



TEKLAN JA ROBOTIN KÄYTTÖ BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELUSSA

Opinnäytetyö

Markus Marttinen

Rakennustekniikan koulutusohjelma
Talorakennustekniikka

Hyväksytty ____ . ____ . ____ _____

SAVONIA-AMMATTIKORKEAKOULU TEKNIikka KUOPIO

Koulutusohjelma

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Tekijä

Markus Marttinen

Työn nimi

Teklan ja Robotin käyttö betonirakenteiden suunnittelussa

Työn laji

Opinnäytetyö

Päiväys

30.4.2010

Sivumäärä

61 + 30

Työn valvoja

lehtori Harry Dunkel

Yrityksen yhdyshenkilö

rakennusinsinööri Ari Tanskanen

Yritys

ConnAri Oy

Tiivistelmä

Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli tutkia betonirakenteisen tietomallin siirtoa Tekla Structures ja Autodesk Robot Structural Analysis -ohjelmien välillä siihen kehitetyn TS-Robot-linkin avulla. Lisäksi tutkittiin rakenteen mitoittamista Robotissa, sekä mallin siirtämistä takaisin Teklaan. Robotin laskemia tuloksia vertailtiin myös käsinlaskennalla eurokoodeilla saatuihin tuloksiin luotettavuuden varmistamiseksi. Työn tilaajana toimi kuopiolainen Insinööritoimisto ConnAri Oy.

Työ aloitettiin tutkimalla ohjelmien välisen linkin toimivuutta yksinkertaisen kehärakenteen avulla, jonka voimasuureet olivat myös helposti tarkistettavissa käsinlaskennalla. Yksinkertaisen kehän voimasuureiden laskennan jälkeen voitiin aloittaa insinööriyössä käytettävän esimerkkikohteen mitoitus. Mitoituksessa keskityttiin pilarin mitoitukseen. Pilarin mitoitusta tutkittiin eri kuormitustapauksilla tulosten luotettavuuden varmistamiseksi. Lisäksi työssä tutkittiin myös hoikan pilarin mitoitus.

Insinööriyössä ohjelmistojen välisen linkin toimivuus esitetään yksinkertaisesti ja helposti omaksuttavassa muodossa. Työn tuloksista voidaan todeta, että TS-Robot-linkki on tehokas ja hyödyllinen lisä rakennesuunnitteluun. Se mahdollistaa saman tietomallin hyödyntämisen molemmissa ohjelmissa. Sekä Robotilla että käsinlaskennalla saadut tulokset ovat myös hyvin samoja niin voimasuureiden kuin mitoituksenkin osalta. Tulevaisuudessa linkin käyttöön ja sen jatkuvaan kehitystyöhön tulee kiinnittää huomiota, jotta siitä saatava hyöty voitaisiin maksimoida.

Avainsanat

Pilari, betoni, Tekla Structures, Robot Structural Analysis, analyysimalli

Luottamuksellisuus

julkinen

SAVONIA UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Degree Programme

Construction Engineering

Author

Markus Marttinen

Title of Project

The use of Tekla and Robot in Designing a Reinforced Concrete Structure

Type of Project

Final Project

Date

30 April 2010

Pages

61+ 30

Academic Supervisor

Mr Harry Dunkel, Lecturer

Company Supervisor

Mr Ari Tanskanen, Construction Engineer

Company

ConnAri Oy

Abstract

The main purpose of this study was to explore how the TS-Robot-link between Tekla Structures and Autodesk Robot Structural Analysis works. It also explored how to design the structure in Robot and how to move it back to Tekla. The Robot's results were also compared with eurocodes by hand. This final year project was commissioned by ConnAri Oy, which is an engineering office in Kuopio, Finland.

This study was started by exploring how the link between Tekla and Robot works by a simple frame because then the calculation results were easier to check by hand. After the results of the simple frame were calculated, the calculation and design of the example target used in this final project could be started. The main focus was on the design of the concrete column which was explored with different load combinations to make sure that the results are right. Also the ways to design a slender column were explored.

In this final year project the function of the TS-Robot-link was shown in a very simple way and it was easy to adopt. The results showed that the TS-Robot-link is a very useful and effective add for structural designing because it makes it possible to use the same building information model in both programs. The Robot's results and the results which were calculated by hand were also comparable. In the future, the use and continuous development of the link will be very important because it is the only way to get maximal benefit from the TS-Robot-link.

Keywords

Column, concrete, Tekla Structures, Robot Structural Analysis, analysis model

Confidentiality

public

ALKUSANAT

Tämän insinööriyön valmistumisessa ovat edesauttaneet monet henkilöt. Ensiksi haluan kiittää ConnAri Oy:tä saamastani insinööriyöaiheesta ja ohjeistuksesta työn aikana.

Kiitos myös Savonia-ammattikorkeakoulun lehtoreille Harry Dunkelille ja Ville Kuuselalle työni ohjauksesta.

Lopuksi erityiskiitos vanhemmilleni, sisaruksilleni ja ystävilleni opintojeni aikana saamasta tuesta.

Kuopiossa 30.4.2010

Markus Marttinen

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	9
2	TIETOMALLINUS JA RAKENNESUUNNITTELU	10
2.1	Tietomallintamisen tavoitteet ja edellytykset	10
2.2	Tietomallintamisen mahdollisuudet	11
2.3	TIRTA-hanke	12
2.4	Työssä käytettävät ohjelmistot	13
2.4.1	<i>Tekla Structures 16.0</i>	13
2.4.2	<i>Autodesk Robot Structural Analysis 2010</i>	13
2.4.3	<i>Tekla Structures-Robot-linkki 1.52</i>	14
2.5	Eurokoodi	15
3	ANALYYSIMALLIN LAADINTA JA TS-ROBOT-LINKIN KÄYTTÖ	17
3.1	TS-ROBOT-linkin lataus	17
3.2	Mallintaminen Teklassa	18
3.3	Kuormaryhmät ja kuormitukset	21
3.4	Analyysimallin laadinta	23
3.5	Laskennan suorittaminen	27
3.6	Tulokset	28
3.7	Havaintoja ohjelmien käytöstä	30
4	MITOITUSTUTKIMUS	31
4.1	Yksinkertainen kehä	31
4.2	Mitoitus eurokoodilla	33
4.2.1	<i>Lähtötiedot</i>	33
4.2.2	<i>Pilarin mitoitus</i>	33
4.3	Hoikan pilarin tutkimus	47
5	TULOsten ANALYSOINTI	54
5.1	Yksinkertainen pilari-palkkikehä	54
5.2	Pilarin mitoitus	54
5.2.1	<i>Voimasuureet</i>	54
5.2.2	<i>Pilarin teräsmäärä</i>	54
5.3	Ohjelmien käytöstä	56
5.3.1	<i>Analyysimalli</i>	56
5.3.2	<i>Laskenta</i>	57
5.3.3	<i>TS-Robot-linkki</i>	57

6 TULOKSET JA POHDINTA.....	58
LÄHTEET	59
KUVALUETTELO	61
LIITTEET	
Liite 1: Esimerkki analyysimalli	1-5
Liite 2: Yksinkertaisen kehän voimasuureiden laskenta	1-2
Liite 3: Voimasuureiden laskenta (TIRTA)	1-4
Liite 4: Hoikkuuden raja-arvon laskenta	1-5
Liite 5: Yhteisvaikutusdiagrammit	1-2
Liite 6: Hoikan pilarin voimasuureiden laskenta	1-2
Liite 7: Hoikan pilarin hoikkuuden raja-arvon laskenta	1-2
Liite 8: Robotin laskelmat	1-7
Liite 9: Pilarin raudituskuva KT2	1-1

SYMBOLIT JA LYHENTEET

$1/r_0$	Referenssikaarevuus
$1/r$	Kaarevuus
A	Hoikkuuden raja-arvon määrittäessä käytettävä kerroin
A_c	Betonin poikkileikkausala
A_s	Pilarin raudoituksen kokonaispoikkileikkausala
B	Hoikkuuden raja-arvon määrittäessä käytettävä kerroin
c	Kokonaiskaarevuuden jakautumasta riippuva kerroin
c_{nom}	Betonipeite
C	Hoikkuuden raja-arvon määrittäessä käytettävä kerroin
d	Tehollinen korkeus
$e_{0,Ed}$	Ulkoisen kuorman aiheuttaman momentin epäkeskisyys
e_2	Toisen kertaluvun epäkeskisyys
e_i	Mittapoikkeaman aiheuttama epäkeskisyys
E_s	Betoniteräksen kimmokerroin
f_{cd}	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	Betonin lieriölujuuden mitoitusarvo
i	Halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen jäyhyyssäde
l	Puristussauvan vapaa pituus kiinnityskohtien välillä
l_0	Nurjahduspituus
K_r	Korjauskerroin, joka riippuu normaalivoimasta
K_φ	Viruman huomioon ottava kerroin
M_{01}, M_{02}	Ensimmäisen kertaluvun päätemomentit
M_2	Toisen kertaluvun aiheuttama nimellinen lisämomentti
M_{0Ed}	Ensimmäisen kertaluvun ekvivalentti momentti
M_{Ed}	Mitoitusmomentti
M_{0Eqp}	Ensimmäisen kertaluvun taivutusmomentti käyttörajatilassa pitkäaikaisyhdistelmällä
n	Suhteellinen normaalivoima
n_{bal}	Suhteellisen normaalivoiman n arvo, kun taivutuskestävyydellä on maksimiarvo
n_u	Pilarin raudoituksen huomioiva kerroin

N_{Ed}	Normaalivoiman mitoitusarvo
r_m	Momenttien suhde
α_{cc}	Kerroin, jonka avulla otetaan huomioon puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät
β	Kerroin
ε_{yd}	Raudituksen myötövenymän mitoitusarvo
γ_M	Materiaaliominaisuuksien osavarmuusluku
λ	Hoikkuus
λ_{lim}	Hoikkuuden raja-arvo
φ_{ef}	Virumisaste
$\varphi_{(\infty, t_0)}$	Eurokoodin EN 1992-1-1 kohdan 3.1.4 mukainen virumaluvun loppuarvo
ω	Mekaaninen raudoitussuhde
μ	Suhteellinen momentti
ν	Suhteellinen normaalivoima

1 JOHDANTO

Rakennesuunnittelussa eletään siirtymävaihetta, sillä eurokoodit ovat korvaamassa vielä tällä hetkellä käytössä olevan Suomen Rakentamismääräyskokoelman B-osan. Virallisesti tämä tapahtuu 31.3.2011, jolloin vanha B-osa muuttuu epäviralliseksi normiksi. Lisäksi suunnittelussa ollaan siirtymässä yhä enemmän 3D-mallinnukseen, joka osaltaan lisää suunnittelutyön haasteellisuutta.

Tässä opinnäytetyössä tutkitaan betonirakenteisen tietomallin siirtämistä *Tekla Structures* -ohjelmasta *Autodesk Robot Structural Analysis* -ohjelmaan *TS-Robot*-linkin kautta. Lisäksi tutkitaan rakenteen mitoittamista *Robotissa*, sekä mallin siirtämistä takaisin *Teklaan*. *Robotin* laskemia tuloksia vertaillaan myös käsin eurokoodeilla saatuihin tuloksiin luotettavuuden varmistamiseksi. Mitoituksessa keskitytään pilarin mitoitukseen.

Työ on osa Tietomalli rakentamisessa ja talotekniikassa -projektia (TIRTA). Projektin tavoitteena on tietomallipohjaisen koulutus- ja kehitysvalmiuden parantaminen ammattikorkeakouluissa, sekä tietomallipohjaisen työskentelyvalmiuden parantaminen alueen rakennus- ja talotekniikka-alan yrityksissä.

Työn toimeksiantajana toimii kuopiolainen suunnittelutoimisto ConnAri Oy. Heillä on käytössään molemmat työssä käytettävistä ohjelmista ja heidän mielestään olisi tärkeää tutkia, miten suunnittelutyössä voitaisiin hyödyntää ohjelmistojen välistä linkkiä.

Käsinlaskennassa hyödynnettäviä lähteitä ovat Betoniyhdistyksen suunnitteluohje by 60 sekä euronormi SFS-EN 1992-1-1. Ohjelmien käyttöön liittyviä ohjeita on tarjolla niukasti ja parhaiten tietoa löytyykin ohjelmien omista manuaaleista.

2 TIETOMALLINNUS JA RAKENNESUUNNITTELU

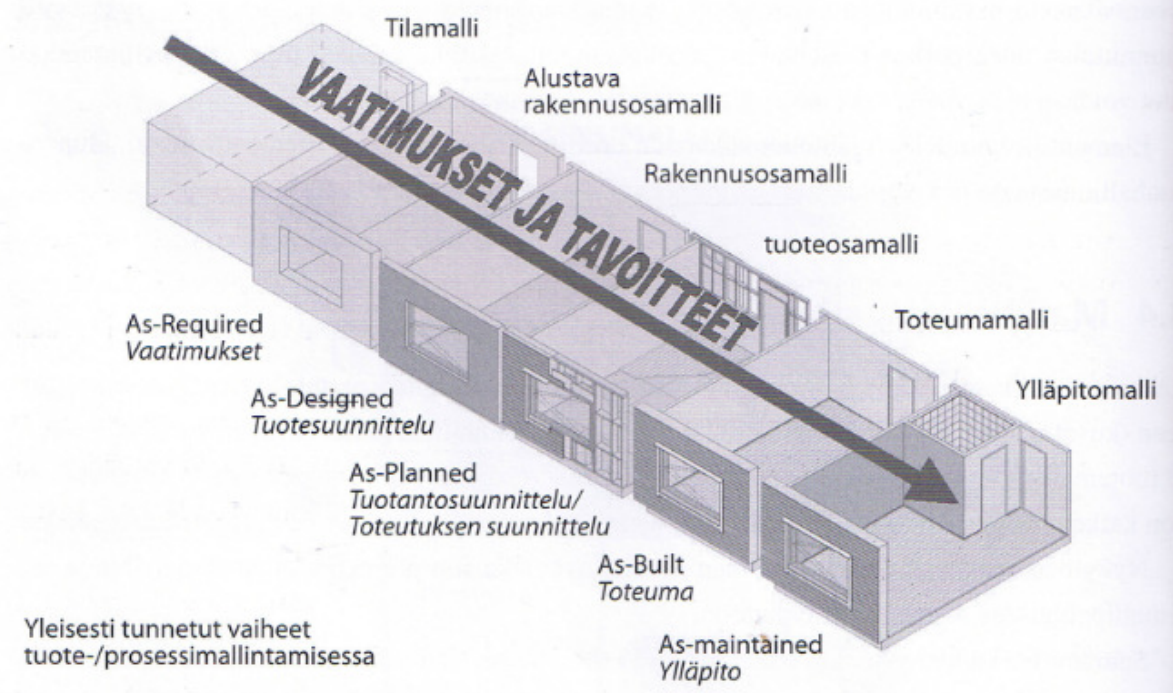
Tietomalli sisältää rakennushankkeen tiedot digitaalisessa muodossa. Sen etuna on, että hankkeen suunnittelussa, toteutuksessa ja käytössä tarvittava tieto on paremmin saatavilla kuin perinteisiä piirustuksia käytettäessä. Lisäksi tietoa voidaan tallentaa ja siirtää nopeasti ja luotettavasti hankkeen eri osapuolten välillä. [1.]

2.1 Tietomallintamisen tavoitteet ja edellytykset

Tietomallintamisen tavoitteena on suunnitteluprosessin parantaminen sekä rakentamisen laadun ja tuottavuuden nostaminen. Tietomallipohjaisessa rakennushankkeessa rakennuksen koko elinkaaren aikana tarvittava tieto esitetään digitaalisessa muodossa tietomalleissa. Tietomalleista saadaan tuotettua muun muassa hankkeessa tarvittavat piirustukset, suunnitteludokumentit ja mitta- ja määrätiedot. Tietomallintaminen mahdollistaa suunnittelutietojen tehokkaan siirron hankkeen eri osapuolten välillä, mikä parantaa ja lisää suunnittelutyön laatua. [1.]

Tietomallipohjaisen suunnittelun edellytyksenä on, että suunnitteluvaiheen alussa sovitaan hankkeen eri osapuolten kesken tietomallintamisesta ja siihen liittyvistä tiedonhallinnan yksityiskohdista. Yhteisen tietomallin käyttö edellyttää, että käytetään samaa tallennus- ja tiedonsiirtomuotoa. Tällä hetkellä tiedon tallentamiseen ja siirtoon käytetään vielä pääosin *DWG*-formaattia, mutta vähitellen ollaan jo siirtymässä, etenkin mallintavassa suunnittelussa, ohjelmistoriippumattoman *IFC*-formaatin käyttöön. [1.]

Mallintamisen teoreettiset vaiheet



Kuva 2.1 Tietomallintamisen vaiheet [1]

2.2 Tietomallintamisen mahdollisuudet

Tietomallin käyttö rakennushankkeessa tuo uusia mahdollisuuksia ja hyötyjä hankkeen eri osapuolille. Osa hyödyistä koskee kaikkia hankkeen osapuolia, mutta osa kohdistuu vain tietyille osapuolelle. Tietomallin käytön seurauksena myös eri osapuolten väliset tehtävät vaativat uudelleenjärjestelyä ja suunnittelijoiden ja rakentajien väliset tehtävät ja työnjako tulee tietomallia käytettäessä muuttumaan. Pitääkin muistaa, että tietomallin käytöstä saatava etu ei tapahdu hetkessä vaan se edellyttää pitkäjänteistä kehitystyötä hankkeen kaikilta osapuolilta. [1.]

Tietomallipohjaisella suunnittelulla luodaan hyvä pohja koko rakennuksen elinkaaren huomioon ottavalle päätöksenteolle niin rakennuttajan, tilaajan, suunnittelijoiden, rakentajien kuin käyttäjien kannalta. Rakennuttajan kannalta koko rakennushankkeen aikaa on mahdollista lyhentää, suunnitelmien yhteensovittaminen helpottuu ja ristiriidat vähenevät. Vastaavasti suunnittelijoiden hyötynä on suunnitelmien muunneltavuus ja yhteensovittamisen helpottuminen. Myös rakentajien ja tuoteosatoimittajien työ tehostuu, sillä tietomallia käytettäessä määrälaskenta ja

kustannustiedon hallinta on tarkempaa. Lisäksi tietomallipohjaisten suunnitelmien kytkeminen hankeaikatauluihin onnistuu nykyistä paremmin. [1.]

2.3 TIRTA-hanke

Tietomalli rakentamisessa ja talotekniikassa (TIRTA) on Euroopan sosiaalirahaston (ESR) rahoittama Savonia-ammattikorkeakoulun ja Pohjois-Karjalan ammattikorkeakoulun toteuttama yhteistyöhanke. Hankkeen toteutusaika on 1.6.2008–31.12.2010 ja toimintabudjetti noin 670 000 €. Hankkeen tavoitteena on yleisin tietomalliosaamisen tason parantaminen, sekä tietomallipohjaisen suunnittelun kehittäminen. [2.]

Hankkeesta hyötyvät sekä siihen osallistuvat yritykset että opiskelijat. Yritykset saavat paljon hyödyllistä ja ajankohtaista tietoa suunnitteluohjelmistojen käytöstä, sekä suunnittelutulosten yhdistämisestä suunnittelukokonaisuuteen. Vastaavasti opiskelijat oppivat käyttämään ja hallitsemaan erilaisia suunnitteluohjelmistoja, mikä on ehdoton edellytys yhä enemmän 3D-suunnitteluun siirtyvällä rakennus-alalla. [2.]

TIRTA-hankkeen tarve lähtee tietomallipohjaisen prosessin käyttöönotosta rakentamisessa, sillä Suomessa ollaan yhä enemmän siirtymässä sekä rakentamisessa että suunnittelussa 3D-mallinnukseen, sekä tietomallin käyttöön. Tänä päivänä talotekniikka on yhä tärkeämpi osa rakennuskokonaisuutta ja myös sillä puolella on tarve siirtyä tietomallin käyttöön. Tietomallin käyttöönotto edellyttää uuden suunnittelukokonaisuuden hallitsemista, jotta yritykset voisivat siirtyä sen käyttöön. Tästä syystä alan opiskelijoiden koulutuksessa pitää huolehtia riittävästi uuden teknologian sisällyttämisestä opintoihin, jotta opiskelijoilla on riittävät valmiudet käyttää tätä uutta teknologiaa myös työelämässä. [2.]

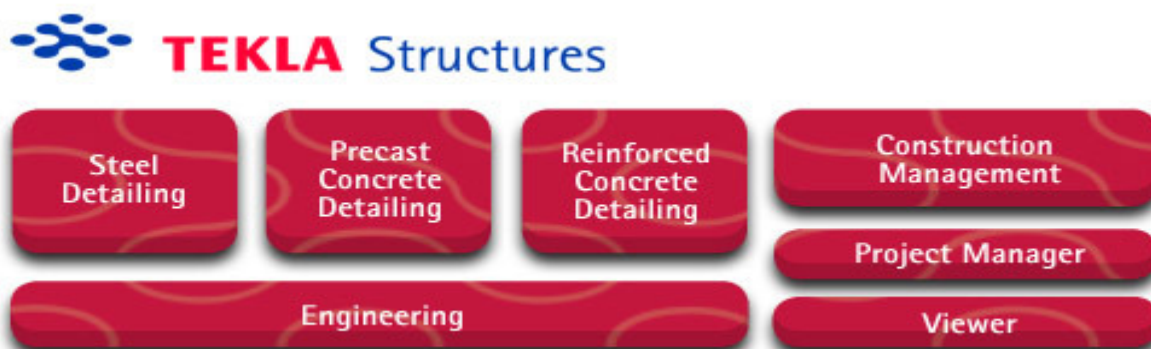
Projekti toteutetaan Savonia-ammattikorkeakoulun ja Pohjois-Karjalan ammattikorkeakoulun yhteistyönä. Molempien oppilaitosten tarpeet ovat hyvin samankaltaiset niin koulutuksen kehittämisen kuin t&k-toiminnan suhteen. Koulutuksen kehittämisen pyritään vastaamaan työelämän uuden tekniikan haasteisiin ja t&k-toiminnassa keskitytään yhteistyöhön ja tietomallin hyödyntämiseen. [2.]

2.4 Työssä käytettävät ohjelmistot

2.4.1 Tekla Structures 16.0

Tekla Oyj on perustettu vuonna 1966 ja se on Suomen vanhimpia ohjelmistoyrityksiä. Sen päätoimisto sijaitsee Espoossa ja lisäksi Teklalla on oma toimisto 14 maassa. Yrityksellä on maailmanlaajuinen kumppaniverkosto ja lisäksi sillä on asiakkaita yli 90 maassa. Konzernissa työskentelee 460 henkilöä, joista vajaa 200 Suomen ulkopuolella. Teklan liikevaihto oli noin 60 miljoona euroa vuonna 2008. [3.]

Tekla Structures on rakennuksen tietomallinnus (BIM)-ohjelmisto. *Teklalla* tuotettua mallia voidaan hyödyntää rakentamisen kaikissa vaiheissa aina luonnossuunnittelusta rakennuksen valmistukseen. *Tekla Structures* on saatavissa eri ohjelmistokokoonpanoissa käyttötarkoituksen mukaan (kuva 2.2). [4.]



Kuva 2.2 Teklan ohjelmistokokoonpanot [4]

Tekla on ohjelmisto, joka on tarkoitettu kaikkeen rakennesuunnitteluun ja rakentamisen hallintaan. Sen avulla on helppoa luoda yksinkertaisia ja vaativiakin 3D-malleja betoni- ja teräsrakenteista. Lisäksi *Tekla* tukee useita eri standardisoituja tiedonsiirtomuotoja, kuten *IFC*, *CIS/2*, *SDNF* ja *DSTV*. Sovelluskohtaisista tiedonsiirtomuodoista *Tekla* tukee *DWG*, *DFX* ja *DGN* tiedostoja. [4.]

2.4.2 Autodesk Robot Structural Analysis 2010

Autodesk on maailman johtava 2D- ja 3D-suunnitteluohjelmistojen kehittäjä ja tarjoaja. Sen jälkeen, kun *AutoCAD*-ohjelmisto otettiin käyttöön vuonna 1982, Auto-

desk on kehittänyt monia eri ohjelmistoja vastaamaan käyttäjien tarpeita. Rakennesuunnittelussa käytettyjä Autodeskin ohjelmistoja ovat muun muassa *Revit Structure* ja *Robot Structural Analysis*. [5.]

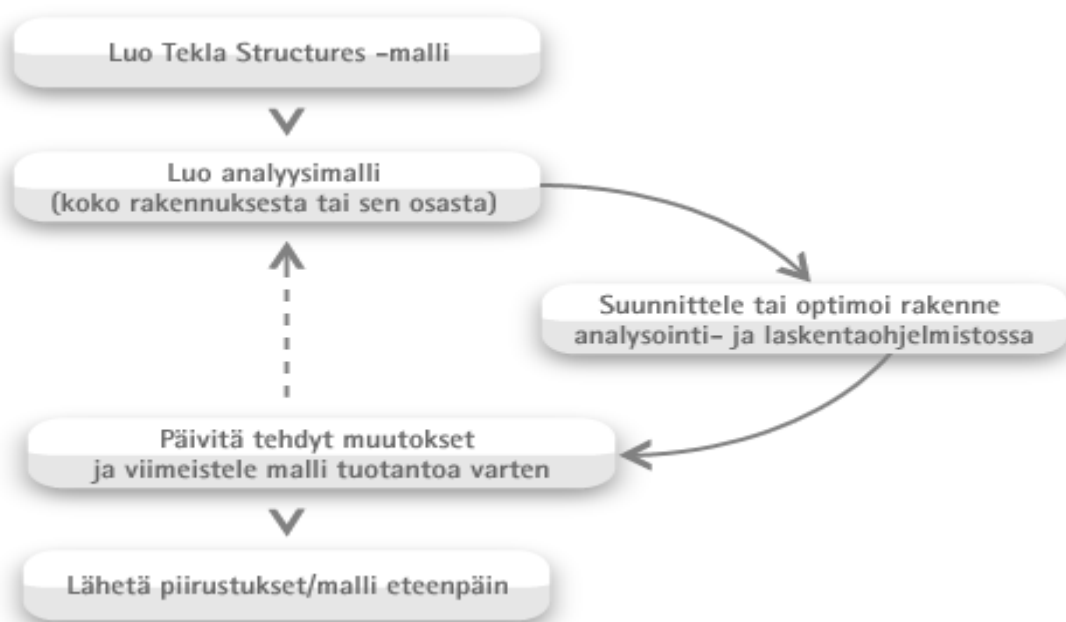
Autodesk Robot Structural Analysis on rakennesuunnittelijoiden käyttöön tarkoitettu teräs-, betoni-, ja puurakenteiden mitoitusohjelmisto. Ohjelmalla voidaan suorittaa rakenteiden mitoitus ja lujuusanalyyssejä. Se on käytössä jo yli 60 maassa ja myytyjä lisenssejä on jo yli 10 000. Suomessa ohjeistusta ja tarvittaessa myös koulutusta *Robotin* käytöstä ja muista Autodeskin tuotteista antaa ArkSystems Oy. [6.]

Robot Structural Analysisista voidaan käyttää yli 15:llä eri kielellä ja se sisältää yli 60 erilaista suunnittelukoodia. Eri koodit mahdollistavat monien eri rakenteiden suunnittelun, kuten rakennuksien ja siltojen. *Robotin* lujuuslaskenta- ja mallinnuminaisuudet ovat kehittyneet aikaisemmista versioista, mikä mahdollistaa entistä tehokkaamman rakenteiden analysoinnin ja mitoituksen. [5.]

Robot mahdollistaa tehokkaan yhteistyön rakennesuunnittelijan ja muiden alojen suunnittelijoiden, kuten arkkitehdin, välillä. Tämä omalta osaltaan parantaa hankkeen kulkua ja tehokkuutta. *Robotin* tarjoama tehokas rakenteiden analysointi mahdollistaa monimutkaistenkin mallien nopeat ja tarkat analyysit. Tämän seurauksena suunnittelijat voivat helpommin analysoida eri vaihtoehtoja ja tehdä niihin tarvittavia muutoksia. [5.]

2.4.3 Tekla Structures-Robot-linkki 1.52

TS-ROBOT-linkki mahdollistaa tiedonsiirron ja tiedon päivittämisen *Teklan* ja *Robotin* välillä. Edellytyksenä on, että sekä *Robot* että *Tekla* ovat asennettu samalle koneelle. Tietomalli mallinnetaan ensin *Teklassa* ja luodaan siitä analyysimalli. Tämän jälkeen analyysimalli voidaan siirtää *TS-ROBOT*-linkin kautta laskettavaksi *Robot*-ohjelmaan (kuva 2.3).



Kuva 2.3 TS-ROBOT-linkin periaate [7]

Teklasta on mahdollista siirtää linkin avulla *Robotiin* mallinnetun mallin lisäksi esimerkiksi kuormitukset, materiaalit, poikkileikkaustiedot ja suunnitteluparametrit. Vastaavasti *Robotissa* tehdyt muutokset, kuten muutettu poikkileikkaus tai lasketut voimasuureet saadaan päivitettyä *Teklaan*. [8.]

