - y_{i-1})}{A_i * E} \quad (49)$$

missä:

Δy_i = yhteenlaskettu kokonaispuristuma

P_i = kuorman arvo tasolla i

y_i = tason korkeus pohjalevystä mitattuna

A_i = bruttopoikkileikkauksen ala

E = kimmomoduli

7 RAKENNEMALLIT

Mitoituksessa käytettävät rakenne- ja tietokonelaskentamallit on esitetty seuraavassa.

Rakenne voidaan mallintaa ja laskea kolmiulotteisena tai jakamalla se kaksiulotteisiin osiin poikkikäytävän ja käytävän suuntaisesti. Sekä FEM- että EN-standardit antavat tähän mahdollisuuden. Tässä työssä on tarkasteltu rakennetta erikseen käytävän ja poikkikäytävän suunnassa.

Hyllysystemin analysointi suoritetaan jakamalla hyllykäytävän suuntaiseen ja käytävän poikkisuuntaiseen osaan. Pylväitä mitoitettaessa voimat näistä kahdesta tapauksesta tulee yhdistää käyttäen kohdan 6.14 mukaista kaavaa.

Siirtymäraajatilat ja lavan käsittelystä aiheutuvat kuormat tulee ottaa huomioon vain yhdessä suunnassa kerrallaan.

7.1 Käytävän pituussuuntainen rakenne

Rakenteenanalyysi käytävän pituussuunnassa tulee suorittaa siten että seuraavat asiat tulevat otetuksi huomioon [20 s.4-13]:

- Aksiaalisten puristavien voimien kaatava vaikutus
- Momentti-kulmakiertymän ominaisuudet palkki-pilariliitoksessa
- Momentti-kulmakiertymän ominaisuudet pylvään liitoksessa lattiaan
- Jäykistysjärjestelmän leikkauskestävyys ja sen liitosten kestävyys
- Kulmakiertymäominaisuudet pylväiden kiinnityksissä
- Vääristymistä aiheutuvat kuormat

Tämän lisäksi analyysissa on huomioitava että:

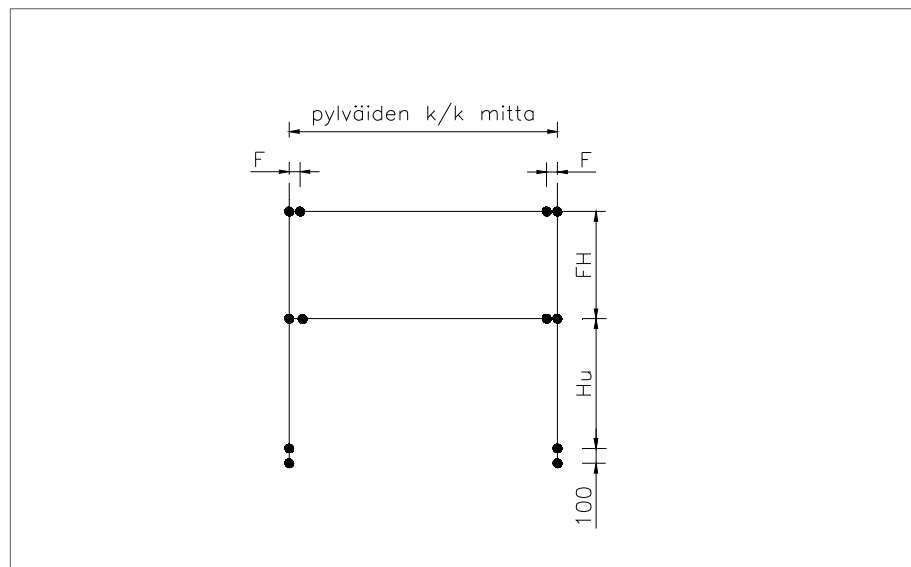
- Jäykistyksestä aiheutuvat kuormat tulee ottaa huomioon pylväiden aksiaalisia kuormia laskettaessa
- Jos hylly on kiinnitetty rakennukseen on tämä kiinnitys otettava huomioon

- Momentti-kulmakiertymän arvot palkki-pilariliitoksessa saadaan testeistä
- On varmallalla puolella olettaa pilarin ja lattian välisen liitoksen olevan nivel, muuten lattiajousen arvo on määritettävä testaamalla.

Rakenteen mallinnus voidaan tehdä joko kaikenkattavasti tai ottamalla otos sopivasta määrästä välikoita. [20 s.4-13.]

7.2 Laskentamalli käytävän pituussuunnassa

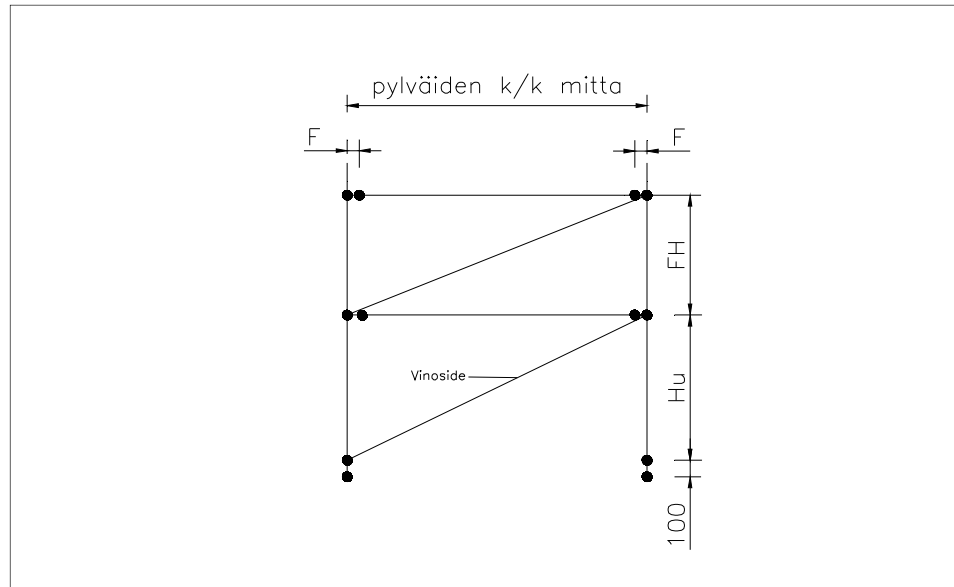
Rakenteen, jossa ei ole ristikkomaista tuentaa, rakennemalli muodostetaan kuvan 30 mukaisesti. Jos pylvään liitoksessa lattiaan käytetään jotain muuta tuki ehtoa kuin niveltä, mallinnetaan alin pilarissa oleva 100 mm pitkä elementti 1000 mm² pinta-alaisena betonielementtinä, ja missä jalanjousta kuvaava arvo sijoitetaan seuraavaan solmuun. Rakennneosat kuvataan rakenteen keskilinjoja pitkin. Vaakapalkin ja pilarin liitoksen välinen jousi sijoitetaan solmuun joka on mitan F päässä pilarista. Mitta F määräytyy käytettävistä profiileista ja se on vaakapalkkikorvakkeen kynsien etäisyys pilarin keskilinjasta. Mallinnuksessa käytettävät liitosten jousien arvot määräytyvät rakenneosille suoritetuista testeistä.



Kuva 30 Jäykistämättömän rakenteen laskentamalli käytävän pituussuunnassa

Mallinnettaessa rakennetta missä on tuenta, mallinnetaan tuentaosat kuten kuvassa 31. Mikäli tukien epäkeskisyys ylittää sallitut arvot on tukien kiinnityksen epäkeskisyys lisättävä malliin ja otettava huomioon mitoituksessa. Tuen-

taosien kiinnittyminen rakenteeseen mallinnetaan nivelenä ja jos sauvat eivät kestä puristusta, ne mallinnetaan pelkinä vetosauvoina.



Kuva 31 Jäykistetyn rakenteen laskentamalli käytävän pituussuunnassa

7.3 Poikkikäytävän suuntainen rakenne

Määrittäessä kestävyyttä poikkikäytävän suunnassa tulee seuraavat seikat ottaa huomioon [20 s.4-3].

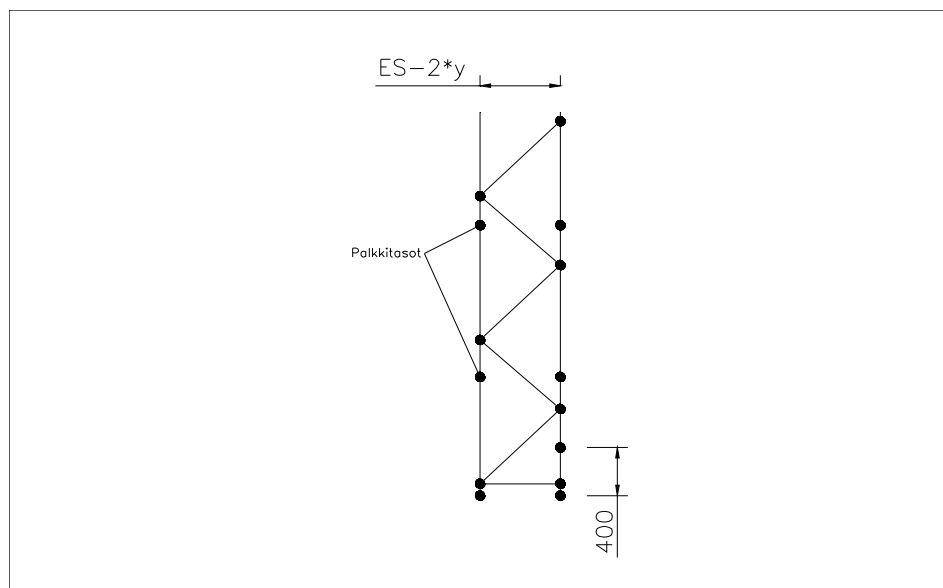
- Elementin leikkausjoustavuus sisältäen pylväiden ja diagonaalien liitosten jouston.
- Elementtien liitosten momentti-kiertymäkäyttäytyminen
- Koneista ja laitteista johtuvat kuormat
- Lattiakiinnitysten momentti-kiertymäominaisuudet
- Elementin kokonaisstabiileetti
- Vääristymistä aiheutuvat kuormat

On varmalla puolella olettaa lattiakiinnityksen olevan nivel.

7.4 Laskentamalli käytävän poikkisuunnassa

Rakenteen laskentamalli käytävän poikkisuunnassa muodostetaan kuvan 32 mukaisesti. Mallissa diagonaalit liittyvät pylväisiin nivelillä. Vaakapalkki taso-

jen kohdalla rakenteeseen lisätään solmu. Rakenne mallinnetaan rakenteen keskilinjojen mukaan. Käytävän puoleiseen pylvääseen lisätään yksi solmu 400 mm korkeudelle. Tätä solmua käytetään törmäyskuormaa varten. Suunnittelijan on tarpeen mukaan lisättävä malliin ne solmut ja kuormitukset, mitkä missäkin suunnittelutilanteessa tulevat kysymykseen. Kun elementti liittyy kattorakenteeseen, on kattorakenteen kiinnitystapa otettava huomioon.



Kuva 32 Laskentamalli käytävän poikkisuunnassa

7.4.1 Yksinkertaistettu malli käytävän poikkisuunnassa

Poikkikäytävän suuntaan rakenne voidaan mallintaa myös yksinkertaistaen siirtymien laskemista varten. Tämä menetelmä antaa lähempänä todellisuutta olevan sivuttaissiirtymän arvon. Menetelmässä pylväselementin neliömomenttia pienennetään jakamalla neliömomentti kuudella mikä on testien mukaan huomattu paikkansa pitäväksi ja näin arvioida rakenteen siirtymää.

Tällöin Steinerin säännön mukaisesti saadaan koko elementin neliömomentti elementin keskilinjan suhteen laskettuna:

$$I_{\text{elementti}} = I_0 + Aa^2 \quad (50)$$

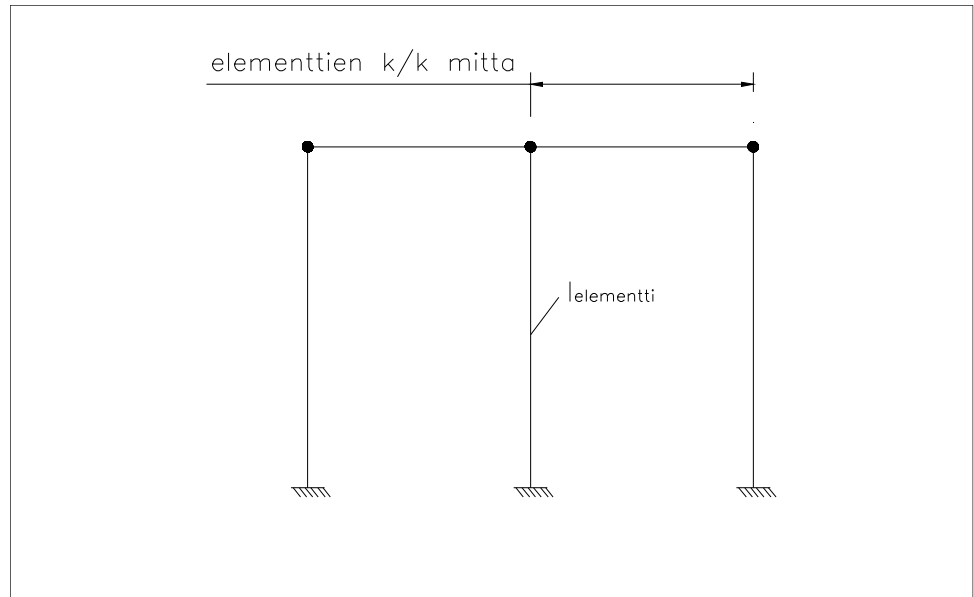
missä

$I_{elementti}$ = elementin kokonaisneliömomentti

A = pilariprofiilin bruttopinta-ala

a = pilariprofiilin painopisteen etäisyys elementin keskeltä mitattuna

I_0 = pilariprofiilin neliömomentti z-akselin suhteen. (kuva 8 s.17)



Kuva 33 Yksinkertaistettu laskentamalli käytävän poikkisuunnassa

Tämän jälkeen voidaan kuvan 33 mukaista mallia käyttää hyväksi rakenteen siirtymän laskennassa joko tietokonemallinnuksena tai käsin laskien.

Tällöin esimerkiksi rakenteen sivuttaissiirtymä kuvan 33 mukaisella rakenteella on:

$$\delta = \frac{FL^3}{9EI_{elementti}} \quad (51)$$

Em. menetelmää voi käyttää vain siirtymien laskemiseen, rakenneosien kestävyyden laskemiseen malli ei ole riittävä.

7.4.2 Vaakapalkin laskentamalli

Vaakapalkin mitoitukseen voidaan käyttää likimääräiskaavoja tai sijoittamalla rakenteeseen solmuja vaakapalkin taipuman selvittämiseksi. Rakenteen epäkeskeisyydet tulee ottaa huomioon.

7.5 Jäykistysjärjestelmä

Hyllyrakenne vaatii, jos pelkkä korvakkeen jäykkyys ei ole riittävä, toimiakseen tuennan. Vakio tuentaosat rakenteen vinoutumisen estämiseksi ovat seuraavat.

7.5.1 Vaakavinotuet

Vaakapalkkeihin kiinnitetyt vaakavinotuet estävät rakenteen vinoutumisen sekä siirtävät voimat vaakatasossa takatuennalle. Vaakavinotuet voivat olla veto- tai veto/puristussauvoja.

7.5.2 Keskisiteet

Hyllyt toisiinsa sitovilla keskisiteillä, kun käytetään takatukiristikkoa, on oltava riittävä lujuus jotta ne voisivat siirtää vaakavoimat vaakapalkkitasoilta takatukiristikolle. Tämän lisäksi niiden on estettävä rakenteen vinoutuminen kuvan 28 (s.62) mukaisella tavalla.

7.5.3 Takatukiristikko

Takatukiristikko siirtää rakenteeseen kohdistuvat vaakavoimat perustuksille sekä vastustaa rakenteen siirtymistä hyllykäytävän suunnassa.

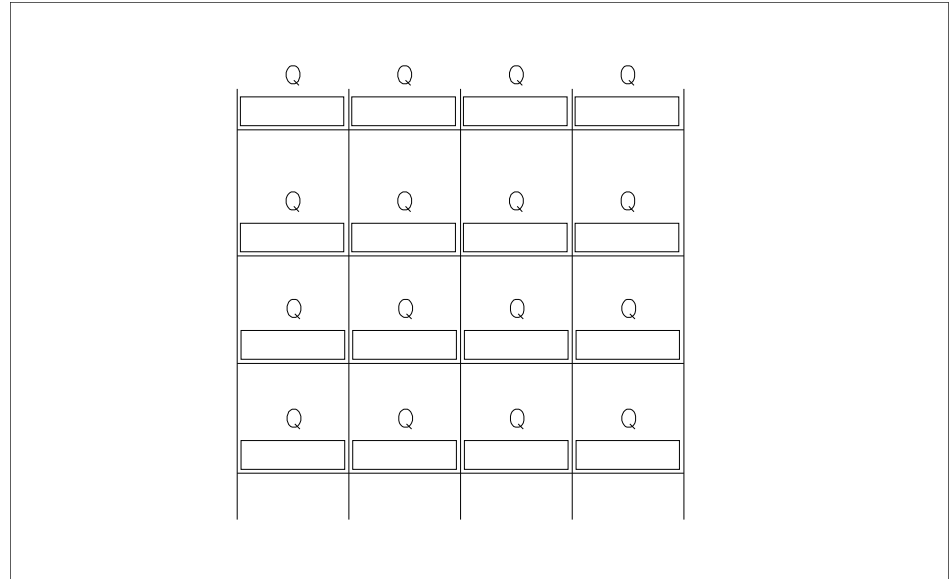
8 KUORMITUKSET

8.1 Kuormat

Eri kuormitustapaukset lisätään rakenteen tietokonemalliin seuraavasti.

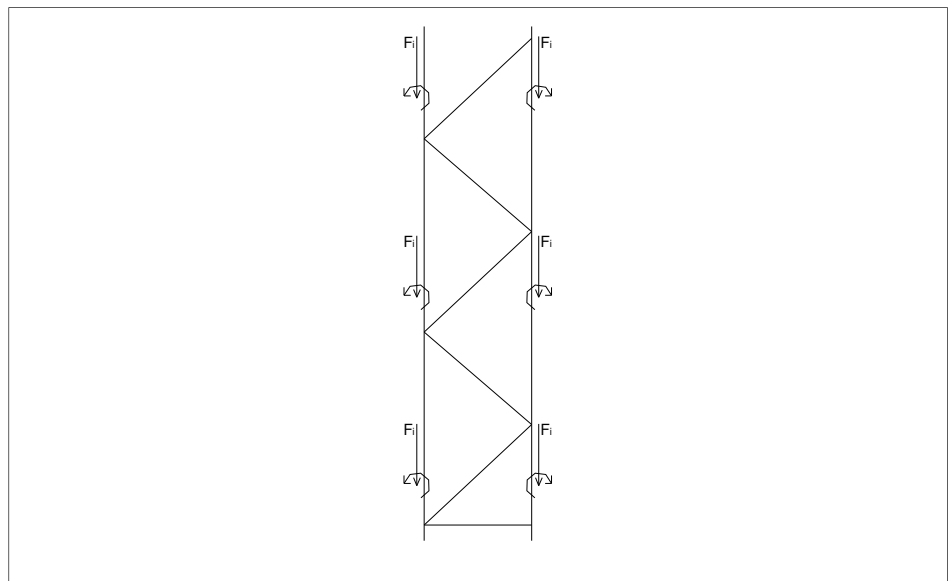
8.1.1 Täysikuormitus

Pylvään maksimi puristuskuormituksen määrittämiseen käytetään kuormitustapausta jossa kaikki vaakapalkki tasot katsotaan täysin kuormitetuiksi. Kuorman oletetaan jakautuvan tasaisesti vaakapalkille. Kuorma vaakapalkilla on puolet tasokuormasta.



Kuva 34 Täysikuormitus

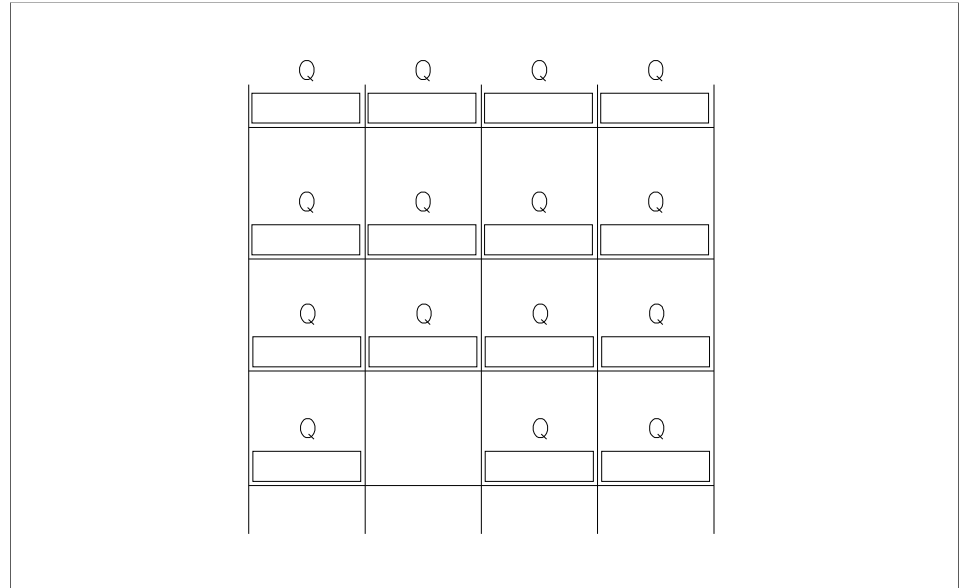
Maksimikuormitus hyllyjen poikkisuunnassa kuvassa 35 jossa otetaan huomioon myös vaakapalkkien epäkeskeisyydestä aiheutuva momenttikuorma. Momenttikuorma syntyy vaakapalkin korvakkeen epäkeskeisyydestä.



Kuva 35 Täysikuormitus käytävän poikkisuunnassa

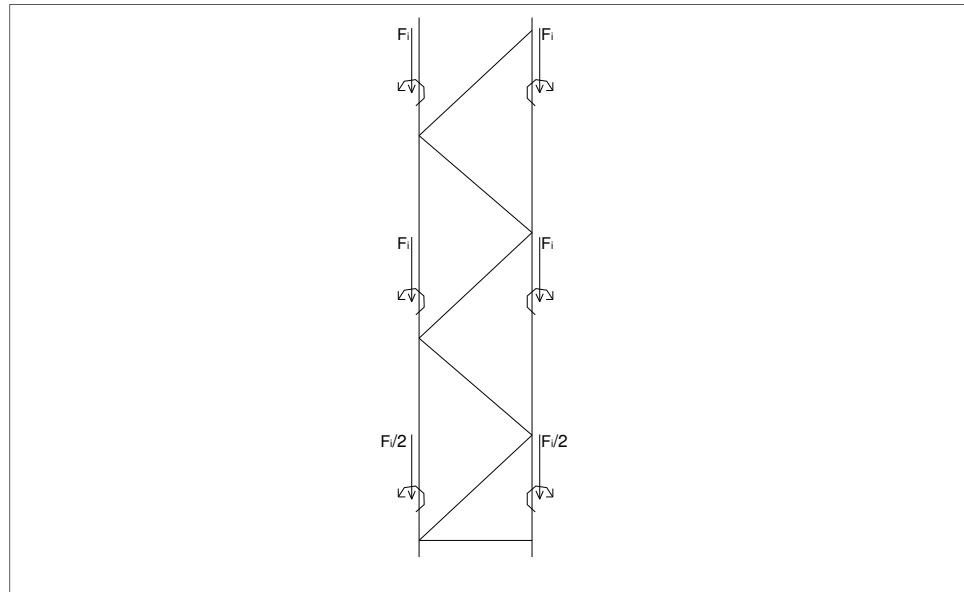
8.1.2 Kuormitustapaus pylvään maksimimomentin selvittämiseksi

Kuvassa 36 kuvattua kuormitustapausta käytetään pylvään maksimimomentti kuormituksen laskemiseksi. Kun solamäärä on pienempi kuin 2 niin tätä kuormitustapausta ei huomioida.



Kuva 36 Kuormitustapaus pylvään maksimi momentille

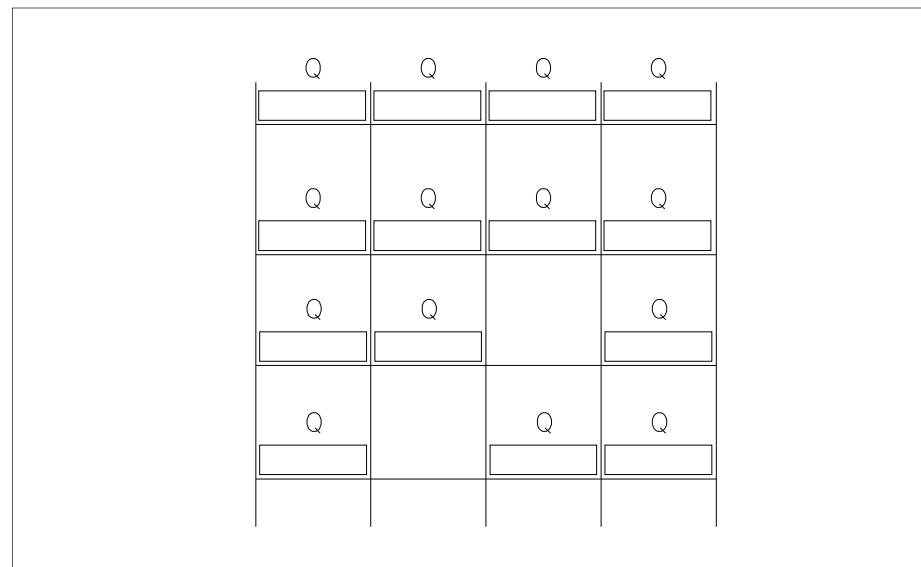
Vastaava kuormitustapaus elementin poikittaissuunnassa kuvassa 37 vain puolet kuormasta huomioidaan alimman vaakapalkkitason kohdalla. Kun solamäärä on pienempi kuin 2 niin tätä kuormitustapausta ei huomioida.



Kuva 37 Maksimimomentti 1 hyllyn poikkisuunnassa

8.1.3 Kuormitustapaus 2 Pylvään maksimimomentin selvittämiseksi

Kuvan 38 mukainen kuormitustapaus voi tulla määrääväksi jos toisen tason korkeus suhteessa ensimmäisen korkeuteen on suuri. Siinä tapauksessa että väliköiden lukumäärä on < 3 tai vaakapalkkitasojen määrä on < 2 , tätä kuormitustapautta ei huomioida.

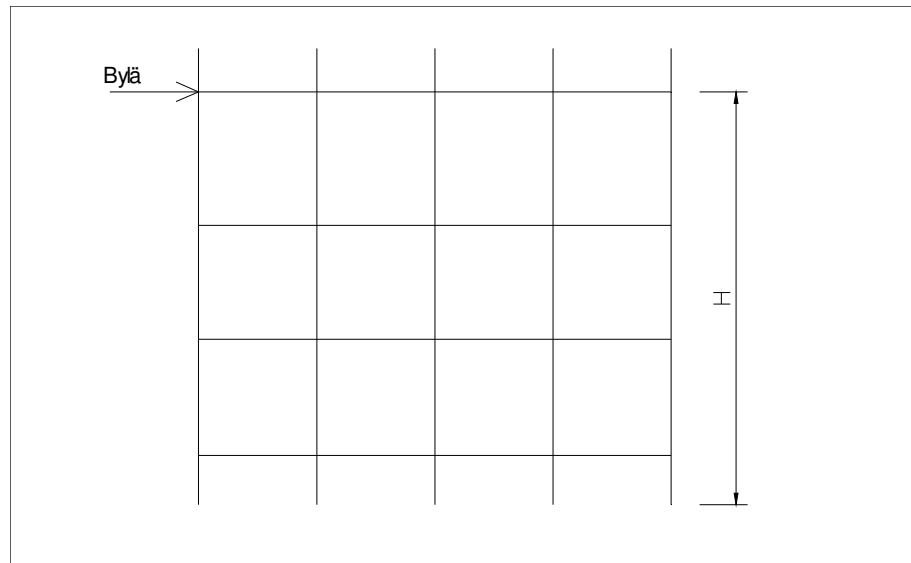


Kuva 38 Toinen kuormitustapaus pilarin maksimimomentin selvittämiseksi

8.1.4 Lastauskuorma rakenteen yläpäässä

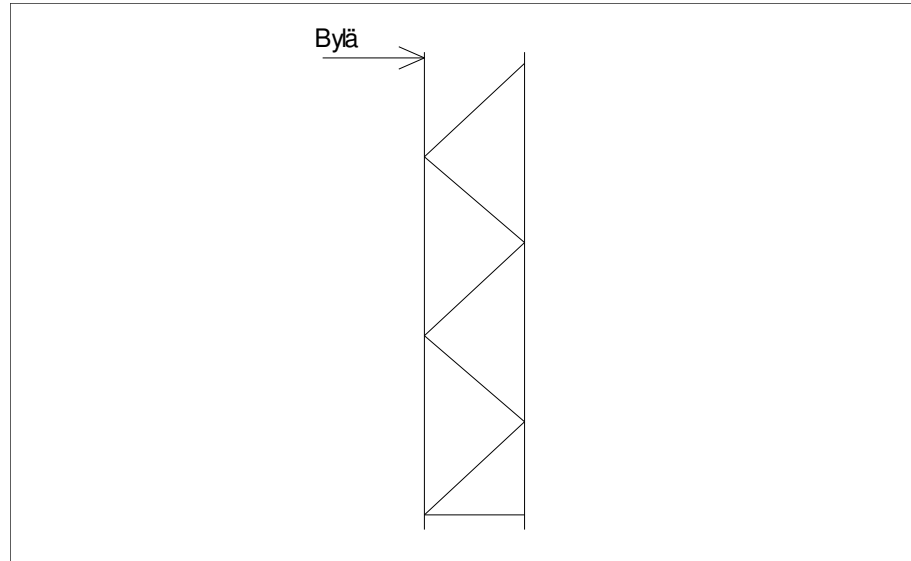
Kyseinen kuormitustapaus ottaa huomioon lavan käsittelylaitteista aiheutuvan kuormituksen hyllyn yläpäässä (kuva 39). Kuorman suuruus on riippuvainen rakenteen korkeudesta H . Kun $H < 3\text{m}$ niin $B_{\text{ylä}} = 0,5\text{kN}$, jos $H > 6\text{m}$ niin $B_{\text{ylä}} = 0,25\text{kN}$, väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

Kuormitustapaus otetaan huomioon sekä käytävän pituussuuntaisessa että poikittaissuuntaisessa mitoituksessa.



Kuva 39 Lastauskuorma ylimmällä vaakapalkkitasolla

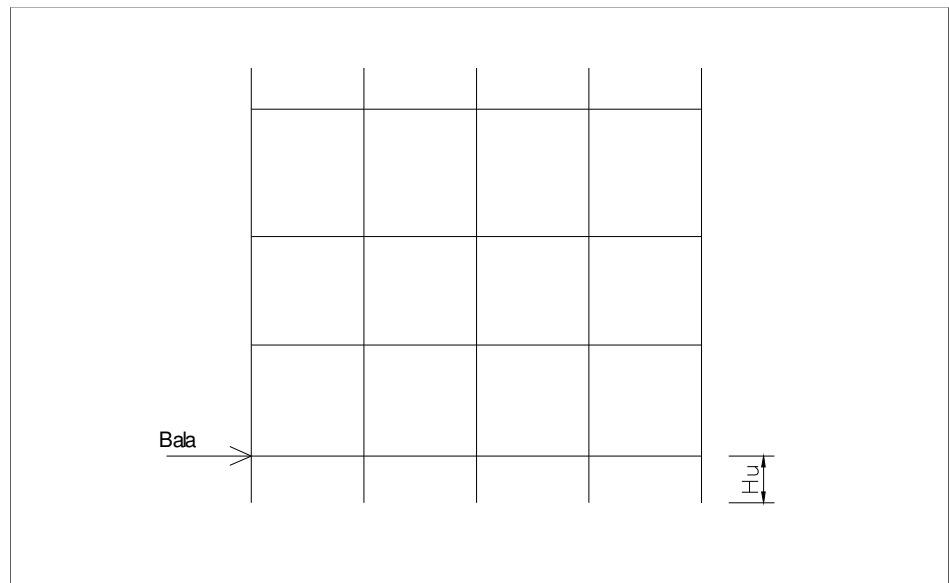
Lastauskuorma hyllyn yläpäässä (kuva 40) asetetaan elementin yläpäähän. Sen suuruus riippuu hyllyn korkeudesta H . Jos $H < 3\text{m}$ on $B_{\text{ylä}} = 0,5\text{kN}$. jos $H > 6\text{m}$ $B_{\text{ylä}}$ on $0,25\text{kN}$. Arvot 3 ja 6 metrin välillä interpoloidaan.



Kuva 40 Lastauskuorma ylimmällä vaakapalkkitasolla

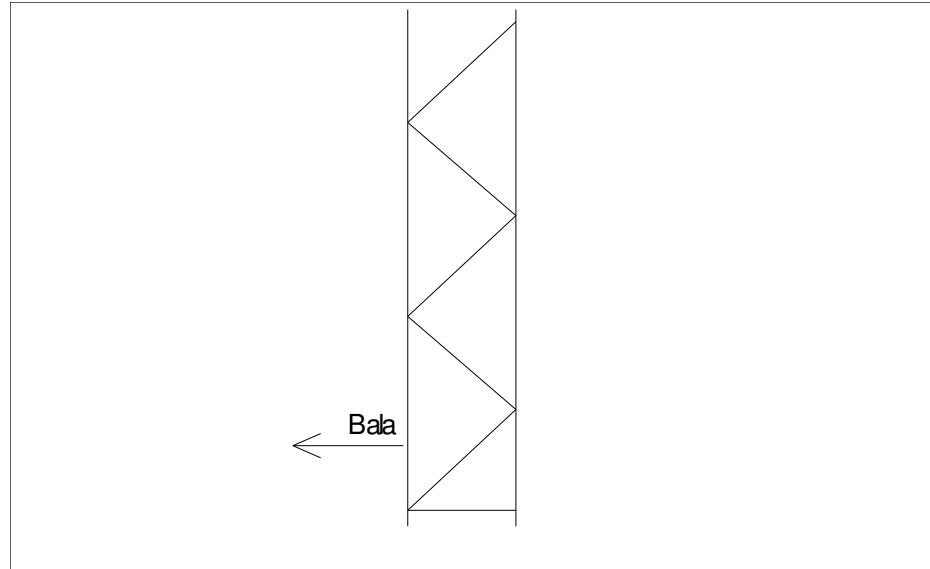
8.1.5 Lastauskuorma alimmalla vaakapalkkitasolla

Kyseinen kuormitustapaus ottaa huomioon lavankäsittelystä aiheutuvan kuorman rakenteen alimmalla vaakapalkkitasolla. Kun $H_u < 3\text{m}$ niin $B_{\text{ala}} = 0,5\text{kN}$ jos $H_u > 6\text{m}$ niin $B_{\text{ala}} = 0,25\text{kN}$, väliarvot interpoloidaan lineaarisesti.



