

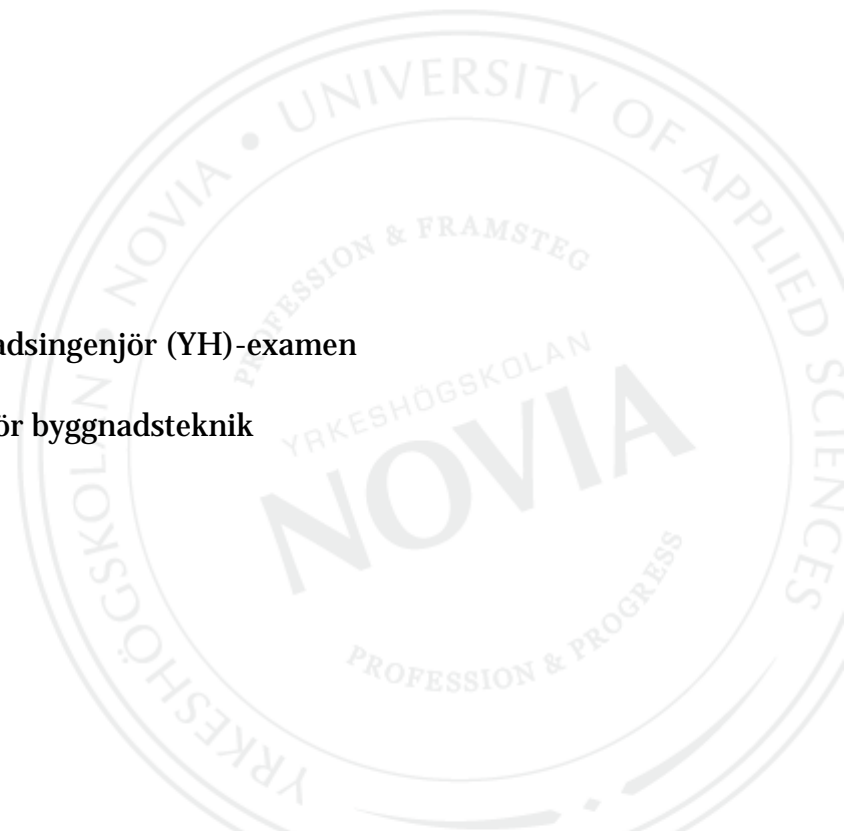
Stålfackverkstyper och dimensionering av typen N

Max Kunttu

Examensarbete för byggnadsingenjör (YH)-examen

Utbildningsprogrammet för byggnadsteknik

Raseborg 2014



EXAMENSARBETE

Författare: Max Kunttu
Utbildningsprogram och ort: Byggnadsteknik, Raseborg
Inriktningalternativ/Fördjupning: Konstruktionsplanering
Handledare: Fredrik Kullström, Finnmap Consulting Oy
Niklas Nyman, Yrkeshögskolan Novia

Titel: Stålfackverkstyper och dimensionering av typen N

Datum: 24.04.2014

Sidantal: 26

Bilagor: 7

Abstrakt

Syftet med detta examensarbete är att ta reda på olika sätt att dimensionera stålfackverk och vad som bör beaktas vid dimensioneringen. Som beställare fungerar Finnmap Consulting Oy. I arbetet jämförs de olika dimensioneringsmetoderna samt deras resultat. De dimensioneringsmetoder som används i detta arbete är en grov metod förhand, en längre metod förhand med knutpunktsmetoden, två olika dimensioneringsprogram och en branddimensionering.

I arbetet beskrivs olika fackverkstyper samt för- och nackdelar med dem. Därtill presenteras olika brandskyddsmetoder för stålfackverk. Två metoder som finns för att fästa stavarna i ett fackverk beskrivs. I slutet av arbetet presenteras det objekt som slutarbetet grundar sig på.