Integrointi *Teklan* ja *Robotin* välillä tapahtuu avoimen *API*-sovelluksen (Application Programming Interfaces) kautta. Tämä mahdollistaa mallin edestakaisen siirron ja päivittämisen sovellusten välillä, mikä lisää työn tuottavuutta ja tehokkuutta. [8.]

2.5 Eurokoodi

Eurokoodit ovat eurooppalaisia kantavia rakenteita koskevia standardeja, jotka on laatinut eurooppalainen standardijärjestö CEN. Tällä hetkellä eurokoodisarja koostuu 58 osasta. Eurokoodit sisältävät varmuuden määrittämisperiaatteet, erilaiset kuormat kuten hyöty-, lumi- ja tuuli-, lämpö-, onnettomuus- ja nosturikuormat. Lisäksi rakennusmateriaaleille on omat yksityiskohtaiset ohjeensa. Standardien käyttö ja soveltaminen eri maissa vaatii kansallisten liitteiden (NA) laatimista. Suomessa kansallisten liitteiden laatimisesta vastaa talonrakentamisen osalta Ympäristöministeriö ja siltojen osalta Tiehallinto. [9.]

Betonirakenteista on julkaistu 4 erilaista EN- standardia, joista kaikki suomenkielisenä. Näistä kolmeen on lisäksi julkaistu kansallinen liite (kuva 2.4). Tässä työssä mitoitettavat betonirakenteet lasketaan käyttämällä EN 1992-1-1 standardia. [10.]

Yhteenveto eurokoodien tilanteesta Suomessa

5.2.2010

(harmaa kenttä=ei tehdä, kansallinen liite x=alustava, * = kansallista liitettä muutettu/täydennetty myöhemmin)

	CEN julkaissut englanninkielisenä	SFS julkaissut englanninkielisenä	SFS julkaissut suomenkielisenä	Korjaussivu AC	Muutos sivu A1	Kansallinen liite	
						YM	LVM
Betonirakenteet							
EN1992-1-1	x	x	x	2008		1.11.2007*	
EN1992-1-2	x	x	x	2008		1.11.2007	
EN1992-2	x	x	x	2008			x
EN1992-3	x	x	x			1.10.2009	

Kuva 2.4 Betonirakenteiden eurokoodien tilanne Suomessa 5.2.2010 [10]

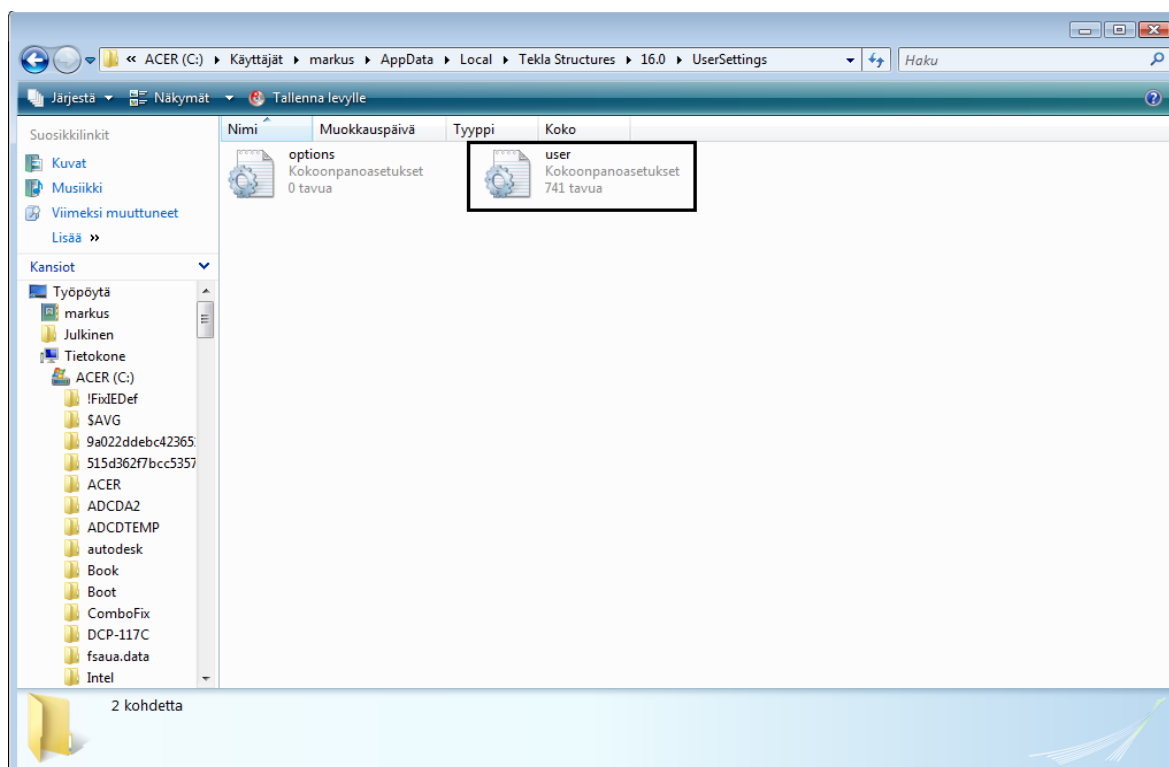
Eurokoodien oli tarkoitus tulla pakollisiksi Suomessa 1.4.2010 lähtien. Myöhästymisen seurauksena vanhaa B-osaa voidaan käyttää vielä maaliskuuhun 2011 asti. Muualla Euroopassa eurokoodit otetaan käyttöön suunnitelmien mukaan ja siirtymäaika päättyy 31.3.2010. Eurokoodien käyttöönoton myöhästymisen Suomessa johtuu pääasiassa siitä, että kantavien rakenteiden suunnittelua koskevien rakentamismääräysten B-osien uudistaminen siirrettiin alun perin alkamaan eurokoodien käyttöönoton jälkeen.

3 ANALYYSIMALLIN LAADINTA JA TS-ROBOT-LINKIN KÄYTTÖ

Analyysimallin laadinta *Teklalla* on yksinkertaista, sillä ohjelma mallintaa automaattisesti jokaisesta komponentista oman analyysisauvan. Mallintamisessa tulee kuitenkin kiinnittää huomiota analyysisauvojen sijaintiin, tuentoihin ja kuormitukseen, sillä niiden tulee olla oikein määritettyjä oikeiden tulosten saamiseksi. Seuraavassa tarkastellaan analyysimalliin liittyviä yleisiä seikkoja ja esimerkki analyysimallin laadimisesta on työn lopussa (kts. liite 1).

3.1 TS-ROBOT-linkin lataus

Analyysimallin siirto ja mitoitus Teklan ja Robotin välillä vaati toimiakseen *TS-Robot*-linkin. Linkin voi ladata käyttöönsä Teklan extranetistä (<https://extranet.tekla.com/>). Linkin asennuksen jälkeen tulee vielä tehdä tarvittavat lisäykset *Teklan* user.ini-tiedostoon. Lisättävät käskyt mahdollistavat tiedon takaisin siirtämisen *Teklaan*.



Kuva 3.1 Teklan kansioista löytyvä user.ini tiedosto

```

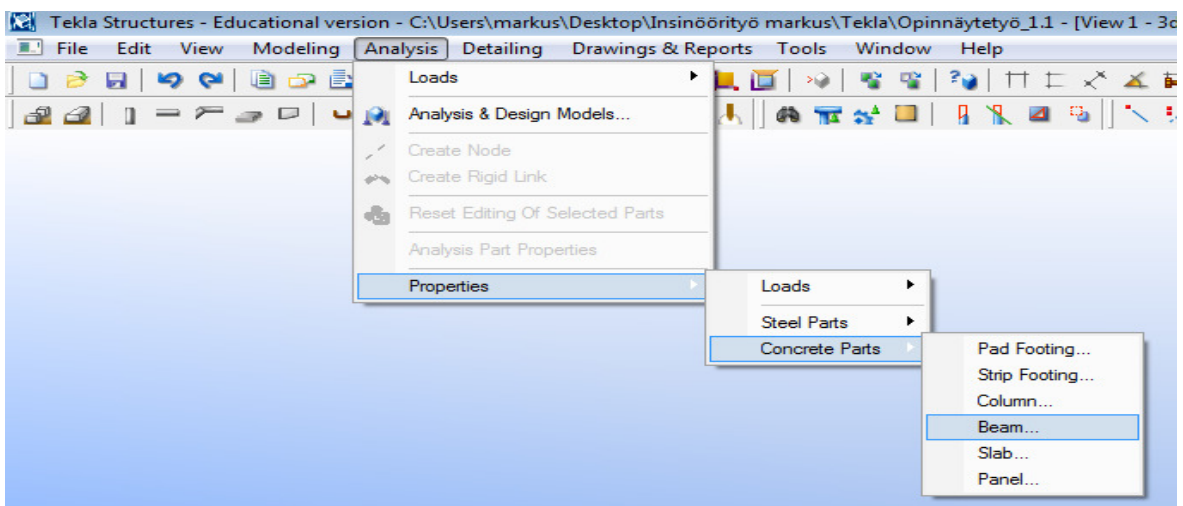
user - Muistio
Tiedosto Muokkaa Muotoile Näytä Ohje
rem =====
rem Tekla structures user defined settings
rem
rem --- please do your own system modifications here! ---
rem
rem =====
rem
rem --- UNIVERSAL SETTINGS ---
rem =====
rem Add settings here that you want to use in both user modes
rem
rem set XS_FIRM=..firm folder path\
rem set XS_PROJECT=..project folder path\
rem set XS_STD_PART_MODEL=..
rem set XS_PROFDB=..
rem :::
rem
rem set XS_VIEW_POSITION_X=5
rem set XS_VIEW_POSITION_Y=5
rem set XS_VIEW_WIDTH=1024
rem set XS_VIEW_HEIGHT=768
set XS_AD_GET_RESULTS_FORCES=TRUE
set XS_AD_GET_RESULTS_DESIGN_VALUES=TRUE

```

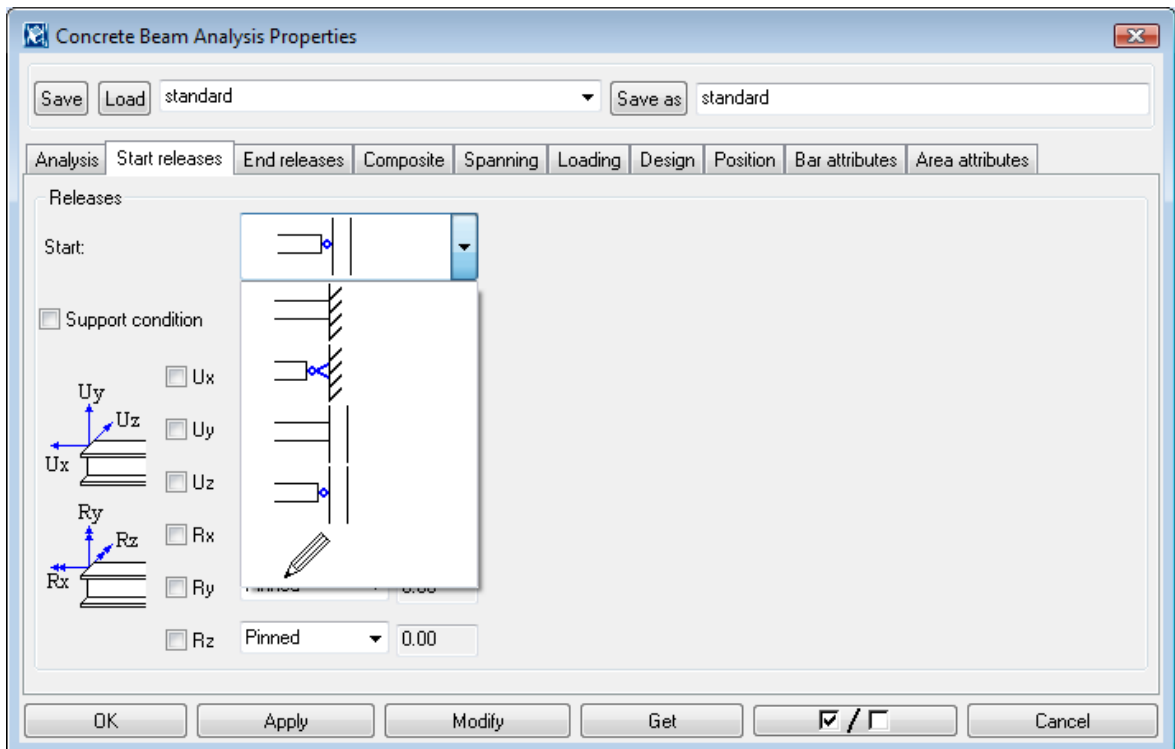
Kuva 3.2 User.ini tekstitiedostoon lisättävät käskyt

3.2 Mallintaminen Teklassa

Linkin asentamisen jälkeen voidaan aloittaa tietomallin laadinta *Teklassa*. Mallin laadinta aloitetaan muokkaamalla *Teklan grid*-verkko halutunlaiseksi. Tämän jälkeen voidaan aloittaa mallissa käytettävien komponenttien lisääminen. Komponenttien materiaalitiedot kannattaa lisätä jo *Teklassa*, sillä se nopeuttaa mallin käsittelyä *Robotissa*. *Robotissa* suoritettavan laskennan kannalta on tärkeää, että komponenttien tuentatavat ovat myös määritetty oikein jo *Teklassa*. Tuentojen määrittäminen tapahtuu *Analysis*-valikon *Properties*-kohdasta (kuva 3.3). Tuenaksi voidaan määrittää jäykkä-, nivel-, tai vapaa tuki (kuva 3.4).

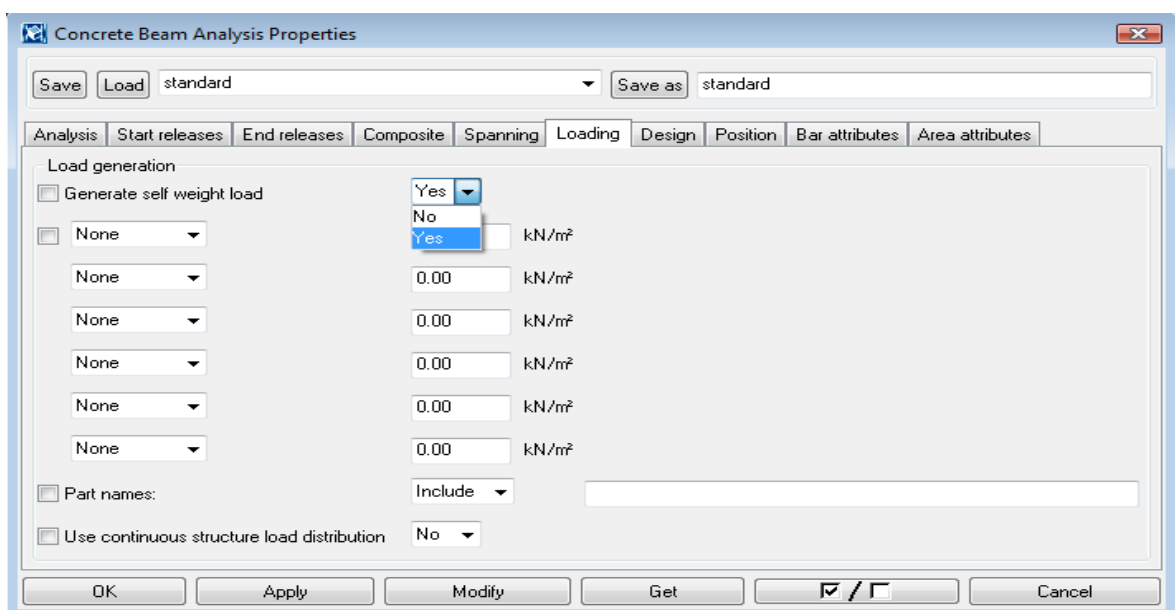


Kuva 3.3 Komponenttien asetusten määrittäminen

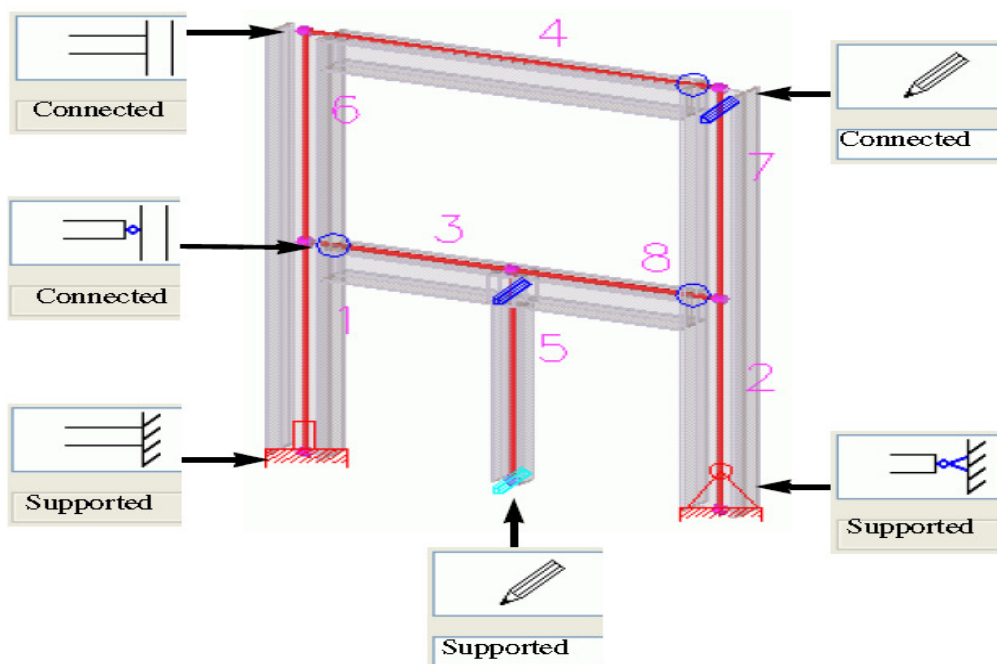


Kuva 3.4 Palkin tuentojen määrittäminen

Tuentatapaa valittaessa *Support condition* näyttää, onko kyseinen tuki kiinnitetty vai liitetty siihen liittyvään komponenttiin. Kynällä merkattu tuki, mahdollistaa tuennan muokkaamisen käyttäjän valinnan mukaan. Tuntojen (*Start*-ja *End-releases*) määrittämisen jälkeen tulee muuttaa vielä palkille *Loading*-välilehdeltä *Generate self weight load* -kohtaan *Yes* (kuva 3.5). Pilarille kyseistä asetusta ei tarvitse muuttaa, sillä ohjelma ottaa pilarin omapainon huomioon automaattisesti.

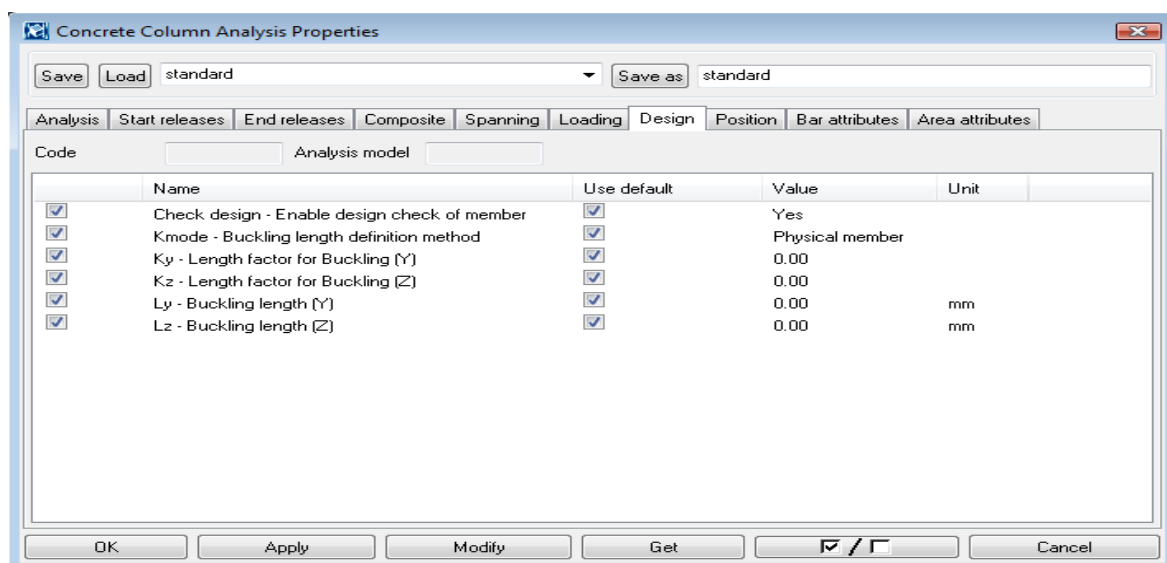


Kuva 3.5 Palkin omapainon lisääminen



Kuva 3.6 Esimerkki tuennoista

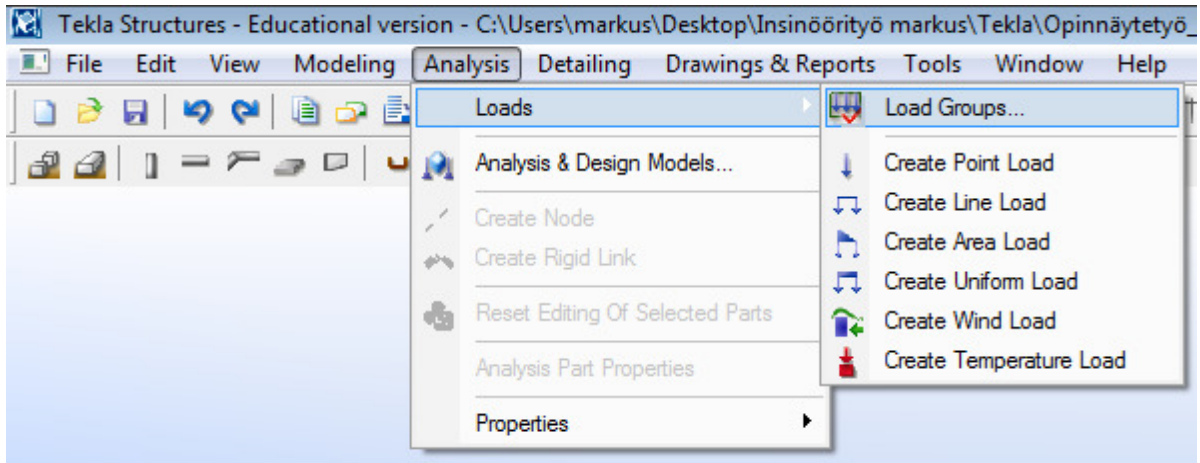
Pilarin nurjahduspituuden määrittäminen tapahtuu ”pilarin ominaisuudet” -ikkunan *design*-välilehdeltä (kuva 3.7). Kohtaan *K – Lenght factor for buckling* voidaan lisätä pilarin nurjahduskerroin ja *L – Buckling lenght* käsiteltävän pilarin pituus. Kun analyysimalli on laadittu, nurjahduspituuden tarkistaminen tapahtuu valitsemalla *Tools*-valikon *Inquire*-kohdasta *Object* ja klikkaamalla pilarin analyysisauvaa. Nurjahduspituuden määrittäminen on helppoa myös *Robotissa*, jossa se myös kannattaa määrittää.



Kuva 3.7 Pilarin nurjahduspituuden määrittäminen

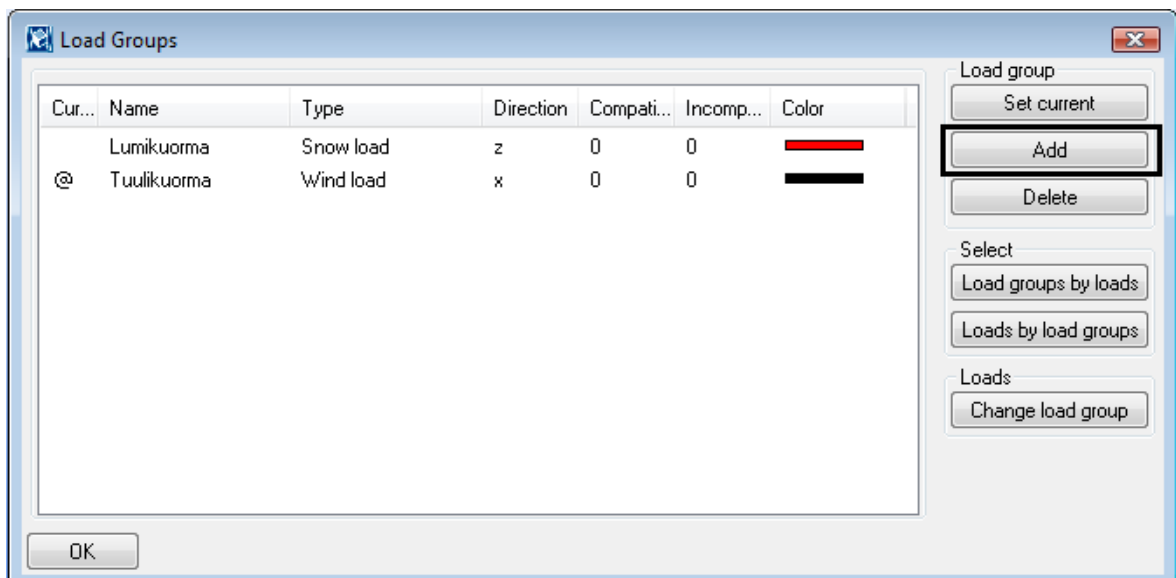
3.3 Kuormaryhmät ja kuormitukset

Rakenteiden mallintamisen jälkeen voidaan tehdä halutut kuormaryhmät (*Load groups*). Kuormaryhmien lisääminen tapahtuu *Analysis*-valikon kautta (kuva 3.8).



Kuva 3.8 Kuormaryhmän lisääminen

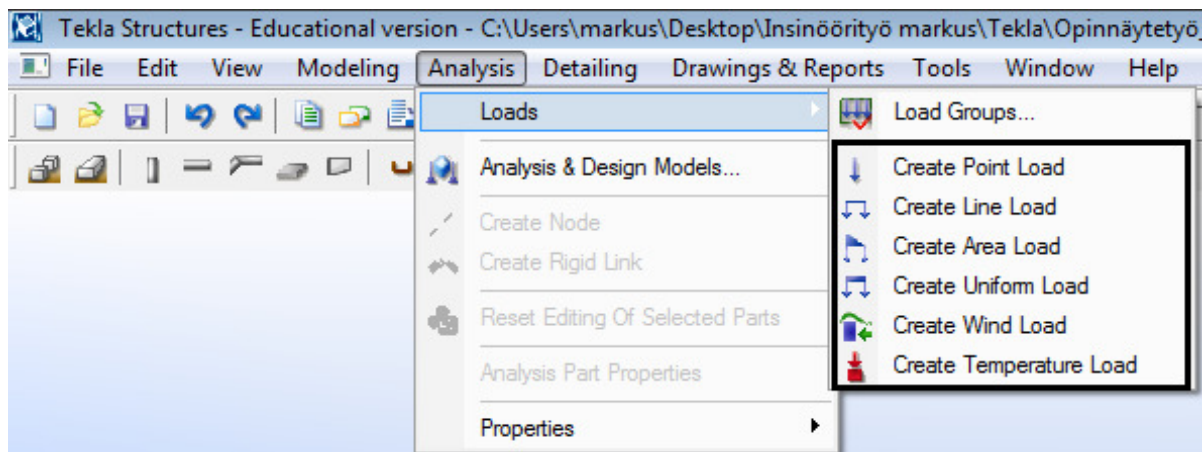
Uuden kuormaryhmän lisääminen tapahtuu *Add*-komennolla (kuva 3.9). Kuormaryhmille tulee lisäksi määrittää kuormituksen tyyppi (*Type*). Kuormaryhmien muokaus ja lisääminen onnistuu myös jälkepäin.