Kuva 41 Lastauskuorma alimmalla vaakapalkkitasolla käytävän pituussuunnassa

Lastauskuorma, jonka arvo on $0,5\text{kN}$, hyllyn alapäässä sijoitetaan alimpaan diagonaaliväliin. Kuormaa ei oteta suoraan laskennassa huomioon, vain kuorman aiheuttama taivutusmomentti. Alimman diagonaalikohdan kohdalle asetettu voima käytetään maksimi diagonaalivoimien selvittämiseen.



Kuva 42 Lastauskuorma alimmalla vaakapalkkitasolla käytävän poikittaissuunnassa

8.1.6 Hissikuorma

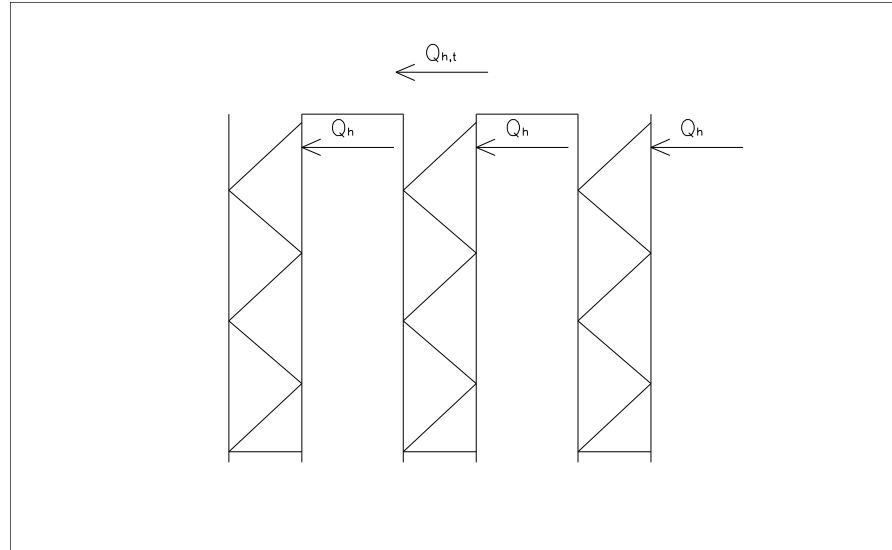
Kun rakenne kantaa lavankäsittelylaitteista aiheutuvia kuormia ne otetaan huomioon taulukon 12 mukaisesti.

Taulukko 12 Hissikuormat

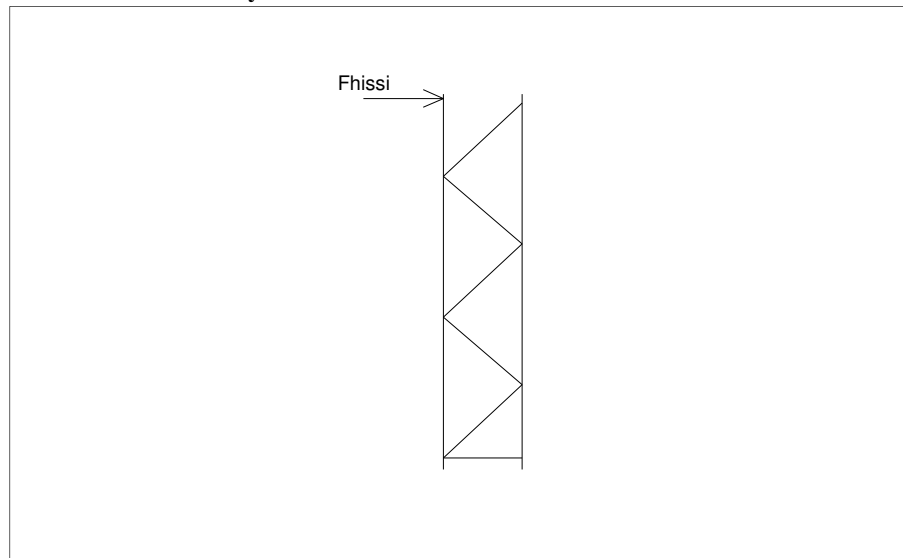
Hissien määrä	$Q_{h,t}$
1-2	ΣQ_h
3	$0.85 * \Sigma Q_h$
4	$0.7 * \Sigma Q_h$
≥ 5	$3 * Q_h$

Missä Q_h on maksimi vaakasuora hissikuorma ja $Q_{h,t}$ yhteen sidottujen elementtien hissikuormien redusoitusumma. F_{hissi} on $Q_{h,t}/n_{rt}$ missä n_{rt} on yhteen sidottujen elementtien määrä.

Kun rakenteessa on ylätuenta, joka jakaa kuorman viereisille elementeille, on vaakakuorma $F_{hissi}/2$.



Kuva 43 Lavankäsittelylaitteista aiheutuvat kuormitukset



Kuva 44 Lavankäsittelylaitteista aiheutuvat kuormitukset yhdelle elementille

8.1.7 Rakenteen vinoudesta aiheutuvat kuormat

Siirtymien aiheuttama lisäkuormitus tulee ottaa huomioon joko mallintamalla alkusivusiirtymät todellisten siirtymien mukaisesti tai korvata ne vastaavilla ekvivalenteilla lisävaakavoimilla.

Rakenteen vinoudesta aiheutuvat kuormat otetaan huomioon ekvivalentteina vaakakuormina $S_{i,j}$ käytävän pituussuunnassa. $S_{i,j}$ (kuva 46) lasketaan seuraavasti:

$$S_{i,j} = \phi * \frac{Tasokuorma_{i,j} + Tasokuorma_{i+1,j}}{4} \quad (52)$$

ja käytävän poikkisuunnassa vastaava kuormitus S_q on:

$$S_q = \phi * (\text{tasokuorma}) \quad (53)$$

Missä ϕ on EN1993-1-1 mukaisesti:

$$\phi = \phi_0 * \alpha_h * \alpha_m \quad (54)$$

missä:

$$\phi_0 = \text{perusarvo } \phi_0 = 1/200$$

α_h = pilareihin sovellettava korkeuden h pienennystekijä

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$$

mutta:

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

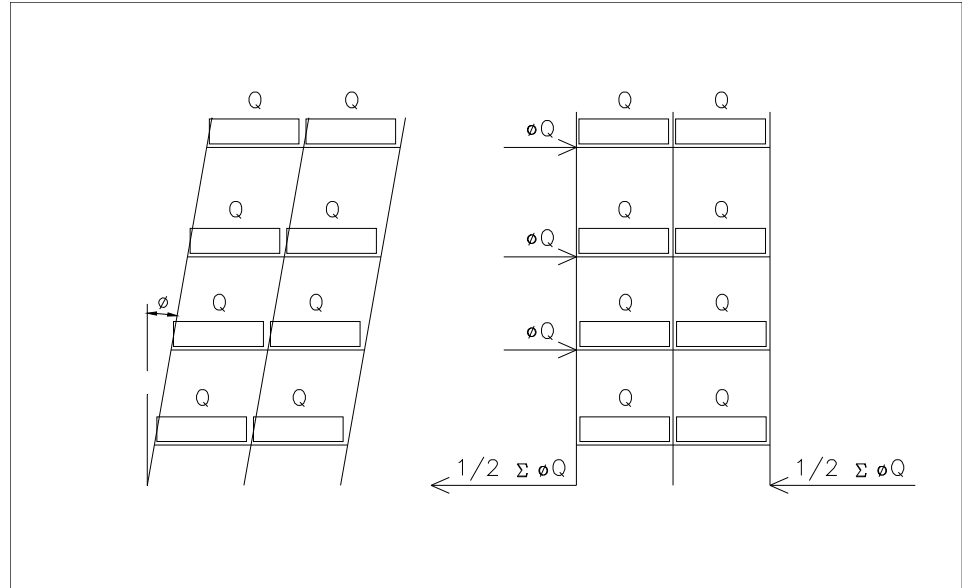
h = korkeus metreinä

α_m = pienennystekijä joka ottaa huomioon rivissä olevien pilarien lukumäärän

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})}$$

m = rivissä olevien pilarien lukumäärä

Sivuttaissiirtymästä aiheutuvat voimat voidaan laskea myös käyttämällä FEM-standardin mukaista tapaa joka antaa kuormille hieman EN-standardia pienemmän tuloksen johtuen hyllyrakenteen säännöllisyydestä. FEM-standardin mukainen laskentatapa ottaa huomioon pylvään ja palkin liitoksesta (vakiovaakapalkin korvake) aiheutuvan väljyyden.



Kuva 45 Alkuvusiirrymän määrittäminen

Siirtymäkerroin ϕ määritetään FEM-standardin mukaan seuraavasti:

$$\phi = \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{n_c}\right)} \sqrt{\left(\frac{1}{5} + \frac{1}{n_s}\right)} (2\phi_s + \phi_\lambda) \quad \text{missä } \phi \leq (2\phi_s + \phi_\lambda)$$

$$\text{ja missä } \phi \geq (\phi_s + 0,5\phi_\lambda) \quad \text{ja } \phi \geq \frac{1}{500}$$

missä:

n_c = käytävän suuntaisten pylväiden määrä

n_s = vaakapalkkitasojen määrä

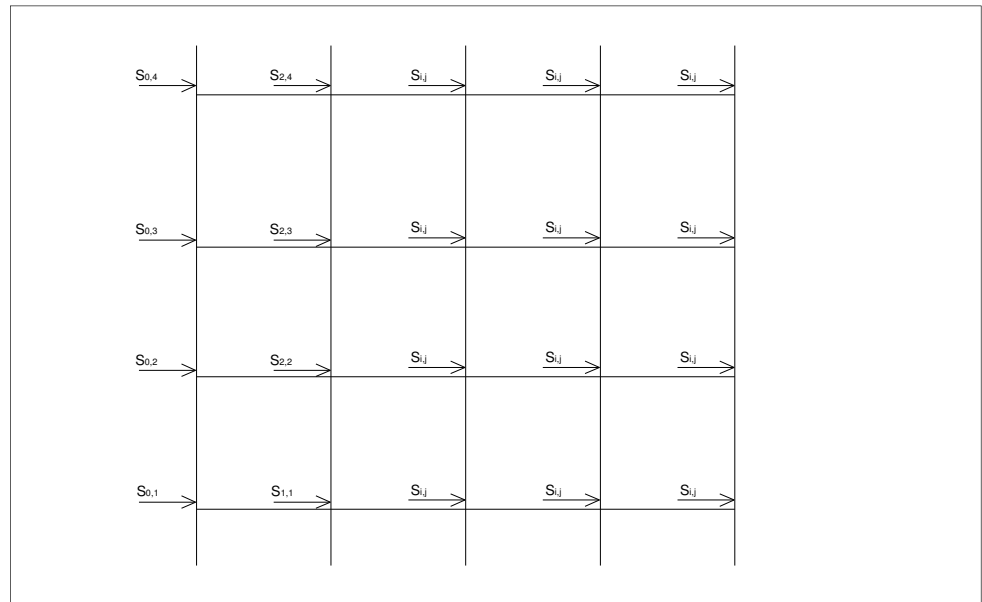
ϕ_s = suurin sallittu sivusiirtymä jaettuna korkeudella

ϕ_λ = kiinnityskorvakkeen väljyys

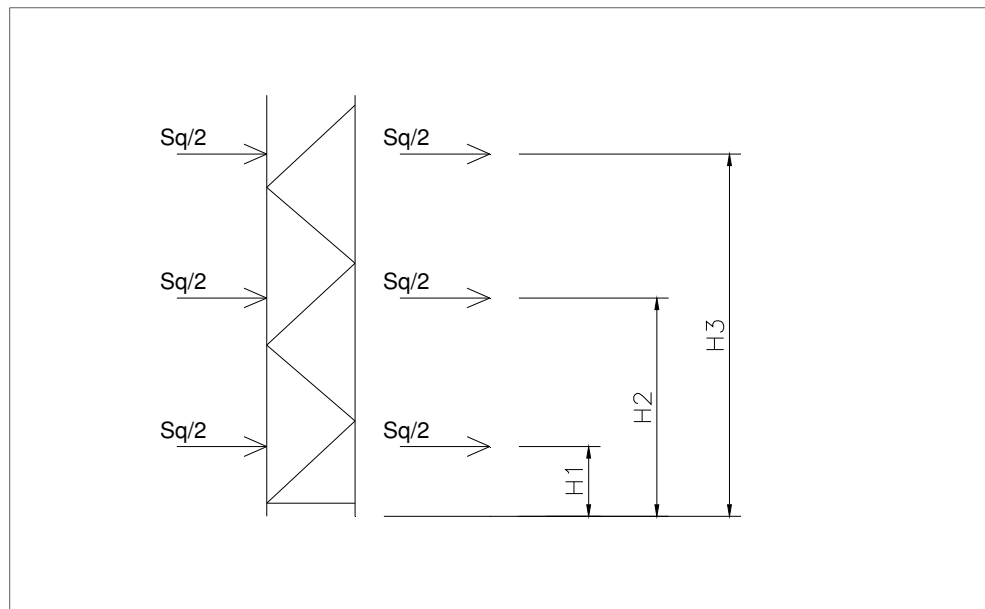
huom. ristikkorakenteelle $\phi_\lambda = 0$

Lisävaakavoimat kohdistuvat rakenteeseen kuvan 45 mukaisesti niin että nettotukireaktio on 0.

Käytävän poikkisuuntaan, silloin kun ristikkoelementit on kiinnitetty toisiinsa esim. yläsitein tai välitasoilla, määritetään ϕ kuten edellä niin, että n_c on yhtä kuin yhdessä toimivien ristikkoelementtien määrä ja $(1/5 + 1/n_s) = 1$



Kuva 46 Ekvivalentit vaakavoimat



Kuva 47 Ekvivalentit vaakavoimat käytävän poikkisuunnassa

8.1.8 Pylväiden käyryys

Pylväiden käyryydestä aiheutuvat lisävoimat voidaan jättää huomioon ottamatta jos eniten aksiaalisesti kuormitettu osa täyttää seuraavan ehdon:

$$\sqrt{\frac{N_{sd}s^2}{EI}} > \frac{\pi}{2} \quad (50)$$

missä:

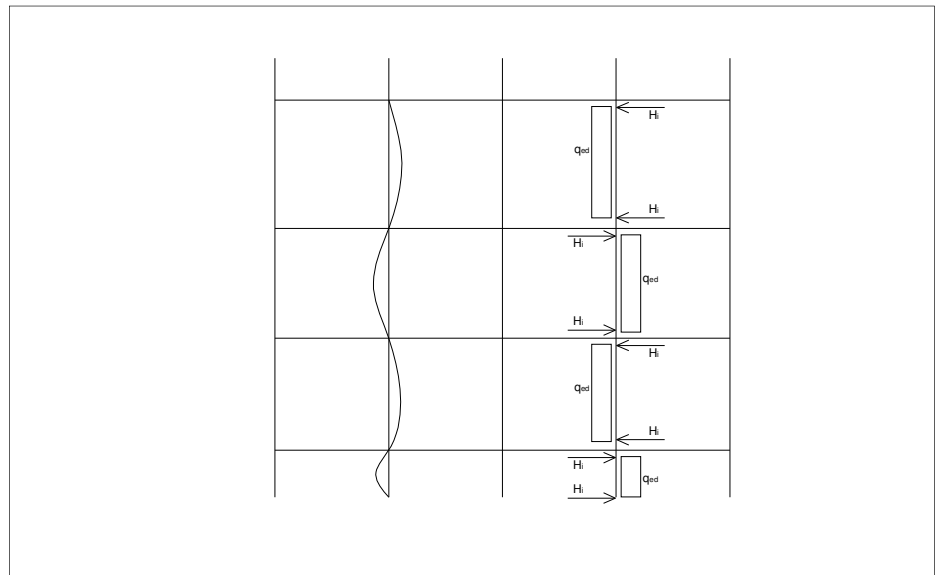
N_{sd} = rakenneosan suunnittelukuormitus

s = rakenneosan pituustaso nurjahduksessa

E = kimmokerroin

I = neliömomentti nurjahdusakselin suhteen

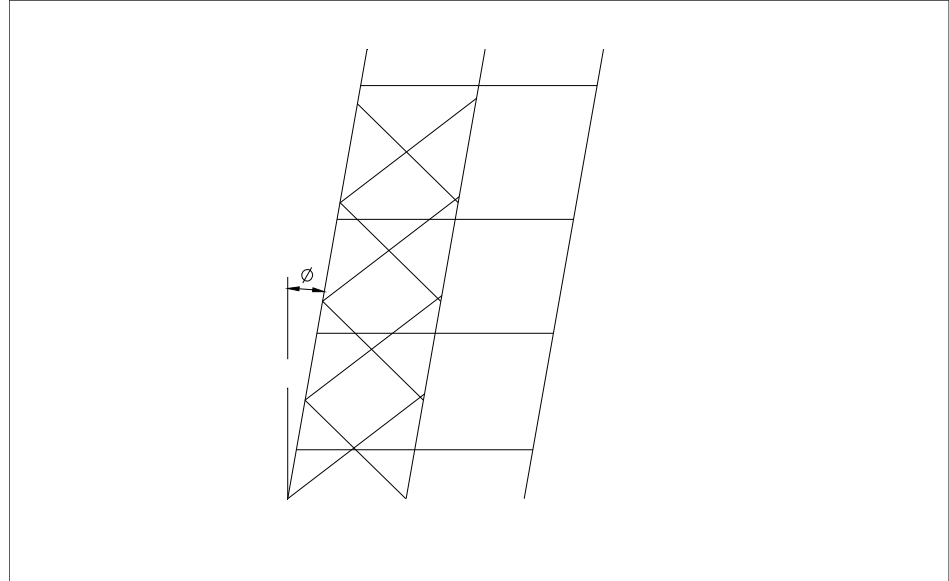
Muussa tapauksessa käyryys otetaan huomioon kuvan 48 mukaisesti.



Kuva 48 Pylväiden alkukäyryden huomioon ottava kuormitus

8.1.9 Jäykistysjärjestelmän epätarkkuus

Jäykistysjärjestelmän epätarkkuus otetaan FEM-standardin mukaan huomioon kuten edellä mutta jossa n_c on tukiristikolla yhdistettyjen elementtien lukumäärä.



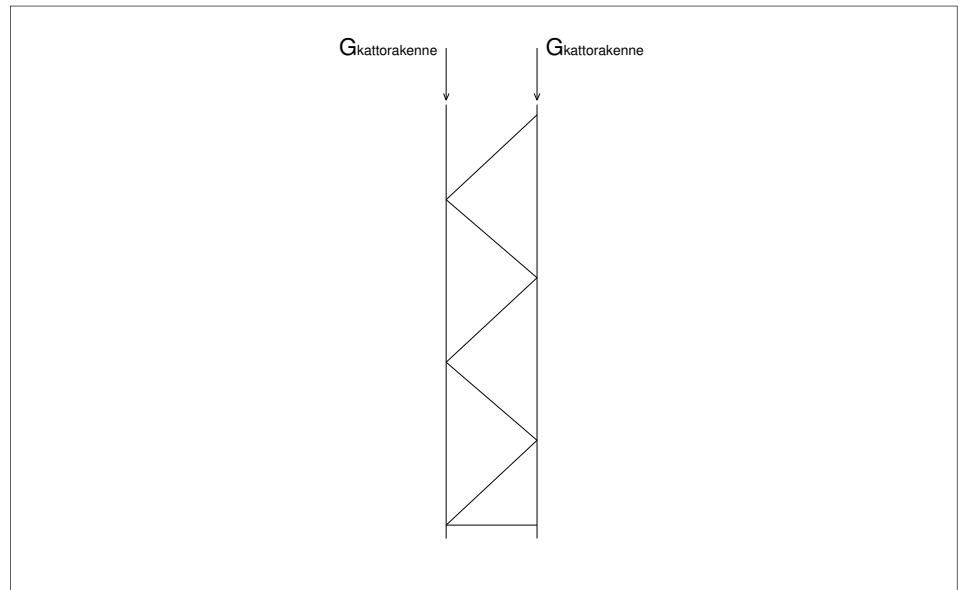
Kuva 49 Jäykistysjärjestelmän epätarkkuus

8.1.10 Kattorakenteen omapaino

Laskennassa on otettava huomioon kattorakenteiden paino. Kattorakenne lisätään pylväiden yläpäihin rakenteen molemmissa suunnissa. Kun rakenteen paino on huomattava, myös rakenteen aiheuttama epäkeskinen kuormitus on otettava huomioon. Sekä rakenteen mahdollisesta epäkeskisyydestä että kattoliitoksen epäkeskisyydestä aiheutuva kuormitus on huomioitava.



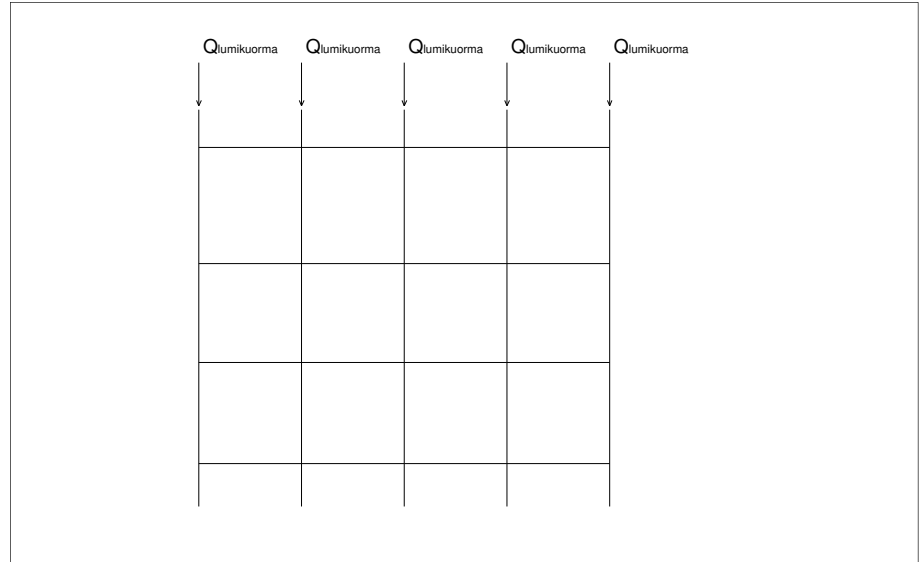
Kuva 50 Kattorakenteen omapaino



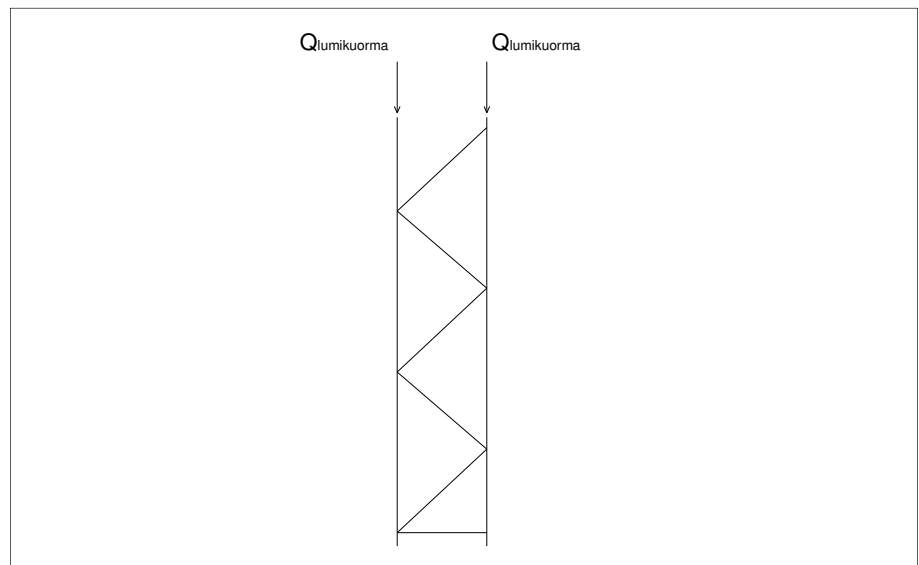
Kuva 51 Kattorakenteen omapaino

8.1.11 Lumikuorma

Lumikuorma lisätään rakenteen yläpäähän ja sen suuruus määräytyy sen alan mukaan jolta lumikuorma kerääntyy. Myös lumikuorman sivuttaiskomponentti on otettava huomioon. Jos rakennuksessa on lämmitys, voidaan lumikuorman arvoa mahdollisesti pienentää. Lumen kinostuminen katolla mahdollisesti oleviin esteisiin pitää huomioida, sekä jos rakenne on toisen rakennuksen vieressä mikä aiheuttaa lumen kerääntymistä katolle. Lumikuorma otetaan huomioon rakenteen molemmissa suunnissa.



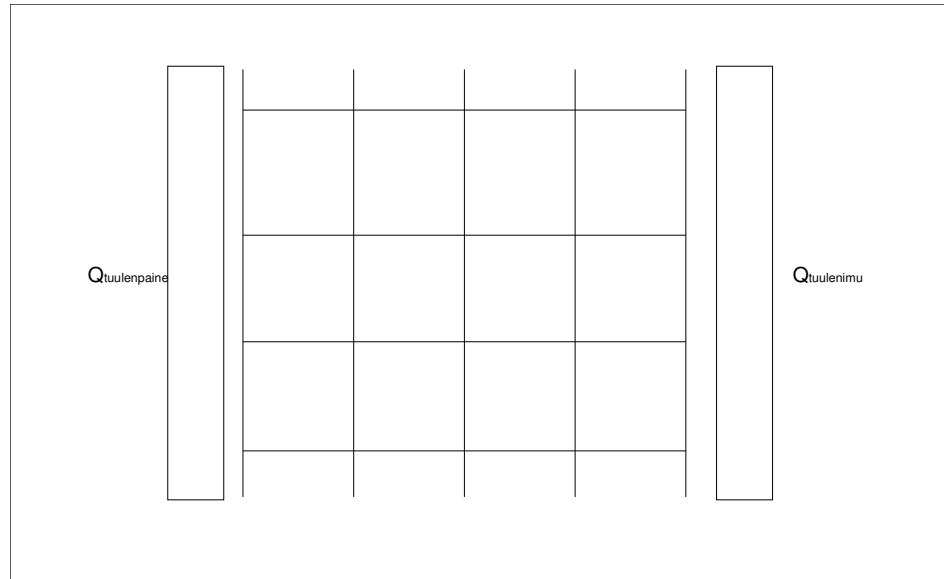
Kuva 52 Lumikuorma



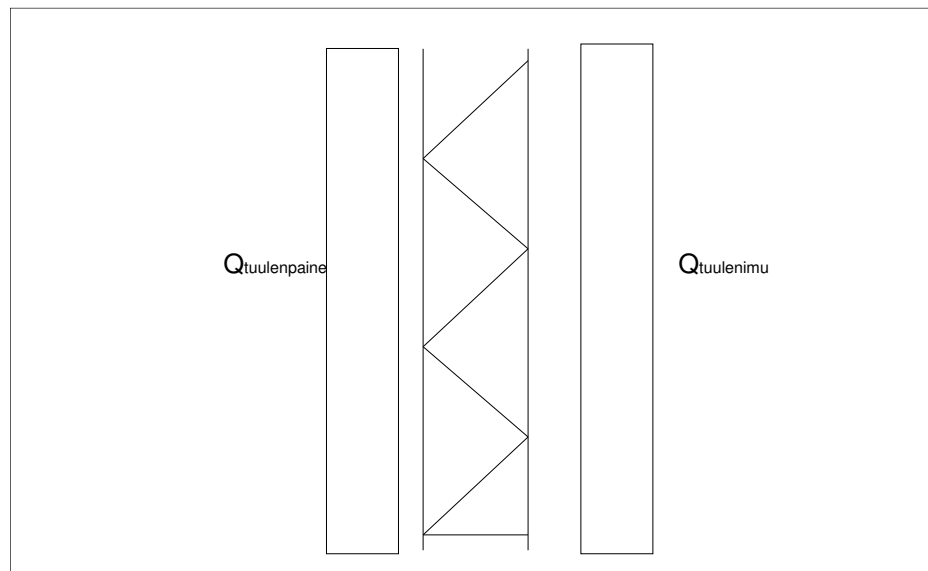
Kuva 53 Lumikuorma

8.1.12 Tuulikuorma

Tuulikuorma rakenteelle määräytyy maaston ominaisuuksien ym. ominaisuuksien mukaan. Tuulikuorma vaikuttaa rakenteen molemmissa suunnissa ja määräytyy EN-1991-1-4 mukaisesti. Myös katolle tuleva tuulikuorma tulee ottaa huomioon sen kaatavan vaikutuksen takia, mutta myös silloin kun mitoitetaan kattorakennetta ja sen kiinnityksiä.

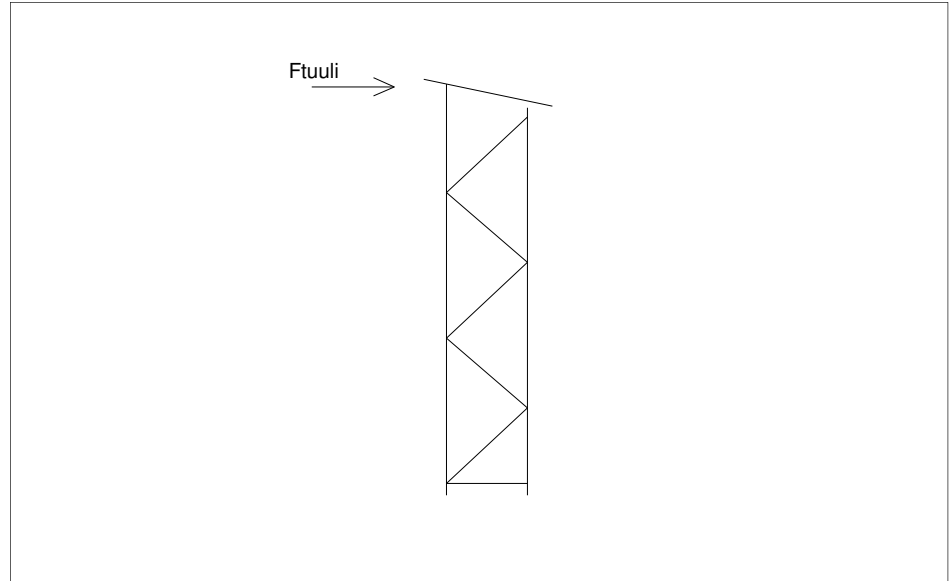


Kuva 54 Tuulikuorma



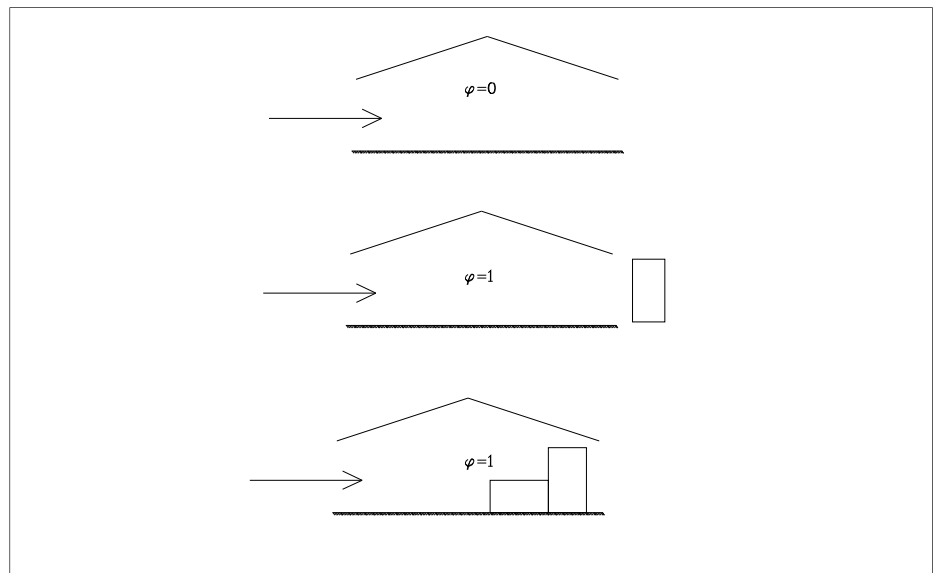
Kuva 55 Tuulikuorma

Katon kohdistuvan tuulikuorman kaatava vaikutus voidaan ottaa huomioon joko katon projektiopinta-alaan kohdistuvana tai tuulen paineen avulla laskemalla tuulikuorman vaakasuora komponentti.



Kuva 56 Tuulikuorma kattorakenteelle

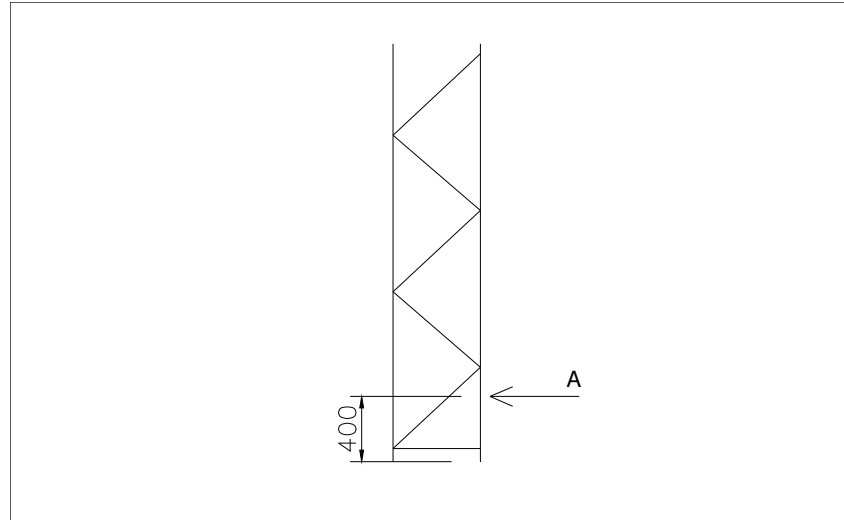
Katoksen tukkeutumisaste tulee ottaa suunnittelussa huomioon kun laskeaan kattorakenteeseen kohdistuvia kuormia ja katon kiinnityksiä.