Jämförelsen mellan resultaten sker enligt de krafter som uppstår i stavarna i fackverket. Resultaten visar att de olika dimensioneringsmetodernas resultat skiljer sig från varandra men med små marginaler.

Språk: Svenska

Nyckelord: stålfackverk, dimensionering, brandskydd

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Max Kunttu
Koulutusohjelma ja paikkakunta: Rakennustekniikka, Raasepori
Suuntautumisvaihtoehto/Syventävät opinnot: Rakennesuunnittelu
Ohjaajat: Fredrik Kullström, Finnmap Consulting Oy
Niklas Nyman, Ammattikorkeakoulu Novia

Nimike: Teräsristikkotyypit ja N-typin mitoitus

Päivämäärä: 24.04.2014

Sivumäärä: 26

Liitteet: 7

Tiivistelmä

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on selvittää erilaisia teräsristikoiden mitoitus tapoja ja mitä tulee ottaa huomioon mitoituksessa. Tilaajana toimii Finnmap Consulting Oy. Työssä vertaillaan erilaisia mitoitusmenetelmiä sekä niiden tuloksia. Tässä työssä käytettäviä mitoitusmenetelmiä ovat karkea menetelmä, pidempi menetelmä solmupistemenoitelmää käyttäen, kaksi erilaista mitoitusohjelmaa ja palomitoitus.

Työssä kuvataan eri ristikkotyyppejä sekä niiden etuja ja haittoja. Lisäksi esitellään teräsristikoiden palosuojausmenetelmiä. Teräsristikon sauvojen kaksi kiinnitysmenetelmää kuvataan. Työn lopussa esitellään kohde, johon tämä opinnäytetyö perustuu.

Tulosten vertailu tapahtuu teräsristikon sauvoissa esiintyvien voimien mukaan. Tulokset osoittävät, että eri mitoitusmenetelmien tulokset eroavat toisistaan, mutta pienillä marginaaleilla.

Kieli: Ruotsi

Avainsanat: teräsristikko, mitoitus, palosuojaus

BACHELOR'S THESIS

Author: Max Kunttu
Degree Program: Construction Engineering, Raseborg
Specialization: Structural Engineering
Supervisors: Fredrik Kullström, Finnmap Consulting Oy
Niklas Nyman, Novia University of Applied Sciences

Title: Types of steel trusses and dimensioning of type N

Date: 24 April 2014

Number of pages: 26

Appendices: 7

Abstract

The purpose of this thesis is to find out different methods of dimensioning steel trusses and what should be taken into consideration when dimensioning. This thesis is made for Finnmap Consulting Oy. In the work there is a comparison between different dimensioning methods: a rough method, a longer method using the nodal point method, two different dimensioning programs and a fire design.

Different types of trusses are described in this work as well as their advantages and disadvantages. In addition, fire protection methods for steel trusses are presented. Two methods for attaching the rods in a steel truss are described. The object which this thesis is based on is described at the end of the work.

The results of the dimensioning methods are examined and compared according to the forces which occur in the rods in the steel truss. The results show that the results of the dimensioning methods differ from each other but only with small margins.

Language: Swedish

Key words: steel trusses, dimensioning, fire protection

Innehållsförteckning

1	Inledning	1
2	Stålfackverkstyper.....	2
2.1	Allmänt.....	2
2.2	K-fackverk.....	3
2.3	KT-fackverk	3
2.4	N-fackverk.....	4
2.5	Fackverkets grund	4
3	Brandskydd av stålfackverk	5
3.1	Brandkrav	5
3.2	Metoder	5
3.2.1	Genom att isolera	6
3.2.2	Genom att öka värmelagringsförmågan	8
3.2.3	Genom olika konstruktionslösningar.....	9
4	Fogtyper	10
4.1	Allmänt.....	10
5	Projekt Aikatalo.....	12
5.1	Beskrivning av fackverkstypen och dimensionerna.....	12
5.2	Begränsningar	14
5.3	Generell dimensionering av fackverket.....	15
5.3.1	Utgångsuppgifter.....	15
5.3.2	Grov dimensionering enligt litteratur	16
5.3.3	Dimensionering av profilerna med program	17
5.3.4	Dimensionering av profilerna förhand	17
5.3.5	Branddimensionering av profilerna.....	18
6	Resultat.....	20
7	Avslutning	23
	Källförteckning	25
	Bilagor.....	1