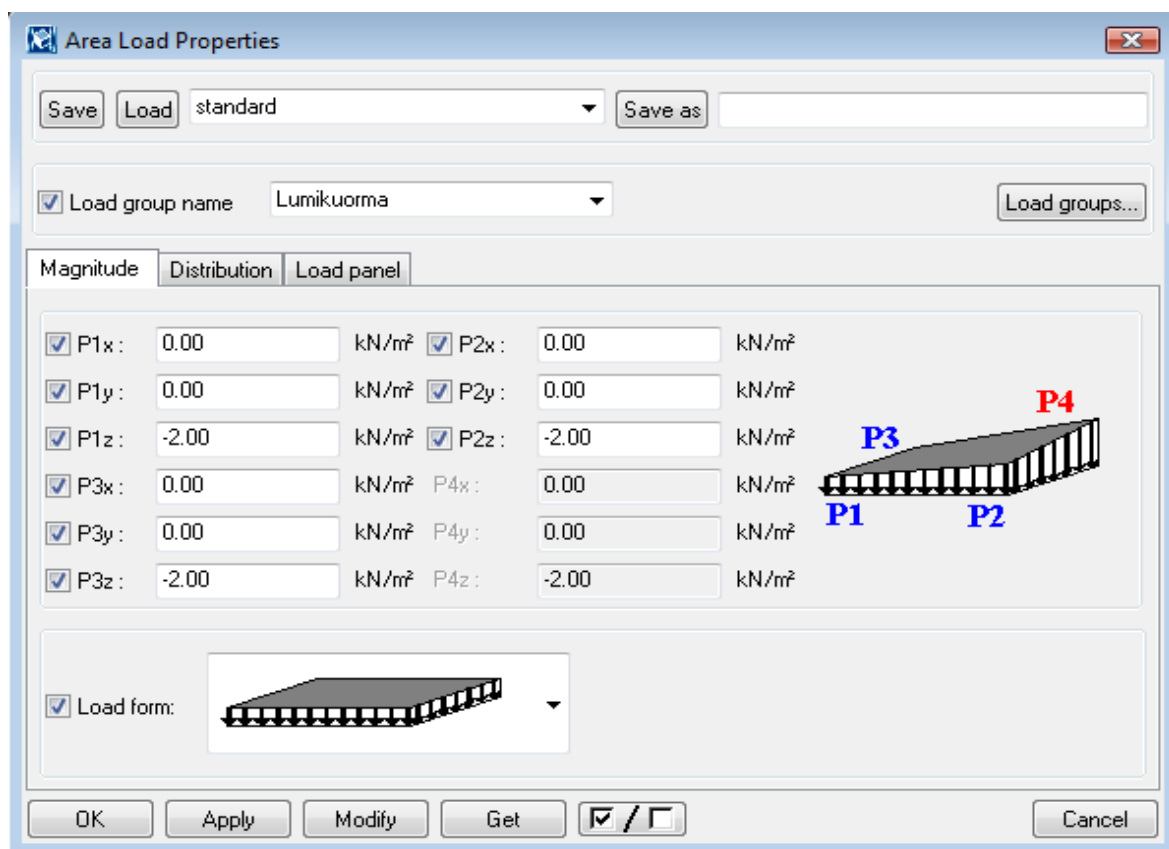
Kuva 3.9 Kuormaryhmän lisääminen

Kuormaryhmien määrittämisen jälkeen tulee määrittää halutut kuormitukset (kuva 3.10). Kuormitusten lisääminen *Teklassa* on yksinkertaista, sillä se tapahtuu samalla tapaa kuin rakenteiden mallinnus.

Esimerkiksi lumikuormaa mallinnettaessa valitaan kuormitusalue, johon kuormitus vaikuttaa. Rakenteiden omapainoa ei tarvitse lisätä erikseen. Tuulikuorma kannattaa mallintaa aluekuormana, sillä sen muokkaaminen on helpompaa kuin varsinaisen tuulikuorman (*Wind load*).



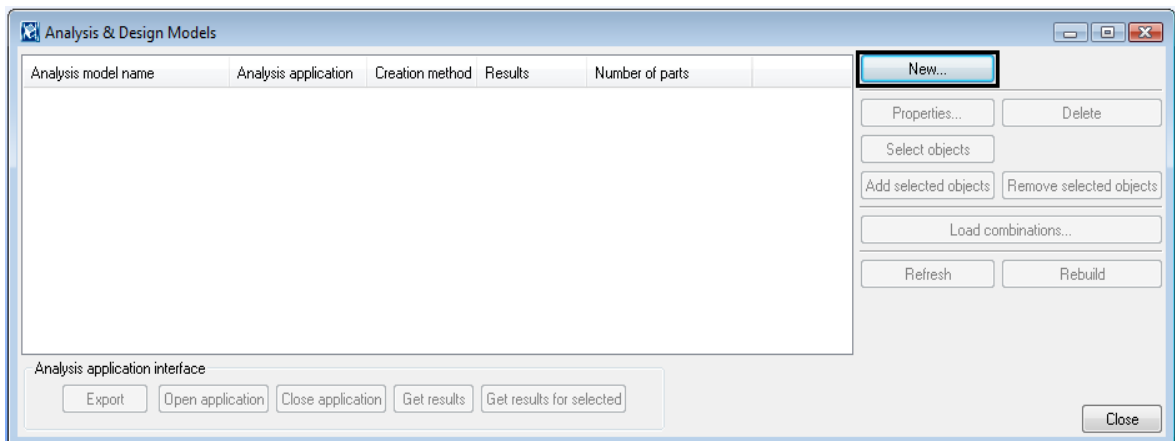
Kuva 3.10 Kuormaryhmien lisääminen



Kuva 3.11 Aluekuorman asetukset

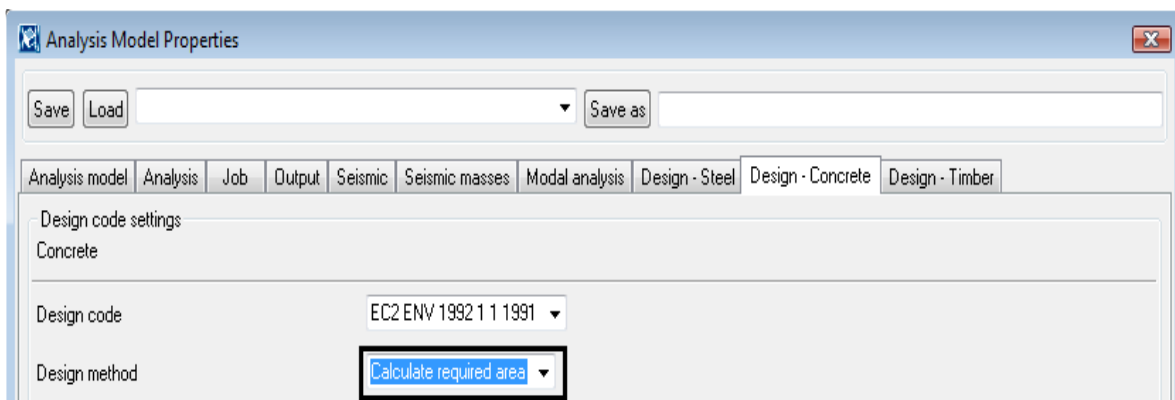
3.4 Analyysimallin laadinta

Ennen kuin *Teklassa* laadittu malli voidaan siirtää laskettavaksi *Robotiin*, tulee siitä laatia analyysimalli. Analyysimallin laadinta aloitetaan valitsemalla *Analysis*-valikosta *Analysis & design models*. Uusi analyysimalli luodaan valitsemalla *New*-painike (kuva 3.12).

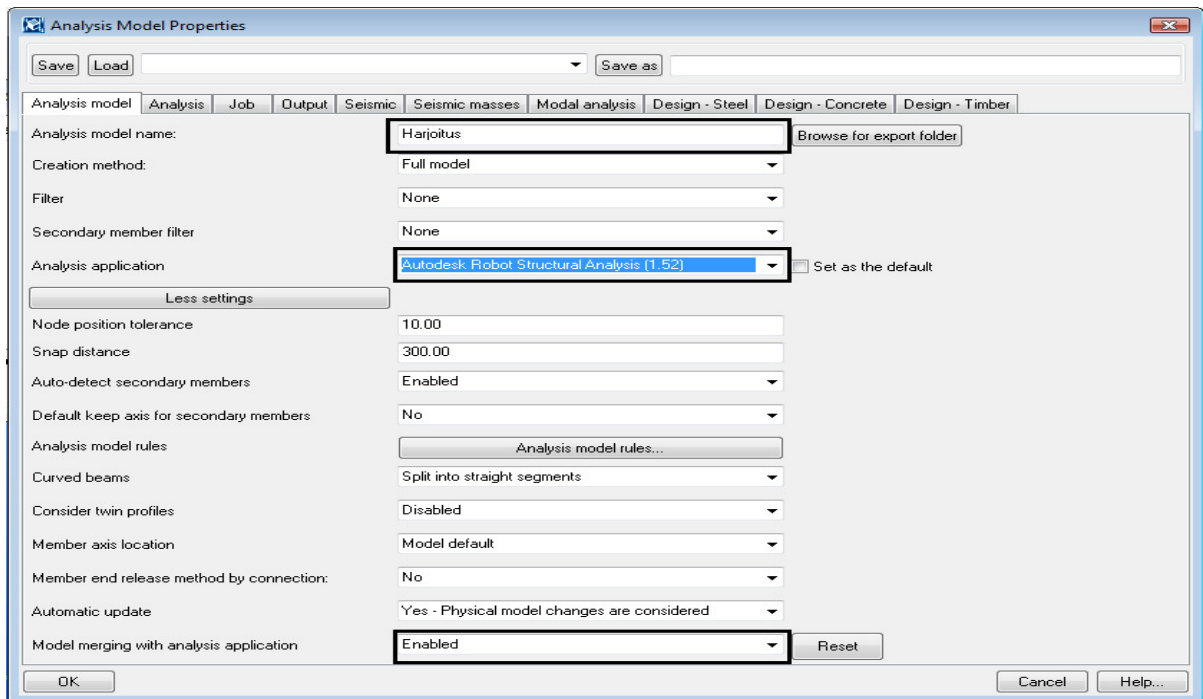


Kuva 3.12 Uuden analyysimallin luominen

Analyysimallille tulee tehdä oikeat asetukset. *Analysis model name* -kohtaan kirjoitetaan haluttu tiedostonimi. Seuraavaksi *Analysis application* -valikosta valitaan sovellus, johon analyysimalli halutaan siirtää. Lisäksi *Model merging with analysis applications* -kohtaan tulee muuttaa *Enabled*, mikäli haluaa muokata analyysimalleja sekä *Teklassa* että *Robotissa*. Koska kyseessä on betonirakenteinen malli, tulee myös *Design – Concrete* -välilehdeltä muuttaa kohtaan *Design method: None* sijasta *Calculate required area* (kuva 3.13).

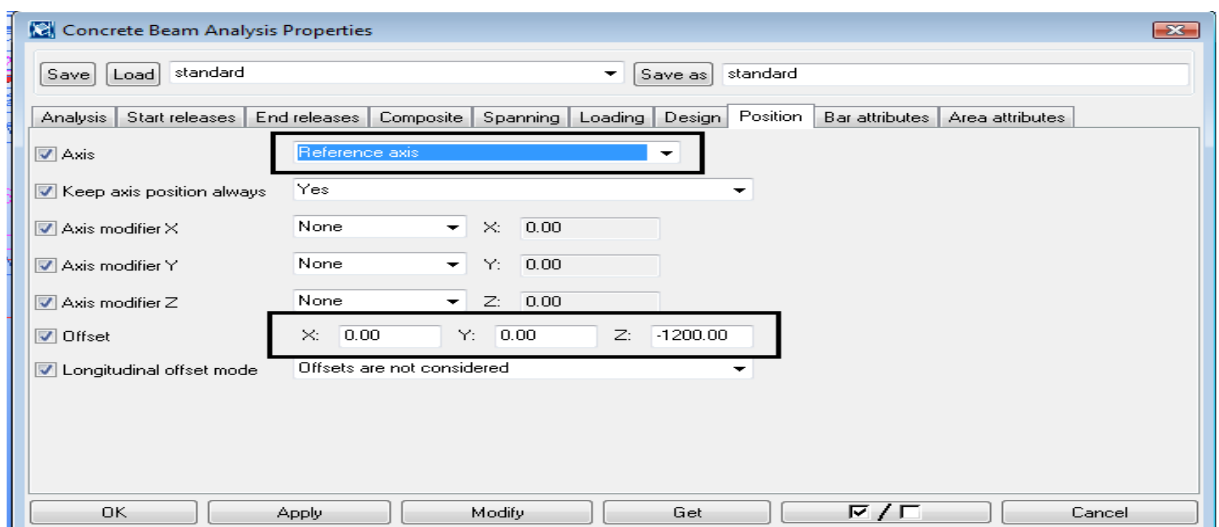


Kuva 3.13 Betonirakenteisen mallin laskenta-asetukset



Kuva 3.14 Uuden analyysimallin asetukset

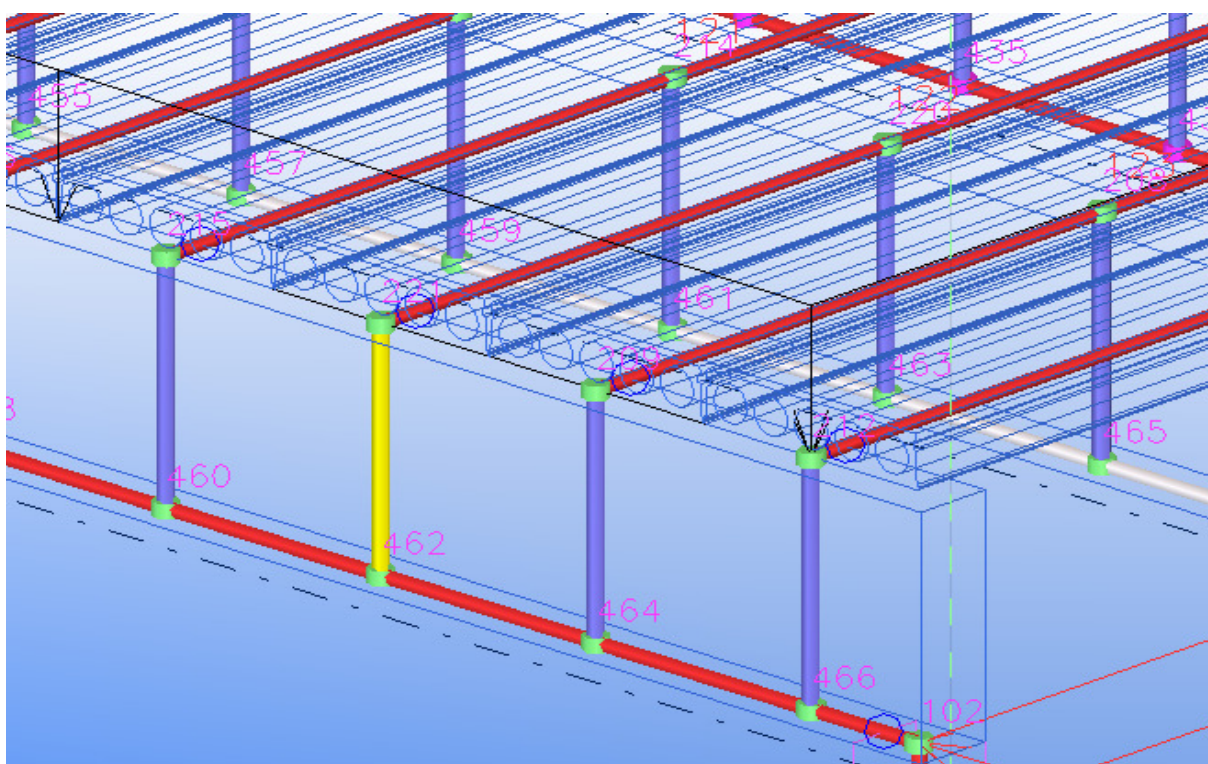
Kun uusi analyysimalli on luotu, malliin piirtyvät näkyviin analyysisauvat eli se geometria, joka siirtyy *Teklasta Robotiin*. Jokainen komponentti sisältää oletuksena analyysisauvan, jota on mahdollista muokata. *Robotissa* suoritettavan laskennan kannalta on erittäin tärkeää, että analyysisauvat ovat määritetty oikein. Analyysisauvan muokkaaminen tapahtuu *Position*-välilehden kautta (kuva 3.15). Lisäksi siihen, miten komponentti otetaan analyysimallissa huomioon, voidaan vaikuttaa *Analysis*-välilehdeltä komponentin luokkaa (*Class*) muuttamalla.



Kuva 3.15 Analyysisauvan muokkaaminen

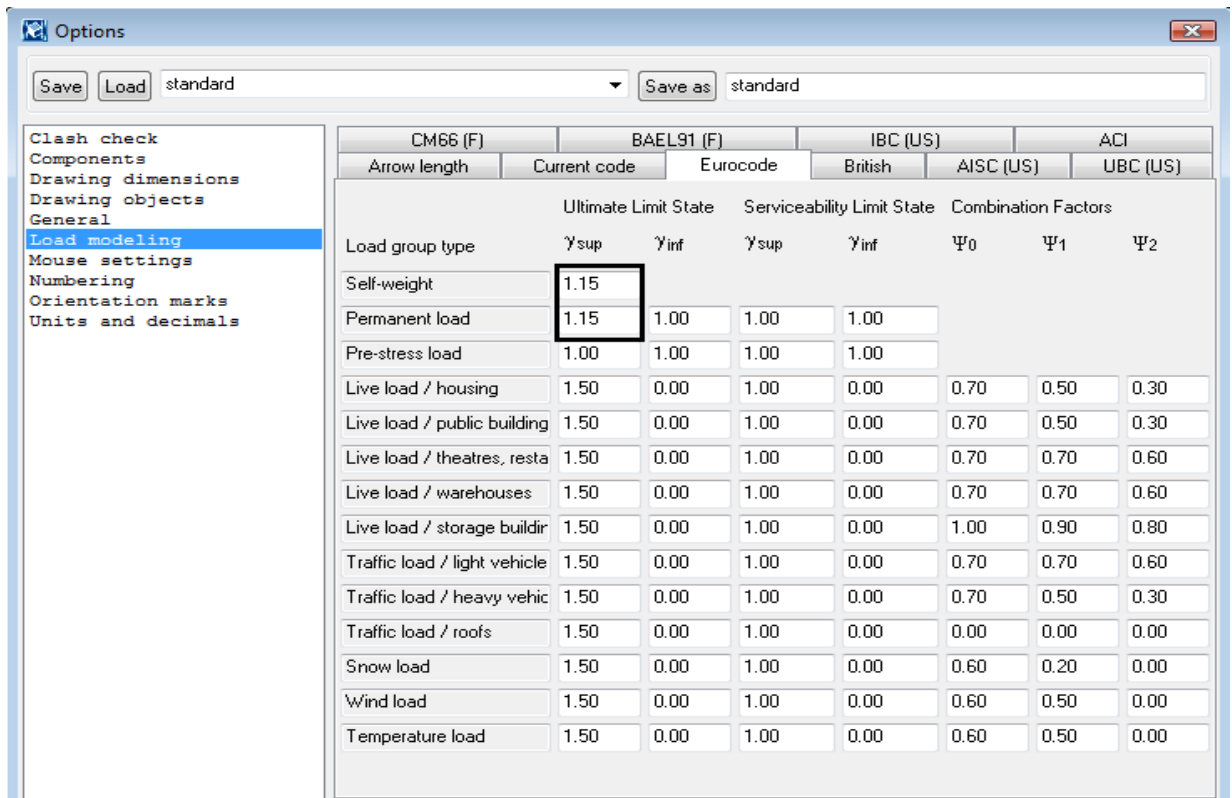
Axis-kohdasta on valittuna *Reference axis*, jolloin analyysisauva muodostuu palkin yläpintaan. Tässä esimerkissä analyysisauva on kuitenkin haluttu mallintaa palkin alapintaan, jolloin sitä on siirretty palkin korkeuden verran alaspäin muuttamalla sen *Offset*-arvoa. Analyysisauva on siirretty palkin alapintaan, koska pilarin pituus haluttiin pitää muuttumattomana. Pilareita mallinnettaessa analyysisauvan tulee olla pilarin keskellä eli kohtaan *Axis* tulee valita *Neutral axis*. Suoritettavan laskennan kannalta on tärkeää, että kaikki analyysisauvat kohtaavat, jollei näin ole, niiden siirto onnistuu *Move*-komennolla.

Kun mallissa käytetään ontelolaattoja, tulee ontelolaatan ja palkin välinen liitos tehdä *Rigid linkillä* (kuva 3.16). *Rigid link* on jäykkä sauva solmupisteiden välillä ja sen lisääminen tapahtuu *Analysis*-valikon kautta. *Rigid linkin* mallinnus on mahdollista tehdä myös automaattisesti muuttamalla analyysimallin asetusten *Snap distance* -arvoa.



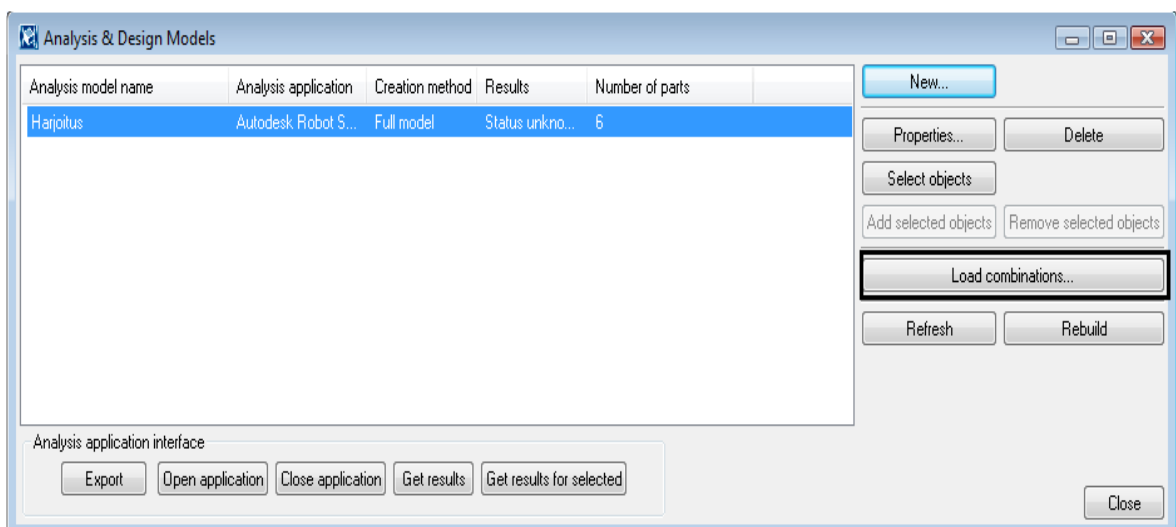
Kuva 3.16 Ontelolaattojen ja palkin väliin mallinnetut rigid linkit

Tekla Structures käyttää oletuksena pysyville kuormille murtorajatilassa kerrointa 1,35. Kertoimen voi muuttaa *Options*-valikosta. Siellä *Eurocode*-välilehdellä (kuva 3.17) tulee muuttaa *Self-weight* ja *Permanent load* arvoiksi 1,15 ja tallentaa muutokset.

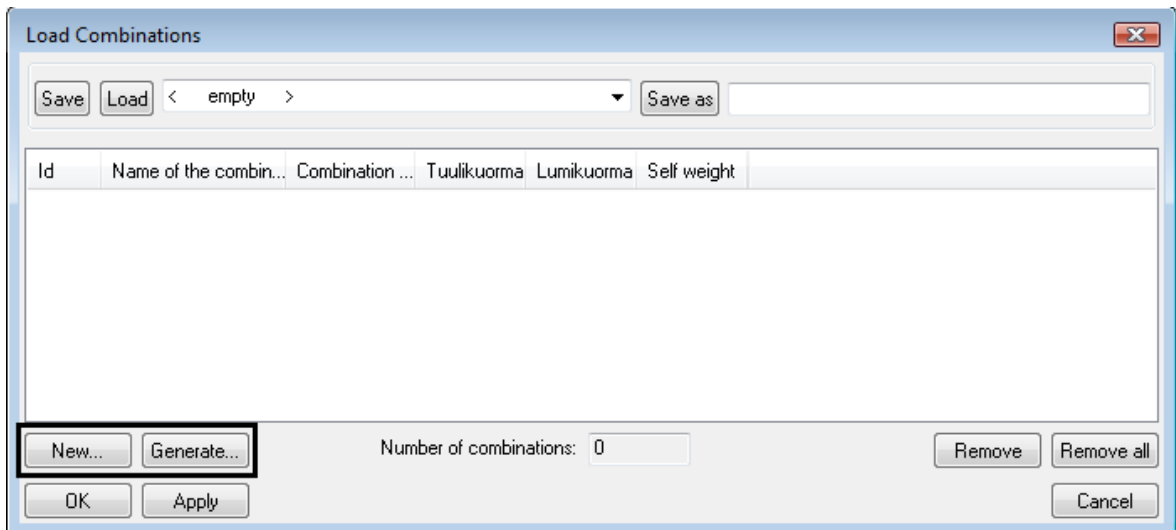


Kuva 3.17 Varmuuskertoimien muuttaminen

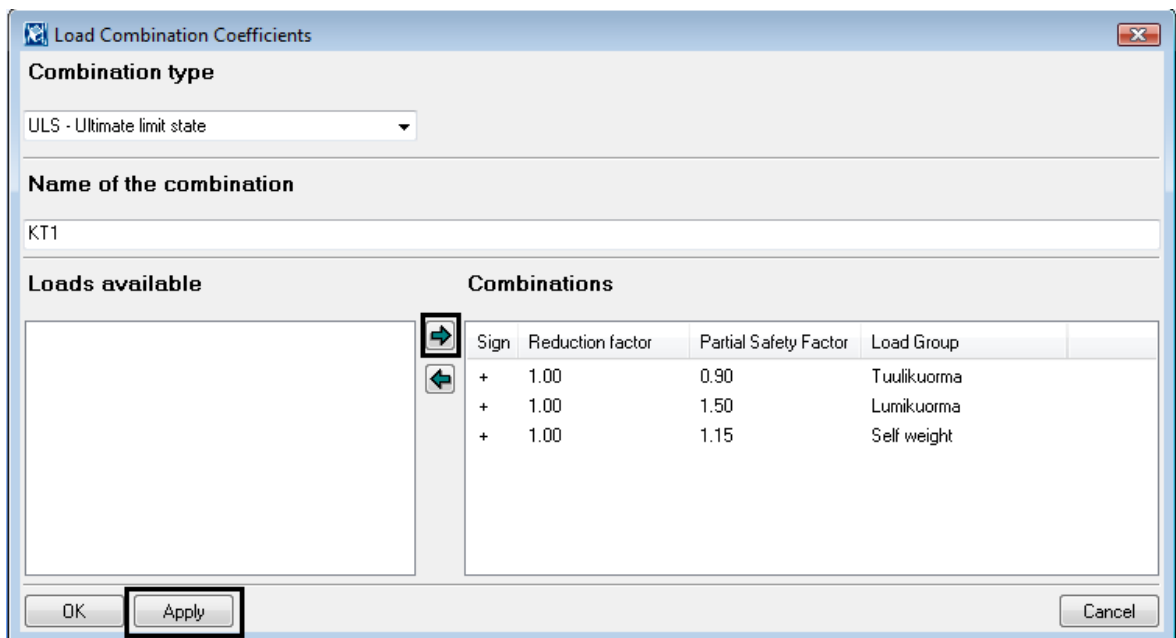
Analyysisauvojen muokkaamisen jälkeen määritetään kuormitusyhdistelmät (kuva 3.18). Kuormitusyhdistelmien teko tapahtuu valitsemalla halutut kuormitustapaukset, jotka ovat aikaisemmin tehty kuormaryhmiin. Kuormitusyhdistelmän voi määrittää itse valitsemalla *New*-painikkeen tai halutessaan voi käyttää automaattista kuormitusyhdistelmien määrittystä valitsemalla *Generate*.



Kuva 3.18 Kuormitusyhdistelmien määrittäminen



Kuva 3.19 Kuormitusyhdistelmien määrittäminen

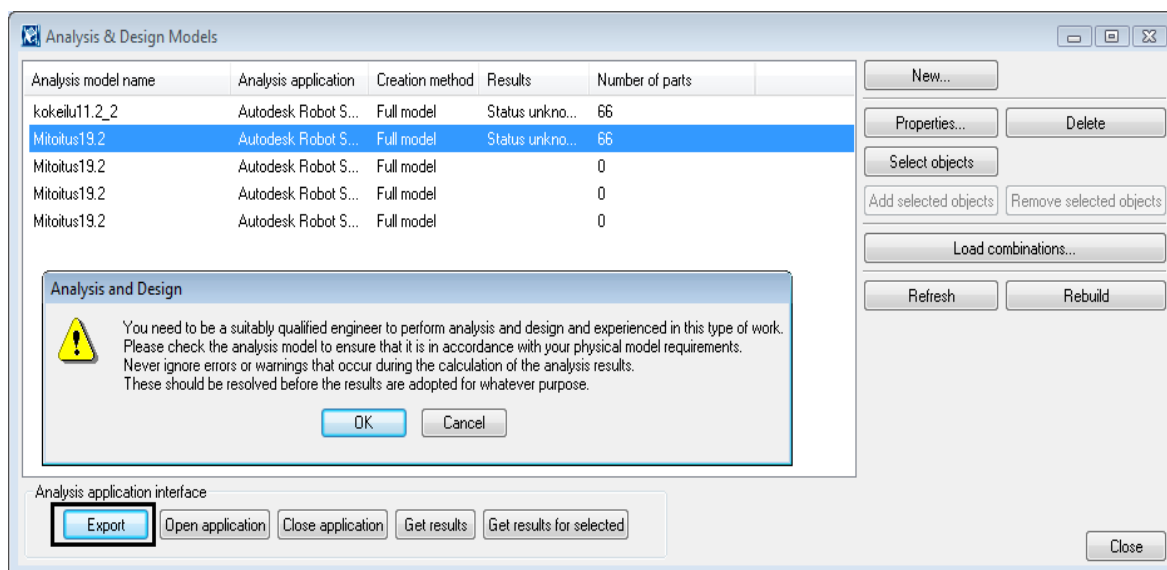


Kuva 3.20 Itse määritetty kuormitusyhdistelmä KT1

3.5 Laskennan suorittaminen

Kun kuormitusyhdistelmät on määritetty, voidaan aloittaa analyysimallin laskenta. Laskenta aloitetaan valitsemalla *Export*-toiminto *Analysis & design models* -ikkunasta. Laskennan aloittamisen jälkeen *Tekla* varmistaa vielä, että laskennan suorittaa ammattitaitoinen henkilö (kuva 3.21). Avautuva ikkuna sulkeutuu klikkaamalla OK-painiketta. Laskennan aikana *Tekla* saattaa ilmoittaa mahdollisista virheistä. On erittäin tärkeää lukea huolella *Teklan* antama virheilmoitus ja tehdä

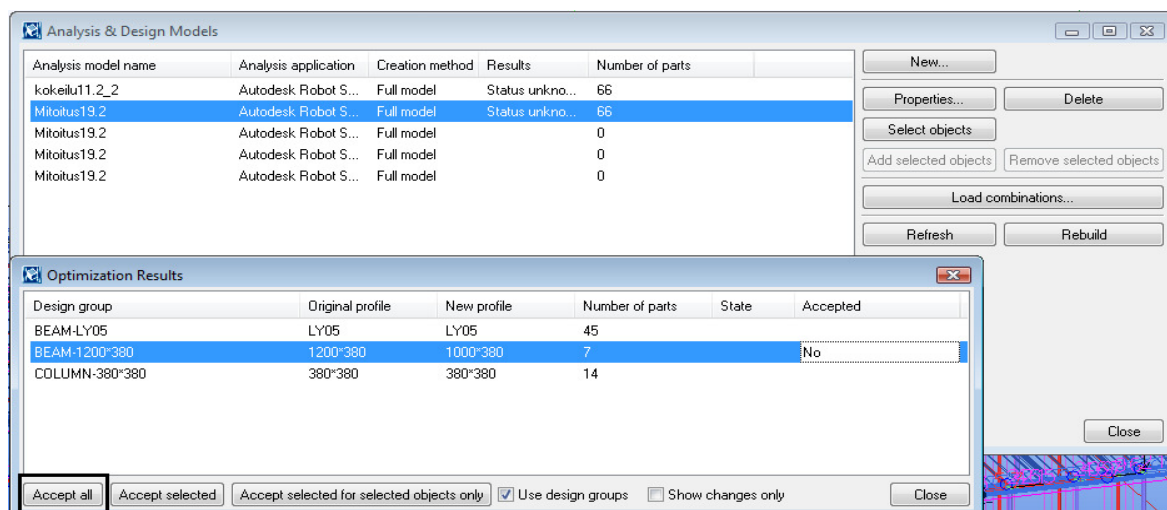
tarvittavat korjaukset malliin. Virheet johtuvat useimmiten vääristä tuennoista, analyysisauvojen kohtaamattomuudesta tai kuormitusten väärin mallintamisesta.