Kuva 57 Rakenteen tukkeutumisaste

8.1.13 Onnettomuuskuorma

Onnettomuuskuorma oletetaan törmäyskuormaksi jossa kuormitus kohdistuu 400 mm pylvään juuresta. Onnettomuuskuorma on törmäyskuorma ja voidaan määrittellä EN1991-2-7 mukaisesti.



Kuva 58 Onnettomuuskuorma

8.2 Kuormitustapaukset ilman luonnonkuormia

Rakenteen kestävyuden määrittämisessä käytetään seuraavia kuormitusyhdistelmiä.

8.2.1 Käytävän pituussuunnassa

Taulukko 13 Kuormitusyhdistelmät käytävän pituussuuntaan

	Tavallinen							Yhdistelyyn			
	KT1	KT2	KT3	KT4	KT5	KT6	KT7	KT8	KT9	KT10	KT11
omapaino(voidaan jättää huomioimatta ks.ehto)	γ_f	γ_f	γ_f	1	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$	γ_f	γ_f	γ_f	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$
Lavakuorma täysi	γ_f						γ_f				
Lavakuorma Pylvään max mom 1		γ_f			$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$		γ_f		$\gamma_{f^{**}\psi}$	
Lavakuorma Pylvään max mom 2			γ_f						γ_f		$\gamma_{f^{**}\psi}$
Tasokuorma(otetaan vain huomioon jos on varastotasoja)											
Vaakuorma	γ_f	γ_f	γ_f	1	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$					
Käyryydestä johtuvat jos $e > 1,57$											
Lastauskuorma ylä					$\gamma_{f^{**}\psi}$						
Lastauskuorma ala						$\gamma_{f^{**}\psi}$					
	KT1	KT2	KT3	KT4	KT5	KT6	KT7	KT8	KT9	KT10	KT11

Käytävän pituussuunnassa (taulukko 13), ilman luonnonkuormia ja missä kuormituskertoimet valitaan käytettävän normin mukaan, on otettava huomioon, että kertoimet FEM-standardissa ja EN-standardissa poikkeavat toisistaan, ja suunniteltaessa rakenteita, joissa hylly kantaa luonnon kuormia pitää käyttää EN-standardin sekä sen kansallisten liitteiden mukaisia arvoja.

8.2.2 Käytävän poikkisuunnassa

Kuormitustapaukset käytävän poikkisuunnassa FEM-standardin mukaan kun luonnonkuormia ei oteta huomioon määräytyvät taulukon 14 mukaisesti.

Taulukko 14 Kuormitusyhdistelmät käytävän poikkisuunnassa

	tavallinen									Yhdistelyyn			
	KT1	KT2	KT3	KT4	KT5	KT6	KT7	KT8	KT9	KT10	KT11	KT12	KT13
omapaino(voidaan jättää huomioimatta ks.ehto)	γ_f	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$	1	γ_f	1	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$	1	γ_f	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$
Lavakuorma täysi	γ_f	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$		γ_f	1	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$	1				
Lavakuorma Pylvään max mom 1										γ_f	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$
Lavakuorma Pylvään max mom 2													
Tasokuorma(otetaan vain huomioon jos on varastotasoja)													
Vaakuorma	γ_f	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$	1		1	$\gamma_{f^{**}\psi}$		1	γ_f	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$
Käyryydestä johtuvat jos $e>1,57$		$\gamma_{f^{**}\psi}$	$\gamma_{f^{**}\psi}$										
Lastauskuorma ylä		$\gamma_{f^{**}\psi}$									$\gamma_{f^{**}\psi}$		
Lastauskuorma ala			$\gamma_{f^{**}\psi}$									$\gamma_{f^{**}\psi}$	
Lastauskuorma diagonaali							$\gamma_{f^{**}\psi}$						
Hissikuorma								$\gamma_{f^{**}\psi}$	1				$\gamma_{f^{**}\psi}$
Onnettomuus				1									
	KT1	KT2	KT3	KT4	KT5	KT6	KT7	KT8	KT9	KT10	KT11	KT12	KT13

8.3 Kuormitustapaukset luonnonkuormien vaikuttaessa

Lasketaan rakenneosien kestävyksiä, luonnonkuormien vaikuttaessa käytetään taulukoiden 15 ja 16 mukaisia kuormitusyhdistelmiä.

8.3.1 Hyllykäytävän pituussuunnassa

Kuormitustapaukset laskettaessa tavanomaisia kuormitustapauksia sekä yhdisteltäessä kahteen suuntaan tapahtuvan taivutuksen arvoja määräytyvät taulukon 15 mukaisesti.

Taulukko 15 Kuormitusyhdistelmät käytävän suuntaan

	Tavalliset															Yhdistelyyn											
	KT1	KT2	KT3	KT4	KT5	KT6	KT7	KT8	KT9	KT10	KT11	KT12	KT13	KT14	KT15	KT16	KT17	KT18	KT19	KT20	KT21	KT22	KT23	KT24	KT25	KT26	
omapaino (voidaan jättää huomiotta ks. ehto)	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	
Lavakuorma täysi	1,5*Kfi					1,5*Kfi	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0																	1	
Lavakuorma Pylvään max mom 1		1,5*Kfi								1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0						1,5*Kfi*ψ/0			1,5*Kfi						
Lavakuorma Pylvään max mom 2			1,5*Kfi									1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0									1,5*Kfi				
Tasokuorma (otetaan vain huomioon jos on varastotasojä)																										1	
Vaakuorma	1,5*Kfi	1,5*Kfi	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0		1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0								1,5*Kfi				
Käyryydestä johtuvat jos e>1,57	1,5*Kfi						1,5*Kfi			1,5*Kfi		1,5*Kfi															
Lastauskuorma ylä				1,5*Kfi*ψ/0																							
Lastauskuorma ala					1,5*Kfi*ψ/0																						
Lumikuorma							1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0					1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1	
Lumikuorman vaakasuora komponentti							1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0					1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1	
Tuulikuorma							1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0					1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1	
	KT1	KT2	KT3	KT4	KT5	KT6	KT7	KT8	KT9	KT10	KT11	KT12	KT13	KT14	KT15	KT16	KT17	KT18	KT19	KT20	KT21	KT22	KT23	KT24	KT25	KT26	
	Tavalliset															Yhdistelyyn											KR

8.3.2 Poikkikäytävän suunnassa

Kuormitustapaukset käytävän poikkisuunnassa määräytyvät taulukon 16 mukaisesti.

Taulukko 16 Kuormitusyhdistelmät poikkikäytävän suunnassa

	tavallinen																	yhdistelyyn							Käyttöraja-tila	onnettomuus	
	KT1	KT2	KT3	KT4	KT5	KT6	KT7	KT8	KT9	KT10	KT11	KT12	KT13	KT14	KT15	KT16	KT17	KT18	KT19	KT20							
omapaino(voidaan jättää huomi- oimatta ks.ehto)	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1,1*Kfi	1	1	1	1						
Lavakuorma täysi	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0								1									
Lavakuorma Pylvään max mom 1											1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0										
Lavakuorma Pylvään max mom 2																											
Tasokuorma(otetaan vain huomi- oon jos on varastotasoja)																											
Vaakuorma	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0			1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1									
Käyrydestä johtuvat jos e>1,57		1,5*Kfi*ψ/0																									
Lastauskuorma ylä		1,5*Kfi																									
Lastauskuorma ala			1,5*Kfi																								
Lastauskuorma diagonaalille				1,5*Kfi			1,5*Kfi																				
Hissikuorma					1,5*Kfi					1,5*Kfi										1							
Onnettomuuskuorma																					1						
Lumikuorma							1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0					1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0		1								
Lumikuorman vaakasuora kompo- nentti							1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0				1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0		1								
Tuulikuorma						1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi*ψ/0					1,5*Kfi*ψ/0	1,5*Kfi	1,5*Kfi*ψ/0	1									

9 ESIMERKKIRAKENTEIDEN MALLINNUS

Rakenteista tehdyt laskelmat on esitetty liitteissä 2-6. Esimerkkirakenteiksi valittiin eri tyyppisiä ja eri kokoisia tarjous- tai toimitusvaiheessa olleita rakenteita, jotka ovat yleisesti ja toistuvasti esillä tarjouskyselyissä, sekä rakenteita joita, on mahdollisesti toteutettu, mutta ei välttämällä sillä tavalla kun tässä työssä on esitetty. Rakennemallien pohjana oli ajatus, että rakenteissa käytettäisiin niin sanottuja vakiotuotteita. Mallintaminen tehtiin noudattamalla edellä tässä työssä olleita periaatteita. Kaikkia rakenneosia ei tutkittu, vaan tutkimuksessa keskityttiin niihin kohtiin rakenteissa, jotka osoittautuivat eniten rasitetuiksi. Malleja laadittaessa rakenteista tehtiin yleistyksiä, jotka on esitetty aina kunkin esimerkin liitteessä.

10 RAKENTEIDEN MALLINNUKSESTA TEHDYT JOHTOPÄÄTÖKSET

Kaikissa tutkituissa malleissa rajoittavaksi tekijäksi tuli tuulenpuoleisen elementin pylvään sekä diagonaalien kestävyys sekä aluslevyn kestävyys leikkaavalle sekä pinnasta ylöspäin suuntautuvalla kuormalle.

Käytävän pituussuunnassa ei ole mahdollista tehdä rakennetta jossa vaakapalkin korvakkeet kantaisivat tuulikuormat, erillisten tuentaosien käyttäminen on pakollista. Takatuentaosat voidaan toteuttaa tavalla, joka kestää rasitukset, mutta se, millä tavoin kuormitukset todellisuudessa jakautuvat rakenteille ei tullut laskelmissa esille. Asian selvittäminen vaatisi tarkempia laskentamalleja sekä koko rakenteen mallintamista kolmiulotteisena.

Vakio-osilla, kuten vakio diagonaali-osilla ei saada rakenteelle sellaista kestävyyttä, että näitä osia voitaisiin käyttää koko rakennusta tukevana rakenteena. Tämän lisäksi ovat rakenteiden löysyydestä aiheutuvat siirtymät pääsääntöisesti liian suuria. Mallinnuksesta saadut tulokset antavat kyllä aihetta ajatella, että siirtymäraajatilat pysyvät sallituissa rajoissa, mutta testien ja käytännön havaintojen pohjalta voidaan sanoa, että liitosten väljyydestä johtuen eivät mallista saadut tulokset vastaa todellisuutta. Siirtymiä laskettaessa voidaan käyttää hyväksi karkeampaa laskentatapaa joka tässä tapauksessa antaa lähempänä totuutta olevan tuloksen. On tietysti mahdollista mallintaa kaikki liitokset niin, että liitosten väljyys on otettu tietokone mallissa huomioon, mutta tätä vaihtoehtoa ei ole tässä työssä tutkittu.

Tämä lisäksi ei vakio-aluslevyjen voida katsovan kantavan niille tulevia suuriakin pinnasta ylöspäin suuntautuvia kuormituksia. Kyseiset osat eivät ole suunniteltu kyseistä tarkoitusta varten eikä niitä ole sitä tarkoitusta varten testattu.

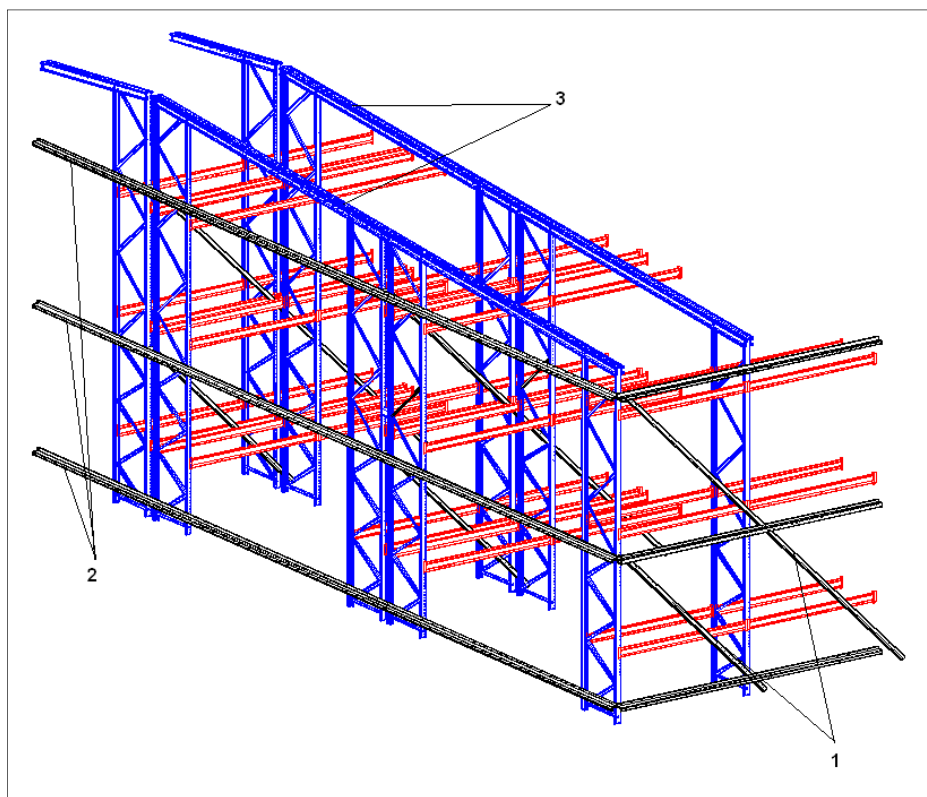
Huolimatta siitä että rakenteen mitoittaminen siten, että vaakapalkin korvakkeen jäykkyys on otettu huomioon, kehärakenteena on pylvään ja vaakapalkin liitos kuitenkin niin heikko ettei sen voi katsoa kykenevän kantamaan kuin ne sivuttaiskuormat mitkä syntyvät rakenteen hyötykuormien aiheuttamista sivuttaissiirtymistä. Kaikki ylimääräiset kuormat, pienetkin lisäävät siirtymiä niin paljon että liitoksen toiminnallisuuden voidaan katsoa menetetyksi. Tämän lisäksi on huomioitava se, että kulloinkin mitoitettu rakennemalli kertoo vain sen hetkisen tilanteen. Kun esimerkiksi vaakapalkkitasoja poistetaan, aiheutuu tästä se, että kuormat jakautuvat uudelleen koko rakenteelle mistä saattaa aiheutua koko rakenteen stabiliteetin menetys. Johtopäätös tästä on se että kaikki rakenteet tarvitsevat vaakavoimia varten jonkin toisen tuentarakenteen kuin pelkän palkeista ja elementeistä valmistetun kehän. Erilaisten tuentarakenteiden paremmuuden tutkimusta ei tämän työn puitteissa ole tehty, vain yleisesti hyllyrakenteissa käytettävien tuentaosien.

Siitä huolimatta, että hyllyrakenteissa käytetyt massatuotanto-osat eivät ole kestävyydeltään riittäviä, voidaan ajatella, jos edellä mainitut osat suunnitellaan uudelleen siten, että ne kestäisivät niille kohdistuvat kuormat, tulevat rakenteet toteuttamiskelpoisiksi. Tämä seikka ei poista siirtymistä aiheutuvia ongelmia, jotka esimerkiksi automaattivarastoissa ovat kaikkein kriittisimpiä. Luvussa 11 on esitetty mahdollisia ratkaisuja siirtymistä aiheutuvien ongelmien poistamiseksi.

11 TYÖN POHJALTA TEHDYT EHDOTUKSET MAHDOLLISISTA HYLLYTALORAKENTEISTA

Työssä tutkituista rakenteista voidaan kriittisimpinä pitää liitteissä 5 ja 6 tutkittuja rakenteita. Kyseiset rakenteet ovat laajuudeltaan sellaisia, että niiden toteuttaminen on taloudellisesti perusteltua.

Esimerkissä 5 rakennetta siirtymien osalta käytävän poikkisuunnassa voidaan pitää riittävän jäykkänä, jotta sen suuntaista lisätuentaa ei tarvita. Yleisesti voidaan pitää noin 8000 mm rakennekorkeutta sellaisena rajana jolla elementteihin perustuvaa jäykistystä voidaan käyttää. Käytävän pituussuunnassa sitä vastoin voidaan tuenta toteuttaa kuvan 59 mukaisella rakenteella, missä numerolla 1 merkityt osat ottavat vastaan rakenteen pituussuunnassa esiintyvän kuormituksen. Kuvassa 59 numerolla 2 merkityt profiilit kannattelevat seinärakenteita ja numerolla 3 olevat rakenteet kattorakenteita.

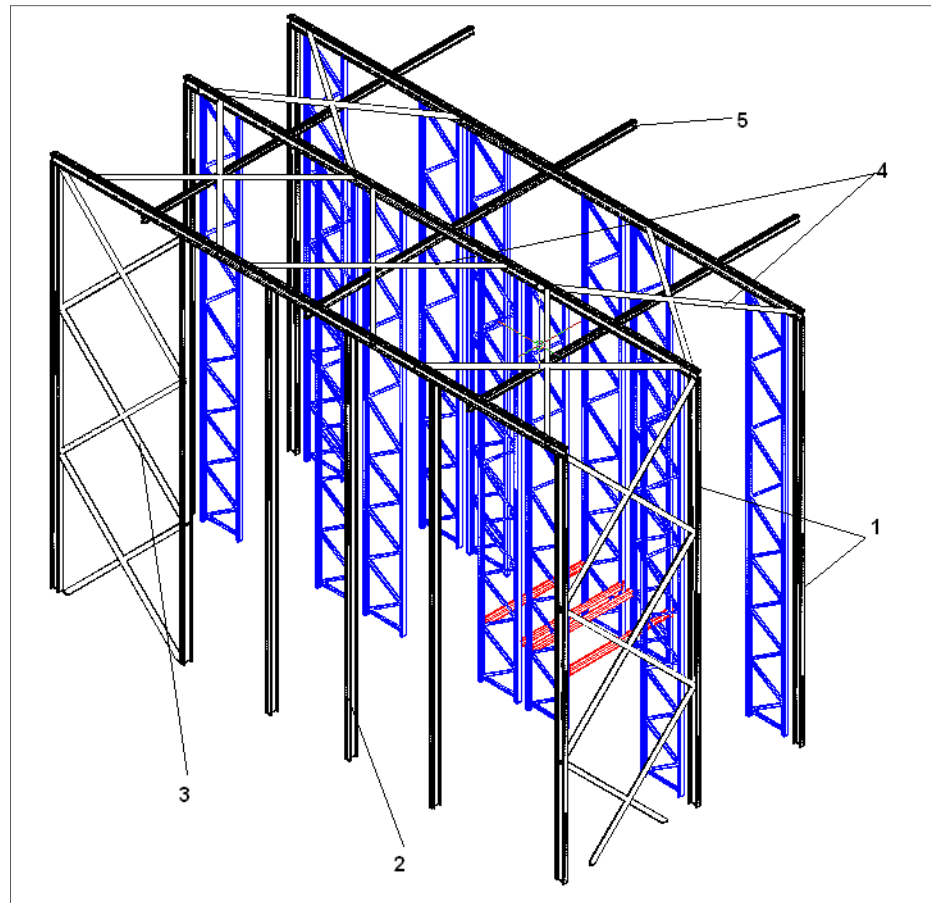


Kuva 59 Liitteen 5 mukainen parannettu rakenne

Liitteen 6 mukaisessa rakenteessa pelkkään elementtien jäykkyyteen perustuva tuentamalli ei ole enää mahdollinen rakenteen korkeuden vuoksi. Muu-

tenkin automaattivarastorakenne edellyttää, että pieniä siirtymien arvoja rakenteen toiminnallisuuden takia. Rakenne täytyy toteuttaa eräänlaisena hybridirakenteena, jossa hyllyrakenteeseen yhdistetään rakenne joka mahdollistaa toiminnallisuuden riittävällä jäykkyydellä. Tällöin itse hyllyrakenteeseen kohdistuu kuormia vain kattorakenteelta mutta sivuttaissuuntaiset kuormat kantaa erillinen tuentarakenne. Kyseinen rakenne mahdollistaa myös hyllyn liittyvät eri kokoiset käsittelyalueet jotka esimerkiksi automaattivarastoissa ovat välttämättömiä. Kuvassa 60 olevien rakenteiden merkinnät:

1. seinäpilari
2. tuulipilari
3. tukiristikko
4. ylätukiristikko
5. yläohjauskisko



Kuva 60 Liitteen 6 mukainen parannettu rakenne

12 YHTEENVETO

Laskelmissa on osoitettu, että tutkittuja kuormalavahyllyissä käytettäviä vakio-osia ei voi käyttää siten, että ne kantaisivat myös rakennukselle tulevia kuormia. Rakenneosien kestävyys ei ole riittävä, mistä seuraa, että erillisiä tuentaosia on käytettävä, sekä osaa rakenneosista on vahvistettava hyllytaylorakenteita valmistettaessa. Rakenteiden toteuttaminen vaatii, että lavahyllyrakenteet, ainakin korkeampien rakenteiden osalta, yhdistetään tukevaan teräsrakenteeseen, tällöin tosin mahdollinen kustannushyöty menetetään.

Matalien rakenteiden osalta toteuttamismahdollisuudet ovat laajemmat. Kun rakenteen siirtymäraajatilat eivät ole liian tiukat ja rakenteen korkeus ei ole liian suuri voidaan rakenteita toteuttaa sillä edellytyksellä, että kriittisiä rakenneosia vahvistetaan ts. käyttämällä rakenneosina muita kuin massatuotteita.

Se seikka, kuinka erillinen tukirakenne ja hyllyrakenne yhdistetään toimivaksi kokonaisuudeksi ja kuinka todellisuudessa kuormat tuetussa hyllyrakenteessa jakautuvat, vaatii lisätutkimuksia. Tämän lisäksi olisi syytä tutkia, minkälaisia olisivat ne vahvistetut rakenneosat, joita käyttämällä rakenteet tulisivat toteuttamiskelpoisiksi

KIRJALLISUUS

- [1] EN 1990 Eurocode. Rakenteiden perusteet
- [2] EN 1991-1 Suunnitteluperusteet
- [3] EN 1991-1-1 Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat
- [4] EN 1991-1-3 Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat
- [5] EN 1991-1-4 Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Osa 1-4: Tuulikuormat
- [6] EN 1991-1-5 Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-5: Yleiset kuormat. Lämpötilakuormat
- [7] EN 1991-1-6 Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-6: Yleiset kuormat. Toteuttamisen aikaiset kuormat
- [8] EN 1991-1-7 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat
- [9] EN 1991-3 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 3: Nostureiden ja muista koneista aiheutuvat kuormat
- [10] EN1993-1-1 Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt
- [11] ENV 1993-1-3 Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-3: Yleiset säännöt. Lisäsäännöt kylmämuovatuille sauvoille ja levyille
- (EN versio ei ole ilmestynyt ennen työn loppuun saattamista)
- [12] EN 1993-1-8 Liitosten suunnittelu Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten suunnittelu
- [13] EN 1993-1-1/A2H Eurocode 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Liite H: Rakennusten mallinnus analyysia varten

[14] SFS-EN 1990 NA rakenteiden suunnitteluperusteet

[15] SFS-EN 1991-1-1 NA Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma painot ja rakennusten hyötykuormat

[16] SFS-EN 1991-1-3 NA Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat

[17] SFS-EN 1991-1-4 NA Osa 1-3: Yleiset kuormat. Tuulikuormat

[18] SFS-EN 1993-1-1 NA Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt

[19] FEM 10.2.02 The design of static steel pallet racking

[20] FEM 9.831 Calculation principles of storage and retrieval machines

[21] FEM 10.2.03 Guidelines for specifier's of static steel rackin and shelving

[22] FEM 10.3.01 adjustable beam pallet racking –tolerances-deformations and clearances

LIITTEET**LIITE 1 MERKINNÄT, SYMBOLIT JA ALAVIITTEET****LIITE 2 ESIMERKKI YKSITTÄINEN KUORMALAVAHYLLYKATOS****LIITE 3 ESIMERKKI YKSITTÄINEN KUORMALAVAHYLLY KATOLLA, SEINILLÄ JA PÄÄDYILLÄ****LIITE 4 ESIMERKKI KUORMALAVAHYLLY KATOLLA JA SIVU- JA PÄÄTY SEINILLÄ, TOISESSA PÄÄSSÄ SUURET OVET****LIITE 5 ESIMERKKI KUORMALAVAHYLLYJEN TUKEMA RAKENNUS****LIITE 6 ESIMERKKI AUTOMAATTIVARASTO****LIITE 7 PROFIILIN KESTÄVYYS VÄÄRISTYMISNURJAHDUKSELLE****LIITE 8 ELASTINEN KRIITTINEN NURJAHDUSARVO V_{CR}**

LIITE 1 MERKINNÄT, SYMBOLIT JA ALAVIITTEET

A_0	poikkileikkauksen alkuperäinen pinta-ala
A_{eff}	tehollinen poikkileikkauspinta-ala
A_f	vedetyn laipan pinta-ala, yhden laipan pinta-ala
$A_{f,net}$	vedetyn laipan nettopinta-ala
A_w	uuman pinta-ala
$A_{eff,f}$	puristetun laipan tehollinen pinta-ala
$A_{eff,w,c}$	uuman puristetun osan tehollinen pinta-ala
A_d	yhdistetyn sauvan yhden diagonaalin pinta-ala
A_{ch}	yhdistetyn sauvan yhden paarteiden pinta-ala
A_v	yhdistetyn sauvan yhden poikkisauvan pinta-ala
a	poikkileikkauksen uuman pinta-ala ja bruttopinta- alan suhde tai yhdistetyn sauvan paarteiden välis- ten poikittais sauvojen välinen etäisyys.
A	Onnettomuuskuorma
A	Poikkileikkaus pinta-ala
A_{eff}	Tehollinen poikkileikkauspinta-ala
A_g	Brutto poikkileikkauspinta-ala
A_{ph}	Onnettomuusvaakuorma
A_{pv}	Onnettomuuspystykuorma
b	pylväänleveys
b_0	Tasaisen osan leveys
b_1	kuormitetun laipan leveys
b_p	viitteellinen elementti tason leveys
D	Rakenteen pituusmitta
E	Kimmokerroin
e	tehollinen kantoleveys aluslevyssä
e_n	neutraali akselin siirto teoreettisesta keskilinjasta

e_1, e_2	ristikoinnin epäkeskeisyys
F	kuorma
f	lujuus
f_u	murtolujuus
f_y	materiaalin myötölujuus
G	leikkausmoduuli
G_k	pysyvänkuorman arvo
H	vaakapalkkitason korkeus
h	varastointi korkeus
h_c	uuman puristetun osanleveys
h_p	pisimmän taso osan leveys uumassa
h_w	uuman leveys suhteessa laippoihin
h_1	uuman todellinen korkeus
I	neliömomentti
I_T	vääntövakio
I_w	käyrytymisvakio
i	hitaussäde
K	tehollisen nurjahduspituuden kerroin
l	jänneväli
/	tehollinen pituus tai nurjahduspituus
L	jänneväli
M	taivutusmomentti
N	aksaalinen puristus
n_b	väliköiden lukumäärä
n_s	tasojen lukumäärä
Q	muuttuva kuorma
Q_h	hissistä aiheutuva vaakakuorma
Q_{ph}	vaakasuuntainen lastauskuorma

Q_{vh}	pystysuuntainen lastauskuorma
Q_u	yksikkökuorma
q	tasaa jakautunut kuorma
r	kaarevuusäde
S	Leikkausvoima
s	systemipituus
s	vakiopoikkeama
s_w	uuman korkeus
T	Lämpötila
t	materiaalin paksuus
V	Leikkausvoima
V	pystykuorma
V_{cr}	kimminenkriittinen pystysuoran kuorman arvo
W	taivutusvastus
W	palkin kokonaiskuorma
W_f	raskaimmin lastatun elementin kuorma
α	lämpölaajenemiskerroin
α	nurjahduskerroin
β	toisen kertaluokan vahvistuskerroin
γ	yhdistelykerroin
γ_A	yhdistelykerroin onnettomuustilanteessa
γ_f	yhdistelykerroin muuttuville kuormille
γ_G	yhdistelykerroin pysyville kuormille
γ_M	materiaalin osavarmuuskerroin
γ_Q	muuttuvien kuormien yhdistelykerroin
δ	siirtymä
δ	kulmapyörityksen korjauskerroin

ε	venymä
Θ	kiertymä
λ	hoikkuusluku
$\bar{\lambda}$	dimensioton hoikkuus
ν	poissonin luku
ρ	tiheys
τ	leikkauslujuus
φ	siirtymä
φ_0	alkusivusiirtymä
φ_1	liitoksen väljyys
χ	nurjahduksen pienennyskerroin

Alaindeksit

b	nurjahdus
c	puristus, kapasiteetti
cr	kriittinen
d	suunnittelu
FT	vääntönurjahdus
g	brutto
i	testinumero
k	karakteristinen
LT	kiepahdus
m	keskiarvo
max	maksimi
min	minimi
pl	plastinen
R	vastus

ser

käyttö

T

vääntö

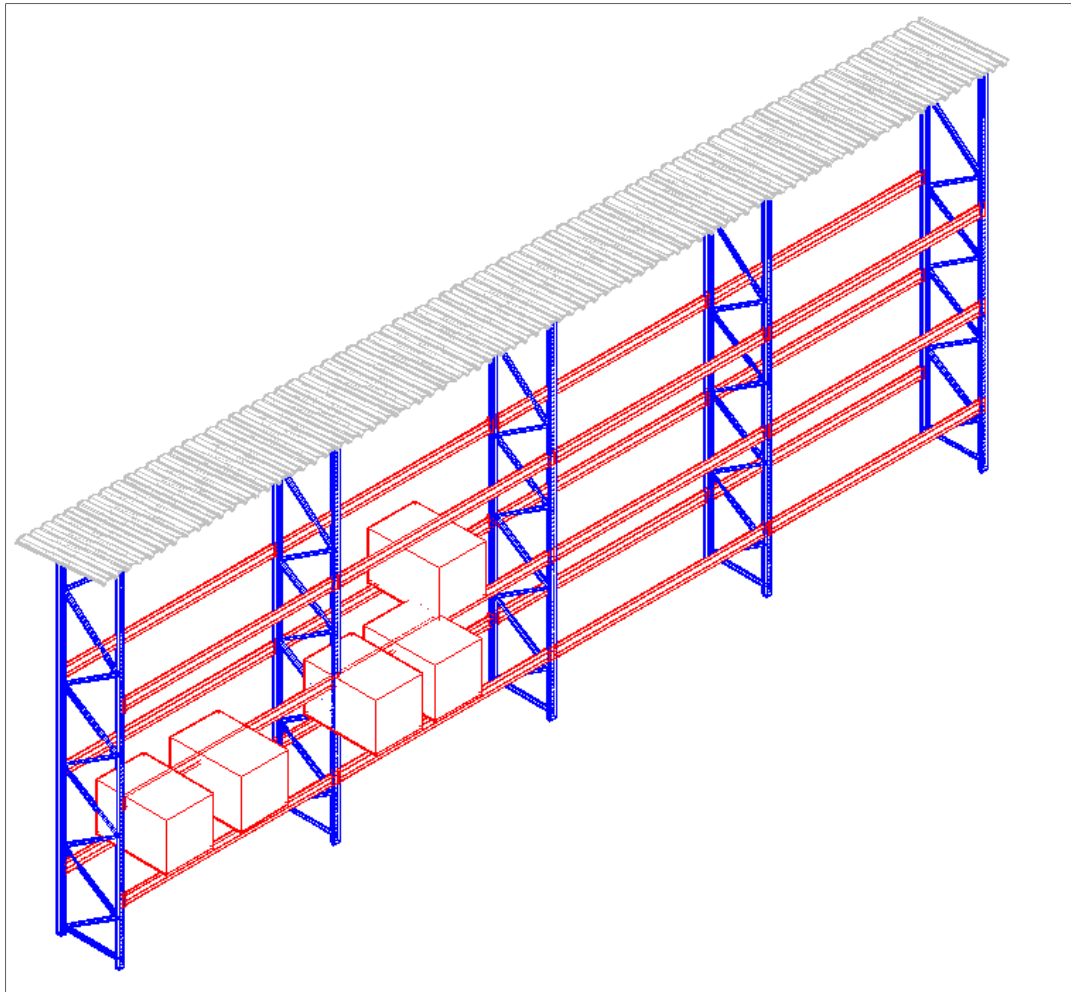
w

uuma

LIITE 2 ESIMERKKI YKSITTÄINEN KUORMALAVAHYLLYKATOS**1. Lähtötiedot**

Kuvan 1 mukainen rakenne, ulos sijoitettu kuormalavahylly johon on asennettu katto. Rakenteen laskentamalli esitetty kuvissa 2 ja 3. Seuraamusluokka on CC1 jolloin kerroin $K_{fi}=0.9$

Rakenteen korkeus $H=6000$ mm, leveys $L=1050$ mm ja pituus $D=14760$ mm.



Kuva 1 Hyllyrakenne

1.1 Omapaino

Rakenteen omapaino 200kg/elementti. Sisältää elementin painon sekä vaakapalkkien painot.

1.2 Hyötykuorma

Hyötykuorman arvo 3000kg/ taso. Kuorma/vaakapalkki 4.09kN/m. Epäkeskeisyydestä aiheutuva momentti hyllyn poikittaissuunnassa. $14.73 \text{ kN} \cdot 0.5 \text{ mm} = 0.007365 \text{ kNm}$.

1.3 Tuulikuorma

Rakenteen maastoluokka III, tuulikuorman arvo (z(8)) $q_{p0} = 0.43 \text{ kN/m}^2$. Katon kokonaistuulivoima lasketaan katon projektiopinnan avulla. Tätä kuorman arvoa käytetään arvioitaessa rakenteen pystyssä pysymistä tyhjänä, sama voidaan tehdä käyttämällä ulko- ja sisäpuolisen paineen kertoimia. Kokonaistuulikuorma katolle on $F_w = c_s c_d c_f q_{p0} A_{ref}$, jolloin kokonaistuulivoima katolle/1 elementti on $F_w = 1.316 \text{ kN}$

Ulkopuolisen paineen kerroin $C_{ep1} = 0.8$ ja $C_{ep2} = -0.7$. Tuulenpainne w_{e1} on $0.8 \cdot 0.43 = 0.344 \text{ kN/m}^2$ ja w_{e2} on $-0.7 \cdot 0.43 = -0.3 \text{ kN/m}^2$. Tästä saadaan hyllyn kokonaistuulenpainne joka on 0.64 kN/m^2 Kokonaistuulenpainne otetaan huomioon silloin kun arvioidaan tuulikuormaa hyllylle, missä on tavaraa mihin tuulikuorma vaikuttaa. Katon projektiolle kohdistuvaa tuulikuormaa käytetään kun lasketaan elementin toiselle pylväälle kohdistuvaa ylöspäin suuntautuvaa kuormitusta.

1.4 Lumikuorma

Lumikuorma maassa, $s_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$ ja katon kaltevuudella 5° on $\mu = 0.8$. Lumikuorma katolla on 2 kN/m^2 . Lumikuorma yhdelle pylväälle on 4.32 kN

1.5 Lisävaakavoimat

Lisävaakavoimat hyllyn poikittaissuunnassa määräytyvät kohdan 8.1.9 mukaan.

$$\phi = \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{n_c}\right)} \sqrt{1 + (2\phi_s)} \quad \text{missä } \phi_s \leq (2\phi_s)$$

ja missä $\phi \geq (\phi_s)$ ja $\phi \geq \frac{1}{500}$

missä:

$$n_c = 1$$

$$\phi_s = 1/200$$

mistä seuraa että ϕ on 0.00612 jolloin poikkikäytävän suunnassa.
 $S = (1500 * 9.82) * 0.00612 = 90.15$ N ja käytävän suunnassa

$$\phi = \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{n_c}\right)} \sqrt{\left(\frac{1}{5} + \frac{1}{n_s}\right)} (2\phi_s + \phi_\lambda) \quad \text{missä } \phi \leq (2\phi_s + \phi_\lambda)$$

ja missä $\phi \geq (\phi_s + 0,5\phi_\lambda)$ ja $\phi \geq \frac{1}{500}$

missä:

$$n_c = 5$$

$$n_s = 3$$

$$\phi_s = 1/200$$

$$\phi_\lambda = 0.00108$$

Käytävän suunnassa S_q on $((3000 * 9.82) * 0.00676) / 2 = 99.57$ N. Lumikuormista aiheutuvaa sivuttaisvoimaa ei oteta huomioon.

$$\sqrt{\frac{95600 * 1360^2}{210000 * 842230}} > 1.57$$

1.6 Pylvään käyryys

0.99 > 1.57 jolloin ehdosta johtuen pylväiden käyryyttä ei tarvitse ottaa huomioon laskennassa.

1.7 Elementin sivusiirtyvyyden määrittäminen toisen kertaluokan vaikutuksien huomioon ottamiseksi

Elementin sivuttaissiirtyvyyden määrittäminen kohdan 7.24 mukaan, tässä on käytetty FEM-standardin mukaista laskentaa. FEM-standardin arvoja voidaan pitää epävarmalla puolella olevina suhteessa EN-standardin vastaaviin arvoihin.

Kun $V_{sd}=88,4$ kN ja $V_{cr}=4566$ kN

$$V_{sd}/V_{cr}=0.019$$

Ensimmäisen kertaluokan analyysi on riittävä. Toisen kertaluokan vaikutuksia ei tarvitse huomioida.

missä V_{cr} on 4566 kN

$$V_{cr} = \frac{1}{1/V_{cr}^* + 1/S_d} = 4566831$$

$$V_{cr}^* = \frac{\pi^2 210000 * 591 * 1050^2}{2 * 8840^2} = 8640733$$

V_{cr}^* = elastinen kriittinen kuorma joka ei ota huomioon elementin leikkausjoustoja

$$A_u = 591 \text{ mm}^2$$

$$H_b = 2 * 6000 \sqrt{\frac{1 + 2.18 * 0.333}{3.18}} = 8840$$

kun elementin yläpää on vapaa

H_b = elementin nurjahdus pituus

W_0 = kuormitus elementin yläpäässä

W_1 = koko elementin kuorma

S_d = elementin leikkausjäykkyys

jos vaakapalkkikuormat ovat samat kaikilla tasoilla

$W_1/W_0 = n_s$ = vaakapalkkitasojen määrä

$$\frac{1}{S_d} = 0 + \frac{1}{9686250} + 0$$

1.8 Rakenteen sivusiirtyvyys käytävän pituussuunnassa

Sivuttaissiirtyvyys käytävän pituussuunnassa määräytyy kohdan 7.24 mukaan

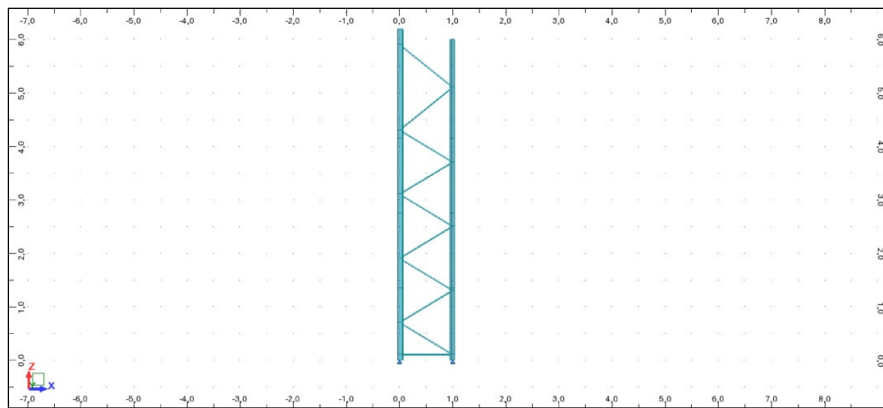
$$\phi_{max} \text{ on } (7,7 - 3,6)/1400 = 0,0029$$

$$V_{cr} = \frac{0,00676}{0,0029} * 88,4 = 206$$

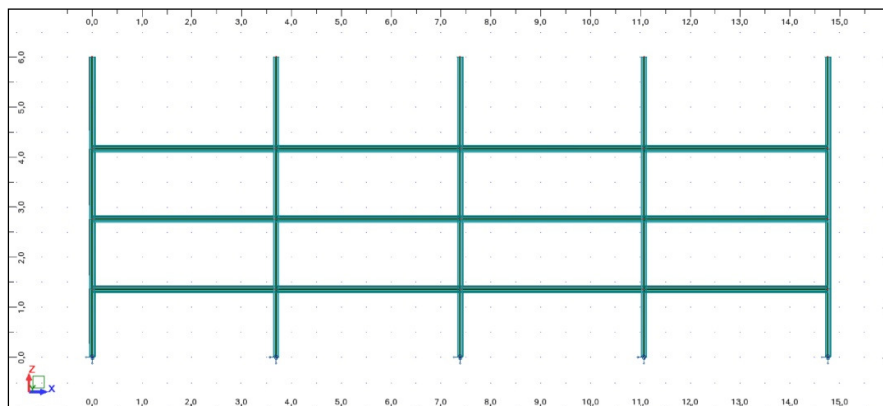
$$V_{sd}/V_{cr}=0.42$$

Kehä on sivuttaissiirtyvä, tästä johtuen on toisen kertaluokan vaikutukset otettava huomioon mitoituksessa.

2. Rakennemalli



Kuva 2 Elementin rakennemalli



Kuva 3 Hyllyn pituussuuntainen rakennemalli

3. Kuormitustapaukset

Rakenteen kannalta kriittisimmät kuormitustapaukset ovat käytävän suunnassa taulukosta 13, kuormitustapaukset 7 ja 9. Poikkikäytävän suunnassa taulukosta 14 tapaukset 6 ja 9. Pahimman kahteen suuntaan tapahtuvan taivutuksen mitoittamiseksi lasketaan yhdistämällä taulukosta 13 tapaukset 20 ja 22 ja taulukosta 14 tapaukset 15 ja 17. Käyttörajatilan tarkistukseen poikkikäytävän suunnassa käytetään tapausta 26 taulukosta 14 ja tapausta 18 taulukosta 13. Näiden lisäksi tarkistetaan rakenteen pystyssä pysyminen pelkän tuulikuorman vaikuttaessa.

Kuormitustapaukset MRT

Käytävän suunnassa kuormitustapaukset:

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 7)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 9)}$$

Käytävän poikkisuunnassa kuormitustapaukset:

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 6)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 9)}$$

Kahteen suuntaan tapahtuvan taivutuksen kuormitustapaukset:

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{hyöty \text{ max mom}} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 20, KT15)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty \text{ max mom}} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT22, KT17)}$$

Kuormitustapaukset KRT

Käytävän suunnassa kuormitustapaukset:

$$1 * G_{omap} + 1 * Q_{hyöty} + 1 * Q_{lumi} + 1 * Q_{tuuli} \text{ (KT 18)}$$

Käytävän poikkisuunnassa kuormitustapaukset:

$$1 * G_{omap} + 1 * Q_{hyöty} + 1 * Q_{lumi} + 1 * Q_{tuuli} \text{ (KT 26)}$$

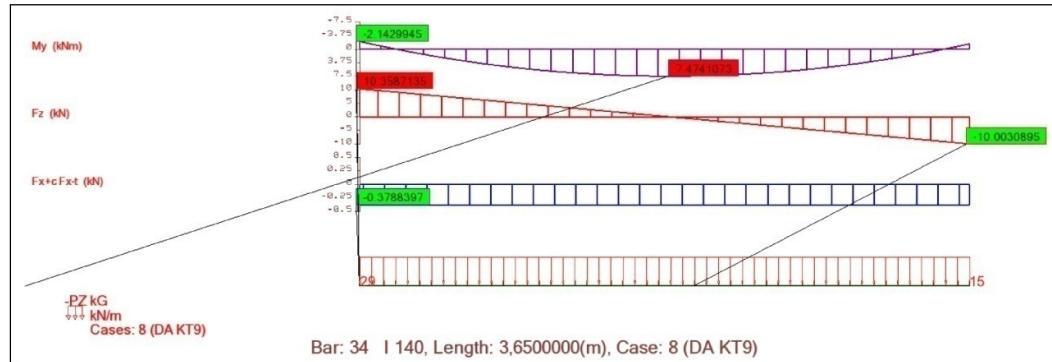
Rakenteen staattinen tasapaino

$$1 * G_{k,sup} + 0,9 * G_{k,inf} + 1,35 * Q_{tuuli}$$

4. Rakenteen voimasuureet

Tietokonemallista saadut rakenteiden voimasuureet.

4.1 Vaakapalkki



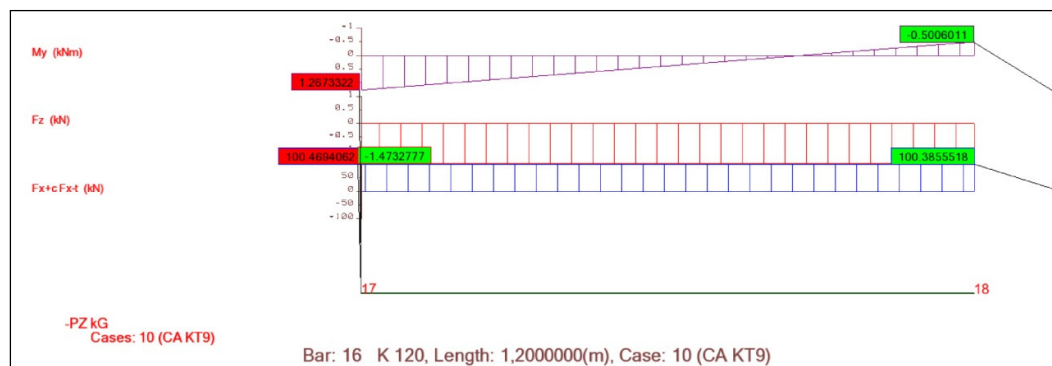
Kuva 4 KT9

Maksimimomentti tuella (korvakkeessa) on 2,14 kNm, kuormitustapaus KT9 hyllykäytävän suunnassa.

Maksimi leikkausvoima tuella, kuormitustapaus KT9 on 10.35 kN

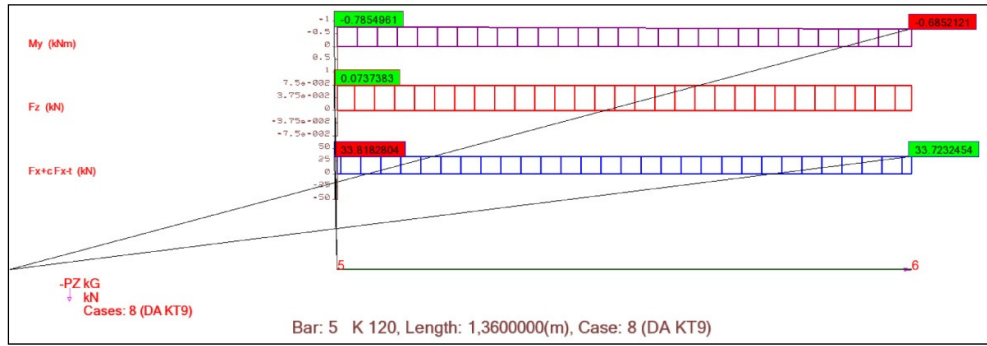
4.2 Pylväs

Pylvään pahin kuormitustilanne hyllyn poikkisuunnassa kuvassa 5, kuormitustapaus KT9. $N=100$ kN $M=1.26$ kNm ja $Q=1,47$ kN



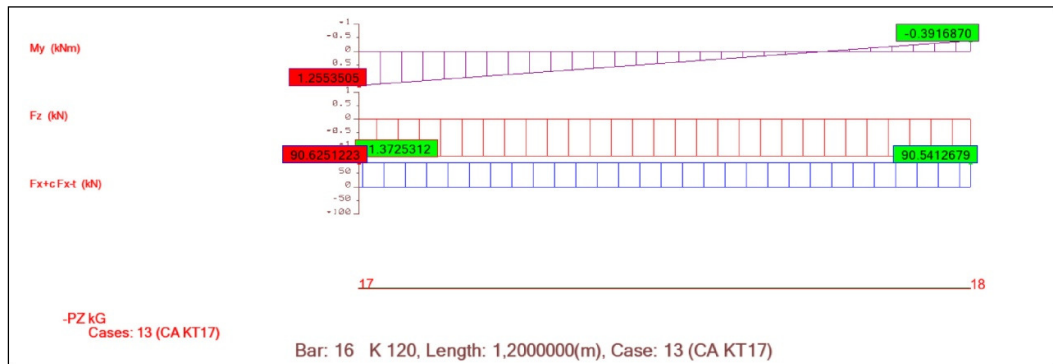
Kuva 5 KT9

Maksimikuormat hyllyn pituussuunnassa, kun kuormitustapaus KT 9, $N =64,9$ kN $M=0,2577$ kNm $Q=0.1$ kN.



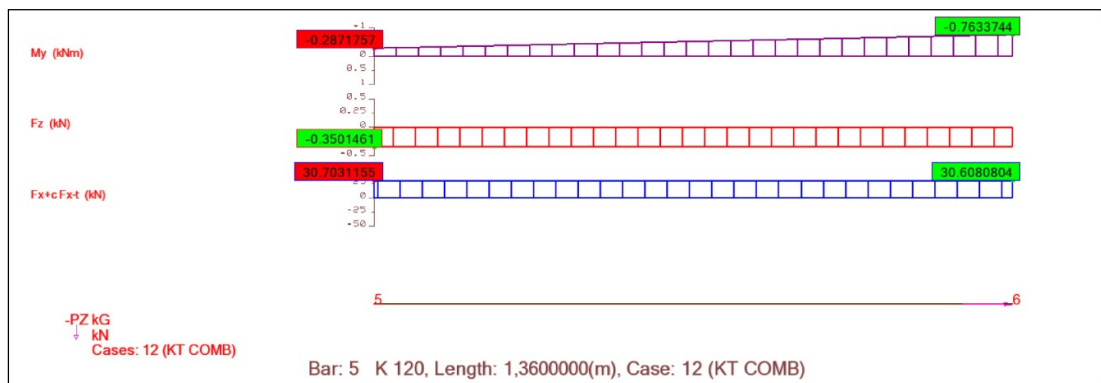
Kuva 6 KT9

Yhdistelyssä käytettävät kuormitus tilanteet, poikkikäytävän suunnassa kuormitus tapauksena KT 17. $N=90$ kN $M=1.25$ kNm ja $Q=1,37$ kN



Kuva 7 KT17

Ja hyllykäytävän suunnassa KT 18. $N=30,7$ kN $M=0,76$ kNm $Q=0,35$ kN



Kuva 8 KT22

4.3 Aluslevy

Aluslevylle kohdistuva maksimi kuormitus on suojan puoleisella pylväällä kun kuormituksena on kuormitustapaus KT 9 poikkikäytävän suunnassa. Tällöin maksimipuristus 111 kN, momentti 0.28 kNm ja leikkausvoima 11 kN

Maksimi vetävä voima aluslevylle kun hyllyä kuormittaa pelkkä tuulikuorma on 8.0kN

4.4 Diagonaali

Diagonaalille tuleva suurin puristava kuormitus on 21 kN. Ja maksimi vetävä kuormitus 16.6kN

5. Rakenneosien kestävyys

5.1 Vaakapalkki

Vaakapalkki korvakkeen kestävyysmitoitussarvo on saatu testeistä ja sen suuruus on 3,2 kNm. 3.2 kNm on suurempi kuin 2.145 kNm jolloin korvakkeen kestävyys on riittävä.

Leikkauskestävyys määräytyy kohdan 7.9 ja 7.14 mukaisesti ja leikkauskestävyys on pienempi arvoista

$$V_{b,Rd} = 48.64kN$$

$$V_{pl,Rd} = 20.343kN$$

Maksimi leikkausvoima palkilla on 10,35kN joten leikkauskestävyys on riittävä.

Yhdistetty taivutus- ja leikkauskestävyys määräytyy kohdan 7.14 mukaan jolloin.

$$\left(\frac{2.145}{8.057}\right)^2 + \left(\frac{10.35}{20.343}\right)^2 = 0.33 \leq 1$$

Yhdistetty taivutus- ja leikkauskestävyys vaakapalkilla on riittävä.

5.2 Pylväs

Pylvään kestävyys määräytyy kohdan 7.13 mukaan.

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{lat} f_{yb} A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_{LT} (M_{y,Sd} + \Delta M_{y,Sd})}{\chi_{LT} f_{yb} W_{eff,y,com} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z (M_{z,Sd} + \Delta M_{z,Sd})}{f_{yb} W_{eff,z,com} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Kyseisen kaavan mukaisesti pylvään käyttöasteeksi tulee 231%

5.3 Aluslevy

Aluslevyn kestävyys puristavalle ja taivuttavalle voimalle on:

$$\frac{111 \text{ kN}}{7870 \text{ mm}^2} + \frac{0.28 \text{ kNm}}{144\,449 \text{ mm}^2} = 16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{cd} = 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Aluslevyä ei ole testattu ylöspäin suuntautuvalla kuormituksella eikä aluslevyn rakenteesta johtuen voida olettaa että aluslevy kestäisi sen suuntaista kuormaa. Aluslevy leikkauskestävyyttä ei myöskään voida ilman testejä todentaa. Joten näiltä osin rakenteen kestävyys jää selvittämättömäksi.

5.4 Diagonaalit

Diagonaalien vetokestävyys määräytyy seuraavista kaavoista, diagonaalissa käytetystä raaka-aineesta johtuen rajoittavaksi tekijäksi tulee reunapuristuskestävyys.

$$N_{pl,Rd} = 44 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 27.6 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 6.7 \text{ kN}$$

Kun suurin veto on 16.6 kN ei diagonaalien kestävyys ole riittävä.

Diagonaalien puristuskestävyys määräytyy puristetun ja taivutetun sauvan kaavan mukaisesti. Taivutus voima muodostuu diagonaalien puristuksen epäkeskisyydestä.

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} f_{yb} A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z M_{z,Sd}}{f_{yb} W_{eff,z,com} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

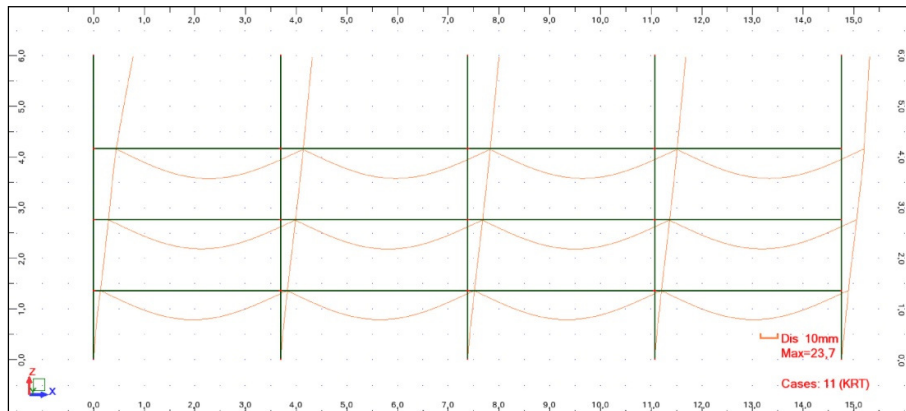
Kaavasta seuraa että diagonaalien käyttöasteeksi, puristavan kuorman 21 kN vaikuttaessa, tulee 170% 1106 mm nurjahduspituudella.

5.5 Rakenteen siirtymät ja stabiliteetti

Rakenteen siirtymää tarkasteltiin erilaisilla rakennemalleilla. Yksityiskohtaisella mallilla rakenteen poikkisuunnassa (kuva 10), missä diagonaalien kiinnitykset on nivelelliset, ei saada tarpeeksi tarkasti kuvattua rakenteen siirtymää joka on yleensä 4-6 kertaa mallista saatavaa laskennallista siirtymää suurempi. Tästä johtuen siirtymän arvo on mallinnettu myös vaihtoehdoisella tavalla. Käytävänsuuntaisen siirtymän arvoja mallista voidaan pitää jokseenkin tarkkoina. Siirtymän arvoksi käytävän pituussuunnassa on valittu pylvään yläpäähän siirtymä hyllyn keskivaiheilla.

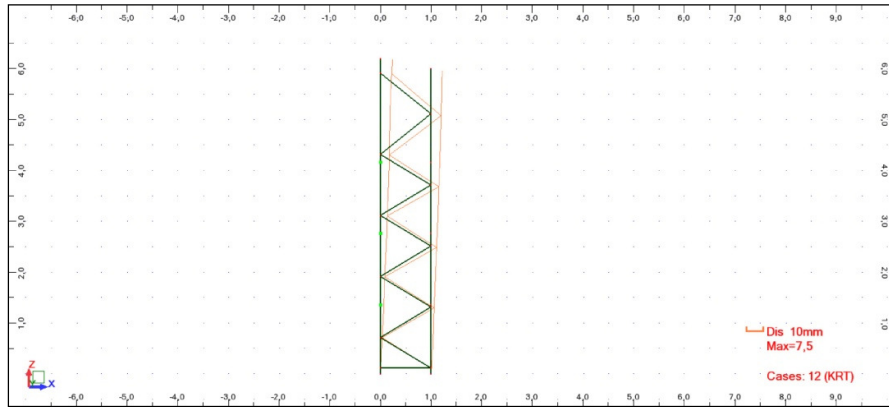
Kuvassa 9 on käytävänsuuntainen siirtymä, maksimi siirtymän arvo on 15.7mm joka vastaa arvoa $L/382$, kuvassa näkyvä maksimi siirtymän arvo on vaakapalkin maksimi taipuma.

maksimi siirtymä 15.7mm joka vastaa arvoa $L/382$



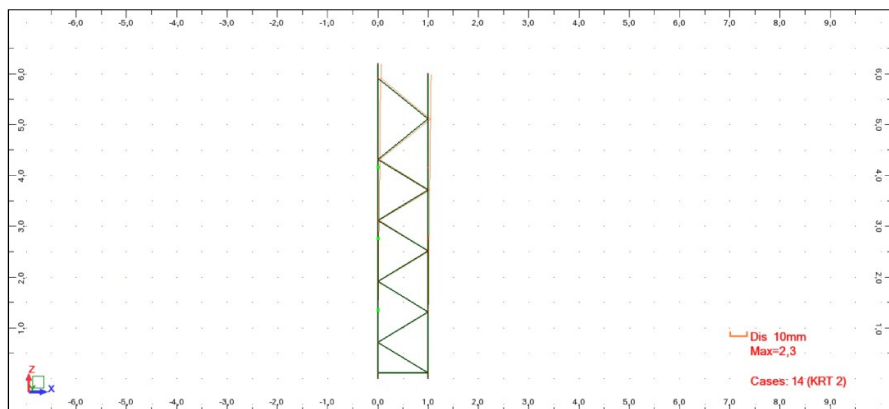
Kuva 9 Käytävän suuntainen siirtymä

Kuvassa 10 on käytävän poikkisuuntainen maksimi siirtymä, kun hyllyn oletetaan olevan täynnä tavaraa, 7.5mm mikä vastaa arvoa $L/800$. Siirtymän todellinen arvo on 4-6-kertainen.

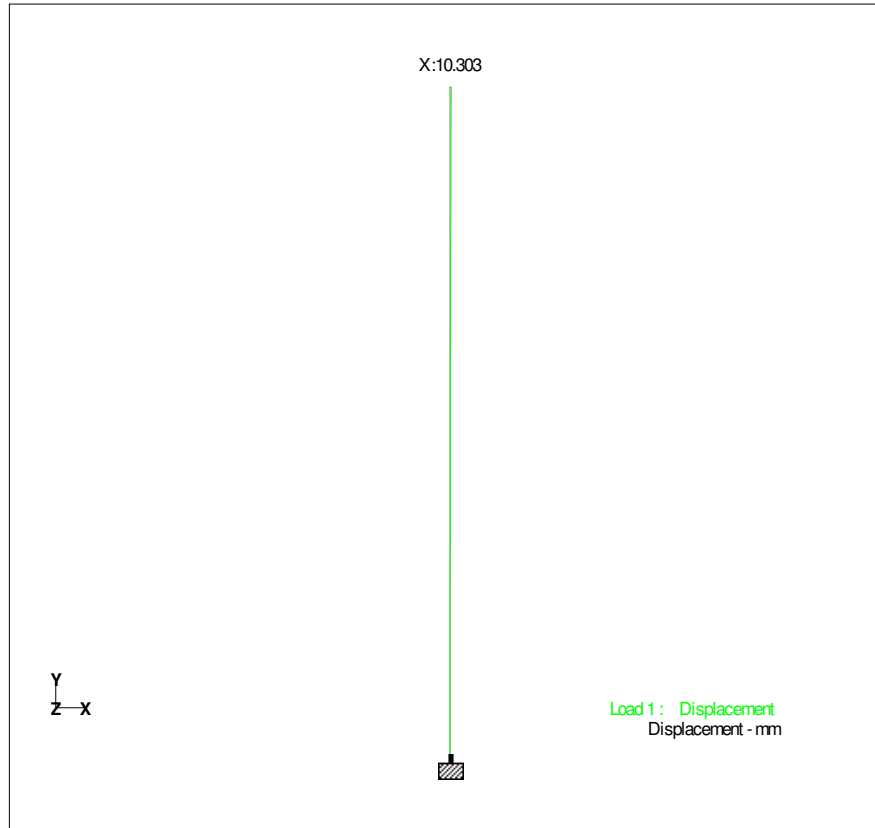


Kuva 10 Siirtymä käytävän poikkisuunnassa

Pelkästä tuulikuormasta aiheutuva siirtymä on kuvassa 5. 2.3mm mikä vastaa arvoa $L/2600$, ja kuvassa 12 on yksinkertaistetusta mallista saatu siirtymän arvo joka vastaa enemmän todellista tilannetta. Siirtymän arvo 10.3mm vastaa $L/600$ mukaista siirtymää.



Kuva 11 Siirtymä pelkästä tuulikuormasta



Kuva 12 Siirtymä yksinkertaistettu malli

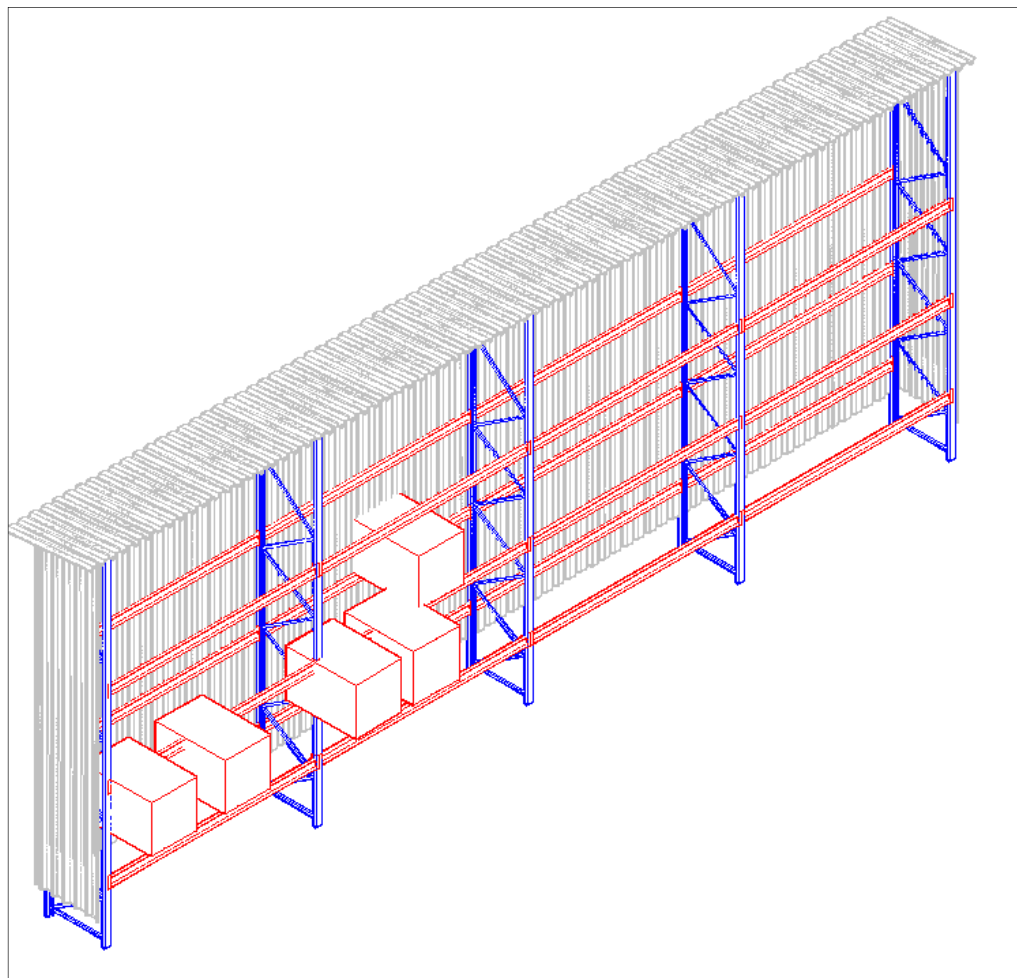
6 Yhteenveto

Edellä esitetyllä tavalla toteutettuna ei rakenteen kestävyys ole riittävä. Pylvään ja diagonaalien kapasiteetti ylittyy vaikka siirtymät ovatkin sallituissa rajoissa. Aluslevyt eivät kestä tasosta ylöspäin vetäviä voimia.

LIITE 3 ESIMERKKI YKSITTÄINEN KUORMALAVAHYLLY KATOLLA, SEINÄLLÄ JA PÄÄDYILLÄ.**1. Lähtötiedot**

Kuvan 1 mukainen rakenne, ulos sijoitettu kuormalavahylly johon on asennettu katto. Rakenteen laskentamalli on esitetty kuvissa 2 ja 3. Seuraamusluokka on CC1 jolloin kerroin $K_{fi}=0.9$

Rakenteen korkeus $H=6000$ mm, leveys $L=1050$ mm ja pituus $D=14760$ mm.



Kuva 1 Hyllyrakenne

1.1 Omapaino

Rakenteen omapaino 200kg/elementti.

1.2 Hyötykuorma

Hyötykuorman arvo 3000kg/ taso. Kuorma/vaakapalkki 4.09kN/m. Epäkeskeisyydestä aiheutuva momentti hyllyn poikittaissuunnassa. $14.73 \text{ kN} \cdot 0.5 \text{ m} = 0.007365 \text{ kNm}$.

1.3 Tuulikuorma

Rakenteen maastoluokka III, tuulikuorman arvo $(z(8)) q_{p0} = 0.43 \text{ kN/m}^2$. Katon kokonaistuulivoima lasketaan katon projektiopinnan avulla. Tätä kuorman arvoa käytetään arvioitaessa rakenteen pystyssä pysymistä tyhjänä, sama voidaan tehdä käyttämällä ulko- ja sisäpuolisen paineen kertoimia. Kokonaistuulikuorma katolle on $F_w = C_s C_{ed} C_f q_{p0} A_{ref}$, jolloin kokonaistuulivoima katolle/1 elementti on $F_w = 1.316 \text{ kN}$

Ulkopuolisen paineen kerroin $C_{ep1} = 0.8$ ja $C_{ep2} = -0.7$. Tuulenpaine w_{e1} on $0.8 \cdot 0.43 = 0.344 \text{ kN/m}^2$ ja w_{e2} on $-0.7 \cdot 0.43 = -0.3 \text{ kN/m}^2$. Tästä saadaan hyllyn kokonaistuulenpaine joka on 0.64 kN/m^2

1.4 Lumikuorma

Lumikuorma maassa, $s_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$ ja katon kaltevuudella 5° on $\mu = 0.8$. Lumikuorma katolla on 2 kN/m^2 . Lumikuorma yhdelle pylväälle on 4.32 kN

1.5 Lisävaakavoimat

Kuormat hyllyn poikittaissuunnassa kohdan 8.1.9 mukaan.

$$\phi = \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{n_c}\right)} \sqrt{1} (2\phi_s) \quad \text{missä } \phi \leq (2\phi_s)$$

$$\text{ja missä } \phi \geq (\phi_s) \quad \text{ja } \phi \geq \frac{1}{500}$$

missä:

$$n_c = 1$$

$$\phi_s = 1/200$$

mistä seuraa että ϕ on 0.00612 jolloin poikkikäytävän suunnassa.
 $S=(1500*9.82)*0.00612=90.15$ N ja käytävän suunnassa

$$\phi = \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{n_c}\right)} \sqrt{\left(\frac{1}{5} + \frac{1}{n_s}\right)} (2\phi_s + \phi_\lambda) \quad \text{missä } \phi \leq (2\phi_s + \phi_\lambda)$$

ja missä $\phi \geq (\phi_s + 0,5\phi_\lambda)$ ja $\phi \geq \frac{1}{500}$

missä:

$$n_c = 5$$

$$n_s = 3$$

$$\phi_s = 1/200$$

$$\phi_\lambda = 0.00108$$

Käytävän suunnassa S_q on $((3000*9.82)*0.00676)/2=99.57$ N. Lumikuormista aiheutuvaa sivuttaisvoimaa ei oteta huomioon.

$$\sqrt{\frac{95600 * 1360^2}{210000 * 842230}} > 1.57$$

1.6 Pylvään käyryys

0.99 > 1.57 jolloin ehdosta johtuen pylväiden käyryyttä ei tarvitse ottaa huomioon laskennassa.