Kuva 3.21 Laskennan suorittaminen

3.6 Tulokset

Kun *Robot* on suorittanut laskennan, voidaan esimerkiksi muuttuneet poikkileikkaukset päivittää *Teklaan*. Tämä tapahtuu valitsemalla *Analysis & design models* -ikkunasta *Get results*. Tietoa siirrettäessä *Robot* ehdottaa työn tallentamista, johon tulee vastata *Kyllä*. Muuttuneet poikkileikkaukset voidaan päivittää *Teklaan* valitsemalla *Accept all* tai *Accept selected*, jos ei halua muuttaa kaikkia poikkileikkauksia (kuva 3.22).



Kuva 3.22 Poikkileikkausten päivittäminen

Teklaan on myös mahdollista siirtää sauvan maksimivoimasuureet, kuten leikkaus-, puristus- ja momenttivoima. Tämä tapahtuu valitsemalla *Teklan* mallista ne komponentit, joiden maksimivoimasuureet halutaan tietää, ja valitsemalla *Analysis & design models* ikkunasta *Get results for selected* tai vaihtoehtoisesti voi käyttää myös *Get results* -valintaa. Maksimivoimasuureet löytyvät komponentin asetuksista klikkaamalla *User defined attributes* ja valitsemalla avautuvasta ikkunasta *End conditions* -välilehti (kuva 3.23). Jos *Robotissa* laskettavia kuormitustapauksia on useita, siirtyvät *Teklaan* määräävän kuormitustapauksen voimasuureet.

Start:		End:	
Connection code	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
Moment connection symbol	<input checked="" type="checkbox"/> Yes	<input checked="" type="checkbox"/> Yes	
End reactions			
Shear, Vy (major)	<input checked="" type="checkbox"/> 41.5	<input checked="" type="checkbox"/> 0.5	
Moment, Mz (major)	<input checked="" type="checkbox"/> 104.99	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00	
Tension, Nt	<input checked="" type="checkbox"/> 0.0	<input checked="" type="checkbox"/> 0.0	
Compression, Nc	<input checked="" type="checkbox"/> 513.2	<input checked="" type="checkbox"/> 493.7	
Shear, Vz (minor)	<input checked="" type="checkbox"/> 0.0	<input checked="" type="checkbox"/> 0.0	
Moment, My (minor)	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00	
Torsion, Mx	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00	
Utility ratio	<input checked="" type="checkbox"/>		
Reinforcement area	<input checked="" type="checkbox"/>		

Kuva 3.23 Pilarin maksimivoimasuureet

Tällä hetkellä betonirakenteisen laskentamallin suunnitteluarvojen siirto *Teklan* ja *Robotin* välillä ei ole vielä mahdollista. Tämä tarkoittaa sitä, että *Robotissa* lasketuja teräsmäärä-arvoja ei voida siirtää *Teklaan*. Myöskään laattojen laskentatuloksia ei voida siirtää *Robotista Teklaan*. Sitä vastoin teräsrakenteiden suunnitteluarvojen siirto on mahdollista kyseisten ohjelmien välillä.

3.7 Havainnot ohjelmien käytöstä

Oikeiden laskentatulosten kannalta on tärkeää, että *Teklassa* luotu malli muodostaa oikeanlaisen geometrian, jossa tuennat, kuormat ja solmut on määritetty oikein. Esimerkiksi ontelolaattoja mallinnettaessa on oltava erityisen huolellinen ja varma siitä, että analyysisauvat ja *Rigid linkit* on määritetty oikein. Rakennemallia luodessa tulee kiinnittää huomiota myös siihen, että *Tekla* ei sisällytä kaikkia komponentteja analyysimalliin. Näitä komponentteja ovat muun muassa ne osat ja kuormat, jotka ovat filtteroitu eli eivät ole ”näkyvissä” ja komponenttien pultit ja teräkset. Lisäksi analyysimallia siirrettäessä ilmeni, että mallia ei kannata siirtää *Teklasta Robotiin* samalla nimellä useita kertoja, sillä muutoin analyysisauvojen siirrossa ja laskennassa voi tulla virheellisyyksiä. Tämä voidaan välttää päivittämällä malli jokaista siirtoa varten klikkaamalla *Model merging with analysis applications* -kohdan vieressä olevaa *Reset*-painiketta.

Teklassa mallinnettua konsolia (*Corbel connection*) ei ole mahdollista siirtää *Robotiin*, eikä vastaavasti *Robotista Teklaan*. Näin ollen käyttäjä joutuu itse mitoittamaan liitoksen *Robotista* saatavien voimasuureiden avulla. Sen sijaan HI-palkin siirto *Teklasta Robotiin* tehdään, kuten normaalin suorakaidepalkin. Anturan mallintamisessa tulee kiinnittää huomiota anturan luokan (*Class*) määrittämiseen. Luokkaa vaihtamalla käyttäjä voi määrittää, miten antura otetaan huomioon analyysimallissa. Oletuksena on, että sitä ei huomioida.

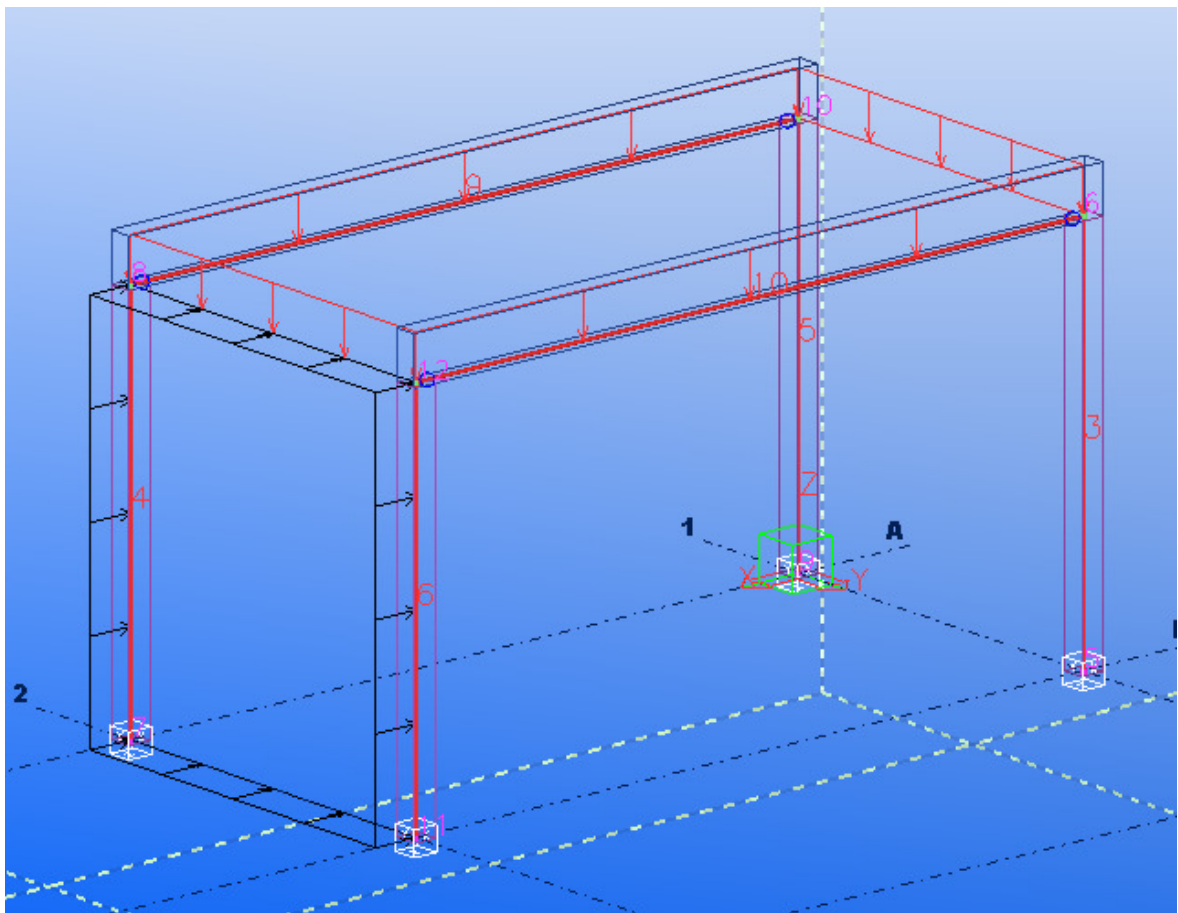
Myös *Robotin* asetusten määrittäminen on tehtävä oikein, sillä asetuksia on paljon ja niitä määritettäessä on omat haasteensa. *Robot* käyttää muun muassa mastopilarille nurjahduspituutta 2L, vaikka sen pitäisi olla 2,18L. *Robotissa* on mahdollista suorittaa myös palkin optimointi eli ohjelma määrittää automaattisesti edullisimman poikkileikkauksen halutulle kuormitusyhdistelmälle. Optimoinnin voi tehdä joko palkin leveyden tai korkeuden suhteen. Lisäksi *Robot* ottaa huomioon myös betonin halkeilun ja lisää tarvittaessa teräsmäärää. Halkeamaleveyden raja-arvoina se käyttää euronormin mukaisia arvoja, jotka määräytyvät rasitusluokan mukaan.

4 MITOITUSTUTKIMUS

Tässä insinööriyössä keskityttiin pilarin mitoitukseen, jota tutkittiin eri kuormitustapauksilla. Käsinlaskennassa laskettiin kehän voimasuureet ja suoritettiin pilarin mitoitus näille voimasuureille. Mitoitus tehtiin Eurocode 2:n mukaisesti. Käsinlaskennalla saatuja tuloksia verrattiin lisäksi Robotin laskemiin tuloksiin luotettavuuden varmistamiseksi. Työssä tutkittiin lisäksi myös hoikka pilari ($\lambda \geq 140$).

4.1 Yksinkertainen kehä

Voimasuureiden tutkiminen aloitetaan yksinkertaisella pilari-palkki-rakenteella (kuva 4.1). Pilareiksi valitaan 380*380 ja palkeiksi 780*380. Jännevälinä käytetään 12 m ja pilarin pituutena 6,5 m. Rakenteelle asetetaan lumikuormaa palkkien päälle ja tuulikuormaa kohdistumaan pilareihin. Lumi- ja tuulikuormana käytetään 2 kN/m². Betonin lujuudeksi valitaan lujuusluokka C30/37.



Kuva 4.1 Betonirakenteinen malli kuormituksineen

Mallin luomisen jälkeen kehärakenne on valmis siirrettäväksi *Robotiin*. Siirto tapahtuu työssä aiemmin esitettyjen ohjeiden mukaisesti. Kuormitusyhdistelmäksi *Teklassa* asetetaan KT1 (1,15*omapaino+1,5*lumikuorma+1,5*0,6*tuulikuorma). Pilarin alapäässä käytetään jäykkää tuentaa ja yläpäässä niveltä.

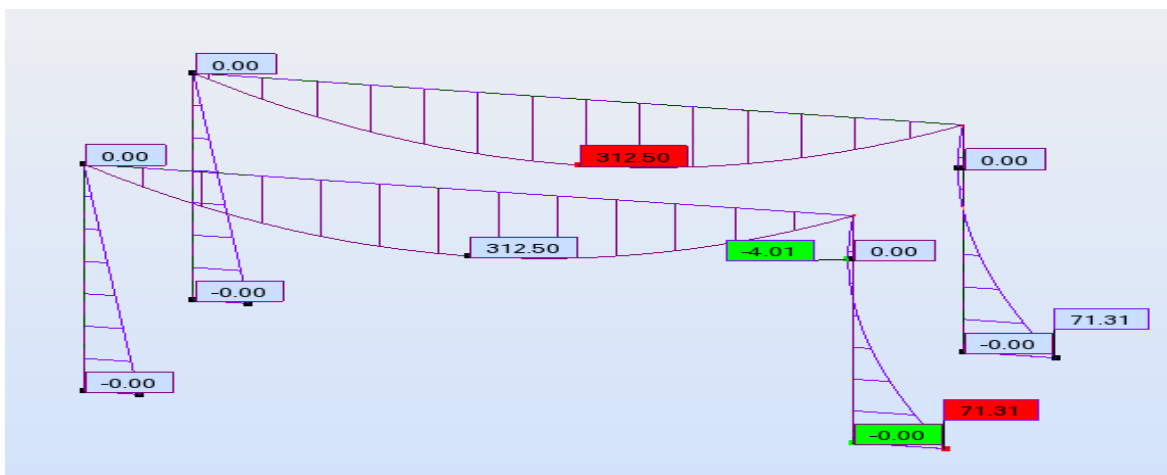
Seuraavassa ovat KT1 käsinlaskennalla (kts. liite 2) ja *Robotilla* saadut voimasuureet:

Momentti $M_{\max} = 315,2 \text{ kNm}$

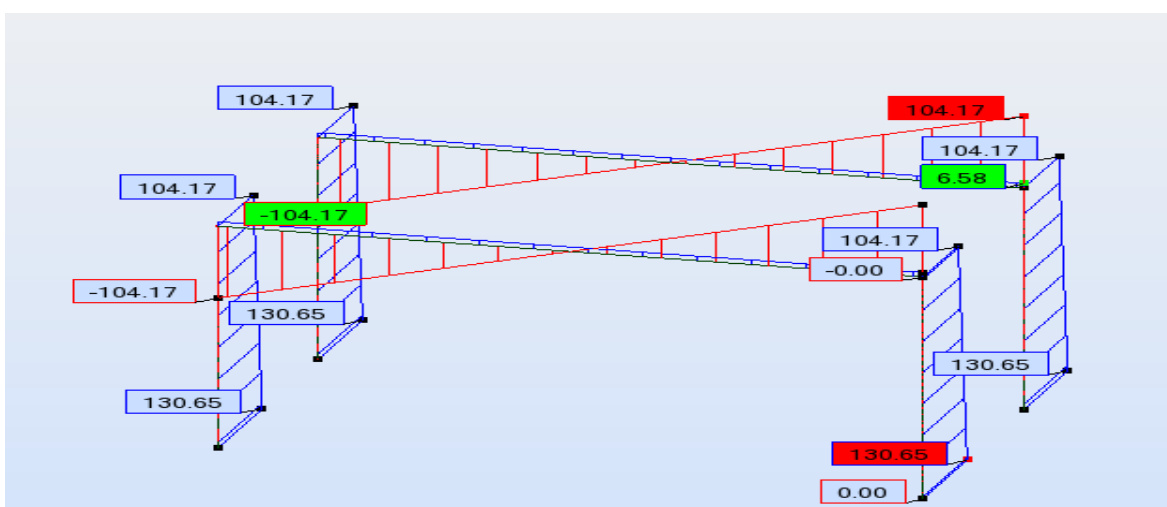
Leikkausvoima $Q_{\max} = 105,1 \text{ kN}$

Normaalivoima pilari alapäässä $N_x = 132,1 \text{ kN}$

Momentti pilarin juuressa $M_y = 71,30 \text{ kNm}$



Kuva 4.2 Robotilla saadut momenttipinnat (KT1)

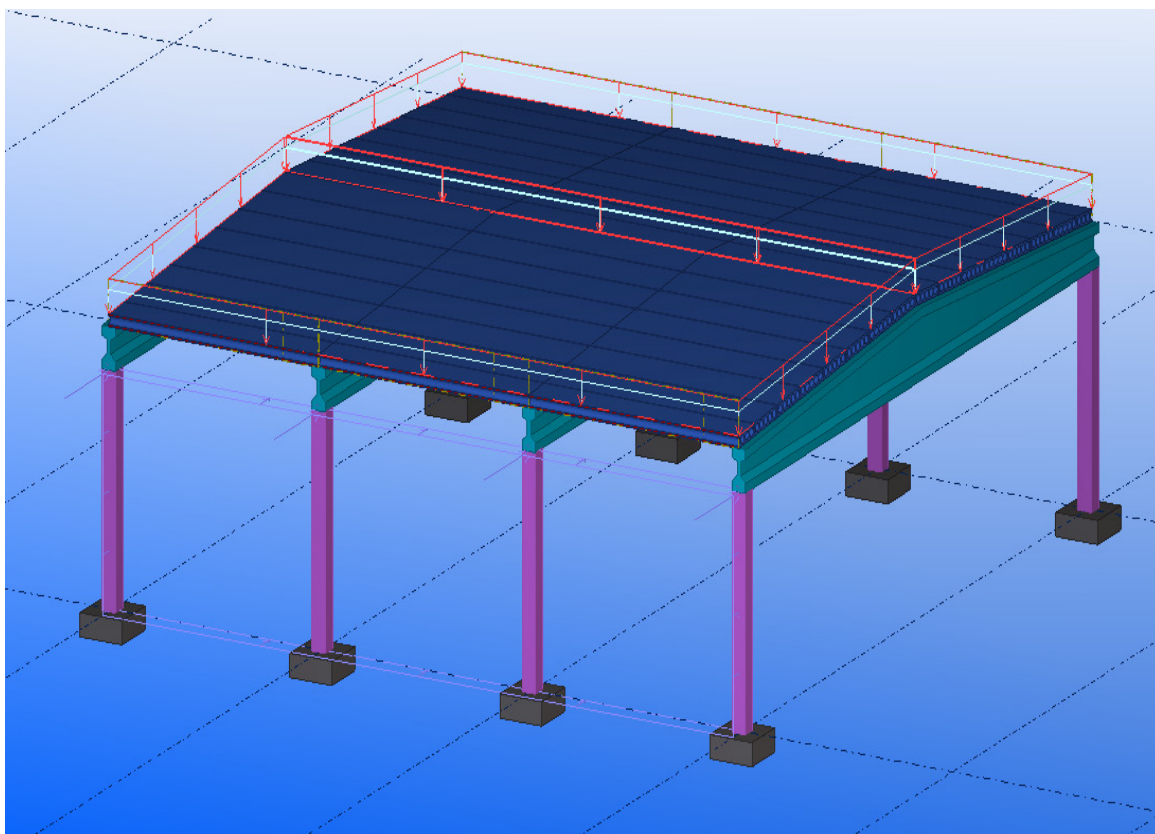


Kuva 4.3 Robotilla saadut leikkaus- ja normaalivoimapinnat (KT1)

4.2 Mitoitus eurokoodilla

4.2.1 Lähtötiedot

Lähtötietoina tässä työssä käytetään TIRTA-hankkeen virtuaalihallin rakennemallia (kuva 4.4). Rakennemallissa kehäjako on 6 m, jänneväli 18 m ja pilareiden korkeus 5 m. Ontelolaattojen päälle on mallinnettu lumi- ja yläpohjan kuormaa. Kuormat on mallinnettu harjan molemmille sivuille omina aluekuorminaan (*Area load*). Kattokaltevuus on loiva ($< 5^\circ$), joten lumi- ja yläpohjan kuorma käsitellään kuten tasakaton kuormat.

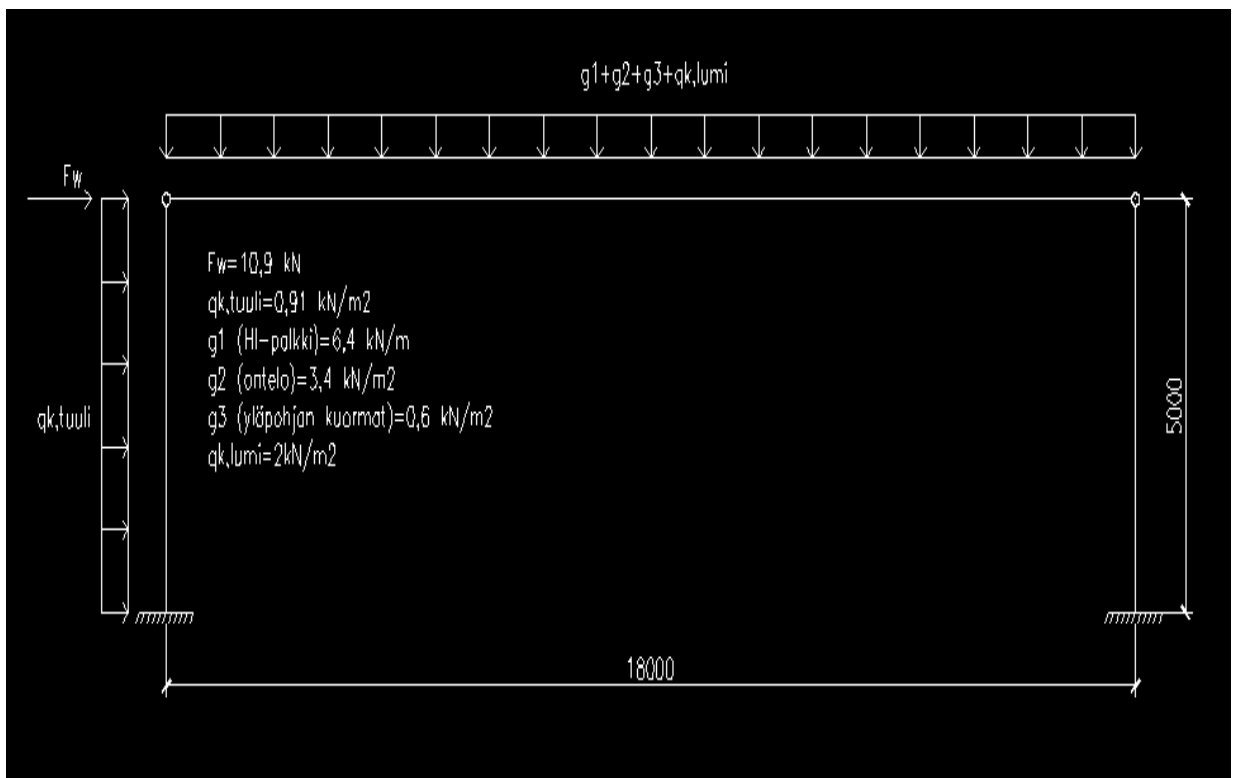


Kuva 4.4 Betonirakenteinen rakennemalli (TIRTA)

4.2.2 Pilarin mitoitus

Pilarin mitoituksessa käytetään rakennemallina TIRTA-hallia (kuva 4.5). Jänneväli on 18 m ja kehäjako 6 m. Palkit ovat poikkileikkaukseltaan jännitetyjä HI-palkkeja ja pilarit 380*380. Palkkeja kuormittavat lumikuorma, yläpohjan kuormat ja ontelo-

laatat. Pilareita kuormittamaan mallinnettiin tuulikuormaa. Pilarin mitoitus suoritetaan sekä *Robotilla* että käsinlaskennalla tulosten luotettavuuden tarkistamiseksi.



Kuva 4.5 Laskennassa käytettävä rakennemalli

Laskennan lähtötiedot:

- betoniluokka C30/37
- ympäristöluokka XC1
- $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- teräs A500HW
- $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$
- RH 50 %
- N-sementti

Seuraavassa ovat käsinlaskennalla (kts. liite 3) ja *Robotilla* saadut palkin ja pilarin voimasuureet:

KT1 (1,15*omapaino+1,5*lumikuorma+1,5*0,6*tuulikuorma)		
	Käsinlaskenta	Robot
Momentti M_{max}	2144,88 kNm	2117,10 kNm
Leikkausvoima Q_{max}	476,64 kN	493,70 kN
Momentti M_y	62,96 kNm	62,99 kNm
Normaalivoima N_x	497,40 kN	513,24 kN

KT2 (1,15*omapaino+1,5*0,7*lumikuorma+1,5*tuulikuorma)		
	Käsinlaskenta	Robot
Momentti M_{max}	1926,18 kNm	1900,60 kNm
Leikkausvoima Q_{max}	428,04 kN	1900,60 kN
Momentti M_y	104,93 kNm	104,99 kNm
Normaalivoima N_x	448,80 kN	463,70 kN

KT3 (0,9*omapaino+1,5*tuulikuorma)		
	Käsinlaskenta	Robot
Momentti M_{max}	1108,08 kNm	1092,00 kNm
Leikkausvoima Q_{max}	246,24 kN	257,1 kN
Momentti M_y	104,93 kNm	104,99 kNm
Normaalivoima N_x	262,49	272,4 kN

Betonipeitteen laskeminen:

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo vaatimus $c_{min,dur}$ (mm)								
Kriteeri	Rasitusluokka taulukon 4.1 mukaan							
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2,3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	40	45	50
100 vuoden suunniteltu käyttöikä			+5	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuusluokka \geq	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C40/50 -5	C35/45 -5	C45/55 -5
RakMK B4 1-rakenneluokka	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

Kuva 4.6 Betonipeitteen vähimmäisarvo vaatimus [11]

Betonipeite c_{nom} lasketaan kaavasta

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.2.2(1))$$

missä

Δc_{dev} betonipeitteen vähimmäisarvoon suunnittelussa huomioon otettava mittapoikkeama. Yleensä 10 mm.

Betonipeitteen vähimmäisarvolle c_{min} tulee käyttää suurempaa arvoista, jotka täyttävät sekä tartuntaa että ympäristöolosuhteita koskevat vaatimukset.

$$c_{min} = maks\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{ mm}\} \quad (4.2.2(2))$$

missä

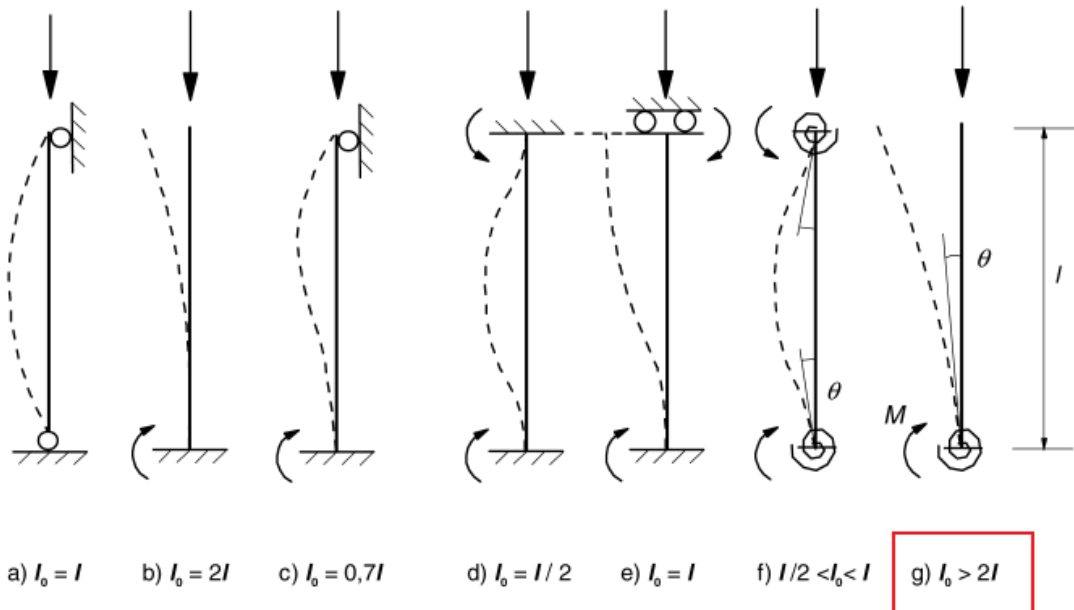
$c_{min,b}$	tartuntavaatimuksesta johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
$c_{min,dur}$	ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
$\Delta c_{dur,\gamma}$	lisävarmuustermi
$\Delta c_{dur,st}$	betonipeitteen vähimmäisarvon pienennys ruostumattoman teräksen käytön takia
$\Delta c_{dur,add}$	betonipeitteen vähimmäisarvon pienennys lisäsuojauksen takia

Pääteräksiksi arvioidaan T20, jolloin betonipeitteeksi saadaan

$$c_{nom} = 20\text{mm} + 10\text{mm} = 30\text{mm}$$

Nurjahduspituus:

Pilarin alustava koko on 380*380 ja pituus 5 m. Pilari mitoitetaan maastopilarina.