1.7 Elementin sivusiirtyvyyden määrittäminen toisen kertaluokan vaikutuksien huomioon ottamiseksi

Kun $V_{sd}=88,4$ kN ja $V_{cr}=4566$ kN

$$V_{sd}/V_{cr}=0.019$$

Ensimmäisen kertaluokan analyysi on riittävä. Kuormia ei tarvitse vahvistaa toisen kertaluokan kertoimella.

missä V_{cr} on 4566 kN

$$V_{cr} = \frac{1}{1/V_{cr}^* + 1/S_d} = 4566831$$

$$V_{cr}^* = \frac{\pi^2 210000 * 591 * 1050^2}{2 * 8840^2} = 8640733$$

V_{cr}^* = elastinen kriittinen kuorma joka ei ota huomioon elementin leikkausjoustoja

$$A_u = 591 \text{ mm}^2$$

$$H_b = 2 * 6000 \sqrt{\frac{1 + 2.18 * 0.333}{3.18}} = 8840$$

kun elementin yläpää on vapaa

H_b = elementin nurjahduspituus

W_0 = kuormitus elementin yläpäässä

W_1 = koko elementin kuorma

S_d = elementin leikkausjäykkyys

jos vaakapalkkikuormat ovat samat kaikilla tasoilla

$W_1/W_0 = n_s$ = vaakapalkkitasojen määrä

$$\frac{1}{S_d} = 0 + \frac{1}{9686250} + 0$$

1.8 Rakenteen sivusiirtävyys käytävän pituussuunnassa

Sivuttaissiirtävyys käytävän pituus suunnassa määräytyy kohdan 7.24 mukaan

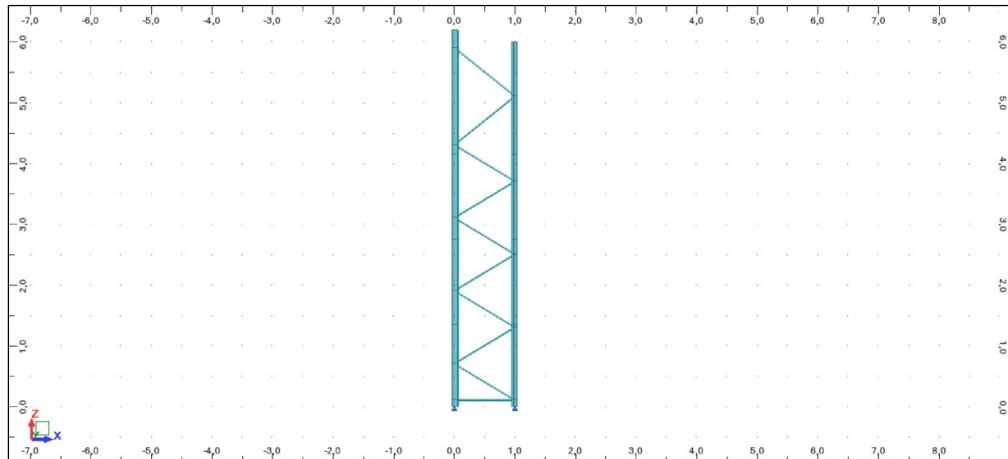
$$\phi_{max} \text{ on } (8,9 - 4)/1400 = 0,0035$$

$$V_{cr} = \frac{0,00676}{0,0035} * 88,4 = 170$$

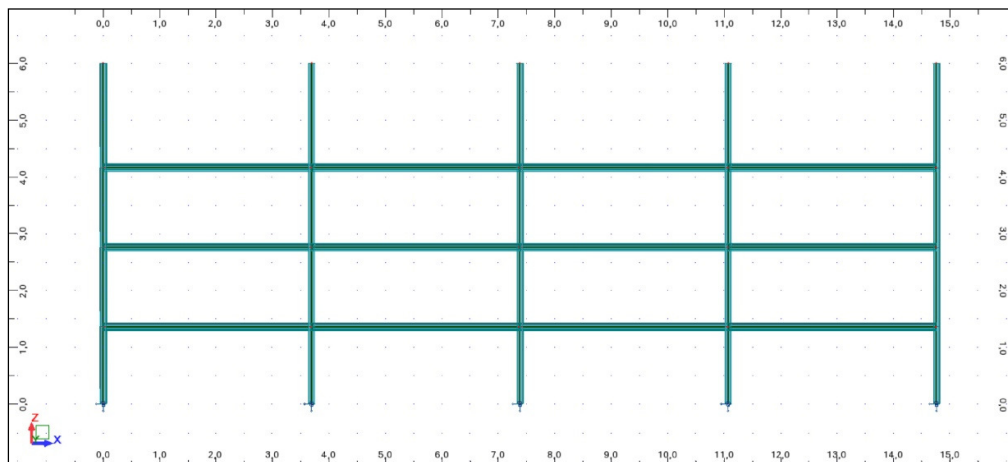
$$V_{sd}/V_{cr} = 0.52$$

Kehä on sivuttaissiirtävä, tästä johtuen on toisen kertaluokan vaikutukset otettava huomioon mitoituksessa.

2. Rakennemalli



Kuva 2 Elementin rakennemalli



Kuva 3 Käytävän pituussuuntainen rakennemalli

3. Kuormitus tapaukset

Rakenteen kannalta kriittisimmät kuormitustapaukset ovat käytävän suunnassa taulukosta 13, kuormitustapaukset 7 ja 9. Poikkikäytävän suunnassa taulukosta 14 tapaukset 6 ja 9. Pahimman kahteen suuntaan tapahtuvan taivutuksen mitoittamiseksi lasketaan yhdistämällä taulukosta 13 tapaukset 20 ja 22 ja taulukosta 14 tapaukset 15 ja 17. Käyttörajan tarkistukseen poikkikäytävän suunnassa käytetään tapauksia 26 taulukosta 14 ja tapauksia 18 taulukosta 13. Näiden lisäksi tarkistetaan rakenteen pystyssä pysyminen pelkän tuulikuorman vaikuttaessa.

Käytävän suunnassa kuormitustapaukset:

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 7)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 9)}$$

Käytävän poikkisuunnassa kuormitustapaukset:

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 6)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 9)}$$

Kahteen suuntaan tapahtuvan taivutuksen kuormitustapaukset:

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{hyöty \text{ max mom}} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 20, KT15)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty \text{ max mom}} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT22, KT17)}$$

Kuormitustapaukset KRT

Käytävän suunnassa kuormitustapaukset:

$$1 * G_{omap} + 1 * Q_{hyöty} + 1 * Q_{lumi} + 1 * Q_{tuuli} \text{ (KT 18)}$$

Käytävän poikkisuunnassa kuormitustapaukset:

$$1 * G_{omap} + 1 * Q_{hyöty} + 1 * Q_{lumi} + 1 * Q_{tuuli} \text{ (KT 26)}$$

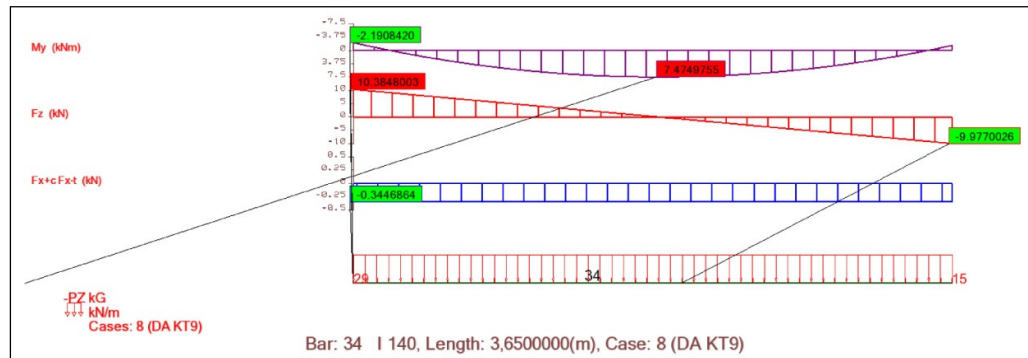
Rakenteen staattinen tasapaino

$$1 * G_{k,sup} + 0.9 * G_{k,inf} + 1,35 * Q_{tuuli}$$

4. Rakenteen voimasuureet

Tietokonemallista saadut rakenteiden voimasuureet on esitetty seuraavassa.

4.1 Vaakapalkki

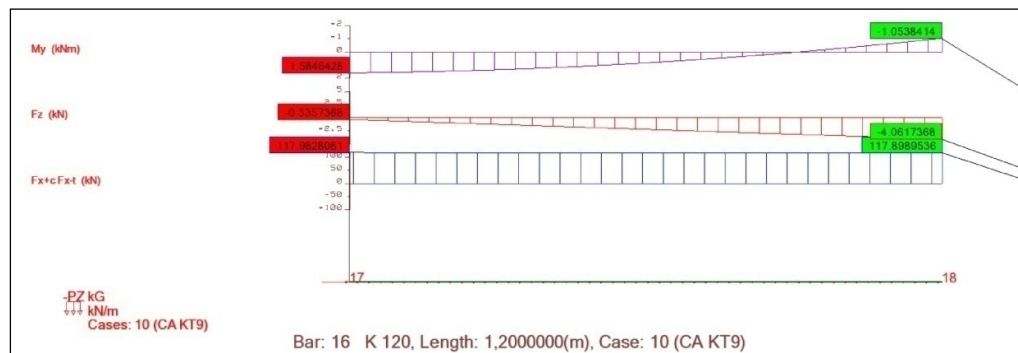


Kuva 4 KT 9

Maksimimomentti tuella (korvakeessa) on 2,19 kNm, kuormitustapaus KT9 hyllykäytävän suunnassa. Maksimileikkausvoima tuella, kuormitustapaus KT9 on 10.38 kN.

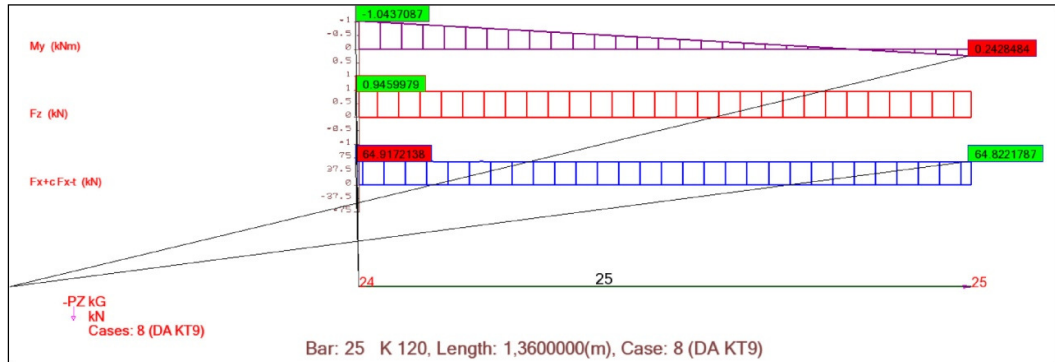
4.2 Pylväs

Pylvään pahin kuormitustilanne hyllyn poikkisuunnassa kuormitustapaus KT9. $N=119$ kN $M=1.58$ kNm ja $Q=4,06$ kN



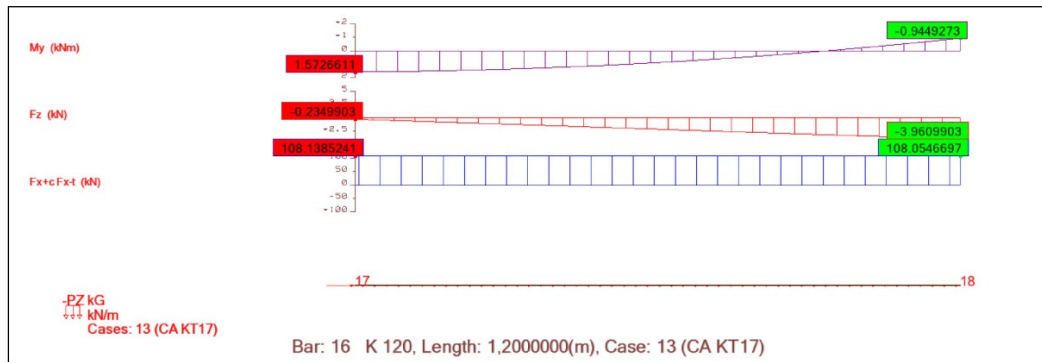
Kuva 5 KT 9

Maksimikuormat hyllyn pituussuunnassa, kun kuormitustapaus KT 9, $N = 64,9 \text{ kN}$ $M = 1,04 \text{ kNm}$ $Q = 0.945 \text{ kN}$



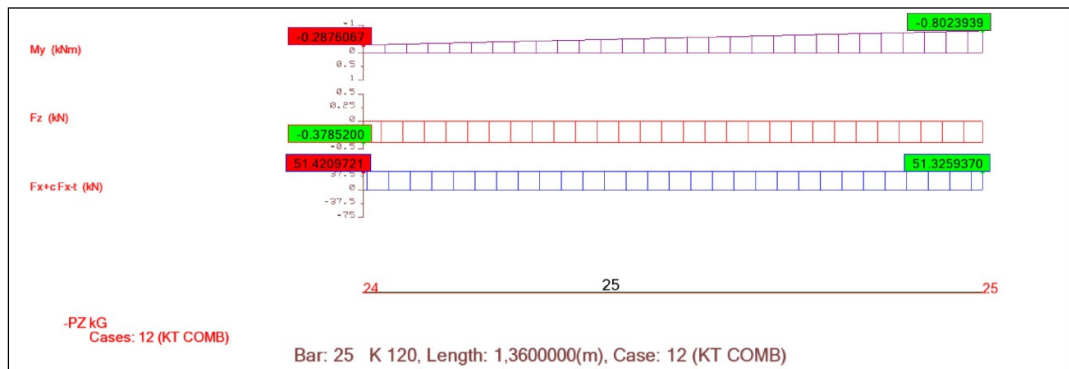
Kuva 6 KT 9

Yhdistelyssä käytettävät kuormitus tilanteet, poikkikäytävän suunnassa kuormitus tapauksena KT 17. $N = 109 \text{ kN}$ $M = 1.57 \text{ kNm}$ ja $Q = 4 \text{ kN}$



Kuva 7 KT 17

Ja hyllykäytävän suunnassa KT 13. $N = 51,42 \text{ kN}$ $M = 0,80 \text{ kNm}$ $Q = 0.38 \text{ kN}$



Kuva 8 KT 13

4.3 Aluslevy

Aluslevylle kohdistuva maksimi kuormitus on suojan puoleisella pylväällä kun kuormituksena on kuormitustapaus KT 9 ja 13. Tällöin maksimipuristus 119kN, momentti 0.8kNm, leikkaus 16kN

Maksimi vetäväkuormitus aluslevylle kun hyllyä kuormittaa pelkkä tuulikuorma on 14kN

4.4 Diagonaali

Diagonaalille tuleva suurin puristava kuormitus on 26.6 kN. Ja maksimi vetävä kuormitus 24.5kN

5. Rakeenosien kestävyys

5.1 Vaakapalkki

Vaakapalkkikorvakkeen kestävyden mitoitus arvo on saatu testeistä ja sen suuruus on 3,2kNm. 3.2kNm on suurempi kuin 2.19kNm jolloin korvakkeen kestävyys on riittävä.

Leikkaus kestävyys määräytyy kohdan 7.9 ja 7.14 mukaisesti ja leikkauskestävyys on pienempi arvoista

$$V_{b,Rd} = 48.64kN$$

$$V_{pl,Rd} = 20.343kN$$

Maksimi leikkausvoima palkilla on 10,38kN joten leikkauskestävyys on riittävä.

Yhdistetty taivutus ja leikkauskestävyys määräytyy kohdan 7.14 mukaan jolloin.

$$\left(\frac{2.19}{8.057}\right)^2 + \left(\frac{10.38}{20.343}\right)^2 = 0.34 \leq 1$$

Yhdistetty taivutus- ja leikkauskestävyys vaakapalkilla on riittävä.

5.2 Pylväs

Pylvään kestävyys määräytyy kohdan 7.13 mukaan. Mitoitus kahteen suuntaan tapahtuvana taivutuksena.

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{lat} f_{yb} A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_{LT} (M_{y,Sd} + \Delta M_{y,Sd})}{\chi_{LT} f_{yb} W_{eff,y,com} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z (M_{z,Sd} + \Delta M_{z,Sd})}{f_{yb} W_{eff,z,com} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Kyseisen kaavan mukaisesti pylvään käyttöasteeksi tulee 242%

5.3 Aluslevy

Aluslevyn kestävyys puristavalle ja taivuttavalle voimalle on:

$$\frac{119kN}{7870mm^2} + \frac{0.80kNm}{144\,449mm^2} = 20.65 \frac{N}{mm^2} \leq f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$$

Aluslevyä ei ole testattu ylöspäin suuntautuvalla kuormituksella eikä aluslevyn rakenteesta johtuen voidaan olettaa että aluslevy kestäisi sen suuntaista kuormaa. Aluslevyn leikkauskestävyyttä ei myöskään voida ilman testejä todentaa. Joten näiltä osin rakenteen kestävyys jää selvittämättömäksi.

5.4 Diagonaalit

Diagonaalin vetokestävyys määräytyy seuraavista kaavoista, diagonaalissa käytetystä raaka-aineesta johtuen rajoittavaksi tekijäksi tulee reunapuristuskestävyys.

$$N_{pL,Rd} = 44kN$$

$$N_{u,Rd} = 27.6kN$$

$$F_{b,Rd} = 6.7kN$$

Kun suurin veto on 24.5kN ei diagonaalin kestävyys ole riittävä.

Diagonaalin puristuskestävyys määräytyy puristetun ja taivutetun sauvan kaavan mukaisesti. Taivutusvoima muodostuu diagonaalin puristuksen epäkeskisyydestä.

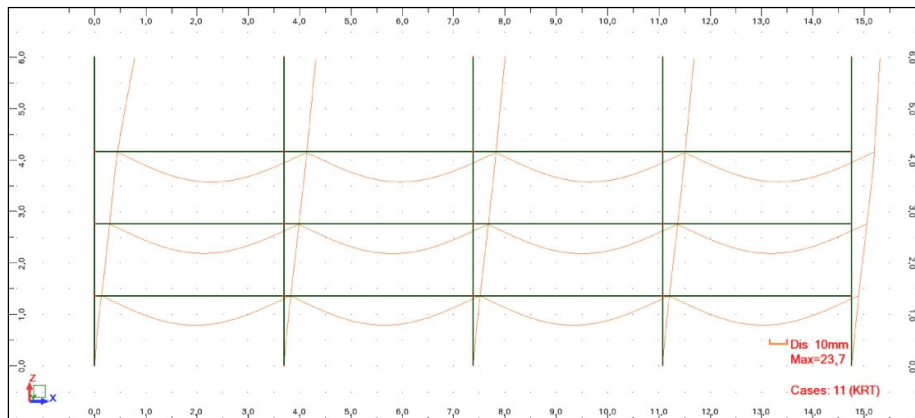
$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} f_{yb} A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z M_{z,Sd}}{f_{yb} W_{eff,z,com} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Kaavasta seuraa että diagonaalin käyttöasteeksi, puristavan kuorman 26.6kN vaikuttaessa, tulee 213% 1106mm nurjahdus pituudella.

5.1 Rakenteen siirtymät ja stabiliteetti

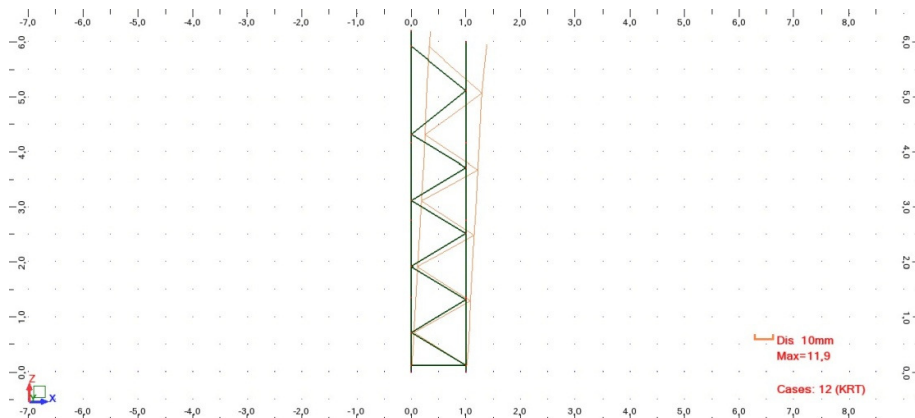
Rakenteen siirtymää tarkasteltiin erilaisilla rakennemalleilla. Yksityiskohtaisella mallilla rakenteen poikkisuunnassa (kuva 9), missä diagonaalien kiinnitykset on nivelelliset, ei saada tarpeeksi tarkasti kuvattua rakenteen siirtymää joka on yleensä 4-6 kertaa mallista saatavaa laskennallista siirtymää suurempi. Tästä johtuen siirtymän arvo on mallinnettu myös vaihtoehdoisella tavalla. Käytävänsuuntaisen siirtymän arvoja mallista voidaan pitää jokseenkin tarkkoina. Siirtymän arvoksi käytävän pituussuunnassa on valittu pylvään yläpäähän siirtymä hyllyn keskivaiheilla.

Kuvassa 8 on käytävänsuuntainen siirtymä, maksimi siirtymän arvo on 19 mm joka vastaa arvoa $L/315$.



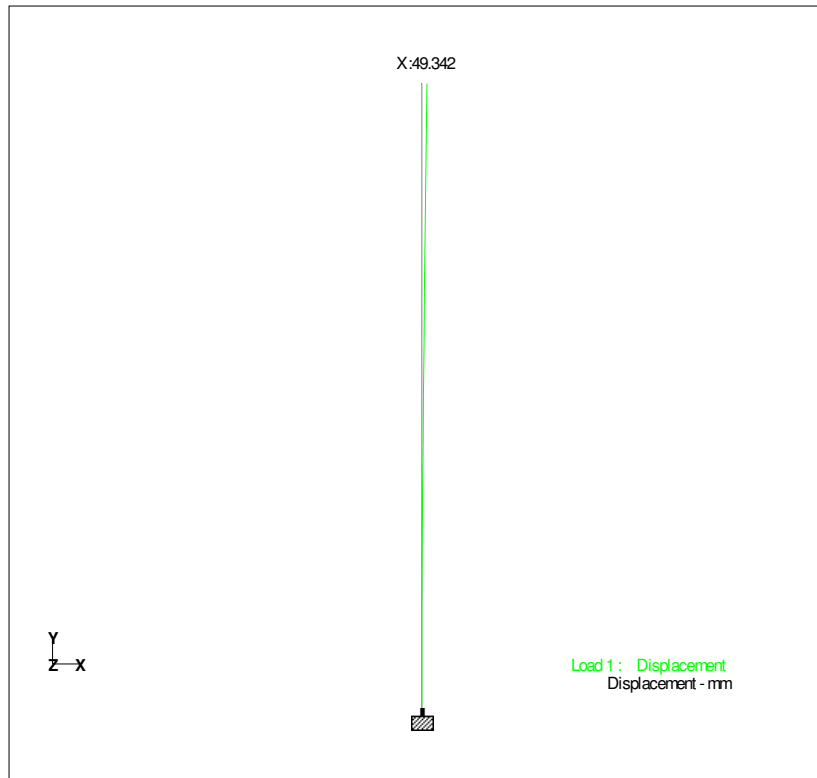
Kuva 8 Käytävän suuntainen siirtymä

Kuvassa 9 on käytävän poikkisuuntainen maksimi siirtymä, kun hyllyn oletetaan olevan täynnä tavaraa, 10mm mikä vastaa arvoa $L/600$. Siirtymän todellinen arvo on 4-6-kertainen.



Kuva 9 Siirtymä käytävän poikkisuunnassa

kuvassa 10 on yksinkertaistetusta mallista saatu siirtymän arvo joka vastaa enemmän todellista tilannetta. Siirtymän arvo 49mm vastaa L/122 mukaista siirtymää.



Kuva 10 Siirtymä yksinkertaisen mallin avulla

6 Yhteenveto

Edellä esitetyllä tavalla toteutettuna ei rakenteen kestävyys ole riittävä. Pylvään ja diagonaalien kapasiteetti ylittyy. Siirtymien voidaan olettaa kasvavan liian suuriksi kun hyllyyn on kiinnitetty kiinteät seinät. Aluslevyt eivät kestä tasosta ylöspäin vetäviä voimia.

LIITE 4 ESIMERKKI KUORMALAVAHYLLY KATOLLA JA SIVU- JA PÄÄTY SEINILLÄ, TOISESSA PÄÄSSÄ SUURET OVET

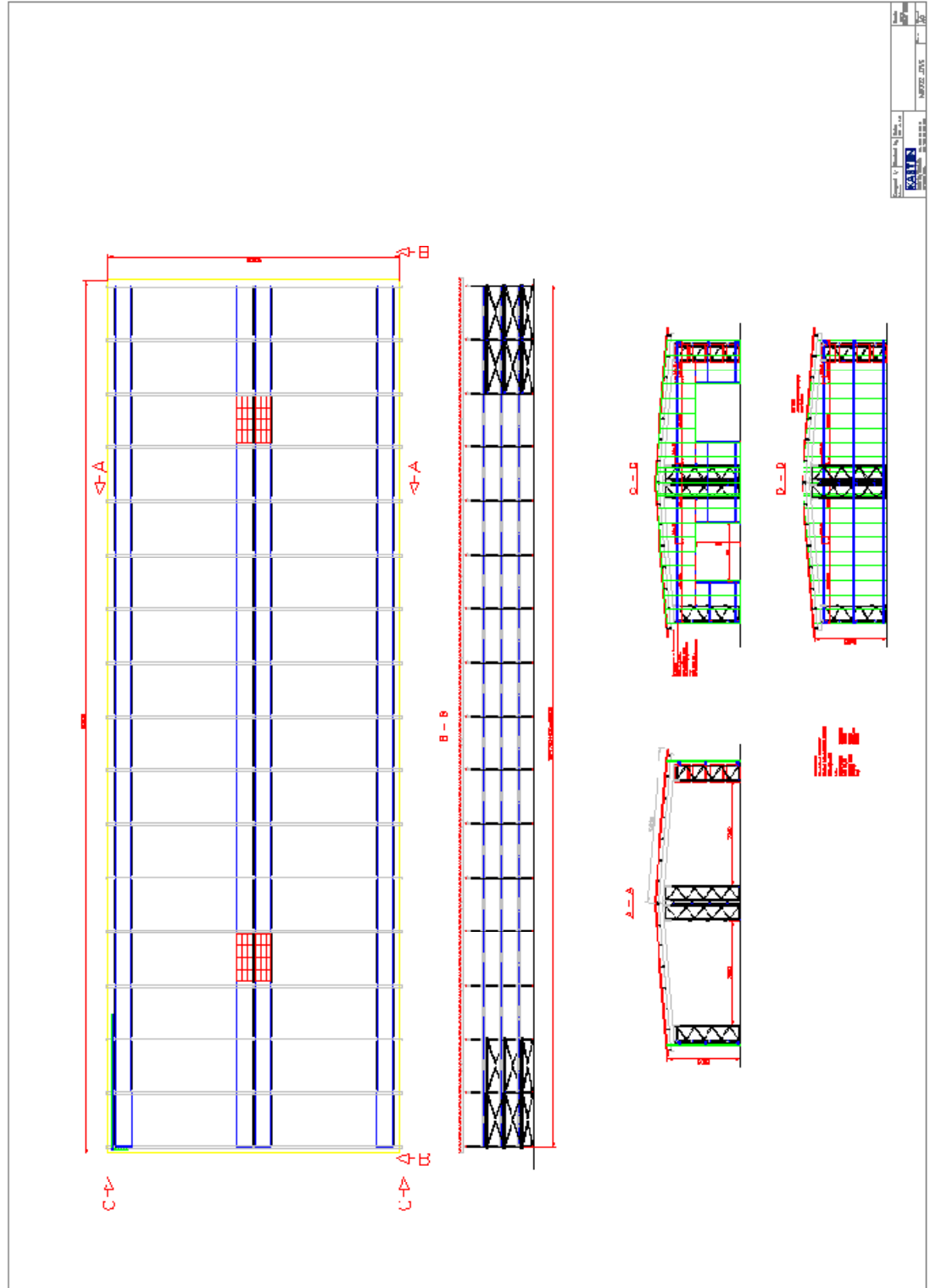
1. Lähtötiedot

Rakennus kuuluu rakenneluokkaan B(3). Pinta-ala enintään 2000 m², kerrosluku korkeintaan 1, maksimikorkeus 14 m. Rakenteiden paloluokka P3 jolloin rakenteiden palonkestävyydelle voidaan käyttää arvoa R0. Rakennuksen seuraamusluokka on CC1, jolloin Kfi kerroin on 0.9.

Kuvan 1 mukainen rakenne, rakenteen laskentamalli on esitetty kuvissa 2 ja 3. Rakenteen korkeus $H=5000$ mm, leveys $L=18800$ mm ja pituus $D=59200$ mm. Pylvään pituus 5000 mm vaakapalkin pituus 3600 mm

Pylväiden tukiehdot poikkikäytävän suunnassa ovat nivelet ja vaakapalkkikorvakkeiden jäykkyys on mallinnettu testeistä saatujen arvojen mukaan. Kattorakenteen pitää estää rakenteen vinoutuminen ja tuulikuormien oletetaan jakautuvat tasaisesti kullekin jäykistävälle kehälle. (Huom. rakenteen jäykistys ei toimi kyseisellä tavalla, oletuksena on että kaikki kehät ovat yhtä jäykkiä, tämä ei voi pitää paikkaansa kun tavarakuormat jäykistävät elementtejä eri tavoilla.)

Pylväiden tukiehdot käytävän suunnassa ovat nivelet. Diagonaalit ovat nivelellisesti kiinnitetty pylväisiin. Rakenteen jäykistyksen oletetaan toimivan mastojäykistyksellä. Ja kaikki kehät ottavat tuulikuormia vastaan samassa suhteessa. Oletuksena on että kattorakenne estää rakenteen vinoutumisen.



Kuva 1 Rakenne

1.1 Omapaino

Rakenteen omapaino 200kg/elementti. Kattorakenteenpaino 50kg/m²

1.2 Hyötykuorma

Hyötykuorman arvo 3000kg/taso. Kuorma/vaakapalkki 4.09kN/m. Epäkeskeisyydestä aiheutuva momentti hyllyn poikittaissuunnassa. 14.73kN*14mm=0.206kNm.

1.3 Tuulikuorma

Rakenteen maastoluokka III, tuulikuorman arvo (z(5)) $q_{p0}=0.35\text{kN/m}^2$.

Ulkopuolisenpaineen kerroin $C_{ep1}=1$ ja $C_{ep2}=-0.3$ molemmissa rakenteen suunnissa. Sisäpuolisen paineen kertoimet $C_{pi1}=-0.3$ ja $C_{pi2}=0.2$ kun tuulen suunta on rakenteen lyhyen sivun suuntainen ja $C_{pi1}=-0.3$ ja $C_{pi2}=0.9$ kun tuuli on rakennuksen pitkäsivun suuntainen ja rakennuksen molemmat ovet ovat auki. Tuulenpaine w_{e1} on $1*0.35 = 0.35\text{kN/m}^2$ ja w_{e2} on $-0.3*0.35=-0.105\text{kN/m}^2$ ja sisäpuolinen paine kun tuuli on rakennuksen lyhyen sivun suuntainen w_{i1} on $-0.3*0.35 = -0.105\text{kN/m}^2$ ja w_{i2} on $0.2*0.35=0.063\text{kN/m}^2$ ja w_{i1} on $-0.3*0.35 = -0.105\text{kN/m}^2$ ja w_{i2} on $0.9*0.35=0.315\text{kN/m}^2$ kun tuuli on rakennuksen pitkän sivun suuntainen.

Tästä saadaan seinien tuulikuormat, kun tuuli on lyhyemmän sivun suuntainen tuulenpuoleinen sivu 0.455kN/m^2 ja suojan puoleinen sivu 0.168kN/m^2 ja kun tuuli on rakennuksen pitkän sivun suuntainen tuulenpuoleinen seinä 0.455kN/m^2 ja suojan puoleinen seinä 0.455kN/m^2 .

Katon tuulikuormat otetaan huomioon painekertoimien avulla jotta niiden kaatava vaikutus saadaan mukaan laskentaan. Katon sekundääriosien mitoitusta ei tässä käsitellä. Katon tuulen puoleinen lape kun etäisyys katon reunasta on 1 m. $C_{ep}=0$ ja $C_{pi}=-0.3$ muulle katon osalle $C_{ep}=0$ ja $C_{pi}=-0.3$. Katon suojan puoleinen osa . $C_{ep}=-0.6$ ja $C_{pi}=0.2$. Katon tuulen puoleinen tuulenpaine w_e on $-0.3*0.35 = 0.105\text{kN/m}^2$ ja suojan puoleinen lape $0.8*0.35 = 0.28\text{kN/m}^2$

Tuulesta aiheutuva kitkakuorma arvo määräytyy seuraavasti: kun pellin kitkakertoimen arvo on $C_{fr}=0,01$ ja pinta-ala jolle kuorma kohdistuu $A_{fr}=1200\text{m}^2$ jolloin $F_{fr}=0,01*0.35*1200=4.2$ kN, voima otetaan huomioon rakenteen jäykistystä eli tässä tapauksessa takatukiristikkoa mitoitettaessa.

1.4 Lumikuorma

Lumikuorma maassa, $s_k=2.5\text{kN/m}^2$ ja katon kaltevuudella 5° on $\mu = 0.8$.

Lumikuorma katolla on 2kN/m^2 .

1.5 Lisävaakavoimat

Rakenteen pituus suunnassa poikittaiskuormat määräytyvät kohdan 8.1.9 mukaan.

$$\phi = \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{n_c}\right)} \sqrt{\left(\frac{1}{5} + \frac{1}{n_s}\right)} (2\phi_s + \phi_\lambda) \quad \text{missä } \phi \leq (2\phi_s + \phi_\lambda)$$

$$\text{ja missä } \phi \geq (\phi_s + 0,5\phi_\lambda) \quad \text{ja } \phi \geq \frac{1}{500}$$

missä:

$$n_c = 17$$

$$n_s = 3$$

$$\phi_s = 1/300$$

$$\phi_\lambda = 0 \text{ ristikko rakenteelle}$$

mistä seuraa että ϕ on 0.002 kun $\phi \geq \frac{1}{500}$ jolloin $S=(1500*9.82)*0.002=29,46\text{N}$.

Poikkikäytävän suunnassa n_c on yhdessä toimivien elementtien määrä ja $(1/5+1/n_s)=1$ jolloin ϕ on 0.00235 S_q on $((3000*9.82)*0.00235)/2=34,61\text{N}$.