Kuva 4.7 Erillisten sauvojen nurjahdusmuotoja ja vastaavia nurjahduspituuksia [11]

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (4.2.2(3))$$

missä

k_1, k_2 ovat päiden 1 ja 2 kiertymäjoustavuuksien suhteelliset arvot:

$$k = (\theta / M) \cdot (EI / l)$$

θ on kiinnitysmomenttia M vastaava kiertymistä vastustavien sauvojen kiertymä

EI on puristussauvan taivutusjäykkyys

l on puristussauvan vapaa korkeus kiinnityskohtien välillä

Koska täysin jäykkä kiinnitys on harvinainen käytännössä, suositellaan kiertymäjoustavuuksien k_1 ja k_2 vähimmäisarvoa 0,1.

Tällöin nurjahduspituudeksi saadaan

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{0,1 \cdot 0,1}{0,1 + 0,1}}; \left(1 + \frac{0,1}{1 + 0,1}\right) \cdot \left(1 + \frac{0,1}{1 + 0,1}\right) \right\}$$

$$l_0 = l \cdot \max\{1,22;2,18\}$$

$$l_0 = 5000\text{mm} \cdot 2,18 = 10900\text{mm}$$

Hoikkuuden λ ja hoikkuuden raja-arvon λ_{lim} (kts. 4) laskenta:

$$\text{hoikkuus } \lambda = \frac{l_0}{i} \quad (4.2.2(4))$$

missä

l_0 on nurjahduspituus

i on halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen jäyhyyssäde

Tässä tapauksessa hoikkuudeksi saadaan

$$\lambda = \frac{10900\text{mm}}{109,82\text{mm}} = 99,25 \text{ (Robot 99,37)}$$

$$l_0 = 10000\text{mm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \approx 0,289 \cdot h \quad (4.2.2(5))$$

$$i = 0,289 \cdot 380\text{mm} = 109,82\text{mm}$$

$$\text{hoikkuuden raja-arvo } \lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} \quad (4.2.2(6))$$

missä

$A = 1/(1 + 0,2\varphi_{ef})$ (jos virumisastetta φ_{ef} ei tunneta, voidaan käyttää arvoa $A = 0,7$)

φ_{ef} virumisaste

$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$ (jos mekaanista raudoitussuhdetta ω ei tunneta, voidaan käyttää arvoa $B = 1,1$)

$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$; mekaaninen raudoitussuhde

A_s pääraudoituksen kokonaisala

$C = 1,7 - r_m$ (jos päätemomenttien suhdetta r_m ei tunneta, voidaan käyttää arvoa $C = 1,7$)

$r_m = M_{01} / M_{02}$ on päätemomenttien suhde

$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ on suhteellinen normaalivoima

Sijoittamalla arvot kaavoihin, saadaan hoikkuuden raja-arvoksi

KT1:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,936 \cdot 1,202 \cdot 0,7}{\sqrt{0,203}} = 34,96 \text{ (Robot 37,01)}$$

KT2:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,964 \cdot 1,202 \cdot 0,7}{\sqrt{0,183}} = 37,92 \text{ (Robot 42,71)}$$

KT3:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,979 \cdot 1,202 \cdot 0,7}{\sqrt{0,107}} = 50,36 \text{ (Robot 53,13)}$$

Pilari on hoikka, koska $\lambda_{lim} \leq \lambda$. Tällöin toisen kertaluvun vaikutukset ovat otettava huomioon.

1.kertaluvun epäkeskisyys:

$$e_{0,Ed} = e_{0,kuorma} + e_i \geq \max \begin{cases} h/30 \\ 20mm \end{cases} \quad (4.2.2(7))$$

missä

$e_{0,kuorma}$ ulkoisen kuorman aiheuttaman momentin epäkeskisyys

e_i mittapoikkeaman aiheuttama epäkeskisyys

$$e_{0,kuorma} = \frac{M_{Ed,tuuli}}{N_{Ed}} \quad (4.2.2(8))$$

missä

$M_{Ed,tuuli}$ ulkoisesta kuormituksesta (=tuuli) aiheutuva taivutusmomentin lineaarinen mitoitusarvo

N_{Ed} normaalivoiman mitoitusarvo

Sijoittamalla arvot kaavaan, ulkoisen kuorman aiheuttamaksi epäkeskisyydeksi saadaan

KT1:

$$e_{0,kuorma} = \frac{62,96kNm}{497,40kN} \cdot 1000 = 126,58mm \quad (\text{Robot } 122,74 \text{ mm})$$

KT2:

$$e_{0,kuorma} = \frac{104,93kNm}{448,80kN} \cdot 1000 = 233,81mm \quad (\text{Robot } 226,43 \text{ mm})$$

KT3:

$$e_{0,kuorma} = \frac{104,93kNm}{262,49kN} \cdot 1000 = 399,77mm \quad (\text{Robot } 385,70 \text{ mm})$$

$$\text{mittapoikkeama } e_i = \frac{\theta_i \cdot l_o}{2} \quad (4.2.2(9))$$

missä

l_o on nurjahduspituus

θ_i on vinous, jolle käytetään lauseketta:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (4.2.2(10))$$

missä

θ_0 on perusarvo = 1/200

α_h pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

α_m on rakennusosien määrään perustuva pienennyskerroin:

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

l pituus tai korkeus

m on kokonaisvaikutuksen aiheuttava pystyrakennneosien määrä

Tässä tapauksessa mittapoikkeamaksi saadaan

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha$$

$$\theta_i = 0,005 \cdot 0,894 \cdot 0,866 = 0,00387$$

$$\theta_0 = 0,005$$

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

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{5}} = 0,894$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/2)} = 0,866$$

$$e_i = \frac{0,00387 \cdot 10900\text{mm}}{2} = 21,09\text{mm} \text{ (Robot 21,11 mm)}$$

Tässä tapauksessa 1.kertaluvun epäkeskisyydeksi saadaan

KT1:

$$e_{0,Ed} = 126,58\text{mm} + 21,09\text{mm} = 147,67\text{mm}$$

KT2:

$$e_{0,Ed} = 233,81\text{mm} + 21,09\text{mm} = 254,90\text{mm}$$

KT3:

$$e_{0,Ed} = 399,77\text{mm} + 21,09\text{mm} = 420,86\text{mm}$$

2. kertaluvun lisäepäkeskisyyden e_2 laskenta:

$$e_2 = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{f_{sd} / E_s}{4,5 \cdot d} \cdot l_0^2 \quad (4.2.2(11))$$

missä

K_r on korjauskertoimen, joka riippuu normaalivoimasta ja sille käytetään lauseketta:

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1 \quad (4.2.2(12))$$

$$n_u = 1 + \omega \quad (4.2.2(13))$$

missä

ω on mekaaninen raudoitussuhde

$$n_u = 1 + \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (4.2.2(14))$$

$$n_u = 1 + \frac{1256,637 \text{ mm}^2 \cdot 435 \text{ N/mm}^2}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 17 \text{ N/mm}^2}$$

$$n_u = 1,223$$

$$n_{bal} = 0,4$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (4.2.2(15))$$

KT1:

$$n = \frac{497,40 \cdot 10^3 \text{ N}}{(380 \cdot 380) \text{ mm}^2 \cdot 17 \text{ N/mm}^2} = 0,203$$

KT2:

$$n = \frac{448,80 \cdot 10^3 \text{ N}}{(380 \cdot 380) \text{ mm}^2 \cdot 17 \text{ N/mm}^2} = 0,183$$

KT3:

$$n = \frac{262,49 \cdot 10^3 \text{ N}}{(380 \cdot 380) \text{ mm}^2 \cdot 17 \text{ N/mm}^2} = 0,107$$

Tällöin K_r on

KT1:

$$K_r = \frac{(1,223 - 0,203)}{(1,223 - 0,4)} = 1,240 \leq 1, \text{ valitaan } 1$$

KT2:

$$K_r = \frac{(1,223 - 0,183)}{(1,223 - 0,4)} = 1,264 \leq 1, \text{ valitaan } 1$$

KT3:

$$K_r = \frac{(1,223 - 0,107)}{(1,223 - 0,4)} = 1,356 \leq 1, \text{ valitaan } 1$$

K_φ on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon viruminen ja sille käytetään lauseketta:

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \quad (4.2.2(16))$$

missä

φ_{ef} on virumisaste

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad (4.2.2(17))$$

Sijoittamalla arvot kaavaan, saadaan

$$\beta = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{99,25}{150} = -0,162$$

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{e_i \cdot N_{Ed}}{M_{0Ed}} \quad (4.2.2(18))$$

KT1:

$$\varphi_{ef} = 2,05 \cdot \frac{10,49kNm}{62,96kNm} = 0,342$$

KT2:

$$\varphi_{ef} = 2,05 \cdot \frac{9,47kNm}{104,93kNm} = 0,185$$

KT3:

$$\varphi_{ef} = 2,05 \cdot \frac{5,54kNm}{104,93kNm} = 0,108$$

Tällöin K_φ on

KT1:

$$K_\varphi = 1 - 0,162 \cdot 0,342 = 0,945 \leq 1, \text{ valitaan } 1$$

KT2:

$$K_\varphi = 1 - 0,162 \cdot 0,185 = 0,970 \leq 1, \text{ valitaan } 1$$

KT3:

$$K_\varphi = 1 - 0,162 \cdot 0,108 = 0,983 \leq 1, \text{ valitaan } 1$$

Tehollisen korkeuden d ja betoniteräksen kimmokertoimen E_s määrittäminen

$$d = h - c_{nom} - haat\phi - \frac{pääteräks\phi}{2} \quad (4.2.2(19))$$

$$d = 380mm - 30mm - 6mm - 10mm = 334mm$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 N/mm^2$$

Tässä tapauksessa lisäepäkeskisyydeksi saadaan

$$e_2 = 1 \cdot 1 \cdot \frac{435 N/mm^2 / 2 \cdot 10^5 N/mm^2}{4,5 \cdot 334} \cdot (10900mm)^2 = 171,93mm \text{ (Robot } 171,84 \text{ mm)}$$

Mitoittava momentti:

Mitoittava momentti saadaan laskemalla yhteen 1.kertaluvun ja 2.kertaluvun momentit.

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (4.2.2(20))$$

1.kertaluvun momentti lasketaan seuraavasti

$$M_{0Ed} = N_{ed} \cdot e_{0,Ed} \quad (4.2.2(21))$$

KT1:

$$M_{0Ed} = 497,40kN \cdot 0,14767m = 73,45kNm \text{ (Robot 73,82 kNm)}$$

KT2:

$$M_{0Ed} = 448,80kN \cdot 0,25490m = 114,40kNm \text{ (Robot 114,77 kNm)}$$

KT3:

$$M_{0Ed} = 262,49kN \cdot 0,42086m = 110,47kNm \text{ (Robot 110,74kNm)}$$

2.kertaluvun momentti lasketaan seuraavasti

$$M_2 = N_{ed} \cdot e_2 \quad (4.2.2(22))$$

KT1:

$$M_2 = 497,40kN \cdot 0,17193m = 85,52kNm \text{ (Robot 88,20 kNm)}$$

KT2:

$$M_2 = 448,80kN \cdot 0,17193m = 77,16kNm \text{ (Robot 79,68 kNm)}$$

KT3:

$$M_2 = 262,49kN \cdot 0,17193m = 45,13kNm \text{ (Robot 46,80 kNm)}$$

Mitoittava momentti on siis

KT1:

$$M_{Ed} = 73,45kNm + 85,52kNm = 158,97kNm \text{ (Robot 162,02 kNm)}$$

KT2:

$$M_{Ed} = 114,40kNm + 77,16kNm = 191,56kNm \quad (\text{Robot } 194,45 \text{ kNm})$$

KT3:

$$M_{Ed} = 110,47kNm + 45,13kNm = 155,60kNm \quad (\text{Robot } 157,54 \text{ kNm})$$

Suhteellisen normaalivoiman ja momentin laskenta:

KT1:

$$v = \frac{N_{ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{497,40 \cdot 10^3 N}{380mm \cdot 380mm \cdot 17N/mm^2} = 0,203 \quad (4.2.2(23))$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{158,97 \cdot 10^6 Nmm}{380mm \cdot (380mm)^2 \cdot 17N/mm^2} = 0,170 \quad (4.2.2(24))$$

KT2:

$$v = \frac{N_{ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{448,80 \cdot 10^3 N}{380mm \cdot 380mm \cdot 17N/mm^2} = 0,183$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{191,56 \cdot 10^6 Nmm}{380mm \cdot (380mm)^2 \cdot 17N/mm^2} = 0,205$$

KT3:

$$v = \frac{N_{ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{262,49 \cdot 10^3 N}{380mm \cdot 380mm \cdot 17N/mm^2} = 0,107$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{155,60 \cdot 10^6 Nmm}{380mm \cdot (380mm)^2 \cdot 17N/mm^2} = 0,167$$

Suhteellisen normaalivoiman ja momentin avulla voidaan määrittää yhteisvaikutusdiagrammista mekaaninen raudoitussuhde ω (kts. liite 5). Tässä tapauksessa KT1 $\omega = 0,26$, KT2 $\omega = 0,38$ ja KT3 $\omega = 0,34$. Yhteisvaikutusdiagrammista saata-va teräsmäärä on koko pilarin teräsmäärä

Geometrisen raudoitussuhteen ja vaadittavan teräsmäärän laskenta:

KT1:

$$\rho = \omega \cdot (f_{cd} / f_{yd}) = 0,26 \cdot (17 \text{ N/mm}^2 / 435 \text{ N/mm}^2) = 0,0102 \quad (4.2.2(25))$$

$$A_s = \rho \cdot A_c = 0,0102 \cdot 380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} = 1472,9 \text{ mm}^2 \quad (4.2.2(26))$$

$$A_s / 2 = 1472,9 \text{ mm}^2 / 2 = 736,5 \text{ mm}^2 \text{ (Robot 753,7 mm}^2\text{)}$$

KT2:

$$\rho = \omega \cdot (f_{cd} / f_{yd}) = 0,38 \cdot (17 \text{ N/mm}^2 / 435 \text{ N/mm}^2) = 0,0149$$

$$A_s = \rho \cdot A_c = 0,0149 \cdot 380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} = 2151,6 \text{ mm}^2$$

$$A_s / 2 = 2151,6 \text{ mm}^2 / 2 = 1075,8 \text{ mm}^2 \text{ (Robot 1066,7 mm}^2\text{)}$$

KT3:

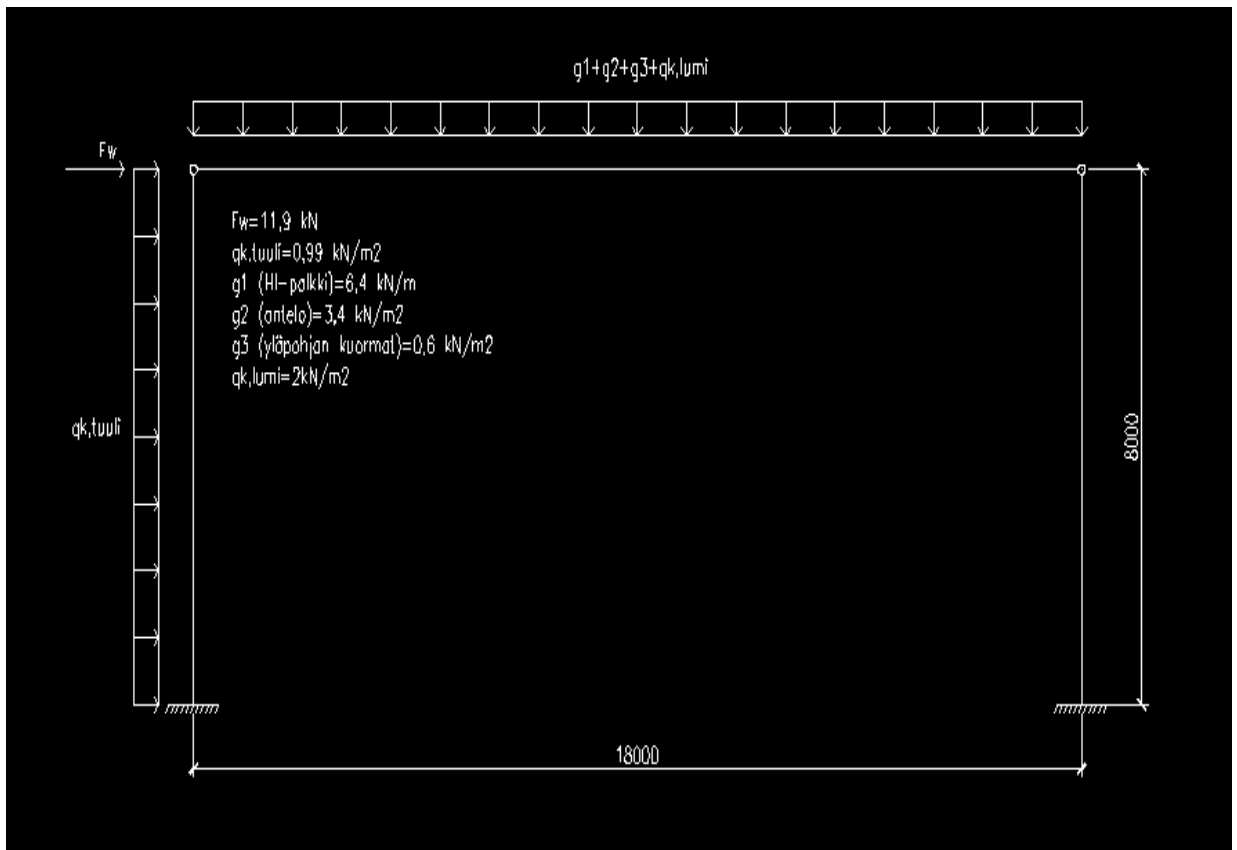
$$\rho = \omega \cdot (f_{cd} / f_{yd}) = 0,34 \cdot (17 \text{ N/mm}^2 / 435 \text{ N/mm}^2) = 0,0133$$

$$A_s = \rho \cdot A_c = 0,0133 \cdot 380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} = 1918,7 \text{ mm}^2$$

$$A_s / 2 = 1918,7 \text{ mm}^2 / 2 = 959,4 \text{ mm}^2 \text{ (Robot 938,4 mm}^2\text{)}$$

4.3 Hoikan pilarin tutkimus

Tässä insinööriyössä haluttiin tutkia lisäksi myös hoikan pilarin ($\lambda \geq 140$) mitoitus. Hoikan pilarin mitoituksessa käytetään kuormitustapauksena KT2:ta. Rakennemalli on sama, kun aiemminkin, mutta pilarin mittana käytetään 8 m. Muuten lähtötiedot ovat samat. Pääteräksinä käytetään 25 mm tankoja, joten tässä tapauksessa betonipeite $c_{nom} = 35 \text{ mm}$.



Kuva 4.8 Hoikan pilarin mitoituksessa käytettävä rakennemalli

Seuraavassa ovat käsinlaskennalla (kts. liite 6) ja *Robotilla* saadut palkin ja pilarin voimasuureet:

KT2 (1,15*omapaino+1,5*0,7*lumikuorma+1,5*tuulikuorma)		
	Käsinlaskenta	Robot
Momentti M_{\max}	1926,18 kNm	1900,24 kNm
Leikkausvoima Q_{\max}	428,04 kN	444,76 kN
Momentti M_y	249,48 kNm	249,67 kNm
Normaalivoima N_x	461,25 kN	473,03 kN

Nurjahduspituus:

Pilarin koko on 380*380 ja pituus 8 m. Pilari mitoitetaan mastopilarina, jolloin nurjahduspituus on 2,18L.

$$l_0 = 2,18 \cdot l$$

$$(4.3(1))$$

$$l_0 = 2,18 \cdot 8000\text{mm} = 17440\text{mm}$$

Hoikkuuden λ ja hoikkuuden raja-arvon λ_{lim} (kts. liite 7) laskenta:

Tässä tapauksessa hoikkuudeksi saadaan

$$\text{hoikkuus } \lambda = \frac{l_0}{i} \quad (4.3(2))$$

$$\lambda = \frac{17440\text{mm}}{109,82\text{mm}} = 158,80 \text{ (Robot 158,98)}$$

$$l_0 = 17440\text{mm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \approx 0,289 \cdot h \quad (4.3(3))$$

$$i = 0,289 \cdot 380\text{mm} = 109,82\text{mm}$$

Sijoittamalla arvot kaavoihin, saadaan hoikkuuden raja-arvoksi

$$\text{hoikkuuden raja-arvo } \lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} \quad (4.3(4))$$

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \cdot 0,980 \cdot 1,945 \cdot 0,7}{\sqrt{0,188}} = 61,55 \text{ (Robot 66,15)}$$

Pilari on hoikka, koska $\lambda_{\text{lim}} \leq \lambda$. Tällöin toisen kertaluvun vaikutukset ovat otettava huomioon.

1.kertaluvun epäkeskisyyys:

$$e_{0,Ed} = e_{0,kuorma} + e_i \geq \max \begin{cases} h/30 \\ 20\text{mm} \end{cases} \quad (4.3(5))$$

Sijoittamalla arvot kaavaan, ulkoisen kuorman aiheuttamaksi epäkeskisyydeksi saadaan

$$e_{0,kuorma} = \frac{M_{Ed,tuuli}}{N_{Ed}} \quad (4.3(6))$$

$$e_{0,kuorma} = \frac{249,48kNm}{461,25kN} \cdot 1000 = 540,88mm \text{ (Robot 527,81 mm)}$$

Tässä tapauksessa mittapoikkeamaksi saadaan

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_o}{2} \quad (4.3(7))$$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (4.3(8))$$

$$\theta_i = 0,005 \cdot 0,707 \cdot 0,866 = 0,00306$$

$$\theta_0 = 0,005$$

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

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{8}} = 0,707$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/2)} = 0,866$$

$$e_i = \frac{0,00306 \cdot 17440mm}{2} = 26,68mm \text{ (Robot 26,68mm)}$$

Tällöin 1.kertaluvun epäkeskisyydeksi saadaan

$$e = 540,88mm + 26,68mm = 567,56mm$$

2.kertaluvun lisäepäkeskisyyden e_2 laskenta:

$$e_2 = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{f_{sd} / E_s}{4,5 \cdot d} \cdot l_0^2 \quad (4.3(9))$$

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1 \quad (4.3(10))$$

missä

$$n_u = 1 + \omega \quad (4.3(11))$$

$$n_u = 1 + \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (4.3(12))$$

Sijoittamalla arvot lausekkeeseen, korjauskertoimeksi saadaan

$$n_u = 1 + \frac{7853,98 \text{ mm}^2 \cdot 435 \text{ N/mm}^2}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 17 \text{ N/mm}^2}$$

$$n_u = 2,392$$

$$n_{bal} = 0,4$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (4.3(13))$$

$$n = \frac{461,25,10 \cdot 10^3 \text{ kN}}{(380 \cdot 380) \text{ mm}^2 \cdot 17 \text{ N/mm}^2} = 0,188$$

Tällöin K_r on

$$K_r = \frac{(2,392 - 0,188)}{(2,392 - 0,4)} = 1,11 \leq 1, \text{ valitaan } 1$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \quad (4.3(14))$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad (4.3(15))$$

Sijoittamalla arvot kaavaan, saadaan

$$\beta = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{158,80}{150} = -0,559$$

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{e_i \cdot N_{Ed}}{M_{0Ed}} \quad (4.3(16))$$

$$\varphi_{ef} = 2,05 \cdot \frac{12,31 \text{ kNm}}{249,48 \text{ kNm}} = 0,101$$

Tällöin K_φ on

$$K_\varphi = 1 - 0,559 \cdot 0,101 = 0,944 \leq 1, \text{ valitaan } 1$$

Tehollisen korkeuden d ja betoniteräksen kimmokertoimen E_s määrittäminen

$$d = h - c_{nom} - haat\phi - \frac{pääteräset\phi}{2} \quad (4.3(17))$$

$$d = 380mm - 35mm - 8mm - 12,5mm = 324,5mm$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 N/mm^2$$

Tässä tapauksessa lisäepäkeskisyydeksi saadaan

$$e_2 = 1 \cdot 1 \cdot \frac{435 N/mm^2 / 2 \cdot 10^5 N/mm^2}{4,5 \cdot 324,5} \cdot (17440mm)^2 = 453,03mm \text{ (Robot 458,73 mm)}$$

Mitoittava momentti:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (4.3(18))$$

$$M_{0Ed} = N_{ed} \cdot e_{0,Ed} \quad (4.3(19))$$

$$M_{0Ed} = 461,25kN \cdot 0,56756m = 261,79kNm \text{ (Robot 262,30 kNm)}$$

$$M_2 = N_{ed} \cdot e_2 \quad (4.3(20))$$

$$M_2 = 461,25kN \cdot 0,45303m = 208,96kNm \text{ (Robot 216,99 kNm)}$$

Mitoittava momentti on siis

$$M_{Ed} = 261,79kNm + 208,96kNm = 470,75kNm \text{ (Robot 479,29 kNm)}$$

Suhteellisen normaalivoiman ja momentin laskenta:

$$\nu = \frac{N_{ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{461,25 \cdot 10^3 N}{380mm \cdot 380mm \cdot 17 N/mm^2} = 0,188 \quad (4.3(21))$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{470,75 \cdot 10^6 Nmm}{380mm \cdot (380mm)^2 \cdot 17 N/mm^2} = 0,505 \quad (4.3(22))$$

Suhteellisen normaalivoiman ja momentin avulla voidaan määrittää yhteisvaikutusdiagrammista mekaaninen raudoitussuhde ω (kts. liite 5). Tässä tapauksessa

$\omega = 0,63$. Tässä esimerkissä joudutaan käyttämään vanhan normin mukaisia yhteisvaikutusdiagrammeja, sillä euronormin mukaisista diagrammeista ei voida määrittää mekaanista raudoitussuhdetta, jos $\omega > 1$. Kyseisestä diagrammista saatava teräsmäärä on pilarin toiselle puolelle tuleva teräsmäärä.

Geometrisen raudoitussuhteen ja vaadittavan teräsmäärän laskenta:

$$\rho = \omega \cdot (f_{cd} / f_{yd}) = 0,63 \cdot (17 \text{ N/mm}^2 / 435 \text{ N/mm}^2) = 0,0246 \quad (4.3(23))$$

$$A_s = \rho \cdot A_c = 0,0246 \cdot 380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} = 3552,24 \text{ mm}^2 \quad (4.3(24))$$

(Robot 3612,3 mm²)

5 TULOSTEN ANALYSOINTI

5.1 Yksinkertainen pilari-palkkikehä

Robotin laskemat voimasuuret ovat hyvin samoja käsinlaskennalla saatuihin tuloksiin verrattuna. Pieni poikkeama tuloksissa johtuu betonin tiheytenä käytettävästä arvosta, sillä *Robot* käyttää 25 kN/m^3 sijasta $24,53 \text{ kN/m}^3$. Kyseistä tiheyttä käyttämällä käsinlaskennalla saatavat voimasuuret ovat samat kuin *Robotin* antamat tulokset. Näin ollen *Robotin* laskemia voimasuureita voidaan pitää riittävän tarkkoina ja luotettavina. Edellytyksenä on tietysti, että analysoitava malli on oikein mallinnettu.

5.2 Pilarin mitoitus

5.2.1 Voimasuuret

HI-palkille tulevat voimasuuret ovat lähellä käsinlaskennalla saatuja tuloksia momentin ja leikkausvoiman osalta. Ero tulosten välillä johtuu siitä, että *Robot* käyttää ontelolaatoille ja HI-palkeille eriävää omapainoa verrattuna *Tekla*-malliin. *Robotin* käyttämä omapaino ei poikkea paljon *Tekla*-mallista ontelolaatan osalta, mutta HI-palkin omapaino poikkeaa jostakin syystä enemmän. Itse käytin laskennoissa HI-palkille $6,4 \text{ kN/m}$ ja *Robot* käyttää noin $5,6 \text{ kN/m}$. Ero tulosten välillä ei kuitenkaan ole suuri, mutta se tulee ottaa rakenteita mitoittaessa huomioon. Pilarille tulevassa normaalivoimassa on myös pientä eriävyyttä verrattuna käsinlaskuun. Ero tulosten välillä johtuu todennäköisesti siitä, että *Tekla*-mallissa lumi- ja yläpohjan kuormat ovat mallinnettu hieman palkin päiden solmupisteiden yli. Sen sijaan pilarille tuleva momentti vastaa täysin käsinlaskennalla saatua tulosta.

5.2.2 Pilarin teräsmäärä

Pilarille *Robot* laskee tarkemmat tulokset palkkiin verrattuna, muun muassa pilarin epäkeskisyydet (kts. liite 8). Epäkeskisyydet ovat niin 1.kertaluvun kuin 2.kertaluvun kohdalta hyvin samat sekä käsinlaskennalla että *Robotilla*. Pieni poikkeama johtuu voimasuureiden vähäisestä eroavaisuudesta. Ero *Robotin* laskeman ja käsin saadun vähimmäisteräsmäärän välillä on kuitenkin melko pieni ja

siihen vaikuttaa myös geometrinen raudoitussuhde, jonka määrittäminen diagrammista käsin laskettaessa tarkasti on hankalaa. *Robotilla* on mahdollista tuottaa myös valmiit raudoituskuvat niin palkille kuin pilarillekin (kts. liite 9). Tämä edellyttää kuitenkin, että piirustusasetukset ovat määritetty *Robotissa* oikein.

Seuraavassa ovat *Robotilla* saadut pilarin vähimmäisraudoitusmäärät eri kuormitustapauksille:

Bar	Required reinforcement along b (mm ²)	Reinforcement along b - distribution	Required reinforcement along h (mm ²)	Reinforcement along h - distribution	Transversal reinforcement - type/distribution
50	427,2321797	2f20	14,4733938	2f20	2f6 16*300.000000
51	362,6809597	2f20	13,0069330	2f20	2f6 16*300.000000
53	727,6160623	3f20	26,1282220	2f20	2f6 16*300.000000
54	596,7384398	2f20	23,5206936	2f20	2f6 16*300.000000
56	727,6160179	3f20	26,1282204	2f20	2f6 16*300.000000
57	596,7384196	2f20	23,5206930	2f20	2f6 16*300.000000
59	427,2321394	2f20	14,4733924	2f20	2f6 16*300.000000
60	362,6809413	2f20	13,0069325	2f20	2f6 16*300.000000

Kuva 5.1 Pilarin vähimmäisraudoitusmäärä KT1

Bar	Required reinforcement along b (mm ²)	Reinforcement along b - distribution	Required reinforcement along h (mm ²)	Reinforcement along h - distribution	Transversal reinforcement - type/distribution
50	653,7515042	3f20	16,7144858	2f20	2f6 16*300.000000
51	545,5887272	2f20	15,4603476	2f20	2f6 16*300.000000
53	1037,3989305	4f20	29,2762921	2f20	2f6 16*300.000000
54	820,9104703	3f20	26,4806423	2f20	2f6 16*300.000000
56	1037,3988844	4f20	29,2762908	2f20	2f6 16*300.000000
57	820,9104401	3f20	26,4806416	2f20	2f6 16*300.000000
59	653,7514488	3f20	16,7144842	2f20	2f6 16*300.000000
60	545,5886984	2f20	15,4603469	2f20	2f6 16*300.000000

Kuva 5.2 Pilarin vähimmäisraudoitusmäärä KT2

Bar	Required reinforcement along b (mm ²)	Reinforcement along b - distribution	Required reinforcement along h (mm ²)	Reinforcement along h - distribution	Transversal reinforcement - type/distribution
50	602,7281852	2f20	11,3260068	2f20	2f6 16*300.000000
51	495,5824202	2f20	10,5374765	2f20	2f6 16*300.000000
53	919,4734918	3f20	18,8898884	2f20	2f6 16*300.000000
54	703,6543861	3f20	17,1191024	2f20	2f6 16*300.000000
56	919,4734414	3f20	18,8898874	2f20	2f6 16*300.000000
57	703,6543586	3f20	17,1191020	2f20	2f6 16*300.000000
59	602,7281366	2f20	11,3260058	2f20	2f6 16*300.000000
60	495,5823935	2f20	10,5374762	2f20	2f6 16*300.000000

Kuva 5.3 Pilarin vähimmäisraudoitusmäärä KT3

Bar	Required reinforcement along b (mm2)	Reinforcement along b - distribution	Required reinforcement along h (mm2)	Reinforcement along h - distribution	Transversal reinforcement - type/distribution
61	1853,6243479	4f25	23,8593527	2f25	2f8 22*360.000000
62	2166,9029378	5f25	24,5405627	2f25	2f8 22*360.000000
64	2946,3639350	7f25	40,9345219	2f25	2f8 22*360.000000
65	3570,0421226	8f25	42,2265464	2f25	2f8 22*360.000000
67	2946,3634069	7f25	40,9345210	2f25	2f8 22*360.000000
68	3570,0426570	8f25	42,2265471	2f25	2f8 22*360.000000
70	1853,6243479	4f25	23,8593527	2f25	2f8 22*360.000000
71	2166,9029378	5f25	24,5405627	2f25	2f8 22*360.000000

Kuva 5.4 Hoikan pilarin vähimmäisraudoitusmäärä

Mielestäni *Robotilla* saatuja tuloksia voidaan pitää riittävän tarkkoina ja luotettavina, jos käyttäjä hallitsee ohjelman käytön. Vaativimpien rakenteiden kohdalla olisi kuitenkin hyvä tarkastaa saadut tulokset myös toisella laskenta-ohjelmalla, sillä mallin määrittämisessä ja analysoimisessa voi tulla virheitä kokeneellekin käyttäjälle.

5.3 Ohjelmien käytöstä

5.3.1 Analyysimalli

Analyysimallin laatimisessa ja siirrossa esiintyi aluksi hieman ongelmia, koska asiasta ei löydy selkeää ohjetta. Analyysimallin laatiminen *Teklassa* on nopeaa, mutta suurimmat ongelmat koskevat useimmiten tuentojen määrittämistä ja analyysisauvoja. Laskentaa suoritettaessa joutuukin usein palaamaan *Robotista Teklaan* muuttamaan tuentoja. Myös kuormien mallintamisessa voi esiintyä ongelmia. Ennen analyysimallin siirtämistä tuleekin kiinnittää huomiota, että kuormat ovat mallinnettu vaikuttamaan oikein. Kuormat tulee mallintaa vaikuttamaan analyysisauvoihin, joten esimerkiksi kattorakenteisiin kohdistuvan tuulikuorman joutuu lisäämään pistekuormina pilareiden yläpäähän. Varsinaisen tuulikuorman mallintamisessa (*Wind load*) *Teklassa* esiintyi myös joitakin ongelmia ja itse käytinkin aluekuormaa (*Area load*) tuulikuorman mallintamisessa. Myös ontelolaattojen ja HI-palkkien käyttö lisää virheiden mahdollisuutta voimasuureiden kohdalla, kuten edellä on käynyt ilmi. Itse käytinkin ontelolaattojen luokkana (*Class*) *Teklassa*

Beam-valintaa *Slab*-valinnan sijasta, sillä käytettäessä jälkimmäistä vaihtoehtoa, poikkeavat tulokset merkittävästi verrattuna käsinlaskentaan.

Mielestäni ohjelmien välinen linkki on todella hyödyllinen ja tehokas työkalu, mutta se edellyttää käyttäjältä molempien ohjelmien tuntemista. Linkin käyttö kannattakin aloittaa tutkimalla yksinkertaista mallia, jolloin virheiden määrittäminen on helpompaa.

5.3.2 Laskenta

Robotissa voimasuureiden laskenta on vaivatonta, mutta mitoituksen suorittamisessa voi tulla ongelmia ilman riittävää osaamista. Linkkiä käytettäessä *Robotiin* siirtyy komponenttien poikkileikkaustiedot, betonin lujuusluokka ja tieto siitä, mikä rakenneosa on kyseessä.

Robotin laskemat tulokset ovat luotettavia ja vertailukelpoisia. Käyttäjällä tulee kuitenkin olla riittävä ammattitaito, sillä laskenta-asetusten määrittäminen on todella tarkkaa oikeiden tulosten aikaansaamiseksi.

5.3.3 TS-Robot-linkki

Tällä hetkellä laskentaparametrien siirto *Robotista Teklaan* ei vielä onnistu. Linkki on kuitenkin hyvä työkalu voimasuureiden laskentaan ja rakenteiden mitoitukseen *Robotissa*. Linkkiä olisi hyvä kehittää jatkossa siihen suuntaan, että *Robotissa* mitoitettut teräkset olisi mahdollista siirtää *Teklan* malliin. Käyttäjän kannalta olisi myös parempi, jos linkki sisältäisi tarvittavat käskyt tiedon takaisin siirtämisestä *Teklaan*. Näin ollen käyttäjän ei tarvitsisi tehdä tarvittavia lisäyksiä *Teklan* user.ini-tiedostoon.

Teklan ja *Robotin* välinen linkki on hyödyllinen lisä rakennesuunnitteluun. Ongelmana kuitenkin on, että sen toimivuudesta löytyy todella vähän tietoa. Mielestäni olisikin hyvä, jos *Teklan* kotisivuilta löytyisi yksinkertainen esimerkki linkin toimivuudesta. Tällöin käyttäjät voisivat tutustua linkin toimivuuteen ja sen tarjoamiin mahdollisuuksiin.

6 TULOKSET JA POHDINTA

Tietomallinnus on kehittynyt viime vuosina voimakkaasti niin Suomessa kuin ulkomailla ja sille asetetut kehitysodotukset ovat suuret. Työn toimeksiantaja ConnAri Oy käyttää 3D-mallinuksessa *Tekla Structures* ja *Robot Structural Analysis* -ohjelmistoja ja he halusivatkin saada tietoa ohjelmistojen välisen linkin toimivuudesta betonirakenteiden osalta.

Työ aloitettiin mallintamalla *Teklassa* yksinkertainen kehärakenne ja luomalla siitä analyysimalli. Aluksi analyysimallin siirrossa *Teklasta Robotiin* ilmeni hieman ongelmia, sillä siirrosta on saatavilla tietoa vähänlaisesti. Vaikka *Robot* oli minulle kokonaan uusi ohjelma, oli sen käytön omaksuminen suhteellisen sujuvaa. Tosin rakenteiden mitoitus ohjelmalla osoittautui haasteelliseksi ja aikaa vieväksi, sillä laskenta-asetusten oikein määrittäminen oli suhteellisen hankalaa. Kun tietomallin siirto ohjelmistojen välillä saatiin toimimaan ja malli mitoitettua *Robotissa*, tarkistettiin *Robotista* saadut tulokset käsin. Tulosten havaittiin olevan hyvin samoja niin voimasuureiden kuin mitoituksenkin osalta.

Myös tiedonsiirto takaisin *Robotista Teklaan* onnistui suhteellisen hyvin. Esimerkiksi muuttuneet poikkileikkaukset ja maksimivoimasuureet saadaan päivitettyä *Robotista Teklaan*. Tosin linkki on vielä puutteellinen betonirakenteiden osalta, sillä suunnitteluarvojen päivittäminen linkin kautta ei ole vielä mahdollista. Tulevaisuudessa linkin kehittämiseen tulisikin kiinnittää huomiota yhä enemmän, jotta käyttäjät hyötyisivät siitä parhaalla mahdollisella tavalla. Kaiken kaikkiaan linkki on kuitenkin erinomainen lisä ohjelmistojen käyttäjille, sillä näin ollen yhtä tietomallia voidaan hyödyntää molemmissa ohjelmissa. Tämä myös lisää suunnittelun nopeutta, mistä on taloudellista etua niin tilaajalle kuin suunnittelutoimistollekin.

Opinnäytetyön tavoitteet savutettiin mielestäni hyvin ja ohjelmistojen yhteistoiminnasta saatiin riittävästi tietoa tilaajan kannalta. Työn tehdessäni opin hyvin molempien ohjelmistojen peruskäytön, mutta *Robot* vaatii vielä opettelua mitoituksen osalta. Työn aikana opin paljon uutta niin ohjelmien kuin euronorminkin käytöstä, josta uskon olevan hyötyä tulevaisuudessa.

LÄHTEET

1. Valjus Juha – Varis Markku – Penttilä Hannu – Nissinen Sampsa, Tuotemallintaminen rakennesuunnittelussa. Helsinki: Rakennustieto Oy 2007
2. Eura2007 [verkkodokumentti]. Julkaisuaika tuntematon [viitattu 3.2.2010]. *Etusivu > RR-tietopalvelu > Tekstihaku: Tirta > Tietomalli rakentamisessa ja talotekniikassa*
Saatavissa:
<https://www.eura2007.fi/rrtiepa/projekti.php?lang=fi&projektkoodi=S10469>
3. Tekla [verkkodokumentti]. Julkaisuaika tuntematon [viitattu 15.1.2010]. *Etusivu > Tietoa Teklasta*
Saatavissa: <http://www.tekla.com/fi/about-us/Pages/Default.aspx>
4. Tekla [verkkodokumentti]. Julkaisuaika tuntematon [viitattu 15.1.2010]. *Etusivu > Tuotteet > Tekla Structures*
Saatavissa:
<http://www.tekla.com/fi/products/tekla-structures/Pages/Default.aspx>
5. Aeccafe [verkkodokumentti]. 15.12.2009 [viitattu 28.1.2010]. *Etusivu > Search: 629982 > Autodesk Expands BIM Software Offering for Structural Analysis*
Saatavissa:
http://www10.aeccafe.com/nbc/articles/view_article.php?articleid=629982
6. Virtualsystems [verkkodokumentti]. Julkaisuaika tuntematon [viitattu 15.1.2010]. *Etusivu > Ohjelmat > Lujuuslaskenta- ja mitoitus > Robot Structural Analysis*
Saatavissa: <http://www.virtualsystems.fi/index.php?k=9193>
7. Tekla [verkkodokumentti]. Julkaisuaika tuntematon [viitattu 15.1.2010]. *Etusivu > Ratkaisut > Rakentaminen > Rakennesuunnittelijat > Integrointi A&D:hen*

Saatavissa: <http://www.tekla.com/fi/solutions/building-construction/structural-engineers/integration-with-A-D/Pages/Default.aspx>

8. Tekla extranet [verkkodokumentti]. 16.4.2007 [viitattu 15.1.2010]. *Etusivu > Search: Robot > Description: Integration to ROBOT Millennium*
Saatavissa: https://extranet.tekla.com/BC/tekla-structures-en/product/interfaces/Downloads/Description_TS_Robobat.pdf
9. Eurokoodi help desk [verkkodokumentti]. Julkaisuaika tuntematon [viitattu 18.1.2010].
Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi/>
10. Eurokoodi help desk [verkkodokumentti]. Päivitetty 5.2.2010 [viitattu 23.2.2010]. *Etusivu > Eurokoodien tilanne nyt > Yhteenvetotaulukko: Eurokoodien tilanne Suomessa*
Saatavissa:
<http://www.eurocodes.fi/Eurokoodien%20tilanne%20nyt/TilanneSuomi100205.pdf>
11. BY 60: Suunnitteluohje EC2 osat 1-1 ja 1-2, Suomen betoniyhdistys r.y.
12. SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. OSA 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardisoimisliitto 2005.

KUVALUETTELO

Kuva 2.1 Tietomallintamisen vaiheet [1].....	11
Kuva 2.2 Teklan ohjelmistokokoonpanot [4].....	13
Kuva 2.3 TS-ROBOT-linkin periaate [7]	15
Kuva 2.4 Betonirakenteiden eurokoodien tilanne Suomessa 5.2.2010 [10]	16
Kuva 3.1 Teklan kansioista löytyvä user.ini tiedosto.....	17
Kuva 3.2 User.ini tekstitiedostoon lisättävät käskyt.....	18
Kuva 3.3 Komponenttien asetusten määrittäminen.....	18
Kuva 3.4 Palkin tuentojen määrittäminen.....	19
Kuva 3.5 Palkin omapainon lisääminen	19
Kuva 3.6 Esimerkki tuennoista.....	20
Kuva 3.7 Pilarin nurjahduspituuden määrittäminen	20
Kuva 3.8 Kuormaryhmän lisääminen	21
Kuva 3.9 Kuormaryhmän lisääminen	21
Kuva 3.10 Kuormaryhmien lisääminen.....	22
Kuva 3.11 Aluekuorman asetukset.....	22
Kuva 3.12 Uuden analyysimallin luominen.....	23
Kuva 3.13 Betonirakenteisen mallin laskenta-asetukset	23
Kuva 3.14 Uuden analyysimallin asetukset.....	24
Kuva 3.15 Analyysisauvan muokkaaminen.....	24
Kuva 3.16 Ontelolaattojen ja palkin väliin mallinnetut rigid linkit.....	25
Kuva 3.17 Varmuuskertoimien muuttaminen.....	26
Kuva 3.18 Kuormitusyhdistelmien määrittäminen.....	26
Kuva 3.19 Kuormitusyhdistelmien määrittäminen	27
Kuva 3.20 Itse määritetty kuormitusyhdistelmä KT1	27
Kuva 3.21 Laskennan suorittaminen	28
Kuva 3.22 Poikkileikkausten päivittäminen	28
Kuva 3.23 Pilarin maksimivoimasuureet	29
Kuva 4.1 Betonirakenteinen malli kuormituksineen.....	31
Kuva 4.2 Robotilla saadut momenttipinnat (KT1).....	32
Kuva 4.3 Robotilla saadut leikkaus- ja normaalivoimapinnat (KT1).....	32
Kuva 4.4 Betonirakenteinen rakennemalli (TIRTA)	33
Kuva 4.5 Laskennassa käytettävä rakennemalli	34
Kuva 4.6 Betonipeitteen vähimmäisarvo vaatimus [11].....	35
Kuva 4.7 Erillisten sauvojen nurjahdusmuotoja ja vastaavia nurjahduspituuksia [11].....	37
Kuva 4.8 Hoikan pilarin mitoituksessa käytettävä rakennemalli	48
Kuva 5.1 Pilarin vähimmäisraudoitusmäärä KT1.....	55
Kuva 5.2 Pilarin vähimmäisraudoitusmäärä KT2.....	55
Kuva 5.3 Pilarin vähimmäisraudoitusmäärä KT3.....	55
Kuva 5.4 Hoikan pilarin vähimmäisraudoitusmäärä	56

Lähtötiedot

- Pilarit 380*380
- Palkit 1200*380
- Ontelot LY05
- Betoni C30/37
- Tuuli- ja lumikuorma 2 kN/m²
- Jännemitta 18 m ja kehäväli 3 m

Grid-verkon muokkaus

Grid

Save Load standard Save as standard

Coordinates

X 0.00 8*3000.00

Y 0.00 18000.00

Z 0.00 3600.00 7200.00

Labels

X 1 2 3 4 5 6

Y A B C D E F

Z +0 +3600 +7200

Line extensions

	Left/Below	Right/Above
<input checked="" type="checkbox"/> X	2000.00	<input checked="" type="checkbox"/> 2000.00
<input checked="" type="checkbox"/> Y	2000.00	<input checked="" type="checkbox"/> 2000.00
<input checked="" type="checkbox"/> Z	2000.00	<input checked="" type="checkbox"/> 2000.00

Origin

<input checked="" type="checkbox"/> X0	0.00
<input checked="" type="checkbox"/> Y0	0.00
<input checked="" type="checkbox"/> Z0	0.00

Magnetism

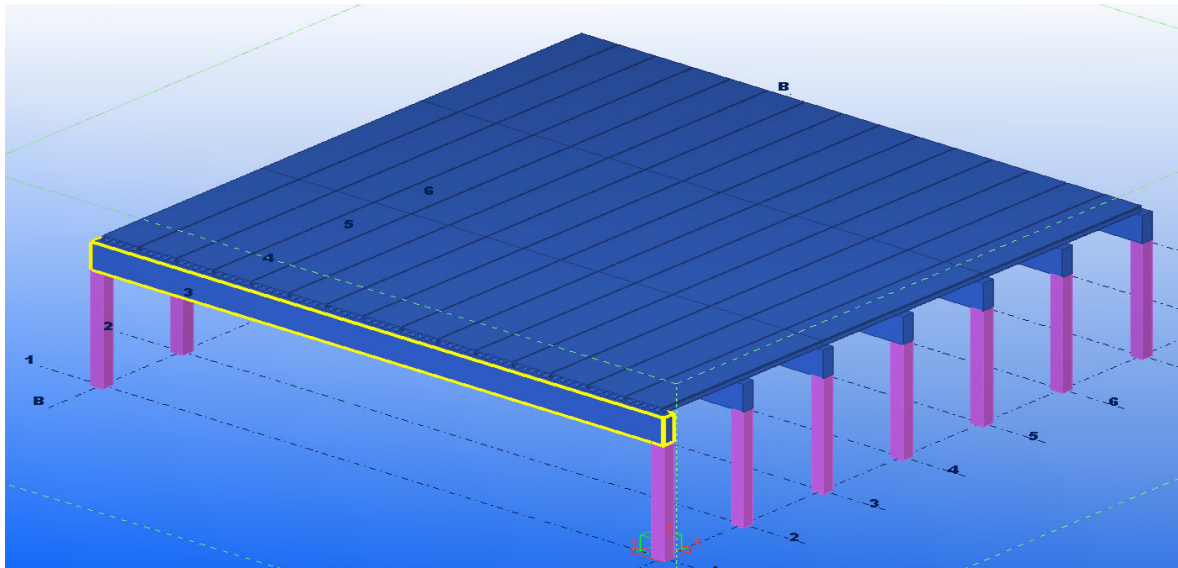
Magnetic grid plane

Other settings

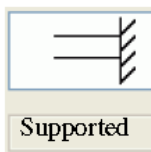
User-defined attributes...

Create Modify Get / Close

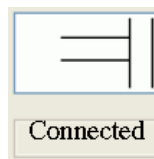
Mallinnettu malli



Käytettävät tuennat



Pilarin alapää



Pilarin yläpää

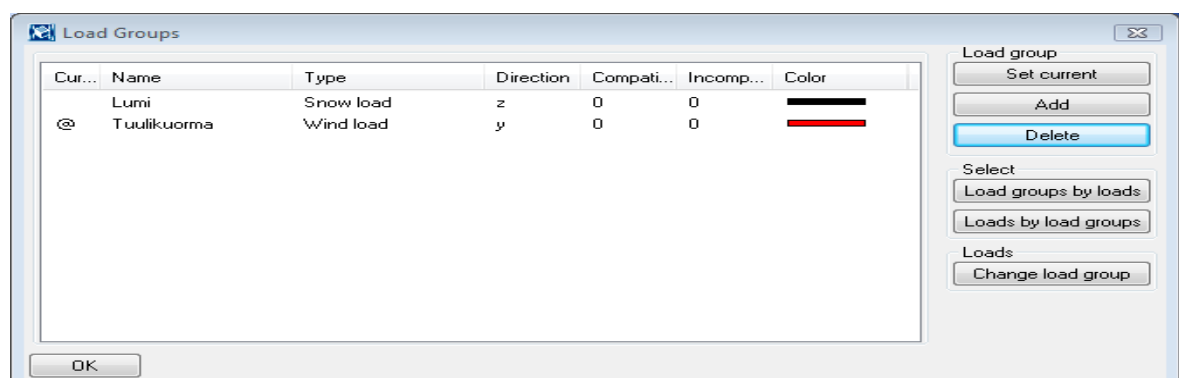


Ontelolaattojen molemmat päät (alku- ja lopputuennat muutetaan seuraavasti: $U_{x,y,z}$:fixed ja $R_{x,y,z}$:pinned)