Lumikuormasta aiheutuva sivuttaiskomponentti rakenteen poikittaissuunnassa/elementti on $0.00235*28.8\text{kN}=67.68\text{N}$. Ja rakenteen pituussuunnassa 58kN .

1.6 Pylvään käyryys

Pylväiden käyryys.

$$\sqrt{\frac{123000 * 1050^2}{210000 * 842232}} > 1.57$$

0.91 > 1.57 jolloin ehdosta johtuen pylväiden käyryyttä ei tarvitse ottaa huomioon laskennassa.

1.7 Elementin sivusiirtävyyden määrittäminen toisen kertaluokan vaikutuksien huomioon ottamiseksi

Kun $V_{sd}=123\text{kN}$ ja $V_{cr}=6022$

$$V_{sd}/V_{cr}=0.02$$

Ensimmäisen kertaluokan analyysi on riittävä.

missä V_{cr} on 6022

$$V_{cr} = \frac{1}{1/V_{cr}^* + 1/S_d} = 6022$$

$$V_{cr}^* = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 691 \cdot 1050^2}{2 \cdot 7042^2} = 15920388$$

V_{cr}^* = elastinen kriittinen kuorma joka ei ota huomioon elementin leikkausjoustoa

A_u = brutto poikkileikkauksen pinta-ala

$$H_b = 2 \cdot 5000 \sqrt{\frac{1 + 2.18 \cdot 0.265}{3.18}} = 7042$$

kun elementin yläpää on vapaa

H_b = elementin nurjahdus pituus

W_0 = kuormitus elementin yläpäässä

W_1 = koko elementin kuorma

S_d = elementin leikkausjäykkyys

jos vaakapalkkikuormat ovat samat kaikilla tasoilla

$W_1/W_0 = n_s$ = vaakapalkkitasojen määrä

$$\frac{1}{S_d} = 0 + \frac{1}{9686250} + 0$$

1.8 Rakenteen sivusiirtävyys käytävän pituussuunnassa

Sivuttaissiirtävyys käytävän pituussuunnassa määräytyy kohdan 7.24 mukaan

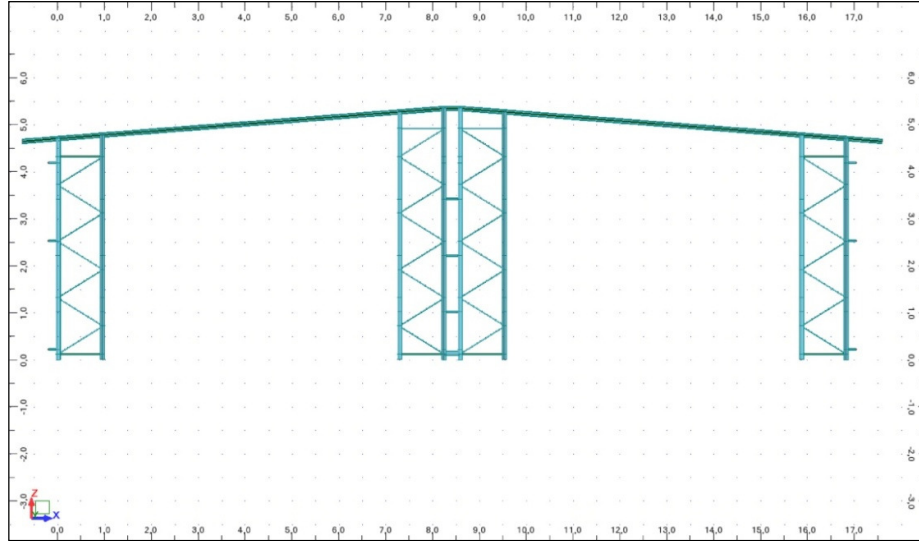
$$\phi_{max} \text{ on } (2.7 - 1.5)/1200 = 0,001$$

$$V_{cr} = \frac{0,002}{0,001} \cdot 123 = 246$$

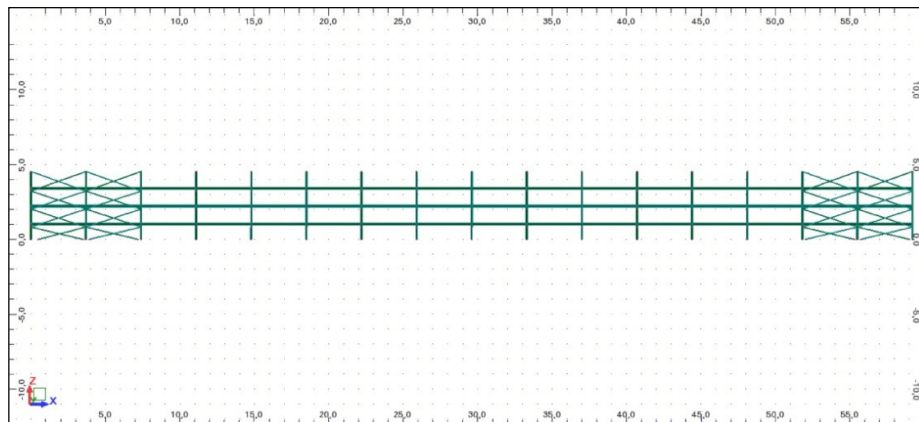
$$V_{sd}/V_{cr}=0.5$$

Kehä on sivuttaissiirtävä, tästä johtuen on toisen kertaluokan vaikutukset otettava huomioon mitoituksessa.

2. Rakennemalli



Kuva 2 Rakenne poikittaissuunta



Kuva 3 Rakenne pituussuunta

3. Kuormitustapaukset

Rakenteen kannalta kriittisimmät kuormitustapaukset ovat käytävän suunnassa taulukosta 13, kuormitustapaukset 7,8,9 ja yhdistelykuormille 20,21 ja 22.

Poikkikäytävän suunnassa taulukosta 14 tapaukset 6,8, ja 9. ja yhdistelyä varten tapaukset 15 ja 16.

Pahimman kahteen suuntaan tapahtuvan taivutuksen mitoittamiseksi lasketaan yhdistämällä taulukosta 13 tapaukset 20 ja 21 ja taulukosta 14 tapaukset 15 ja 16.

Käyttö rajatilan tarkistukseen käytetään tapausta 26 taulukosta 14 ja tapausta 19 taulukosta 13.

Kuormitustapaukset MRT

Tavanomainen kuormitustilanne käytävän suunnassa.

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 7)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{lumi} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 8)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 9)}$$

Yhdistelmät kahteen suuntaan tapahtuva pilarin taivutuksen huomioimiseksi.

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{max\ mom} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 20)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{lumi} + 1,35 * Q_{max\ mom} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 21)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{max\ mom} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 22)}$$

Tavanomainen kuormitustilanne käytävän poikittaissuunnassa.

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 7)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{lumi} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 8)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 9)}$$

Yhdistelmät kahteen suuntaan tapahtuva pilarin taivutuksen huomioimiseksi.

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{max\ mom} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 15)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{lumi} + 1,35 * Q_{max\ mom} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 16)}$$

Kuormitustapaukset KRT

käytävän suunnassa.

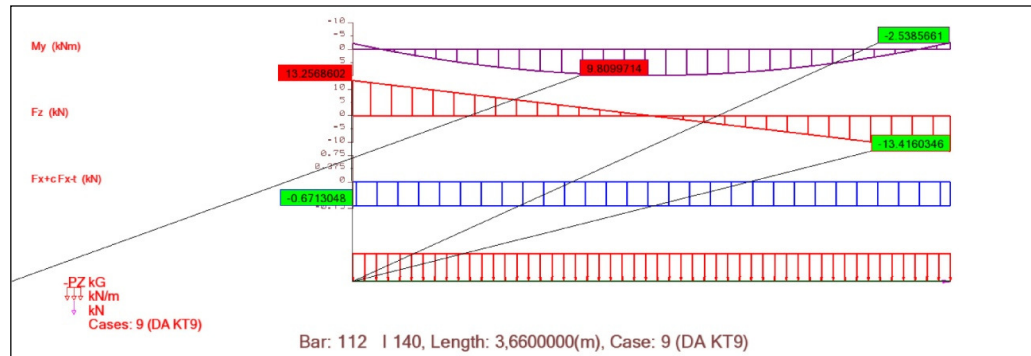
$$1 * G_{omap} + 1 * Q_{hyöty} + 1 * Q_{lumi} + 1 * Q_{tuuli} \text{ (KT 19)}$$

käytävän poikittaissuunnassa.

$$1 * G_{omap} + 1 * Q_{hyöty} + 1 * Q_{lumi} + 1 * Q_{tuuli} \text{ (KT 26)}$$

4. Rakenteen voimasuureet

4.1 Vaakapalkki

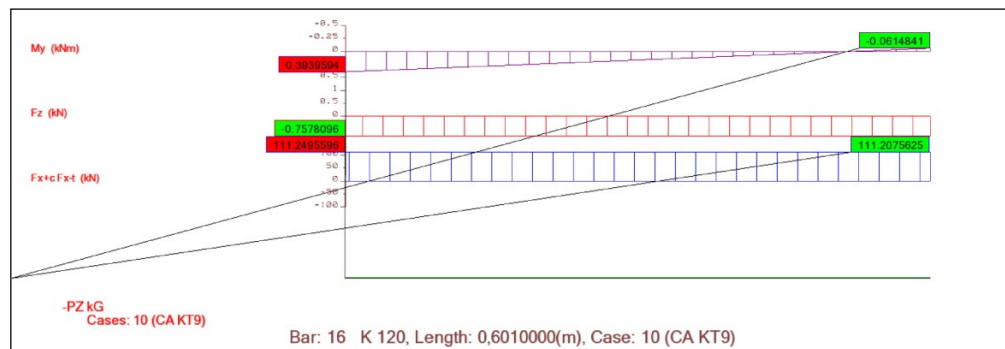


Kuva 4 KT 9

Maksimimomentti tuella (korvakeessa) on 2,53 kNm, kuormitustapaus KT9 hyllykäytävän suunnassa. Maksimi leikkausvoima tuella, kuormitustapaus KT9 on 13.41 kN.

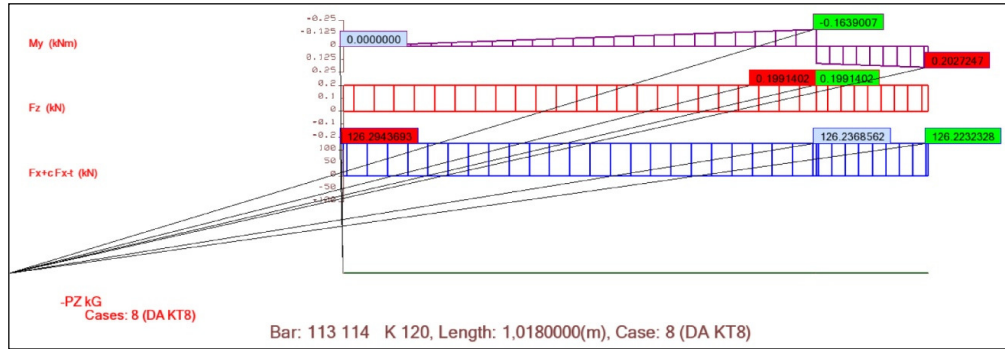
4.2 Pylväs

Pylvään pahin kuormitustilanne hyllyn poikkisuunnassa kuormitustapaus KT9. $N=111$ kN, $M=0.39$ kNm ja $Q=0.75$ kN



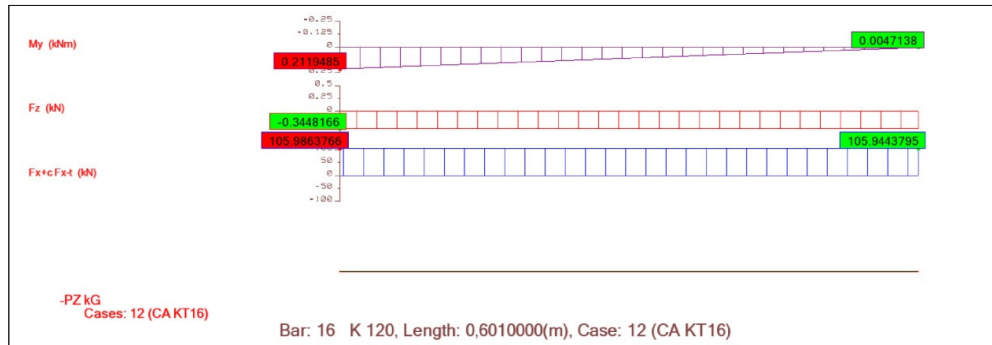
Kuva 5 KT 9

Maksimi kuormat hyllyn pituussuunnassa, kun kuormitustapaus KT 8. $N=126$ kN, $M=0.163$ kNm ja $Q=0.199$ kN



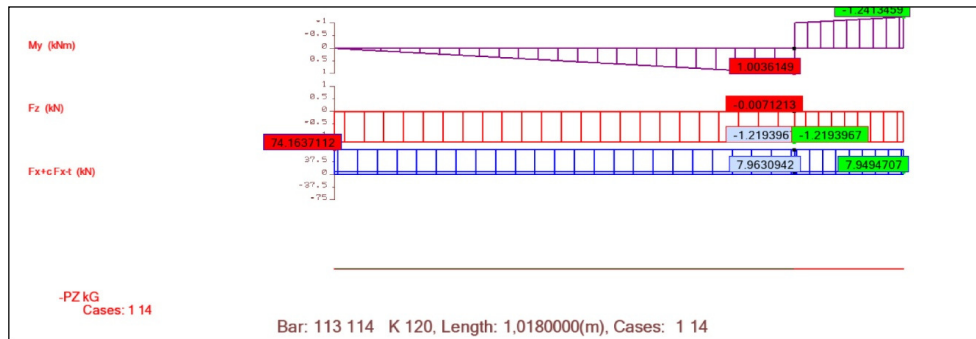
Kuva 6 KT8

Yhdistelyssä käytettävät kuormitustilanteet, poikkikäytävän suunnassa kuormitus tapauksena KT 16. $N=111$ kN $M=0.394$ kNm ja $Q=0.75$ kN



Kuva 7 KT 16

Ja hyllykäytävän suunnassa KT13, $N=74$ kN, $M=1.24$ kNm ja $Q=1.21$ kN

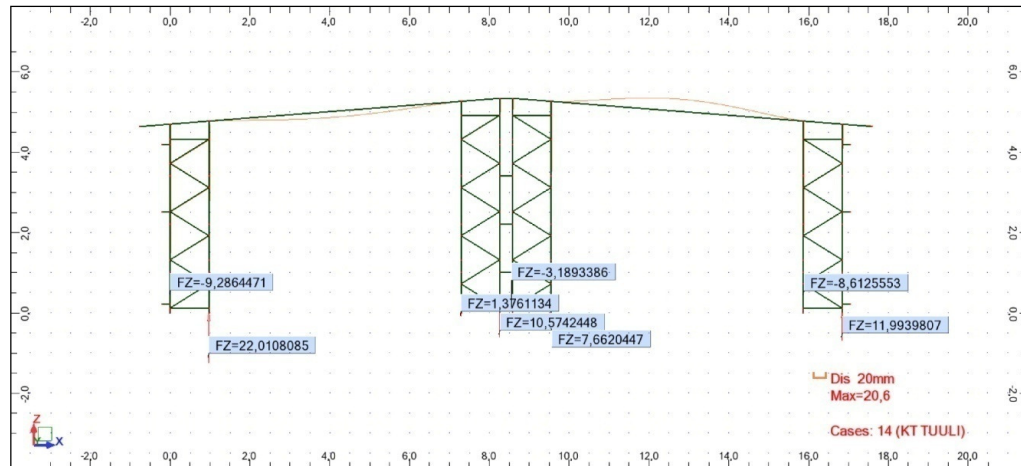


Kuva 8 KT13

4.3 Aluslevy

Aluslevylle kohdistuva maksimikuormitus on suojan puoleisella pylväällä kun kuormituksena on kuormitustapaus KT 9. Tällöin maksimipuristus 111 kN, momentti 0.165 kNm (aluslevyn tukiehtona on nivel, jolloin momentti lasketaan rakenteen epäkeskisyydestä) ja leikkaus 3,45 kN

Maksimi vetävä voima aluslevylle kun hyllyä kuormittaa pelkkä tuulikuorma on 9.3 kN (kuva 9)



Kuva 9 Tukireaktiot pelkän tuulen vaikuttaessa

4.4 Diagonaali

Diagonaalille tuleva suurin puristava kuormitus on 8.267 kN. Ja maksimi vetävä kuormitus 8,46N

5. Rakeenosien kestävyys

5.1 Vaakapalkki

Vaakapalkkikorvakkeen kestävyuden mitoitus arvo on saatu testeistä ja sen suuruus on 3,2 kNm. 3.2 kNm on suurempi kuin 2.29 kNm jolloin korvakkeen kestävyys on riittävä.

Leikkauskestävyys määräytyy kohdan 7.9 ja 7.14 mukaisesti ja leikkauskestävyys on pienempi arvoista

$$V_{b,Rd} = 48.64kN$$

$$V_{pl,Rd} = 20.343kN$$

Maksimi leikkausvoima palkilla on 13,38kN joten leikkauskestävyys on riittävä.

Yhdistetty taivutus- ja leikkauskestävyys määräytyy kohdan 7.14 mukaan jolloin.

$$\left(\frac{2.29}{8.057}\right)^2 + \left(\frac{13.38}{20.343}\right)^2 = 0.51 \leq 1$$

Yhdistetty taivutus- ja leikkauskestävyys vaakapalkilla on riittävä.

5.2 Pylväs

Pylvään kestävyys määräytyy kohdan 7.13 mukaan. Mitoitus kahteen suuntaan tapahtuvana taivutuksena.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{lat} f_{yb} A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_{LT} (M_{y,sd} + \Delta M_{y,sd})}{\chi_{LT} f_{yb} W_{eff,y,com} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z (M_{z,sd} + \Delta M_{z,sd})}{f_{yb} W_{eff,z,com} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Kyseisen kaavan mukaisesti pylvään käyttöasteeksi tulee 132%

5.3 Aluslevy

Aluslevyn kestävyys puristavalle ja taivuttavalle voimalle on:

$$\frac{111kN}{13200mm^2} + \frac{0.166kNm}{347\,400mm^3} = 8.85 \frac{N}{mm^2} \leq f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$$

Aluslevyä ei ole testattu ylöspäin suuntautuvalla kuormitukselle eikä aluslevyn rakenteesta johtuen voidaan olettaa että aluslevy kestäisi sen suuntaista kuormaa. Aluslevyn leikkauskestävyyttä ei myöskään voida ilman testejä todentaa. Joten näiltä osin rakenteen kestävyys jää selvittämättömäksi.

5.4 Diagonaalit

Diagonaalien vetokestävyys määräytyy seuraavista kaavoista, diagonaalissa käytetystä raaka-aineesta johtuen rajoittavaksi tekijäksi tulee reunapuristuskestävyys.

$$N_{pl,Rd} = 44kN$$

$$N_{u,Rd} = 27.6kN$$

$$F_{b,Rd} = 6.7kN$$

Kun suurin veto on 8.46 kN ei diagonaalien kestävyys ole riittävä.

Diagonaalien puristuskestävyys määräytyy puristetun ja taivutetun sauvan kaavan mukaisesti. Taivutusvoima muodostuu diagonaalien puristuksen epäkeskisyydestä.

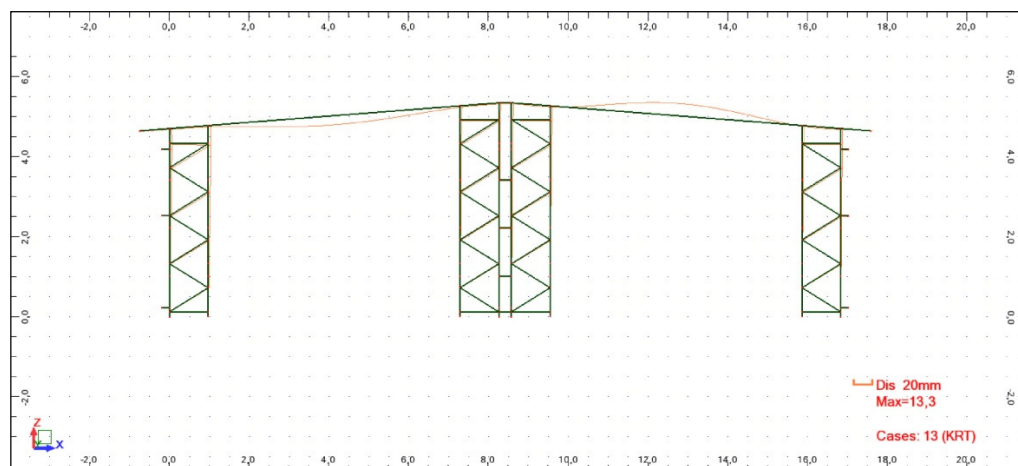
$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} f_{yb} A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z M_{z,Sd}}{f_{yb} W_{eff,z,com} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Kaavasta seuraa että diagonaalien käyttöasteeksi, puristavan kuorman 8.27 kN vaikuttaessa, tulee 66% 1106 mm nurjahduspituudella.

5.1 Rakenteen siirtymät ja stabiilitteetti

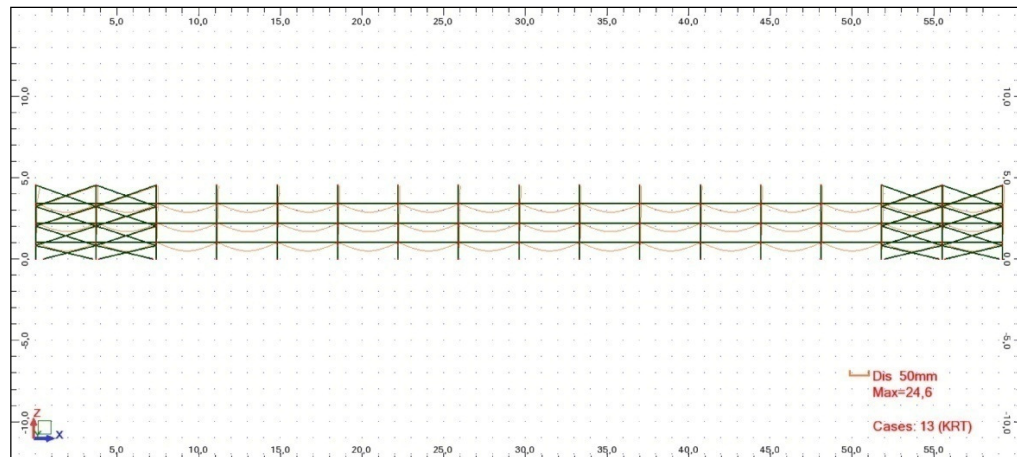
Rakenteen siirtymää tarkasteltiin erilaisilla rakennemalleilla. Yksityiskohtaisella mallilla rakenteen poikkisuunnassa (kuva 10), missä diagonaalien kiinnitykset on nivelelliset, ei saada tarpeeksi tarkasti kuvattua rakenteen siirtymää joka on yleensä 4-6 kertaa mallista saatavaa laskennallista siirtymää suurempi. Tästä johtuen siirtymän arvo on mallinnettu myös vaihtoehdoisella tavalla. Käytävänsuuntaisen siirtymän arvoja mallista voidaan pitää jokseenkin tarkkoina. Siirtymän arvoksi käytävän pituussuunnassa on valittu pylpään yläpään siirtymä hyllyn keskivaiheilla

Kuvassa 10 on käytävän poikkisuuntainen maksimi siirtymä, kun hyllyn oletetaan olevan täynnä tavaraa, 2,3mm mikä vastaa arvoa L/2100. Siirtymän todellinen arvo on 4-6-kertainen. Kuvassa oleva maksimi siirtymän arvo on kattorakenteen taipuman arvo. Kuvassa 12 on siirtymä yksinkertaisella mallilla laskettuna, siirtymän arvo 5mm.

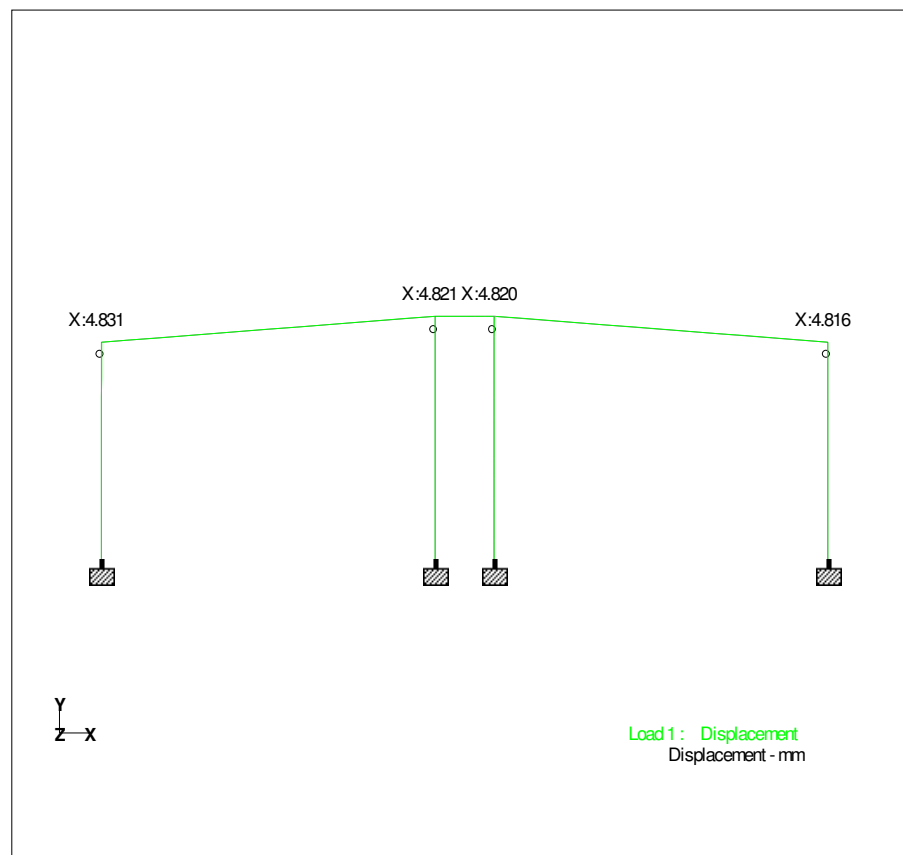


Kuva 10 Rakenteen poikkisuuntainen siirtymä

Kuvassa 10 on käytävänsuuntainen siirtymä, maksimi siirtymän arvo on 5.1 mm joka vastaa arvoa $L/980$. Kuvassa oleva maksimi siirtymän arvo on vaakapalkin maksimi taipuma.



Kuva 11 Käytävän suuntainen siirtymä



Kuva 12 Poikittaissuuntainen siirtymä yksinkertaisen mallin avulla

6 Yhteenveto

Edellä esitetyllä tavalla toteutettuna ei rakenteen kestävyys ole riittävä reunimmaisten elementtien pylvään ja diagonaalien osalta. Myös aluslevyille kohdistuvat kuormitukset ovat liian suuria.

LIITE 5 ESIMERKKI KUORMALAVAHYLLYJEN TUKEMA RAKENNUS**1. Lähtötiedot**

Rakennus kuuluu rakenneluokkaan B(3). Pinta-ala enintään 2000m², kerrosluku korkeintaan 1, maksimikorkeus 14m. Rakenteiden paloluokka P3 jolloin rakenteiden palonkestävyydelle voidaan käyttää arvoa R0. Rakennuksen seuraamusluokka on CC1 jolloin Kfi kertoimena voidaan käyttää arvoa 0.9.

Kuvan 1 mukainen rakenne, automaattivarasto. Rakenteen korkeus H=8000 mm, leveys L=30000 mm ja pituus D=60000 mm. Pylvään pituus 8000 mm ja vaakapalkin pituus 2750 mm. Rakenteen laskentamallit on esitetty kuvissa 2 ja 3.

Rakenteen käytävän suunnassa pylväiden jalkojen kiinnitykset määräytyvät testeistä saatujen jousiarvojen mukaisesti ja vaakapalkkikorvakkeiden jäykkyys on mitoituksessa otettu huomioon testeistä saatujen arvojen pohjalta. Rakenteen oletetaan toimivan kehärakenteena. Kattorakenteen tulee estää rakenteen vinoutumisen ja tuulikuormien oletetaan jakautuvat tasaisesti kullekin jäykistävälle kehälle. (Huom. rakenteen jäykistys ei toimi kyseisellä tavalla, oletuksena on että kaikki kehät ovat yhtä jäykkiä, tämä ei voi pitää paikkaansa kun tavarakuormat jäykistävät elementtejä eri tavoilla.)

Rakenteen poikkisuunnassa pylväiden kiinnityksenä lattiaan on nivel. Diagonaalit ovat nivelellisesti kiinnitettynä pylväisiin. Rakenteen jäykistyksen oletetaan olevan mastojäykistys jolloin kaikki kehät kantavat tuulikuormia samassa suhteessa. Oletuksena on että kattorakenne estää rakenteen vinoutumisen.

1.1 Omapaino

Rakenteen omapaino 400kg/elementti. Kattorakenteenpaino 50kg/m²

1.2 Hyötykuorma

Hyötykuorman arvo 2800kg/ taso. Kuorma/vaakapalkki 5kN/m. Korvakkeen epäkeskeisyydestä aiheutuva momentti hyllyn poikittaissuunnassa. 13.748kN*14mm=0.192kNm.

1.3 Tuulikuorma

Rakenteen maastoluokka III, tuulikuorman arvo (z(8)) q_{p0}=0.43kN/m².

Ulkopuolisenpaineen kerroin C_{ep1}=1 ja C_{ep2}= -0.5 molemmissa rakenteen suunnissa. Sisäpuolisen paineen kertoimet C_{pi1}=-0.3 ja C_{pi2}=0.2 Rakenteen molemmissa suunnissa. Tuulenpaine w_{e1} on 1*0.43 = 0.43kN/m² ja w_{e2} on -0.5*0.43=-0.215kN/m² ja w_{i1} on -0.3*0.43 = -0.129kN/m² ja w_{i2} on 0.2*0.43=0.086kN/m². Tästä saadaan seinien tuulikuormat, tuulenpuoleiselle seinälle 0.559kN/m² ja suojan puoleiselle seinälle 0.301kN/m². Kuormat ovat samat molemmissa suunnissa.

Katon tuulikuorma tuulenpuoleinen lape C_{ep}= 0.2 suojan puoleinen lape C_{ep}= -0.6

Tuulesta aiheutuva kitkakuorma arvo määräytyy seuraavasti: kun pellin kitkakertoimen arvo on C_{fr}=0,01 ja pinta-ala jolle kuorma kohdistuu A_{fr}=1288m² jolloin F_{fr}=0,01*0.43*1288=5.53 kN, voima otetaan huomioon rakenteen jäykistystä mitoitettaessa.

1.4 Lumikuorma

Lumikuorma maassa, s_k=2.5kN/m² ja katon kaltevuudella 0° on μ = 0.8. Lumikuorma katolla on 2kN/m².

1.5 Lisävaakavoimat

Lisävaakavoimat hyllyn pituussuunnassa määräytyvät kohdan 8.1.9 mukaan.

$$\phi = \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{n_c}\right)} \sqrt{\left(\frac{1}{5} + \frac{1}{n_s}\right)} (2\phi_s + \phi_\lambda) \quad \text{missä } \phi \leq (2\phi_s + \phi_\lambda)$$

ja missä $\phi \geq (\phi_s + 0,5\phi_\lambda)$ ja $\phi \geq \frac{1}{500}$

missä

$$n_c = 21$$

$$n_s = 3$$

$$\phi_s = 1/400$$

$\phi_\lambda = 0.00108$ vaakapalkin korvakkeen löysyys

mistä seuraa että ϕ on 0.00378 jolloin hyllyn pituussuunnassa.
 $S=(1400*9.82)*0.00378=51.96\text{N}$.

Poikkikäytävän suunnassa n_c on yhdessä toimivien elementtien määrä ja
 $(1/5+1/n_s)=1$ jolloin ϕ on 0.002 kun $\phi \geq \frac{1}{500}$ Tästä seuraa S_q joka on
 $((2800*9.82)*0.002)/2=27,5\text{N}$.

Lumikuormasta aiheutuva sivuttaiskomponentti/elementti on hyllyn pituussuunnassa
 $0.00378*9.76\text{kN}= 37\text{N}$. Ja hyllyn poikittaissuunnassa $0.002*9.76\text{kN}=19.5\text{ N}$

1.6 Pylvään käyryys

Pylväiden käyryys.

$$\sqrt{\frac{95000 * 1050^2}{210000 * 842232}} > 1.57$$

$0.76 > 1.57$ jolloin ehdosta johtuen pylväiden käyryyttä ei tarvitse ottaa huomioon laskennassa.

1.7 Elementin sivusiirtävyyden määrittäminen toisen kertaluokan vaikutuksien huomioon ottamiseksi

Kun $V_{sd}=95\text{ kN}$ ja $V_{cr}=3589\text{ kN}$

$$V_{sd}/V_{cr}=0.026$$

Ensimmäisen kertaluokan analyysi on riittävä. Kuormia ei tarvitse vahvistaa 2 kertaluokan kertoimella.