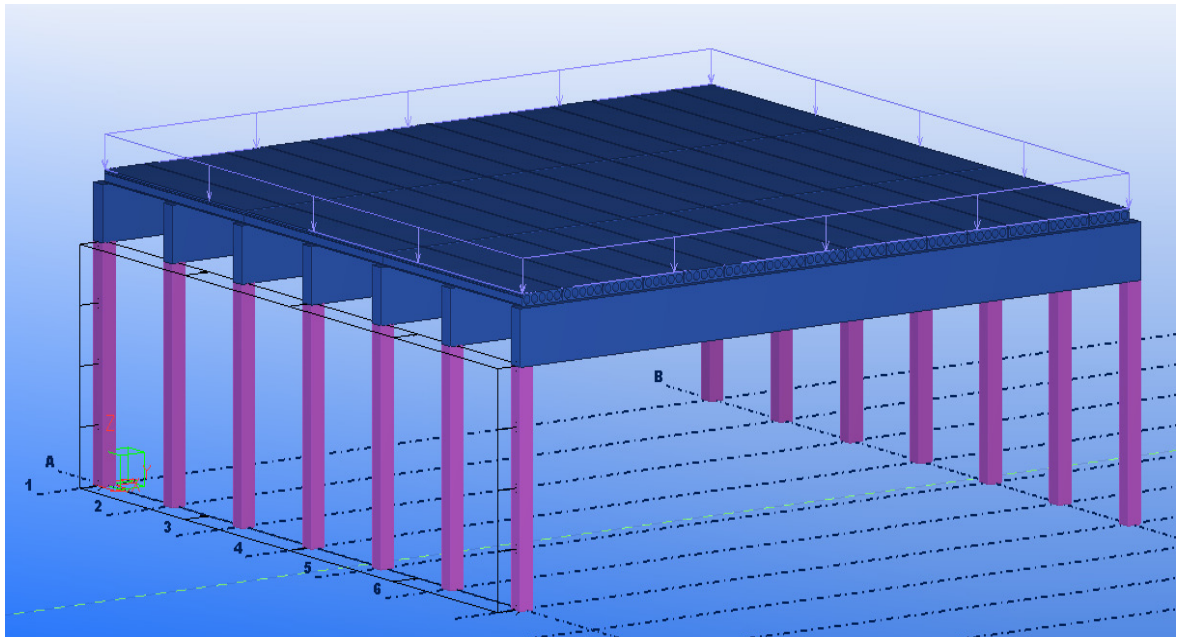


Palkin molemmat päät

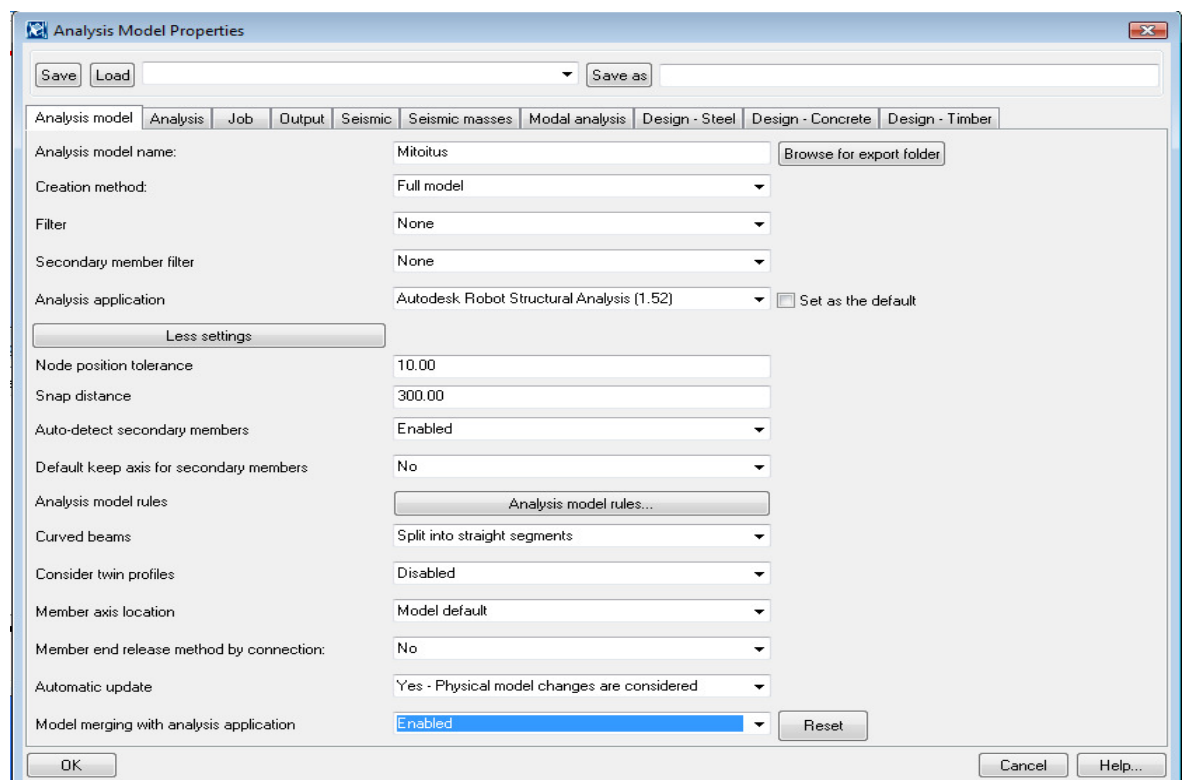
Kuormaryhmät



Lumi- ja tuulikuorma paikoilleen mallinnettuna



Analysimallin asetukset

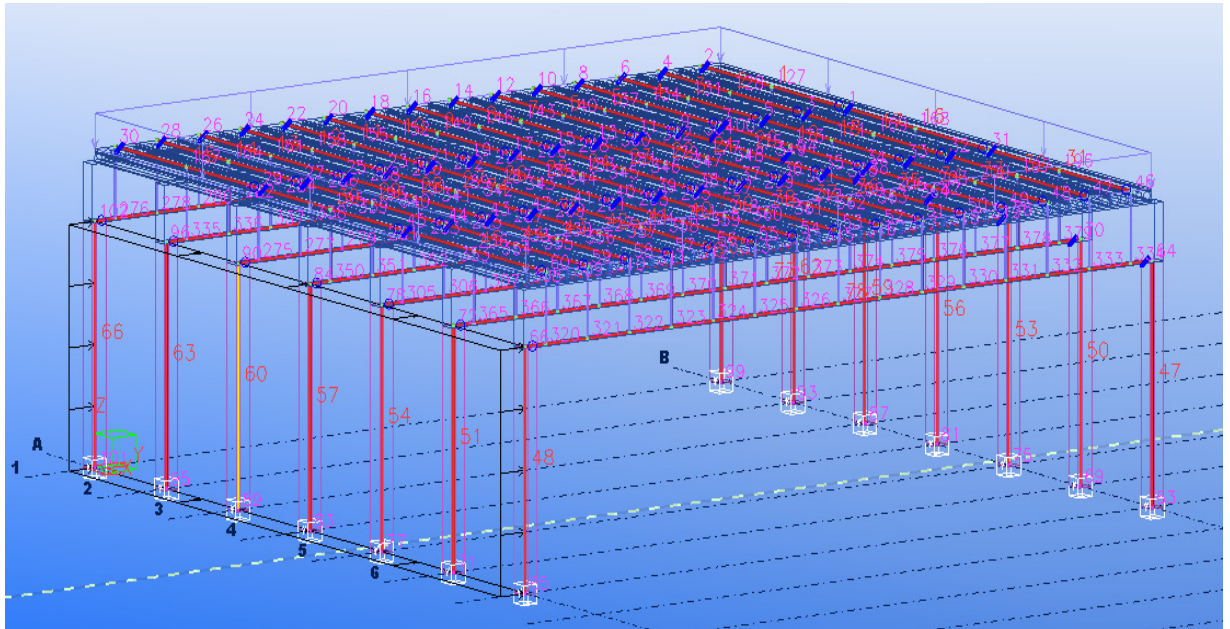


Analyyssauvojen muokkaus

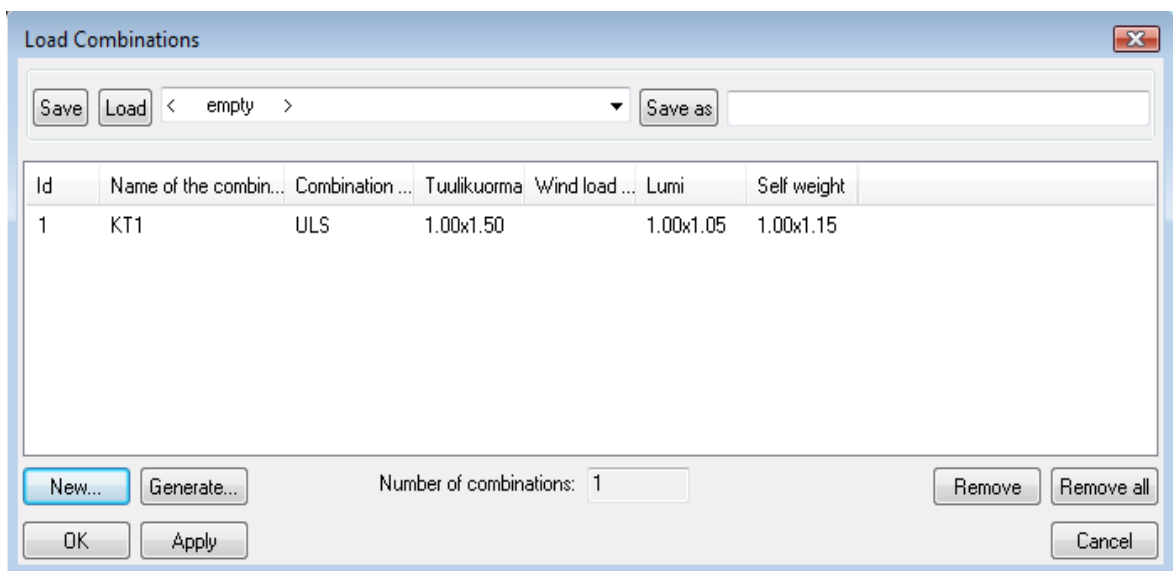
Palkit z= -1200

Rigid linkit mallinnetaan ontelolaattojen ja palkkien välille

Palkkien ja ontelolaattojen luokkana *Beam* ja pilareiden *Column*



Käytettävä kuormitusyhdistelmä



Analyyssimallin siirto ja tulosten määrittäminen työssä esitetyllä tavalla.

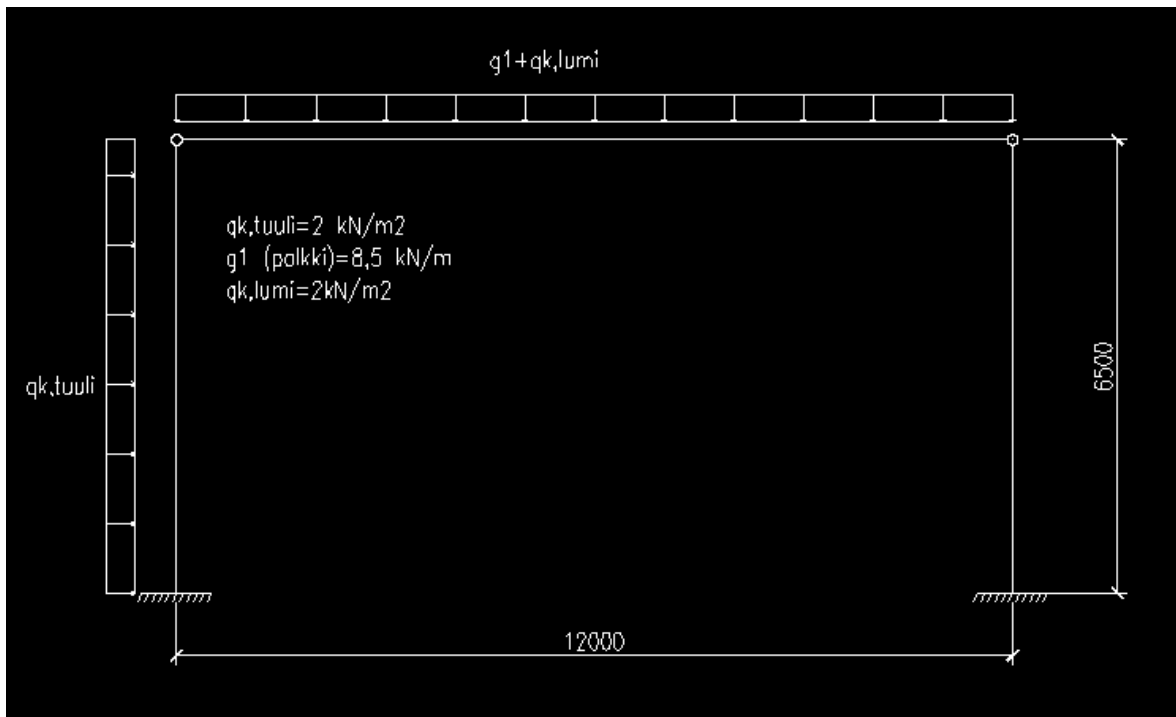
Pilarille saadut voimasuureet

Tekla Structures Concrete column (1)

FI-Teräs	FI-Betoni	FI-Kuormitus	FI-Numerointi	FI-Piirustusasetukset			
Parameters	Status	End Conditions	Analysis	IFC export	Unitechnik data	EliPlan	FI-Yleistiedot
		■ Start:			■ End:		
Connection code	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="text"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="text"/>			
Moment connection symbol	<input checked="" type="checkbox"/>	Yes	<input checked="" type="checkbox"/>	Yes			
End reactions							
Shear, Vy (major)	<input checked="" type="checkbox"/>	35.4	<input checked="" type="checkbox"/>	9.6			
Moment, Mz (major)	<input checked="" type="checkbox"/>	64.74	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00			
Tension, Nt	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="text"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="text"/>			
Compression, Nc	<input checked="" type="checkbox"/>	303.7	<input checked="" type="checkbox"/>	284.2			
Shear, Vz (minor)	<input checked="" type="checkbox"/>	0.0	<input checked="" type="checkbox"/>	0.0			
Moment, My (minor)	<input checked="" type="checkbox"/>	0.02	<input checked="" type="checkbox"/>	0.03			
Torsion, Mx	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00			
Utility ratio	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="text"/>					
Reinforcement area	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="text"/>					

OK Apply Modify Get / Cancel

LÄHTÖTIEDOT



pilareiden keskiöväli (m)	3
pilarin korkeus (m)	6,5
palkkien jänneväli (m)	12
suorakaidepalkin mitat (m)	$h*b=0,78*0,38$
suorakaidepilarin mitat (m)	$h*b=0,38*0,38$
betonin tiheys (kN/m^3)	25
palkit, g_1 (kN/m)	7,4
$q_{k,lumi}$ (kN/m^2)	2
$q_{k,tuuli}$ (kN/m^2)	2

KT1

$1,15 * \text{omapaino} + 1,5 * \text{lumikuorma} + 1,5 * 0,6 * \text{tuulikuorma}$

Momentti

$$M_{\max} = 1,15 * 7,4 \text{ kN/m} + 1,5 * (2 \text{ kN/m}^2 * 3 \text{ m}) * (12 \text{ m})^2 / 8 = 315,2 \text{ kNm}$$

Leikkausvoima

$$Q_{\max} = 1,15 \cdot 7,4 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot (2 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m}) \cdot 12 \text{ m} / 2 = 105,1 \text{ kN}$$

Momentti pilarin juuressa

Tuulikuorma $q_{k,\text{tuuli}} = 2 \text{ kN/m}^2$

→ pilarin tuulikuorma $q_{1k} = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 6 \text{ kN/m}^2$

Tällöin momentti pilarin juuressa on

$$M_y = 1/8 \cdot q_{1k} \cdot H^2 + F_h / 2 \cdot H$$

$$F_h = 3/8 \cdot q_{1k} \cdot H$$

$$F_h = 3/8 \cdot 6 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,5 \text{ m} = 14,625 \text{ kN}$$

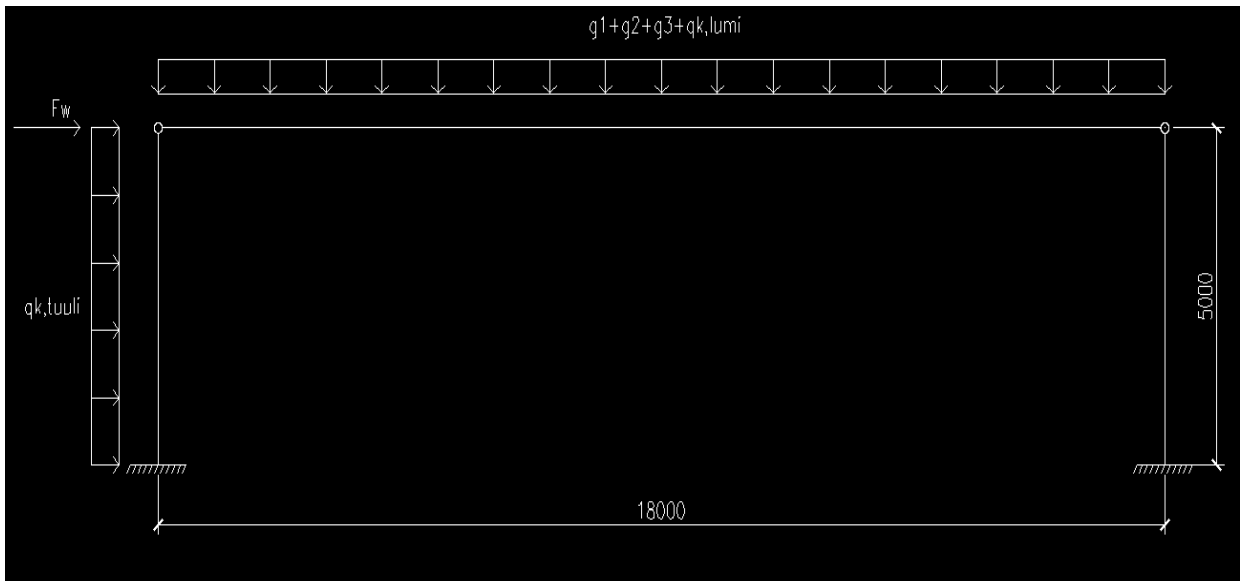
$$\rightarrow M_y = 1/8 \cdot 6 \text{ kN/m}^2 \cdot (6,5 \text{ m})^2 + (14,625 \text{ kN} / 2) \cdot 6,5 \text{ m} = 79,22 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow M_y = 0,9 \cdot 79,22 \text{ kNm} = 71,3 \text{ kNm}$$

Normaalivoima

$$N_x = 105,1 \text{ kN} + (1,15 \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,5 \text{ m}) = 132,1 \text{ kN}$$

LÄHTÖTIEDOT



pilareiden keskiöväli (m)	6
pilarin korkeus (m)	5
rakennuksen harjakorkeus (m)	7
HI-palkkien jänneväli (m)	18
suorakaidepilarin mitat (m)	$h*b=0,38*0,38$
betonin tiheys (kN/m^3)	25
HI-palkit (HI1500, $b=380$), g_1 (kN/m)	6,4
ontelolaatta ($h=265$), g_2 (kN/m^2)	3,4
yläpohjan kuormat, g_3 (kN/m^2)	0,6
nopeuspaine (kN/m^2)	0,7
voimakerroin	1,3
$q_{k,lumi}$ (kN/m^2)	2

KT1

$1,15*omapaino+1,5*lumikuorma+1,5*0,6*tuulikuorma$

Momentti

$$M_{\max} = (1,15*(3,4\text{kN/m}^2*6\text{m}+6,4\text{kN/m}+0,6\text{kN/m}^2*6\text{m})+1,5*(2\text{kN/m}^2*6\text{m}))*(18\text{m})^2/8 = 2144,88 \text{ kNm}$$

Leikkausvoima

$$Q_{\max} = (1,15 \cdot (3,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} + 6,4 \text{ kN/m} + 0,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m}) + 1,5 \cdot (2 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m})) \cdot 18 \text{ m} / 2 = 476,64 \text{ kN}$$

Momentti pilarin juuressa

$$\text{Tuulikuorma } q_{k,\text{tuuli}} = 1,3 \cdot 0,7 \text{ kN/m}^2 = 0,91 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow \text{pilarin tuulikuorma } q_{1k} = 0,91 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} = 5,46 \text{ kN/m}^2$$

Pilarin tuulikuorma yläpohjan osalta

$$F_w = 5,46 \text{ kN/m}^2 \cdot (7-5) \text{ m} = 10,92 \text{ kN}$$

Tällöin momentti pilarin juuressa on

$$M_y = 1/8 \cdot q_{1k} \cdot H^2 + F_h / 2 \cdot H$$

$$F_h = 3/8 \cdot q_{1k} \cdot H + F_w$$

$$F_h = 3/8 \cdot 5,46 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} + 10,92 \text{ kN} = 21,1575 \text{ kN}$$

$$\rightarrow M_y = 1/8 \cdot 5,46 \text{ kN/m}^2 \cdot (5 \text{ m})^2 + (21,1575 \text{ kN} / 2) \cdot 5 \text{ m} = 69,9563 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow M_y = 0,9 \cdot 69,9563 \text{ kNm} = 62,96 \text{ kNm}$$

Normaalivoima

$$N_x = 476,64 \text{ kN} + (1,15 \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m}) = 497,40 \text{ kN}$$

KT2

$$1,15 \cdot \text{omapaino} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot \text{lumikuorma} + 1,5 \cdot \text{tuulikuorma}$$

Momentti

$$M_{\max} =$$

$$(1,15 \cdot (3,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} + 6,4 \text{ kN/m} + 0,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m}) + 1,05 \cdot (2 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m})) \cdot (18 \text{ m})^2 / 8 =$$

$$1926,18 \text{ kNm}$$

Leikkausvoima

$$Q_{\max} = (1,15 \cdot (3,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} + 6,4 \text{ kN/m} + 0,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m}) + 1,05 \cdot (2 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m})) \cdot 18 \text{ m} / 2 = 428,04 \text{ kN}$$

Momentti pilarin juuressa

$$\text{Tuulikuorma } q_{k,\text{tuuli}} = 1,3 \cdot 0,7 \text{ kN/m}^2 = 0,91 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow \text{pilarin tuulikuorma } q_{1k} = 0,91 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} = 5,46 \text{ kN/m}^2$$

Pilarin tuulikuorma yläpohjan osalta

$$F_w = 5,46 \text{ kN/m}^2 \cdot (7-5) \text{ m} = 10,92 \text{ kN}$$

Tällöin momentti pilarin juuressa on

$$M_y = 1/8 \cdot q_{1k} \cdot H^2 + F_h / 2 \cdot H$$

$$F_h = 3/8 \cdot q_{1k} \cdot H + F_w$$

$$F_h = 3/8 \cdot 5,46 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} + 10,92 \text{ kN} = 21,1575 \text{ kN}$$

$$\rightarrow M_y = 1/8 \cdot 5,46 \text{ kN/m}^2 \cdot (5 \text{ m})^2 + (21,1575 \text{ kN} / 2) \cdot 5 \text{ m} = 69,9563 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow M_y = 1,5 \cdot 69,9563 \text{ kNm} = 104,93 \text{ kNm}$$

Normaalivoima

$$N_x = 428,04 \text{ kN} + (1,15 \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m}) = 448,80 \text{ kN}$$

KT3

$$0,9 \cdot \text{omapaino} + 1,5 \cdot \text{tuulikuorma}$$

Momentti

$$M_{\max} = 0,9 \cdot (3,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} + 6,4 \text{ kN/m} + 0,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m}) \cdot (18 \text{ m})^2 / 8 = 1108,08 \text{ kNm}$$

Leikkausvoima

$$Q_{\max} = 0,9 \cdot (3,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} + 6,4 \text{ kN/m} + 0,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m}) \cdot 18 \text{ m} / 2 = 246,24 \text{ kN}$$

Momentti pilarin juuressa

$$\text{Tuulikuorma } q_{k,\text{tuuli}} = 1,3 \cdot 0,7 \text{ kN/m}^2 = 0,91 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow \text{pilarin tuulikuorma } q_{1k} = 0,91 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} = 5,46 \text{ kN/m}^2$$

Pilarin tuulikuorma yläpohjan osalta

$$F_w = 5,46 \text{ kN/m}^2 \cdot (7 - 5) \text{ m} = 10,92 \text{ kN}$$

Tällöin momentti pilarin juuressa on

$$M_y = 1/8 \cdot q_{1k} \cdot H^2 + F_h / 2 \cdot H$$

$$F_h = 3/8 \cdot q_{1k} \cdot H + F_w$$

$$F_h = 3/8 \cdot 5,46 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} + 10,92 \text{ kN} = 21,1575 \text{ kN}$$

$$\rightarrow M_y = 1/8 \cdot 5,46 \text{ kN/m}^2 \cdot (5 \text{ m})^2 + (21,1575 \text{ kN} / 2) \cdot 5 \text{ m} = 69,9563 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow M_y = 1,5 \cdot 69,9563 \text{ kNm} = 104,93 \text{ kNm}$$

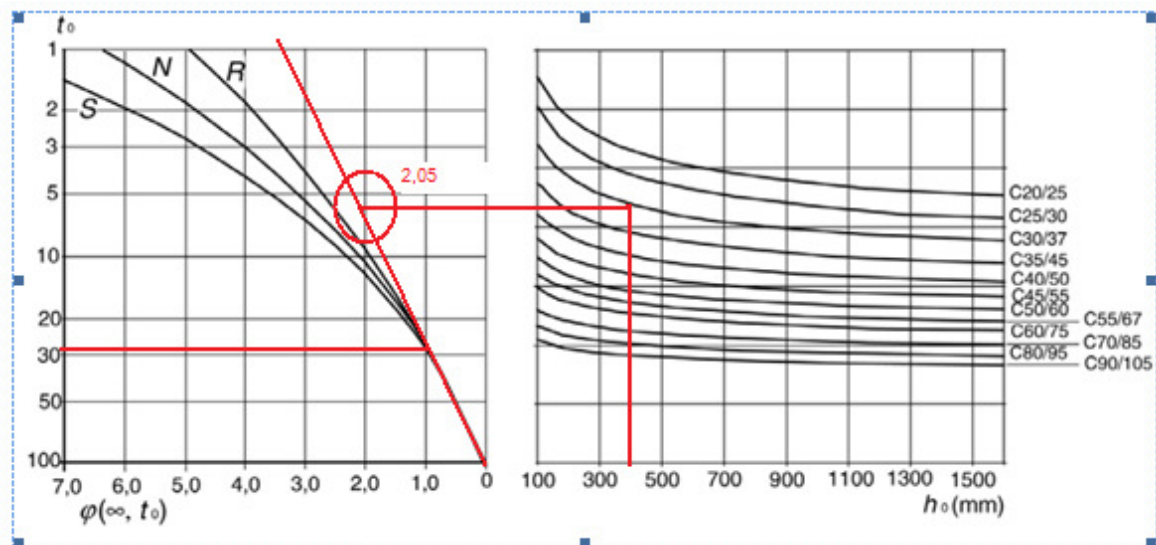
KT1

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}$$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2\varphi_{ef})}$$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot 0,342)} = 0,936$$

Virumaluvun määrittäminen nomogrammista



$$\varphi_{(\infty, t_0)} = 2,05$$

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{e_i \cdot N_{Ed}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi_{ef} = 2,05 \cdot \frac{10,49kNm}{62,96kNm} = 0,342$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

$$\beta = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,223} = 1,202$$

Mekaanisen raudoitussuhteen laskenta

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{1256,637 \text{ mm}^2 \cdot 435 \text{ N / mm}^2}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 17 \text{ N / mm}^2} = 0,223$$

$$C = 1,7 - r_m$$

$$r_m = 1$$

$$C = 0,7$$

Suhteellinen normaalivoima

$$n = \frac{N_{Ed}}{(A_c \cdot f_{cd})}$$

$$n = \frac{497,40 \cdot 10^3 \text{ N}}{(380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 17 \text{ N / mm}^2)} = 0,203$$

Hoikkuuden raja-arvo

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \cdot 0,936 \cdot 1,202 \cdot 0,7}{\sqrt{0,203}} = 34,96$$

KT2

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}$$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2\varphi_{ef})}$$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot 0,185)} = 0,964$$

$$\varphi_{(\infty, t_0)} = 2,05$$

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{e_i \cdot N_{Ed}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi_{ef} = 2,05 \cdot \frac{9,47kNm}{104,93kNm} = 0,185$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

$$\beta = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,223} = 1,202$$

Mekaanisen raudoitussuhteen laskenta

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{1256,637mm^2 \cdot 435N/mm^2}{380mm \cdot 380mm \cdot 17N/mm^2} = 0,223$$

$$C = 1,7 - r_m$$

$$r_m = 1$$

$$C = 0,7$$

Suhteellinen normaalivoima

$$n = \frac{N_{Ed}}{(A_c \cdot f_{cd})}$$

$$n = \frac{448,80 \cdot 10^3 N}{(380mm \cdot 380mm \cdot 17N/mm^2)} = 0,183$$

Hoikkuuden raja-arvo

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,964 \cdot 1,202 \cdot 0,7}{\sqrt{0,183}} = 37,92$$

KT3

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}$$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2\varphi_{ef})}$$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot 0,108)} = 0,979$$

$$\varphi_{(\infty, t_0)} = 2,05$$

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{e_i \cdot N_{Ed}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi_{ef} = 2,05 \cdot \frac{5,54 \text{ kNm}}{104,93 \text{ kNm}} = 0,108$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

$$\beta = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,223} = 1,202$$

Mekaanisen raudoitussuhteen laskenta

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{1256,637 \text{ mm}^2 \cdot 435 \text{ N / mm}^2}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 17 \text{ N / mm}^2} = 0,223$$

$$C = 1,7 - r_m$$

$$r_m = 1$$

$$C = 0,7$$

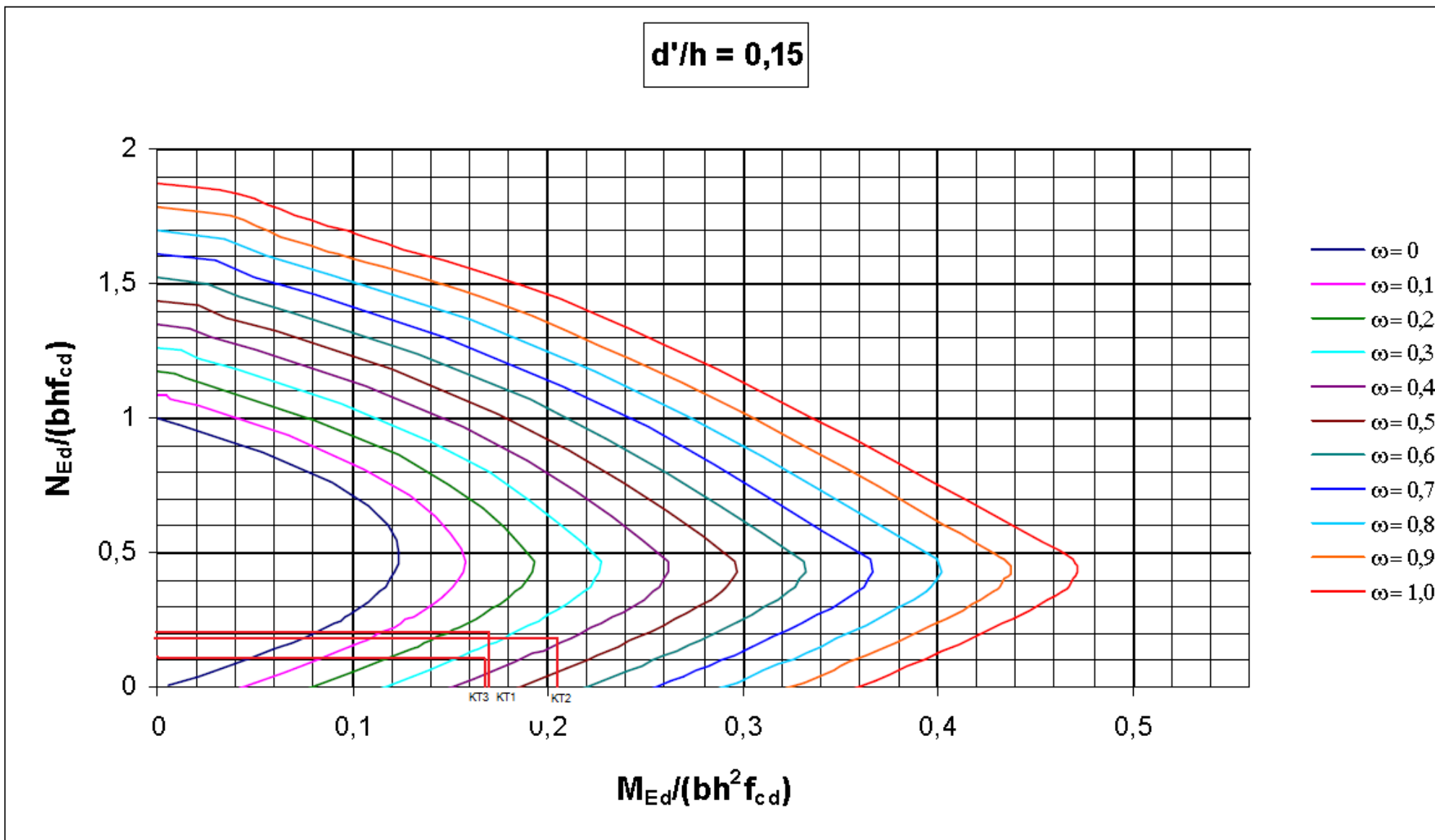
Suhteellinen normaalivoima

$$n = \frac{N_{Ed}}{(A_c \cdot f_{cd})}$$

$$n = \frac{262,49 \cdot 10^3 N}{(380mm \cdot 380mm \cdot 17N / mm^2)} = 0,107$$

Hoikkuuden raja-arvo

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,979 \cdot 1,202 \cdot 0,7}{\sqrt{0,107}} = 50,36$$

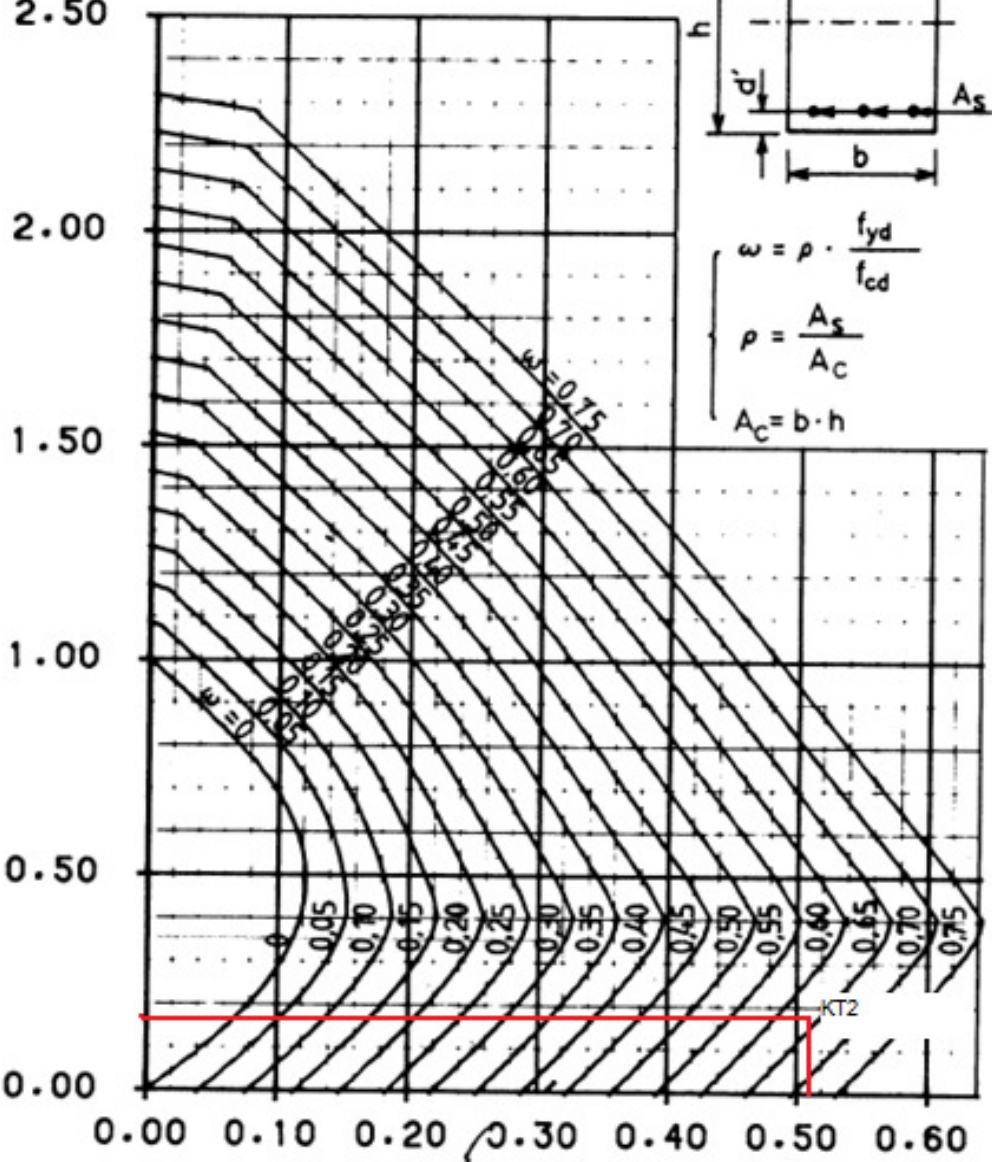


SYMMETRISESTI RAUDOITETUN SUORAKAIDEPOIKKILEIKKAUKSEN MITOITUSDIAGRAMMI

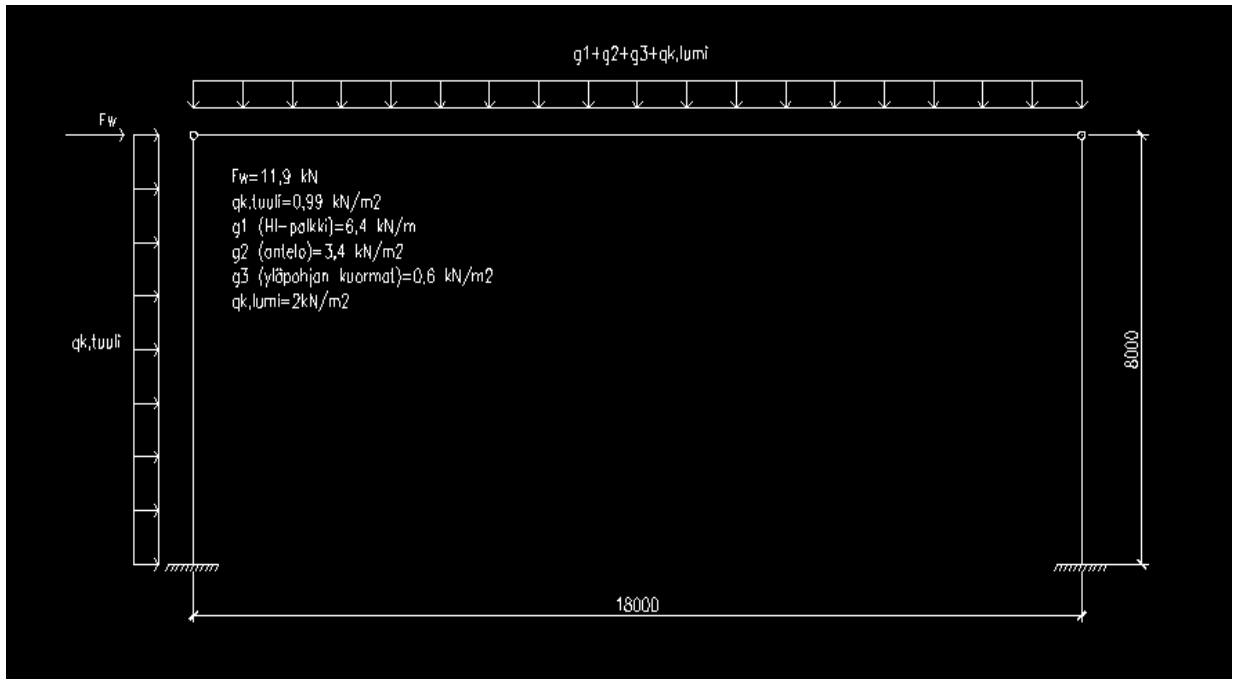
Teräs: A 500 H $d'/h = 0.15$
A 500 HW

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

2.50



LÄHTÖTIEDOT



pilareiden keskiöväli (m)	6
pilarin korkeus (m)	8
rakennuksen harjakorkeus (m)	10
HI-palkkien palkkien jänneväli (m)	18
suorakaidepilarin mitat (m)	$h*b=0,38*0,38$
betonin tiheys (kN/m^3)	25
HI-palkit (HI1500, $b=380$), g_1 (kN/m)	6,4
ontelolaatta ($h=265$), g_2 (kN/m^2)	3,4
yläpohjan kuormat, g_3 (kN/m^2)	0,6
nopeuspaine (kN/m^2)	0,76
voimakerroin	1,3
$q_{k,lumi}$ (kN/m^2)	2

KT2

$1,15 * \text{omapaino} + 1,5 * 0,7 * \text{lumikuorma} + 1,5 * \text{tuulikuorma}$

Momentti

$M_{\max} =$

$$(1,15 \cdot (3,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} + 6,4 \text{ kN/m} + 0,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m}) + 1,05 \cdot (2 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m})) \cdot (18 \text{ m})^2 / 8 = 1926,18 \text{ kNm}$$

Leikkausvoima

$$Q_{\max} = (1,15 \cdot (3,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} + 6,4 \text{ kN/m} + 0,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m}) + 1,05 \cdot (2 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m})) \cdot 18 \text{ m} / 2 = 428,04 \text{ kN}$$

Momentti pilarin juuressa

$$\text{Tuulikuorma } q_{k,\text{tuuli}} = 1,3 \cdot 0,76 \text{ kN/m}^2 = 0,99 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow \text{pilarin tuulikuorma } q_{1k} = 0,99 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} = 5,94 \text{ kN/m}^2$$

Pilarin tuulikuorma yläpohjan osalta

$$F_w = 5,94 \text{ kN/m}^2 \cdot (10 - 8) \text{ m} = 11,88 \text{ kN}$$

Tällöin momentti pilarin juuressa on

$$M_y = 1/8 \cdot q_{1k} \cdot H^2 + F_h / 2 \cdot H$$

$$F_h = 3/8 \cdot q_{1k} \cdot H + F_w$$

$$F_h = 3/8 \cdot 5,94 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} + 11,88 = 29,7 \text{ kN}$$

$$\rightarrow M_y = 1/8 \cdot 5,94 \text{ kN/m}^2 \cdot (8 \text{ m})^2 + (29,7/2) \cdot 8 \text{ m} = 166,32 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow M_y = 1,5 \cdot 166,32 \text{ kNm} = 249,48 \text{ kNm}$$

Normaalivoima

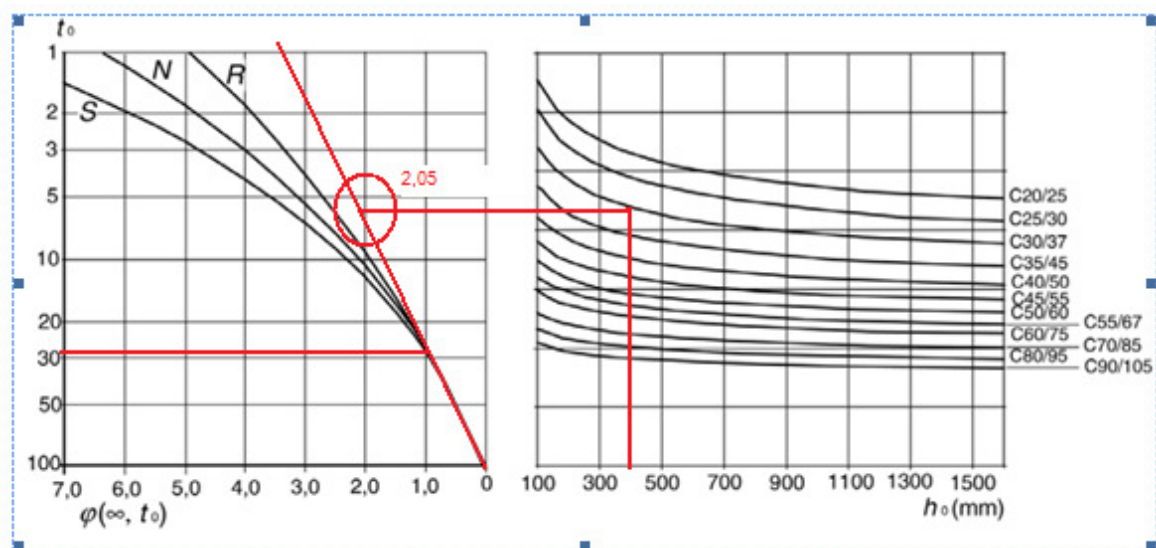
$$N_x = 428,04 \text{ kN} + (1,15 \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m}) = 461,25 \text{ kN}$$

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}$$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2\varphi_{ef})}$$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot 0,101)} = 0,980$$

Virumaluvun määrittäminen nomogramista



$$\varphi_{(\infty, t_0)} = 2,05$$

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{e_i \cdot N_{Ed}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi_{ef} = 2,05 \cdot \frac{12,31kNm}{249,48kNm} = 0,101$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

$$\beta = \sqrt{1 + 2 \cdot 1,044} = 1,757$$

Mekaanisen raudoitussuhteen laskenta

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{5890,486 \text{ mm}^2 \cdot 435 \text{ N / mm}^2}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 17 \text{ N / mm}^2} = 1,044$$

$$C = 1,7 - r_m$$

$$r_m = 1$$

$$C = 0,7$$

Suhteellinen normaalivoima

$$n = \frac{N_{Ed}}{(A_c \cdot f_{cd})}$$

$$n = \frac{457,10 \cdot 10^3 \text{ N}}{(380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 17 \text{ N / mm}^2)} = 0,186$$

Hoikkuuden raja-arvo

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \cdot 0,980 \cdot 1,757 \cdot 0,7}{\sqrt{0,186}} = 61,55$$

KT1

1 Level:

- Name : Level(0,00000 mm)
- Reference level : 0,00000 (mm)
- Environment class : XC1

2 Column: Column53

Number: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : C30/37 $f_{ck} = 30,00$ (MPa)
- Unit weight : 0,000000 (kG/mm3)
- Consistence : S1
- Aggregate size : 16,000000 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : A500HW $f_{yk} =$
- 500,00 (MPa)
- Transversal reinforcement: : A500HW $f_{yk} =$
- 500,00 (MPa)

2.2 Geometry:

- 2.2.1 Rectangular 380,000000 x 380,000000 (mm)
- 2.2.2 Height: L = 5000,00000 (mm)
- 2.2.3 Slab thickness = 0,00000 (mm)
- 2.2.4 Beam height = 0,00000 (mm)
- 2.2.5 Cover = 30,000000 (mm)

2.3 Calculation options:

- Calculations according to : SFS-EN 1992-1-1
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast column : yes
- Pre-design : no
- Slenderness taken into account : yes
- Compression : with bending
- stirrups: : to slab
- More than 50 % loads applied: after 90 day

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
kt1_	design	53	1,000000		513,24	0,00	62,99	-0,00 0,00

γ_f - load factor

2.5 Calculation results:

Note: The column is subjected to biaxial bending. The calculations are performed for simple bending.

2.5.1 ULS Analysis

Design combination: kt1_ (B)

Internal forces:

Nsd = 513,24 (kN) Msdy = 62,99 (kN*m) Msdz = 0,00 (kN*m)

Design forces:

Lower node

N = 513,24 (kN) N*etotz = 162,02 (kN*m) N*etoty = 0,00 (kN*m)

Eccentricity:

	ez (My/N)	ey (Mz/N)
static	e0: 122,735881 (mm)	0,000000 (mm)
Not intended	ea: 21,107759 (mm)	0,000000 (mm)
II order	e2: 171,844716 (mm)	0,000000 (mm)
Minimal	emin: 20,000000 (mm)	0,000000 (mm)
total	etot: 315,688356 (mm)	0,000000 (mm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (mm)	Lo (mm)	λ	λ_{lim}	
5000,00000	10900,00000	99,365020	37,008647	Slender column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

M2 = 62,99 (kN*m) M1 = 0,00 (kN*m)

Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account

M0 = 62,99 (kN*m)

ea = $\theta_1 * l_0 / 2 = 21,107759$ (mm)

$\theta_1 = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = 0,003873$

$\theta_0 = 0,005000$

$\alpha_h = 0,894427$

$\alpha_m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 0,866025$

m = 2,000000

Method based on nominal curvature

M2 = N * e2 = 88,20 (kN*m)

e2 = $l_0^2 / c * (1/r) = 171,844716$ (mm)

c = 10,000000

$(1/r) = Kr * K\phi * (1/r_0) = 0,014464$

Kr = 1,000000

$K\phi = 1 + \beta * \phi_{ef} = 1,000000$

$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150 = -0,162433$

$\phi_{ef} = 0,342000$

$1/r_0 = (f_{yd} / E_s) / (0,45 * d) = 0,014464$

d = 334,000000 (mm)

(5.35)

Es = 200000,00 (MPa)

f_{yd} = 434,78 (MPa)

ME_{dmin} = 10,26 (kN*m)

ME_d = max(ME_{dmin}, M0E_d + M2) = 162,02 (kN*m)

2.5.2 Reinforcement:

Real (provided) area

Asr = 1884,9555922 (mm²)

Ratio:

$\rho = 1,305371$ %

2.6 Reinforcement:

Main bars (A500HW):

• 6 ϕ 20 l = 4970,00000 (mm)

Transversal reinforcement: (A500HW):

stirrups: 19 ϕ 6 l = 1334,52211 (mm)

 19 ϕ 6 l = 468,84070 (mm)

pins 19 ϕ 6 l = 1334,52211 (mm)

 19 ϕ 6 l = 468,84070 (mm)

3 Material survey:

- Concrete volume = 722000000,00000 (mm³)
- Formwork= 7600000,00000 (mm²)
- Steel A500HW
 - Total weight = 81,173311 (kG)
 - Density = 0,000000 (kG/mm³)
 - Average diameter = 12,514585 (mm)
 - Reinforcement survey:

Diameter	Length (mm)	Weight (kG)
6	34263,89354	7,607590
20	29820,00000	73,565722

KT2

1 Level:

- Name : Level(0,00000 mm)
- Reference level : 0,00000 (mm)
- Environment class : XC1

2 Column: Column53

Number: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : C30/37 f_{ck} = 30,00 (MPa)
- Unit weight : 0,000000 (kG/mm³)
- Consistence : S1
- Aggregate size : 16,000000 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : A500HW f_{yk} =
500,00 (MPa)
- Transversal reinforcement: : A500HW f_{yk} =
500,00 (MPa)

2.2 Geometry:

2.2.1	Rectangular	380,000000 x 380,000000 (mm)
2.2.2	Height: L	= 5000,00000 (mm)
2.2.3	Slab thickness	= 0,000000 (mm)
2.2.4	Beam height	= 0,000000 (mm)
2.2.5	Cover	= 30,000000 (mm)

2.3 Calculation options:

- Calculations according to : SFS-EN 1992-1-1
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast column : yes
- Pre-design : no
- Slenderness taken into account : yes
- Compression : with bending
- stirrups: : to slab

- More than 50 % loads applied: after 90 day

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
kt2_	design	53	1,000000	463,67	463,67	0,00	104,99	-0,00 0,00

γ_f - load factor

2.5 Calculation results:

Note: The column is subjected to biaxial bending. The calculations are performed for simple bending.

2.5.1 ULS Analysis

Design combination: kt2_ (B)

Internal forces:

$$N_{sd} = 463,67 \text{ (kN)} \quad M_{sdy} = 104,99 \text{ (kN*m)} \quad M_{sdz} = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Design forces:

Lower node

$$N = 463,67 \text{ (kN)} \quad N^*e_{totz} = 194,45 \text{ (kN*m)} \quad N^*e_{toty} = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Eccentricity:

	ez (My/N)	ey (Mz/N)
static	e0: 226,426683 (mm)	0,000000 (mm)
Not intended	ea: 21,107759 (mm)	0,000000 (mm)
II order	e2: 171,844716 (mm)	0,000000 (mm)
Minimal	emin: 20,000000 (mm)	0,000000 (mm)
total	etot: 419,379159 (mm)	0,000000 (mm)

2.5.1.1 Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (mm)	Lo (mm)	λ	λ_{lim}	
5000,00000	10900,00000	99,365020	42,708543	Slender column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

$$M_2 = 104,99 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account

$$M_0 = 104,99 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = \theta_1 \cdot l_0 / 2 = 21,107759 \text{ (mm)}$$

$$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,003873$$

$$\theta_0 = 0,005000$$

$$\alpha_h = 0,894427$$

$$\alpha_m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 0,866025$$

$$m = 2,000000$$

Method based on nominal curvature

$$M_2 = N \cdot e_2 = 79,68 \text{ (kN*m)}$$

$$e_2 = l_0^2 / c \cdot (1/r) = 171,844716 \text{ (mm)}$$

$$c = 10,000000$$

$$(1/r) = K_r \cdot K_\phi \cdot (1/r_0) = 0,014464$$

$$K_r = 1,000000$$

$$K_\phi = 1 + \beta \cdot \phi_{ef} = 1,000000$$

$$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 \cdot \lambda / 150 = -0,162433$$

$$\phi_{ef} = 0,185000$$

$$1/r_0 = (f_{yd} / E_s) / (0,45 \cdot d) = 0,014464$$

$$d = 334,000000 \text{ (mm)}$$

(5.35)

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$M_{Edmin} = 9,27 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Edmin}, M_0 + M_2) = 194,45 \text{ (kN*m)}$$

2.5.2 Reinforcement:

Real (provided) area $Asr = 2513,2741229$ (mm²)
Ratio: $\rho = 1,740495$ %

2.6 Reinforcement:

Main bars (A500HW):

- 8 $\phi 20$ $l = 4970,00000$ (mm)

Transversal reinforcement: (A500HW):

stirrups:	19 $\phi 6$	$l = 1334,52211$ (mm)
	38 $\phi 6$	$l = 468,84070$ (mm)
pins	19 $\phi 6$	$l = 1334,52211$ (mm)
	38 $\phi 6$	$l = 468,84070$ (mm)

3 Material survey:

- Concrete volume = 722000000,00000 (mm³)
- Formwork = 7600000,00000 (mm²)
- Steel A500HW
 - Total weight = 107,673050 (kG)
 - Density = 0,000000 (kG/mm³)
 - Average diameter = 12,712016 (mm)
 - Reinforcement survey:

Diameter	Length (mm)	Weight (kG)
6	43171,86693	9,585421
20	39760,00000	98,087629

KT3

1 Level:

- Name : Level(0,00000 mm)
- Reference level : 0,00000 (mm)
- Environment class : XC1

2 Column: Column53

Number: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : C30/37 $f_{ck} = 30,00$ (MPa)
- Unit weight : 0,000000 (kG/mm³)
- Consistence : S1
- Aggregate size : 16,000000 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : A500HW $f_{yk} =$
500,00 (MPa)
- Transversal reinforcement: : A500HW $f_{yk} =$
500,00 (MPa)

2.2 Geometry:

2.2.1	Rectangular	380,000000 x 380,000000 (mm)
2.2.2	Height: L	= 5000,000000 (mm)
2.2.3	Slab thickness	= 0,000000 (mm)
2.2.4	Beam height	= 0,000000 (mm)
2.2.5	Cover	= 30,000000 (mm)

2.3 Calculation options:

- Calculations according to : SFS-EN 1992-1-1
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast column : yes
- Pre-design : no
- Slenderness taken into account : yes
- Compression : with bending
- stirrups: : to slab
- More than 50 % loads applied: after 90 day

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
kt3_	design	53	1,000000		272,36	0,00	104,99	-0,00 0,00

γ_f - load factor

2.5 Calculation results:

Note: The column is subjected to biaxial bending. The calculations are performed for simple bending.

2.5.1 ULS Analysis

Design combination: kt3_ (B)

Internal forces:

Nsd = 272,36 (kN) Msdy = 104,99 (kN*m) Msdz = 0,00 (kN*m)

Design forces:

Lower node

N = 272,36 (kN) N*etotz = 157,54 (kN*m) N*etoty = 0,00 (kN*m)

Eccentricity:

	ez (My/N)	ey (Mz/N)
static	e0: 385,469448 (mm)	0,000000 (mm)
Not intended	ea: 21,107759 (mm)	0,000000 (mm)
II order	e2: 171,844716 (mm)	0,000000 (mm)
Minimal	emin: 20,000000 (mm)	0,000000 (mm)
total	etot: 578,421924 (mm)	0,000000 (mm)

2.5.1.1 Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (mm)	Lo (mm)	λ	λ_{lim}	
5000,00000	10900,00000	99,365020	53,130149	Slender column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

M2 = 104,99 (kN*m) M1 = 0,00 (kN*m)

Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account

M0 = 104,99 (kN*m)

ea = $\theta_1 \cdot l_0 / 2 = 21,107759$ (mm)

$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,003873$

$$\begin{aligned} \theta_0 &= 0,005000 \\ \alpha_h &= 0,894427 \\ \alpha_m &= (0,5(1+1/m))^{0.5} = 0,866025 \\ m &= 2,000000 \end{aligned}$$

Method based on nominal curvature

$$\begin{aligned} M_2 &= N * e_2 = 46,80 \text{ (kN*m)} \\ e_2 &= l_0^2 / c * (1/r) = 171,844716 \text{ (mm)} \\ c &= 10,000000 \\ (1/r) &= K_r * K_\phi * (1/r_0) = 0,014464 \\ K_r &= 1,000000 \\ K_\phi &= 1 + \beta * \phi_{ef} = 1,000000 \\ \beta &= 0.35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150 = -0,162433 \\ \phi_{ef} &= 0,108000 \\ 1/r_0 &= (f_{yd} / E_s) / (0.45 * d) = 0,014464 \\ d &= 334,000000 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(5.35)

$$\begin{aligned} E_s &= 200000,00 \text{ (MPa)} \\ f_{yd} &= 434,78 \text{ (MPa)} \\ M_{Edmin} &= 5,45 \text{ (kN*m)} \\ M_{Ed} &= \max(M_{Edmin}, M_0 E_d + M_2) = 157,54 \text{ (kN*m)} \end{aligned}$$

2.5.2 Reinforcement:

$$\begin{aligned} \text{Real (provided) area} & & A_{sr} &= 1884,9555922 \text{ (mm}^2\text{)} \\ \text{Ratio:} & & \rho &= 1,305371 \% \end{aligned}$$

2.6 Reinforcement:

Main bars (A500HW):

- 6 ϕ 20 $l = 4970,00000$ (mm)

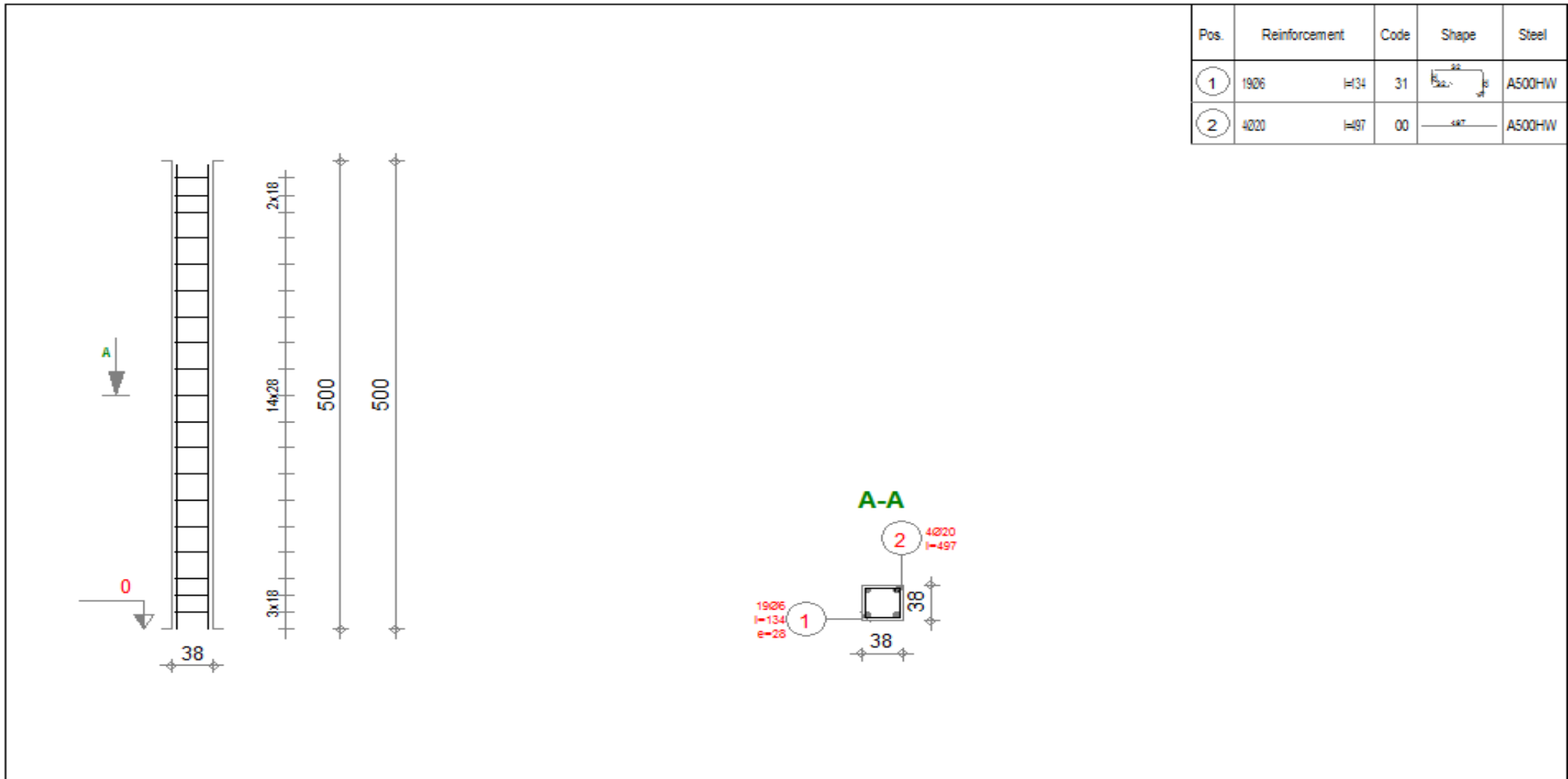
Transversal reinforcement: (A500HW):

stirrups:	19 ϕ 6	$l = 1334,52211$ (mm)
	19 ϕ 6	$l = 468,84070$ (mm)
pins	19 ϕ 6	$l = 1334,52211$ (mm)
	19 ϕ 6	$l = 468,84070$ (mm)

3 Material survey:

- Concrete volume = 722000000,00000 (mm³)
- Formwork = 7600000,00000 (mm²)
- Steel A500HW
 - Total weight = 81,173311 (kG)
 - Density = 0,000000 (kG/mm³)
 - Average diameter = 12,514585 (mm)
 - Reinforcement survey:

Diameter	Length (mm)	Weight (kG)
6	34263,89354	7,607590
20	29820,00000	73,565



Pos.	Reinforcement	Code	Shape	Steel
1	1906	H34	31	A500HW
2	4020	H97	00	A500HW

Exposure class : humid without frost		Tel. Fax		Concrete : C30/37 = 7.22e+008 mm3		Steel A500HW = 49 kg	
Max. aggregate diameter : 20mm		Consistence : S1		Formwork = 7.6e+006 mm2		Steel A500HW = 5.63 kg	
Level(0,0000 mm) mitoituslopullinen		Column53 Section 380x380		Density (unit weight) = 7.576e-008 kg/mm3		Cover 30 mm	
		Number 1		min scale 1/50		Section scale 1/50	
						Page 1/1	