V_{cr} lasketan seuraavasti (ks. liite 9):

$$V_{cr} = \frac{1}{1/V_{cr}^* + 1/S_d} = 3589867$$

$$V_{cr}^* = \frac{\pi^2 210000 * 691 * 1050^2}{2 * 11765^2} = 5703767$$

V_{cr}^* = elastinen kriittinen kuorma joka ei ota huomioon elementin leikkausjoustoa

$$A_u = 691 \text{ mm}^2$$

$$H_b = 2 * 8000 \sqrt{\frac{1 + 2.18 * 0.333}{3.18}} = 11765$$

kun elementin yläpää on vapaa

H_b = elementin nurjahdus pituus

W_0 = kuormitus elementin yläpäässä

W_1 = koko elementin kuorma

S_d = elementin leikkausjäykkyys

jos vaakapalkkikuormat ovat samat kaikilla tasoilla

$W_1/W_0 = n_s$ = vaakapalkkitasojen määrä

$$\frac{1}{S_d} = 0 + \frac{1}{9686250} + 0$$

1.8 Rakenteen sivusiirtyvyys käytävän pituussuunnassa

Sivuttaissiirtyvyys käytävän pituus suunnassa määräytyy kohdan 7.24 mukaan

$$\phi_{max} \text{ on } (35.7 - 18.6)/1900 = 0,009$$

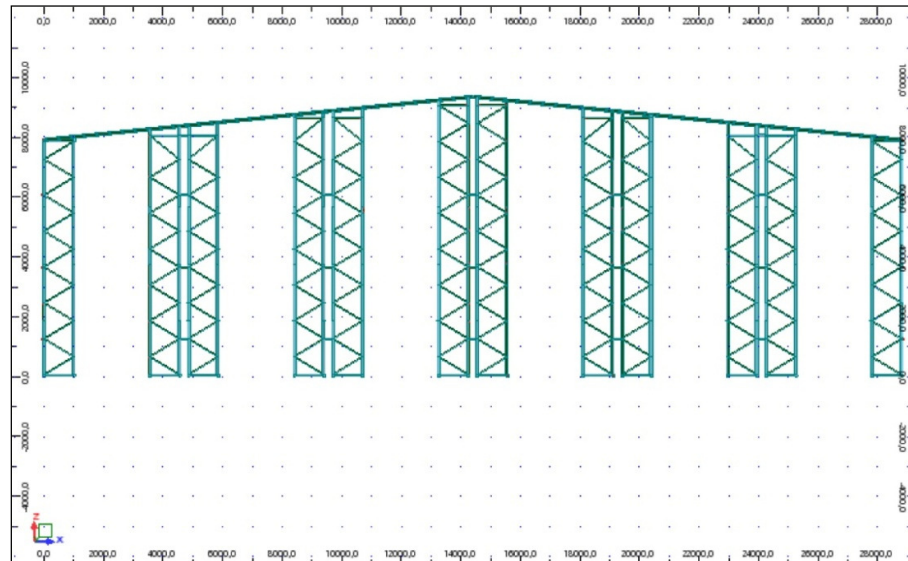
$$V_{cr} = \frac{0,00378}{0,009} * 95 = 39$$

$$V_{sd}/V_{cr} = 0.41$$

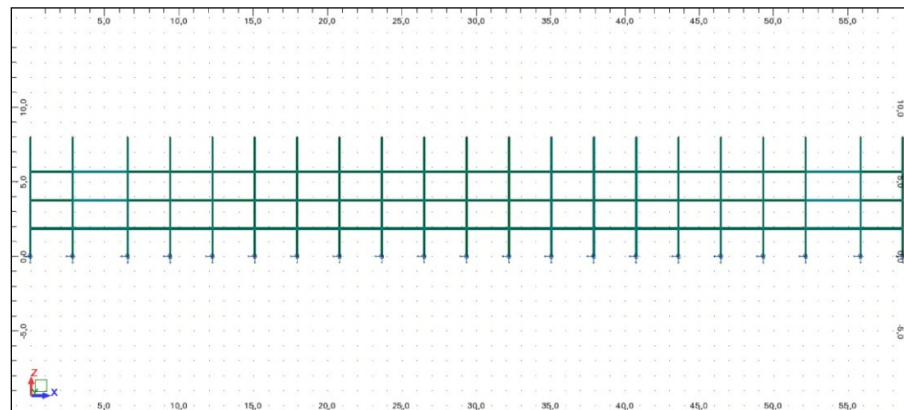
Kehä on sivuttaissiirtyvä, tästä johtuen on toisen kertaluokan vaikutukset otettava huomioon mitoituksessa.

2. Rakennemalli

Rakennemalli on kuvien 2 ja 3 mukainen.



Kuva 2 Poikkitaissuuntainen rakennemalli



Kuva 3 Pituussuuntainen rakennemalli

3. Kuormitus tapaukset

Rakenteen kannalta kriittisimmät kuormitus tapaukset ovat käytävän suunnassa taulukosta 13, kuormitustapaukset 7,8,9 ja yhdistelykuormille 20,21 ja 22.

Poikkikäytävän suunnassa taulukosta 14 tapaukset 6,8,9 ja 10. ja yhdistelyä varten tapaukset 15, 16 ja 17.

Pahimman kahteen suuntaan tapahtuvan taivutuksen mitoittamiseksi lasketaan yhdistämällä taulukosta 13 tapaukset 20 ja 22 ja taulukosta 14 tapaukset 15 ja 17.

Käyttö rajatilan tarkistukseen käytetään tapausta 26 taulukosta 14 ja tapauksia 18 ja 19 taulukosta 13. Näiden lisäksi tarkistetaan rakenteen pystyssä pysyminen pelkän tuulikuorman vaikuttaessa, samalla kuormitustapauksella tarkistetaan myös ankkuroinnin riittävyys sekä aluslevyn kestävyys.

Rakenteen kannalta kriittisimmät kuormitustapaukset ovat käytävän suunnassa taulukosta 13, kuormitustapaukset 7,8,9 ja yhdistelykuormille 20,21 ja 22.

Poikkikäytävän suunnassa taulukosta 14 tapaukset 6,8, ja 9. ja yhdistelyä varten tapaukset 15 ja 16.

Pahimman kahteen suuntaan tapahtuvan taivutuksen mitoittamiseksi lasketaan yhdistämällä taulukosta 13 tapaukset 20 ja 21 ja taulukosta 14 tapaukset 15 ja 16.

Käyttörajatilan tarkistukseen käytetään tapausta 26 taulukosta 14 ja tapausta 19 taulukosta 13.

Tavanomainen kuormitustilanne käytävän suunnassa.

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 7)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{lumi} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 8)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 9)}$$

Yhdistelmät kahteen suuntaan tapahtuva pilarin taivutuksen huomioimiseksi.

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{maxmom} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 20)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{lumi} + 1,35 * Q_{maxmom} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 21)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{maxmom} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 22)}$$

Tavanomainen kuormitustilanne käytävän poikittaissuunnassa.

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 7)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{lumi} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 8)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 9)}$$

Yhdistelmät kahteen suuntaan tapahtuva pilarin taivutuksen huomioimiseksi.

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{maxmom} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 15)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{lumi} + 1,35 * Q_{maxmom} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 16)}$$

Kuormitustapaukset KRT

käytävän suunnassa.

$$1 * G_{omap} + 1 * Q_{hyöty} + 1 * Q_{lumi} + 1 * Q_{tuuli} \text{ (KT 19)}$$

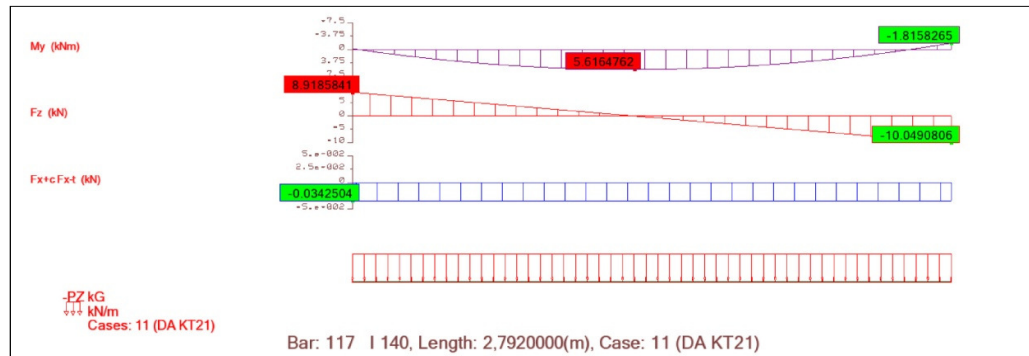
käytävän poikittaissuunnassa.

$$1 * G_{omap} + 1 * Q_{hyöty} + 1 * Q_{lumi} + 1 * Q_{tuuli} \text{ (KT 26)}$$

4. Rakenteen voimasuureet

4.1 Vaakapalkki

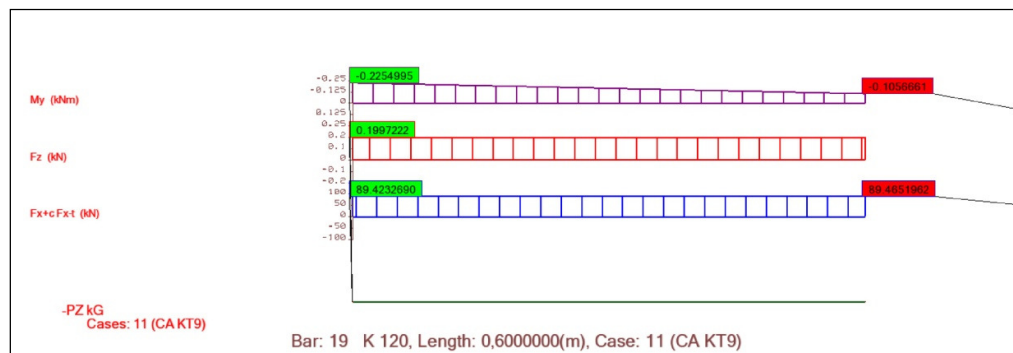
Maksimimomenti tuella (korvakkeessa) on 1,8 kNm, kuormitustapaus KT21 hyllykäytävän suunnassa. Tässä tapauksessa tukimomenti muodostuu sekä tavara-että tuulikuormista. Maksimi leikkausvoima tuella, kuormitustapaus KT21 on 10.04 kN.



Kuva 4 KT21

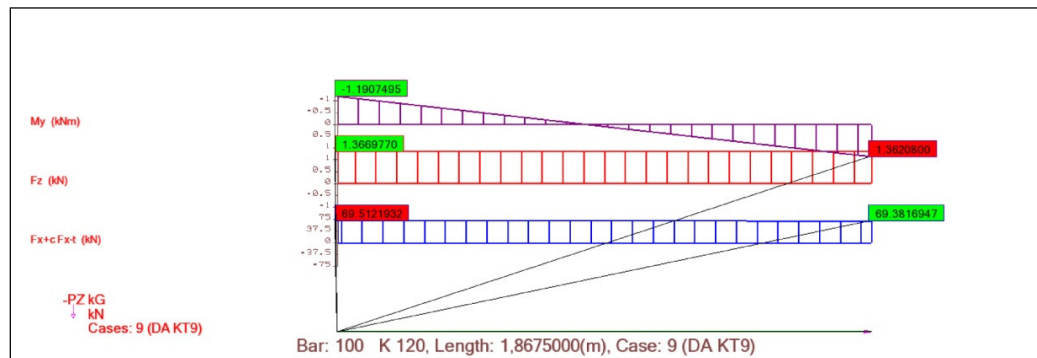
4.2 Pylväs

Pylvään pahin kuormitustilanne hyllyn poikkisuunnassa kuormitustapaus KT9. $N=89$ kN $M=0.225$ kNm ja $Q=0.19$ kN



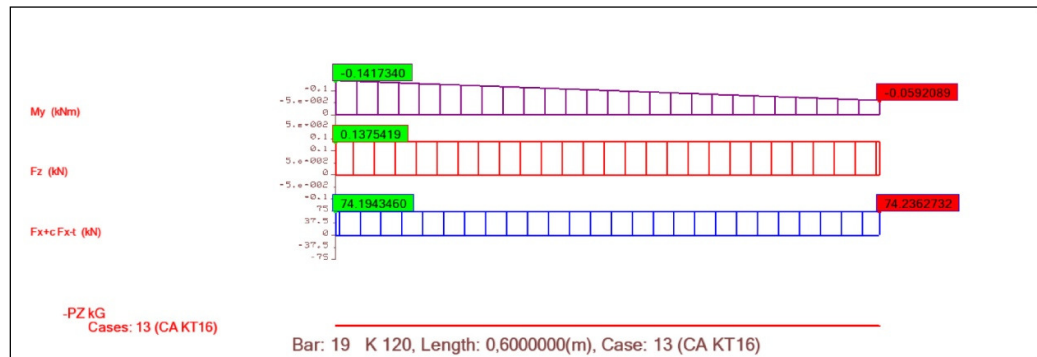
Kuva 5 KT9

Maksimi kuormat hyllyn pituussuunnassa, kun kuormitustapaus KT 9. $N = 60\text{kN}$ $M = 1,36\text{kNm}$ ja $Q = 1,3\text{kN}$



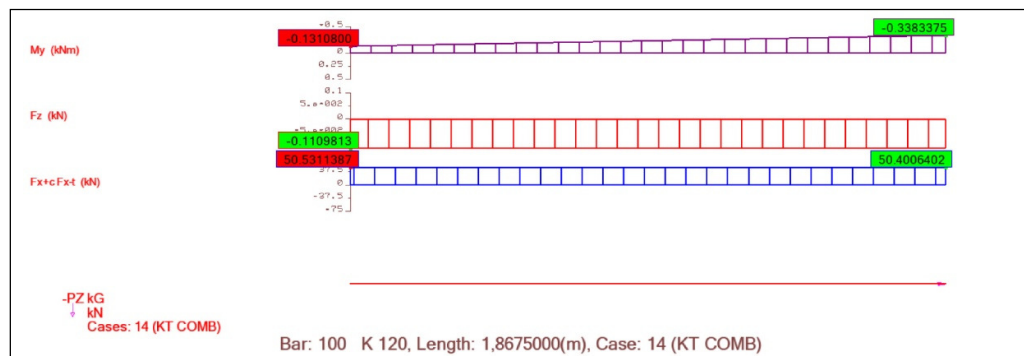
Kuva 6 KT 9

Yhdistelyssä käytettävät kuormitustilanteet, poikkikäytävän suunnassa kuormitus tapauksena KT 16. $N = 74,19\text{ kN}$, $M = 0,14\text{ kNm}$ ja $Q = 0,13\text{ kN}$



Kuva 7 KT16

Ja hyllykäytävän suunnassa KT 13. $N = 50,5$, $M = 0,338\text{kNm}$ ja $Q = 0,11\text{kN}$

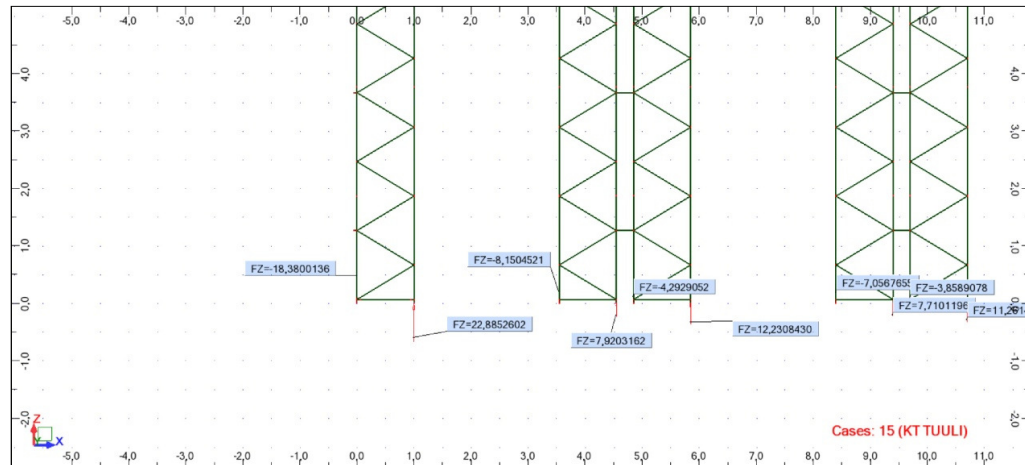


Kuva 8 KT 13

4.3 Aluslevy

Aluslevylle kohdistuva maksimi kuormitus on suojan puoleisella pylväällä kun kuormituksena on kuormitustapaus KT 9. Tällöin maksimipuristus 89kN, momentti 0.338 kNm (hyllykäytävän suunnassa) ja leikkaus 31kN

Maksimi vetävä voima aluslevylle kun hyllyä kuormittaa pelkkä tuulikuorma on 18.38kN.



Kuva 9 Maksimi vetäväkuormitus aluslevylle

4.4 Diagonaali

Diagonaalille tuleva suurin puristava kuormitus on 13.9kN. Ja maksimi vetävä kuormitus 13.09kN

5. Rakeenosien kestävyys

5.1 Vaakapalkki

Vaakapalkki korvakkeen kestävyysmitoitus arvo on saatu testeistä ja sen suuruus on 3,2kNm. 3.2kNm on suurempi kuin 1.128kNm jolloin korvakkeen kestävyys on riittävä.

Leikkauskestävyys määräytyy kohdan 7.9 ja 7.14 mukaisesti ja leikkauskestävyys on pienempi arvoista

$$V_{b,Rd} = 48.64kN$$

$$V_{pl,Rd} = 20.343kN$$

Maksimi leikkausvoima palkilla on 13,38kN joten leikkauskestävyys on riittävä.

Yhdistetty taivutus- ja leikkauskestävyys määräytyy kohdan 7.14 mukaan jolloin.

$$\left(\frac{1.128}{8.057}\right)^2 + \left(\frac{8.7}{20.343}\right)^2 = 0.2 \leq 1$$

Yhdistetty taivutus- ja leikkauskestävyys vaakapalkilla on riittävä.

5.2 Pylväs

Pylvään kestävyys määräytyy kohdan 7.13 mukaan. Mitoitus kahteen suuntaan tapahtuvana taivutuksena.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{lat} f_{yb} A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_{LT} (M_{y,sd} + \Delta M_{y,sd})}{\chi_{LT} f_{yb} W_{eff,y,com} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z (M_{z,sd} + \Delta M_{z,sd})}{f_{yb} W_{eff,z,com} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Kyseisen kaavan mukaisesti pylvään käyttöasteeksi tulee 82%

5.3 Aluslevy

Aluslevyn kestävyys puristavalle ja taivuttavalle voimalle on:

$$\frac{89kN}{13200mm^2} + \frac{0.338kNm}{347\,400mm^3} = 6.83 \frac{N}{mm^2} \leq f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$$

Aluslevyä ei ole testattu ylöspäin suuntautuvalla kuormituksella eikä aluslevyn rakenteesta johtuen olettaa että aluslevy kestäisi sen suuntaista kuormaa. Aluslevy

leikkauskestävyyttä ei myöskään voida ilman testejä todentaa. Joten näiltä osin rakenteen kestävyys jää selvittämättömäksi.

5.4 Diagonaalit

Diagonaalin vetokestävyys määräytyy seuraavista kaavoista, diagonaalissa käytetystä raaka-aineesta johtuen rajoittavaksi tekijäksi tulee reunapuristuskestävyys.

$$N_{pl,Rd} = 44kN$$

$$N_{u,Rd} = 27.6kN$$

$$F_{b,Rd} = 6.7kN$$

Kun suurin veto on 13.09kN ei diagonaalin kestävyys ole riittävä.

Diagonaalin puristuskestävyys määräytyy puristetun ja taivutetun sauvan kaavan mukaisesti. Taivutusvoima muodostuu diagonaalin puristuksen epäkeskisyydestä.

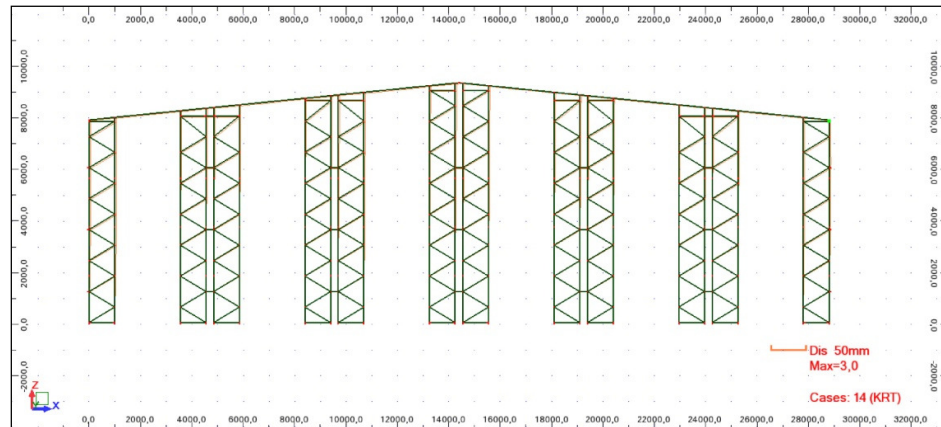
$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} f_{yb} A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z M_{z,Sd}}{f_{yb} W_{eff,z,com} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Kaavasta seuraa että diagonaalin käyttöasteeksi, puristavan kuorman 13.9kN vaikuttaessa, tulee 112% 1106mm nurjahdus pituudella

5.5 Rakenteen siirtymät ja stabiliteetti

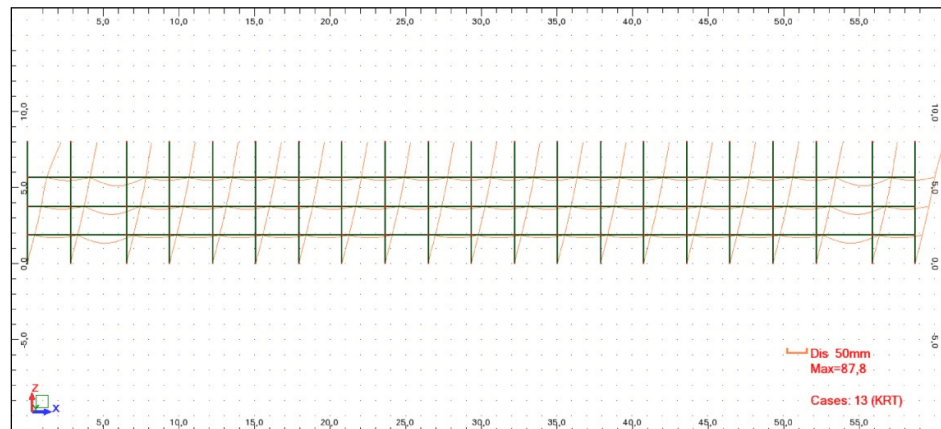
Rakenteen siirtymää tarkasteltiin erilaisilla rakennemalleilla. Yksityiskohtaisella mallilla rakenteen poikkisuunnassa (kuva 10), missä diagonaalien kiinnitykset on nivelelliset, ei saada tarpeeksi tarkasti kuvattua rakenteen siirtymää joka on yleensä 4-6 kertaa mallista saatavaa laskennallista siirtymää suurempi. Tästä johtuen siirtymä on mallinnettu myös vaihtoehtoisella tavalla. Käytävänsuuntaisen siirtymän arvoja mallista voidaan pitää jokseenkin tarkkoina. Siirtymän arvoksi käytävän pituussuunnassa on valittu pylvään yläpään siirtymä hyllyn keskivaiheilla.

Kuvassa 11 on käytävän poikkisuuntainen maksimi siirtymä, kun hyllyn oletetaan olevan täynnä tavaraa, 7.2mm mikä vastaa arvoa L/1100. Siirtymän todellinen arvo on 4-6-kertainen. Kuvassa oleva maksimi siirtymän arvo on kattorakenteen taipuman arvo. Kuvassa 13 on siirtymä yksinkertaisella mallilla laskettuna, siirtymän arvo 17mm mikä vastaa arvoa L/470

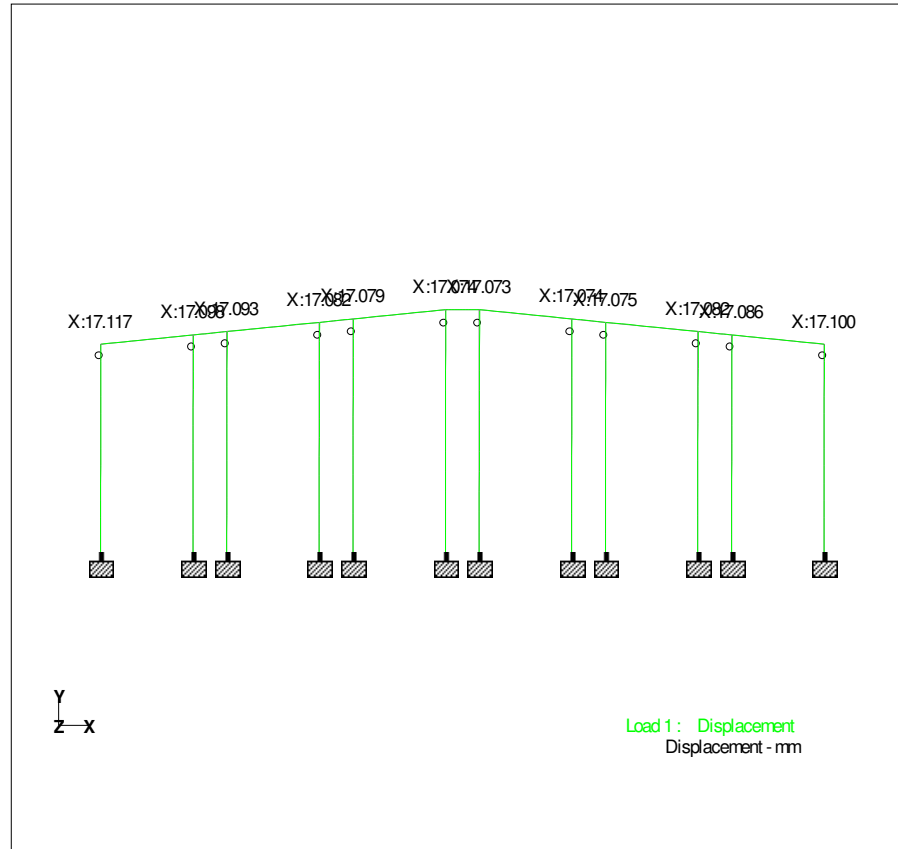


Kuva 10 Rakenteen poikittaissuuntainen siirtymä

Kuvassa 12 on käytävänsuuntainen siirtymä, maksimi siirtymän arvo on 67 mm joka vastaa arvoa $L/120$.



Kuva 11 Rakenteen pituussuuntainen siirtymä



Kuva 12 Poikittaissuuntainen siirtymä yksinkertaisen mallin avulla

6 Yhteenveto

Edellä esitetyllä tavalla toteutettuna ei rakenteen kestävyys ole riittävä. Pylvään ja diagonaalien kapasiteetti ylittyy. Tukemattoman rakenteen siirtymä käytävän pituussuunnassa on liian suuri mutta käytävän poikkisuunnassa voidaan pelkkiin elementteihin perustuvan jäykistyksen katsoa olevan riittävä.

LIITE 6 ESIMERKKI AUTOMAATTIVARASTO

1. Lähtötiedot

Rakennus kuuluu rakenneluokkaan B(3). Pinta-ala enintään 2000m², kerrosluku korkeintaan 1, maksimikorkeus 14m. Rakenteiden paloluokka P3 jolloin rakenteiden palonkestävyydelle voidaan käyttää arvoa R0. Rakennuksen seuraamusluokka on CC1.

Kuvien 1 ja 2 mukainen rakenne, automaattivarasto. Rakenteen korkeus H=12000mm, leveys L=11940 mm ja pituus D=33500mm. Pylvään pituus 1200mm ja vaakapalkin pituus 2750mm

Pylväiden tukiehdot poikkikäytävän suunnassa ovat nivelet, ja vaakapalkkikorvakkeiden jäykkyys on mallinnettu testeistä saatujen arvojen mukaan. Kattorakenteen pitää estää rakenteen vinoutuminen ja tuulikuormien oletetaan jakautuvat tasaisesti kullekin jäykistävälle takatukiristikolle.

Pylväiden tukiehdot käytävän suunnassa ovat nivelet. Diagonaalit ovat nivelellisesti kiinnitetty pylväisiin. Rakenteen jäykistyksen oletetaan toimivan mastojäykistyksellä. Ja kaikki kehät ottavat tuulikuormia vastaan samassa suhteessa. Oletuksena on että kattorakenne estää rakenteen vinoutumisen.

1.1 Omapaino

Rakenteen omapaino 400kg/elementti. Kattorakenteenpaino 50kg/m²

1.2 Hyötykuorma

Hyötykuorman arvo 2500kg/ taso. Kuorma/vaakapalkki 4.46 kN/m. Korvakkeen epäkeskeisyydestä aiheutuva momentti hyllyn poikittaissuunnassa. 12.275 kN*14.3 mm=0.175 kNm.

1.3 Tuulikuorma

Rakenteen maastoluokka III, tuulikuorman arvo (z=12m) $q_{p0}=0.55 \text{ kN/m}^2$.

Ulkopuolisenpaineen kerroin $C_{ep1}=1$ ja $C_{ep2}= -0.5$ molemmissa rakenteen suunnissa. Sisäpuolisen paineen kertoimet $C_{pi1}=-0.3$ ja $C_{pi2}=0.2$ Rakenteen molemmissa suunnissa. Tuulenpaine w_{e1} on $1*0.55 = 0.55 \text{ kN/m}^2$ ja w_{e2} on $-0.5*0.55=-0.275$

kN/m^2 ja w_{i1} on $-0.3 \cdot 0.55 = -0.165 \text{ kN/m}^2$ ja w_{i2} on $0.2 \cdot 0.55 = 0.11 \text{ kN/m}^2$. Tästä saadaan seinien tuulikuormat, tuulenpuoleiselle seinälle 0.825 kN/m^2 ja suojanpuoleiselle seinälle 0.385 kN/m^2 . Kuormat ovat yhtä suuret rakennuksen molemmissa suunnissa.

1.4 Lumikuorma

Lumikuorma maassa, $s_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$ ja katon kaltevuudella 0° on $\mu = 0.8$. Lumikuorma katolla on 2 kN/m^2 .

1.5 Lisävaakavoimat

Lisävaakavoimat hyllyn pituussuunnassa määräytyvät kohdan 8.1.9 mukaan.

$$\phi = \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{n_c}\right)} \sqrt{\left(\frac{1}{5} + \frac{1}{n_s}\right)} (2\phi_s + \phi_\lambda) \quad \text{missä } \phi \leq (2\phi_s + \phi_\lambda)$$

ja missä $\phi \geq (\phi_s + 0,5\phi_\lambda)$ ja $\phi \geq \frac{1}{500}$

missä:

$n_c = 12$ (pylväiden määrä)

$n_s = 9$ (vaakapalkkitasojen määrä)

$\phi_s = 1/400$

$\phi_\lambda = 0$ ristikko rakenteelle

Kerroin ϕ Rakennuksen pituussuunnassa on 0.002129 jolloin vaakakuorma/taso $S = (1250 \cdot 9.82) \cdot 0.002129 = 26,133 \text{ N}$.

Poikkikäytävän suunnassa n_c on yhdessä toimivien elementtien määrä ja $(1/5 + 1/n_s) = 1$ jolloin ϕ on 0.002 kun $\phi \geq \frac{1}{500}$ jolloin vaakakuorma S_q on $((2500 \cdot 9.82) \cdot 0.002) / 2 = 24.55 \text{ N}$.

Lumikuormasta aiheutuva sivuttaiskomponentti/ yhdelle elementille, hyllyn poikittaissuunnassa, on $0.002 \cdot 7.65 \text{ kN} = 15.3 \text{ N}$. Hyllyn pituussuunnassa lumikuormasta aiheutuva sivuttaisvoima on 16 N .

1.6 Pylvään käyryys

Pylväiden käyryys.

$$\sqrt{\frac{235000 * 1050^2}{210000 * 1095560}} > 1.57$$

1.06 > 1.57 ehto ei ole voimassa joten pylväiden käyryyttä ei tarvitse ottaa huomioon laskennassa.

1.7 Elementin sivusiirtyvyyden määrittäminen toisen kertaluokan vaikutuksien huomioon ottamiseksi

Kun $V_{sd}=230,18\text{kN}$ ja $V_{cr}=3415$

$$V_{sd}/V_{cr}=0.067$$

Ensimmäisen kertaluokan analyysi on riittävä. Kuormia ei tarvitse vahvistaa 2 kertaluokan kertoimella.

V_{cr} lasketan seuraavasti (ks. liite 9):

$$V_{cr} = \frac{1}{1/V_{cr}^* + 1/S_d} = 3415000$$

$$V_{cr}^* = \frac{\pi^2 210000 * 909 * 1050^2}{2 * 14032^2} = 5274634$$

V_{cr}^* = elastinen kriittinen kuorma joka ei ota huomioon elementin leikkausjoustoa

$$A_u = 909$$

$$H_b = 2 * 12000 \sqrt{\frac{1 + 2.18 * 0.04}{3.18}} = 14032$$

kun elementin yläpää on vapaa

H_b = elementin nurjahdus pituus

W_0 = kuormitus elementin yläpäässä

W_1 = koko elementin kuorma

S_d = elementin leikkausjäykkyys

jos vaakapalkkikuormat ovat samat kaikilla tasoilla

$W_1/W_0 = n_s$ = vaakapalkkitasojen määrä

$$\frac{1}{S_d} = 0 + \frac{1}{9686250} + 0$$

1.8 Rakenteen sivusiirtävyys käytävän pituussuunnassa

Sivuttaissiirtävyys käytävän pituus suunnassa määräytyy kohdan 7.24 mukaan

$$\phi_{max} \text{ on } (1.3 - 0.5)/1050 = 0,000761$$

$$V_{cr} = \frac{0,002129}{0,000761} * 230 = 643$$

$$V_{sd}/V_{cr}=0.35$$

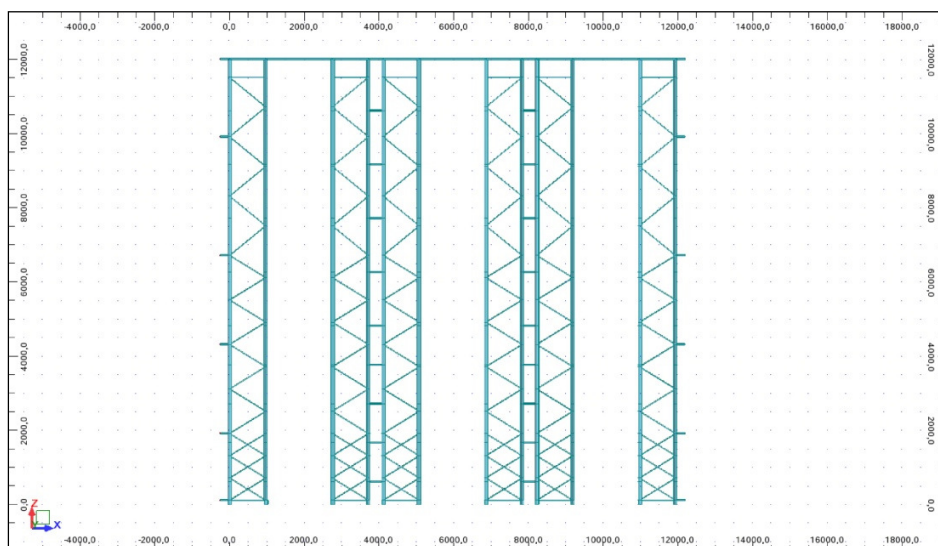
Kehä on sivuttaissiirtävä, tästä johtuen on toisen kertaluokan vaikutukset otettava huomioon mitoituksessa.

1.9 Hissikuorma

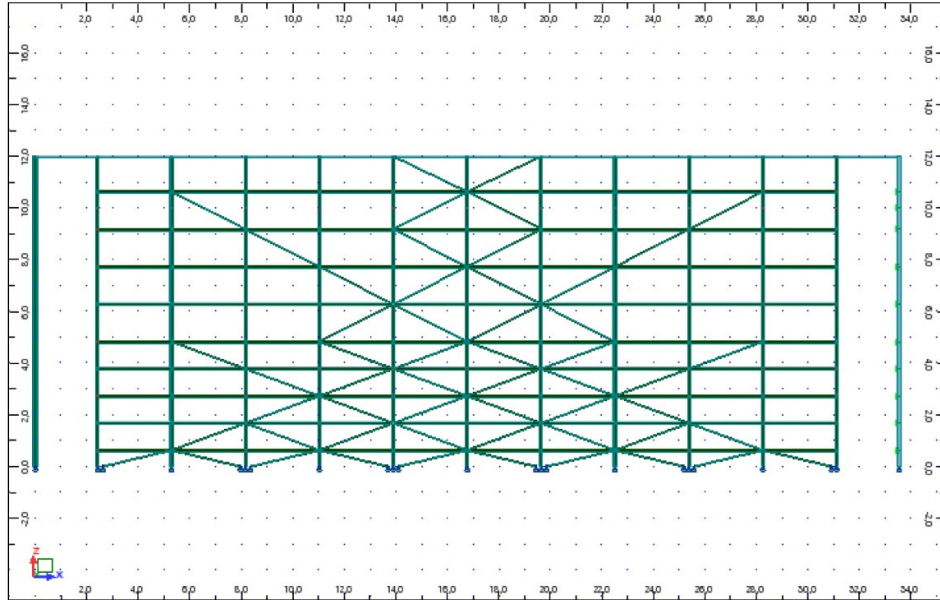
Hissikuorma 1.72kN joka tulee hissien yläpään tukivoimasta kun lava on korkeimmalla kohdalla täysin ulostyönnettynä. Kolmella hissillä kuorma on $5.16\text{kN} * 0.85 = 4.39\text{kN}$. Kun elementit toimivat yhdessä $H_{rtz} = 4.39/6 = 0.73\text{kN}$ ja kun hyllyn yläpää on sidottu ristikolla saadaan hissikuormaksi $0.73\text{kN}/2 = 0.366\text{kN}$

2. Rakennemalli

Rakennemalli käytävän pituussuunnassa kuvassa 1 ja käytävän poikkisuunnassa kuvassa 2.



Kuva 1 Poikittaissuuntainen rakennemalli



Kuva 2 Pituussuuntainen rakennemalli

3. Kuormitus tapaukset

Rakenteen kannalta kriittisimmät kuormitustapaukset ovat käytävän suunnassa taulukosta 13, kuormitustapaukset 7,8,9 ja yhdistelykuormille 20,21 ja 22.

Poikkikäytävän suunnassa taulukosta 14 tapaukset 6,8,9 ja 10. ja yhdistelyä varten tapaukset 15, 16 ja 17.

Pahimman kahteen suuntaan tapahtuvan taivutuksen mitoittamiseksi lasketaan yhdistämällä taulukosta 13 tapaukset 20 ja 22 ja taulukosta 14 tapaukset 15 ja 17.

Käyttö rajatilan tarkistukseen käytetään tapausta 26 taulukosta 14 ja tapausta 19 taulukosta 13.

Tavanomainen kuormitustilanne käytävän suunnassa.

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 7)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{lumi} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 8)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 9)}$$

Yhdistelmä kahteen suuntaan tapahtuva pilarin taivutuksen huomioimiseksi.

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{maxmom} + 1,35 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 20)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{lumi} + 1,35 * Q_{maxmom} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 21)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{maxmom} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 22)}$$

Tavanomainen kuormitustilanne käytävän poikittaissuunnassa.

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{hyöty} + 1,35 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 6)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{lumi} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 7)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} \text{ (KT 8)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{hyöty} + 0,945 * Q_{lumi} + 1,35 * F_{hissi} \text{ (KT 10)}$$

Yhdistely kahteen suuntaan tapahtuva pilarin taivutuksen huomioimiseksi.

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{maxmom} + 0,945 * Q_{lumi} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 15)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{lumi} + 1,35 * Q_{maxmom} + 0,81 * Q_{tuuli} \text{ (KT 16)}$$

$$1 * G_{omap} + 1,35 * Q_{tuuli} + 1,35 * Q_{maxmom} + 0,945 * Q_{lumi} + 1,35 * F_{hissi} \text{ (KT 17)}$$

Kuormitustapaukset KRT

käytävän suunnassa.

$$1 * G_{omap} + 1 * Q_{hyöty} + 1 * Q_{lumi} + 1 * Q_{tuuli} \text{ (KT 19)}$$

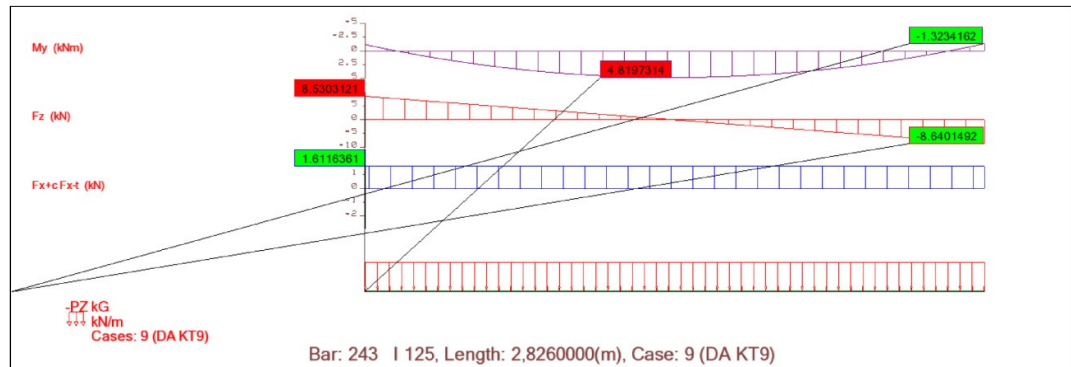
käytävän poikittaissuunnassa.

$$1 * G_{omap} + 1 * Q_{hyöty} + 1 * Q_{lumi} + 1 * Q_{tuuli} \text{ (KT 26)}$$

4. Rakenteen voimasuureet

4.1 Vaakapalkki

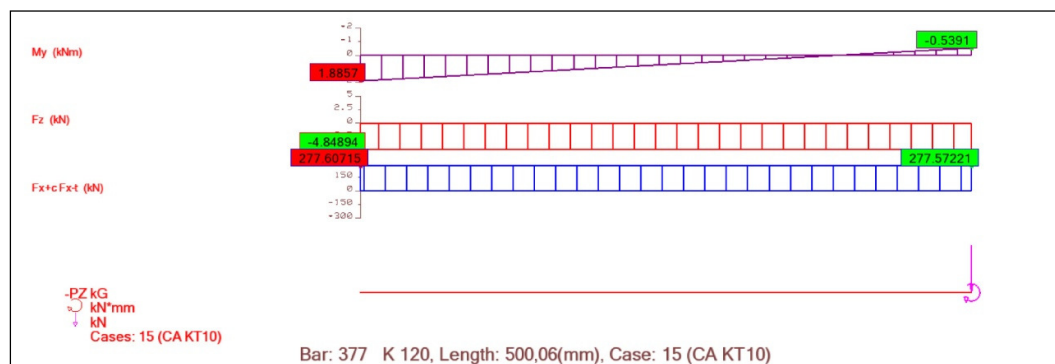
Maksimimomentti tuella (korvakkeessa) on 1,33 kNm, kuormitustapaus KT9 hyllykäytävän suunnassa. Maksimi leikkausvoima tuella, kuormitustapaus KT9 on 8,64kN. Kun rakenne on jäykistetty tukiristikolla, on otettava huomioon myös että vaakapalkin kantavat puristavia kuormia.



Kuva 3 KT 9

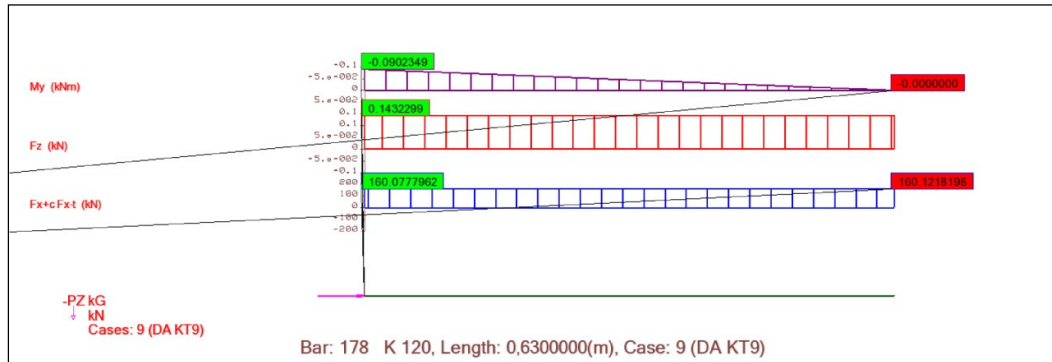
4.2 Pylväs

Pylvään pahin kuormitustilanne hyllyn poikisuunnassa kuormitustapaus KT10. $N=277$ kN, $M=1.88$ kNm ja $Q= 4.8$ kN



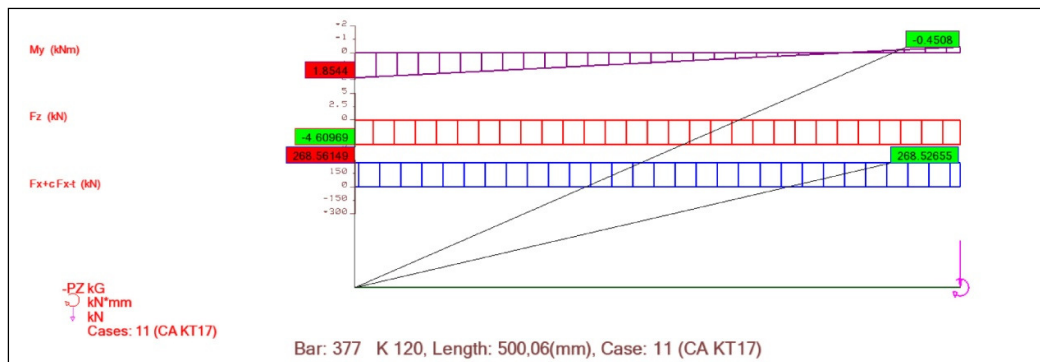
Kuva 4 KT10

Maksimi kuormat hyllyn pituussuunnassa, kun kuormitustapaus KT 9 ovat $N = 158 \text{ kN}$
 $M = 0,09 \text{ kNm}$ ja $Q = 0,14 \text{ kN}$



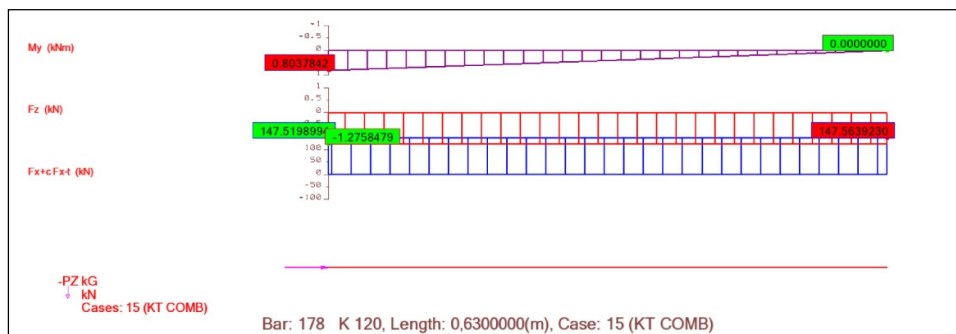
Kuva 5 KT 9

Yhdistelyssä käytettävät kuormitustilanteet, poikkikäytävän suunnassa kuormitus tapauksena KT 17. $N = 268 \text{ kN}$ $M = 1,85 \text{ kNm}$ ja $Q = 4,6 \text{ kN}$



Kuva 6 KT 17

Ja hyllykäytävän suunnassa KT 13. $N = 147 \text{ kN}$, $M = 0,8 \text{ kNm}$ ja $Q = 1,27 \text{ kN}$

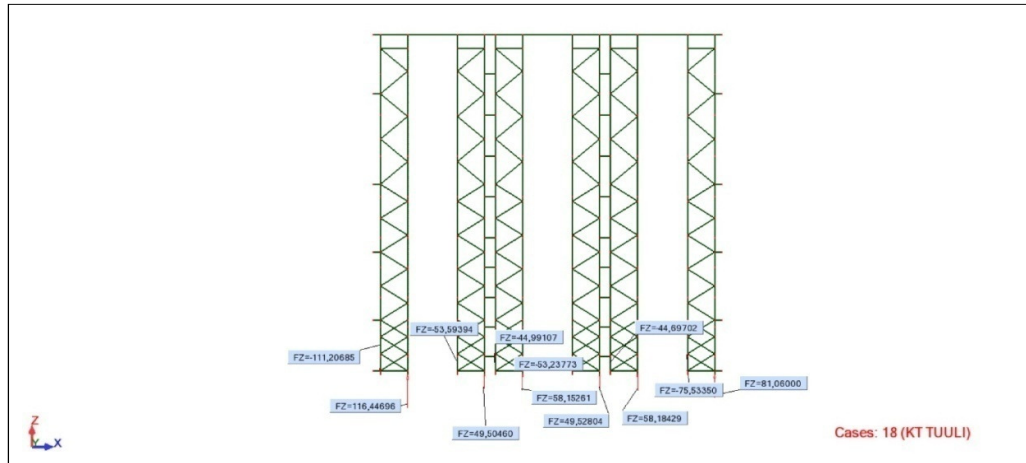


Kuva 7 KT 13

4.3 Aluslevy

Aluslevylle kohdistuva maksimi kuormitus on suojan puoleisella pylväällä kun kuormituksena on kuormitustapaus KT 17. Tällöin maksimipuristus 258 kN, momentti 0.129 kNm (rakenteen vinoudesta syntyvä taivutusmomentti) leikkaus 14,6 N

Maksimi vetävä voima aluslevylle, kun hyllyä kuormittaa pelkkä tuulikuorma on 111 kN



Kuva 8 Tukireaktiot

4.4 Diagonaali

Diagonaalille tuleva suurin puristava kuormitus on 25.6 kN. Ja maksimi vetävä kuormitus 22.83 kN

5. Rakeenosien kestävyys

5.1 Vaakapalkki

Vaakapalkki korvakkeen kestävyysmitoitussarvo on saatu testeistä ja sen suuruus on 3,2 kNm. 3.2 kNm on suurempi kuin 1.13 kNm jolloin korvakkeen kestävyys on riittävä.

Leikkauskestävyys määräytyy kohdan 7.9 ja 7.14 mukaisesti ja leikkauskestävyys on pienempi arvoista

$$V_{b,Rd} = 48.64 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 20.343 \text{ kN}$$

Maksimi leikkausvoima palkilla on 8,7kN joten leikkauskestävyys on riittävä.

Yhdistetty taivutus- ja leikkauskestävyys määräytyy kohdan 7.14 mukaan jolloin.

$$\left(\frac{1.128}{8.057}\right)^2 + \left(\frac{8.7}{20.343}\right)^2 = 0.2 \leq 1$$

Yhdistetty taivutus- ja leikkauskestävyys vaakapalkilla on riittävä.

5.2 Pylväs

Pylvään kestävyys määräytyy kohdan 7.13 mukaan. Mitoitus kahteen suuntaan tapahtuvana taivutuksena.

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{lat} f_{yb} A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_{LT} (M_{y,Sd} + \Delta M_{y,Sd})}{\chi_{LT} f_{yb} W_{eff,y,com} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z (M_{z,Sd} + \Delta M_{z,Sd})}{f_{yb} W_{eff,z,com} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Kyseisen kaavan mukaisesti pylvään käyttöasteeksi tulee 107%

5.3 Aluslevy

Aluslevyn kestävyys puristavalle ja taivuttavalle voimalle on:

$$\frac{258kN}{14042mm^2} + \frac{0.129kNm}{434\ 362mm^3} = 18.67 \frac{N}{mm^2} \leq f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$$

Aluslevyä ei ole testattu ylöspäin suuntautuvalla kuormituksella eikä aluslevyn rakenteesta johtuen olettaa että aluslevy kestäisi sen suuntaista kuormaa. Aluslevyn leikkauskestävyyttä ei myöskään voida ilman testejä todentaa. Joten näiltä osin rakenteen kestävyys jää selvittämättömäksi.

5.4 Diagonaalit

Diagonaalien vetokestävyys määräytyy seuraavista kaavoista, diagonaalissa käytetystä raaka-aineesta johtuen rajoittavaksi tekijäksi tulee reunapuristuskestävyys.

$$N_{pl,Rd} = 44kN$$

$$N_{u,Rd} = 27.6kN$$

$$F_{b,Rd} = 6.7kN$$

Kun suurin veto on 22.83kN ei diagonaalien kestävyys ole riittävä.

Diagonaalien puristuskestävyys määräytyy puristetun ja taivutetun sauvan kaavan mukaisesti. Taivutus voima muodostuu diagonaalien puristuksen epäkeskisyydestä.

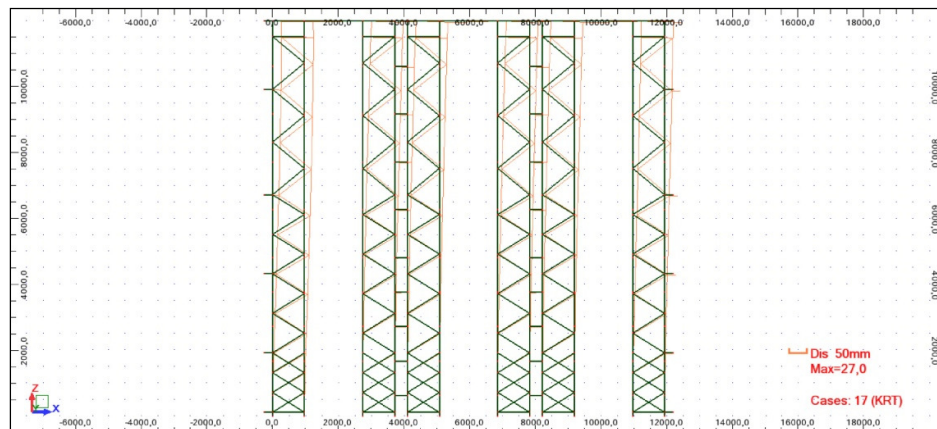
$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} f_{yb} A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{\kappa_z M_{z,Sd}}{f_{yb} W_{eff,z,com} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Kaavasta seuraa että diagonaalien käyttöasteeksi, puristavan kuorman 25.6kN vaikuttaessa, tulee 202% 1106mm nurjahdus pituudella

5.5 Rakenteen siirtymät ja stabiliteetti

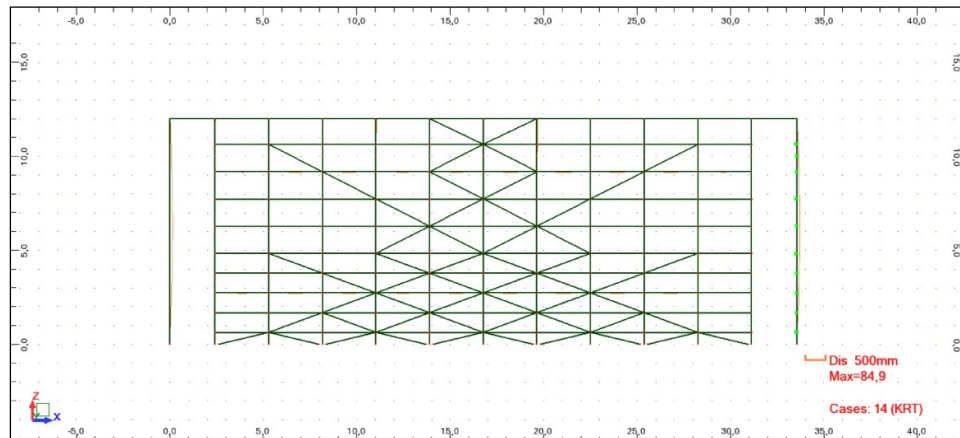
Rakenteen siirtymää tarkasteltiin erilaisilla rakennemalleilla. Yksityiskohtaisella mallilla rakenteen poikkisuunnassa (kuva 10), missä diagonaalien kiinnitykset on nivelelliset, ei saada tarpeeksi tarkasti kuvattua rakenteen siirtymää joka on yleensä 4-6 kertaa mallista saatavaa laskennallista siirtymää suurempi. Tästä johtuen siirtymä on mallinnettu myös vaihtoehtoisella tavalla. Käytävänsuuntaisen siirtymän arvoja mallista voidaan pitää jokseenkin tarkkoina. Siirtymän arvoksi käytävän pituussuunnassa on valittu pylvään yläpäähän siirtymä hyllyn keskivaiheilla.

Kuvassa 9 on käytävän poikkisuuntainen maksimi siirtymä, kun hyllyn oletetaan olevan täynnä tavaraa, 26mm mikä vastaa arvoa L/461. Siirtymän todellinen arvo on 4-6-kertainen. Kuvassa oleva maksimi siirtymän arvo on katorakenteen taipuman arvo. Kuvassa 11 on siirtymä yksinkertaisella mallilla laskettuna, siirtymän arvo 107mm mikä vastaa arvoa L/112

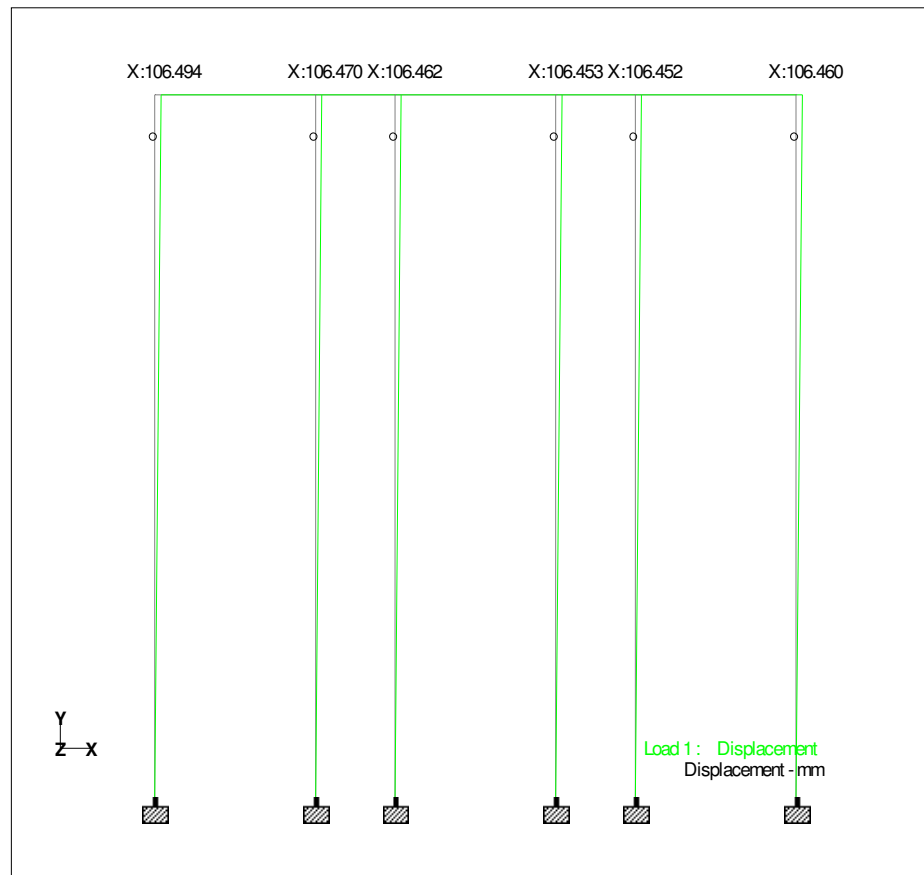


Kuva 9 Rakenteen siirtymä poikkisuunnassa

Kuvassa 10 on käytävänsuuntainen siirtymä, maksimi siirtymän arvo on 13.5 mm joka vastaa arvoa $L/880$.



Kuva 10 Siirtymä rakenteen pituussuunnassa



Kuva 11 Siirtymä yksinkertaistetun mallin avulla

6 Yhteenveto

Edellä esitetyllä tavalla toteutettuna ei rakenteen kestävyys ole riittävä. Pylvään ja diagonaalien kapasiteetti ylittyy. Tukemattoman rakenteen siirtymä käytävän poikkisuunnassa on liian suuri.

LIITE 7 PROFIILIN KESTÄVYYS VÄÄRISTYMISNURJAHDUKSELLE

Reiitetyt profiilien puristus kestävyys tulee määrittää testaamalla, nurjahduskestävyyden määrittämiseksi seuraavassa on esitetty yksi tapa vääristymisnurjahduksen mitoittamiseksi. Lyhyen pilarin menetelmä vääristymisnurjahduksen tarkistamiseksi tehdään suorittamalla puristustestejä erimittaisille pylväsprofiileille. Testien pohjalta saaduista arvoista suoritetaan laskenta seuraavasti.

Vaihe 1

Pylväät testataan puristuskestävyydelle, enemmän kuin kolme testiä suoritetaan. Murtokuorma korjataan paksuuden ja myötölujuuden osalta.

$$R_m = R_{ti} \left(\frac{f_y}{f_t} \right)^\alpha \left(\frac{t}{t_i} \right)^\beta$$

missä:

R_{ni} = murtolujuuden korjattu arvo

R_{ti} = testeistä saatu murtolujuudenarvo

f_t = Tutkittu myötölujuuden arvo

f_y = materiaalin myötölujuus

t_t = mitattu kappaleen ainevahvuus

t = teoreettinen ainevahvuus

$\alpha = 0$ kun $f_y > f_t$

$\alpha = 1$ kun $f_y < f_t$

$\beta = 1$ kun $t < t_t$ jos $b_p/t \leq (b_p/t)_{lim}$

$\beta = 2$ kun $t < t_t$ jos $b_p/t > 1.5(b_p/t)_{lim}$

β interpoloidaan lineaarisesti

$$1.5(b_p/t)_{lim} = 0.64 \sqrt{(EK_\alpha / f_t)}$$

$K_\alpha = 4.0$ jäykistetyille elementeille

$K_\alpha = 0.43$ jäykistämättömille elementeille

b_p = tason leveys

Vaihe 2

Korjatusta murtolujuudesta R_{ni} määritetään keskiarvo R_m ja karakteristinen murtokuorma R_k tekemällä statistinen korjaus.

$$R_k = R_m - ks$$

missä:

R_m = testeistä saatu keskimääräinen arvo

s = vaihteluväli

k = kerroin taulukosta

Vaihe 3

Laske tehollinen pinta-ala keskimääräisestä ja karakterisesta arvosta.

$$A_{eff} = R_k / f_y$$

$$A_{effm} = R_m / f_y$$

A_{eff} = pylväs käyrän määrittämiseen käytettävä tehollinen pinta-ala

A_{effm} = vääristymisnurjahduksen mitoittamiseen käytettävä pylväskäyrä

Vaihe 4

Tehollisen pinta-alan arvoa korjataan jos vääristymisnurjahdus vaikuttaa pylvään käyttäytymiseen. Sen seikan määrittämiseksi, että pitääkö arvoja redusoida, tehdään 3 lisätestiä. Nämä testit tehdään niillä pylväspituuksilla jotka on sidottu vääristymisnurjahdusta vastaan.

Vaihe 5

Em. testeistä saatu korjataan kuten edellä ja näin saatu arvo merkitään

$N_{b,Rd}$:ksi

Vaihe 6

Geometristen ominaisuuksien avulla lasketaan murtokuorma nurjahdukselle pääakseleiden suunnassa $N_{b,Rdy}$ ja $N_{b,Rdz}$.

$$N_{bRdy} = \chi_y A_{effm} f_y$$

$$\chi_y = 1 / (\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2})$$

$$\phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2)) + \bar{\lambda}_y^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y / \left(\sqrt{\frac{A_{effm}}{A_g}} \lambda_1 \right)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y}$$

$$\lambda_y = L/r_y$$

ja heikomman akselin suhteen

$$N_{bRd} = \chi_z A_{eff} f_y$$

Vaihe 7

Lasketaan kriittinen nurjahduskuorma seuraavissa nurjahdustapauksissa.

1. Taivutusnurjahdus heikomman tai vahvemman akselin suhteen

2. Vääntönurjahdus

3. Taivutusvääntönurjahdus

$$N_{cry} = \pi^2 EI_y / L^2$$

$$N_{crT} = (GI_T + \left(\frac{\pi^2 EI_w}{L_{eT}^2}\right)) / i_o^2$$

$$N_{cdFT} = (N_{cry} + N_{crT} - \sqrt{(N_{cry} + N_{crT})^2 - 4N_{cry}N_{crT}}) / 2\beta$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{I_0}\right)^2$$

Vaihe 8

Kun pienin kriittinen nurjahdusjännitys tunnetaan, lasketaan redusoitu nurjahduskuorma kriittiseen kuormaan nähden

$$\lambda_{LT} = \sqrt{(A_{eff} f_y / N_{crit})}$$

$$\phi = 0.5(1 + \alpha(\lambda_{LT} - 0.2)) + \lambda_{LT}^2$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{LT}^2})$$

$$N_{bRd} = \chi_{LT} f_y A_{eff}$$

Vaihe 9

Tätä alhaisinta nurjahduskuorman arvoa verrataan testeistä saatuun nurjahduskuormaan. Jos tämä redusoitu arvo on pienempi kuin testeistä saatu niin vääristymisnurjahdus ei ole mitoittava ja arvo β pysyy muuttumattomana jos redusoitu arvo on enemmän kuin testeistä saatu silloin arvoa β muutetaan seuraavasti

$$\beta = \left(\frac{A_{eff}}{A_{gross}} \right) \left(\frac{N_{dbRd}}{N_{bRd}} \right)$$

uusi tehollinen poikkileikkaus pinta-alan arvo huomioidaan.

Vaihe 10

Toistetaan vaiheet 6 ja 7

LIITE 8 ELASTINEN KRIITTINEN NURJAHDUSARVO V_{CR}

1.1 Kriittinen nurjahdusarvo käytävän poikkisuunnassa

$$V_{cr} = \frac{1}{1/V_{cr}^* + 1/S_d}$$

$$V_{cr}^* = \frac{\pi^2 E A_u D^2}{2H_b^2}$$

V_{cr}^* = elastinen kriittinen kuorma joka ei ota huomioon elementin leikkausjous-
toa

A_u = brutto poikkileikkauksen pinta-ala

$$H_b = 2H \sqrt{\frac{1 + 2.18 \frac{W_0}{W_1}}{3.18}}$$

kun elementin yläpää on vapaa

$$H_b = H \sqrt{\frac{1 + 1.65 \frac{W_0}{W_1}}{5.42}}$$

kun elementin yläpää on sidottu

H_b = elementin nurjahdus pituus
 W_0 = kuormitus elementin yläpäässä
 W_1 = koko elementin kuorma
 S_d = elementin leikkausjäykkyys

jos vaakapalkkikuormat ovat samat kaikilla tasoilla

$W_1/W_0 = n_s$ = vaakapalkkitasojen määrä

$$\frac{1}{S_d} = \frac{1}{S_{dh}} + \frac{1}{S_{dd}} + \frac{1}{S_{db}}$$

Missä ristikkoelementin leikkausjäykkyydet ovat:

Luokka 1

$$\frac{1}{S_{dd}} = \frac{1}{A_d E \sin \phi \cos^2 \phi}$$

$$\frac{1}{S_{dh}} = \frac{1}{A_h E \tan \phi}$$

$$\frac{1}{S_{db}} = 0$$

Luokka 2

$$\frac{1}{S_{dd}} = \frac{1}{A_d E \sin \phi \cos^2 \phi}$$

$$\frac{1}{S_{dh}} = 0$$

$$\frac{1}{S_{db}} = 0$$

Luokka 3

$$\frac{1}{S_{dd}} = \frac{1}{2A_d E \sin \phi \cos^2 \phi}$$

$$\frac{1}{S_{dh}} = 0$$

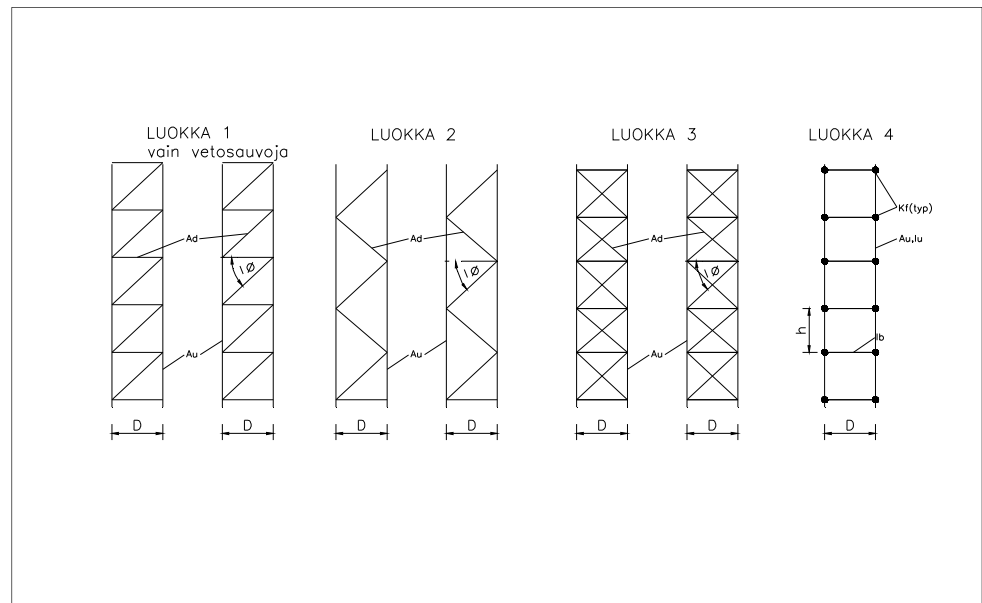
$$\frac{1}{S_{db}} = 0$$

Luokka 4

$$\frac{1}{S_{dd}} = 0$$

$$\frac{1}{S_{dh}} = 0$$

$$\frac{1}{S_{db}} = \left[\frac{hD}{12EI_b} \left(1 + \frac{6EI_b}{Dk_f} \right) + \frac{h^2}{24EI_u} \right]$$



Kuva 1 Elementtien leikkausjäykkyys

1.2 Kriittinen nurjahdusarvo käytävän pituussuunnassa

$$V_{cr} = \frac{\phi}{\phi_{max}} * V_{sd}$$

missä ϕ_{max} on $(\delta_u - \delta_l)/h$

missä:

δ_l = alemman tason vaakasiirtymä

δ_u = ylemmän tason vaakasiirtymä

h = tasojen välinen korkeusero