1 Inledning

Som beställare till detta examensarbete fungerar Finnmap Consulting Oy som är en ingenjörbyrå som erbjuder konsultering med anknytning till byggnadsbranschen samt byggnadsplanering.

Stålfackverk kan användas i broar, master, i byggnaders tak och golv samt i reklampelare. Den mest kända konstruktionen som använder sig av fackverksmetoden är Eiffeltornet i Paris.

Vid planering av fackverk finns det många saker som begränsar fackverkets storlek och form. Då man dimensionerar stålfackverk bör man beakta de krafter som uppstår i stavarna, fackverkets deformationer och stabilitet, vibrationer som kan uppstå, hur fackverkets olika delar fästs i varandra och fackverkets beteende i en brandsituation. Fackverket kan dimensioneras med olika metoder och med hjälp av olika sorts program.

I detta arbete tas det upp några olika dimensioneringsmetoder och deras resultat jämförs med varandra, det utförs också en enkel branddimensionering. För att inte göra dimensioneringen så invecklad har vissa förenklingar gjorts, dessutom har man inte beaktat fackverkets stabilitet, deformationer, vibrationer eller fogarnas dimensionering.

De metoder som använts är en grov metod förhand, en längre metod förhand med knutpunktsmetoden samt två olika dimensioneringsprogram; Frame Analysis och StruSoft FEM-Design.

2 Stålfackverkstyper

2.1 Allmänt

Ett stålfackverk består av ett övre och undre spann samt lodräta och diagonala stavar. Principen med fackverk bygger på att man bildar en stor mängd trianglar med hjälp av stavarna. Stavarna utsätts för tryck- och dragkrafter beroende på fördelningen av fackverkets belastningar. Fördelen med stålfackverk är långa spännvidder, låg tyngd, kontroll av nedböjningen. Fackverket tål stora laster i förhållande till sin egenvikt. Nackdelen är de höga tillverkningskostnaderna jämfört med en I-balk. Fackverk används vanligtvis i byggnaders tak och golv men också i broar.

Fackverken behöver inte ha samma höjd längs med hela spännvidden utan höjden kan variera som t.ex. i hus med pulpettak. Stavarna i fackverken kan också ordnas så att de tar emot krafter som kommer nerifrån. Detta används då krafterna som kommer nerifrån är dominerande. Som stavar kan man använda U- och I-profiler samt rör med cirkulärt, kvadratisk eller rektangulärt tvärsnitt. De vanligaste fackverkstyperna är K, KT och N. Fackverken har namngivits efter deras utseenden. (Tata Steel, British Constructional Steelwork Association & Steel Construction Institute, u.å).

På långa spännvidder finns det stora variationer i stavarnas laster. Stavar som är placerade närmare stöden får större laster jämfört med stavar som är placerade i fackverkets mittområde. För att minimera fackverkets tyngd kan man välja lättare rörbalkar vid stavar som har en lägre påfrestning. För att underlätta tillverkningen bör man ändå inte använda fler än 2-4 olika profiler på stavarna. Vid rörbalkar med samma yttermått borde man använda bara en väggjocklek i samma fackverk så att inte rörbalkarna blandas vid tillverkningsprocessen. Spannen görs ofta av samma rörbalk trots att normalkraften varierar längs med spannet. Spannröret kan göras av olika storlekar rörbalkar ifall fackverket delas upp i monteringsblock. Då ändrar spannets storlek vid monteringsblockens fogar. (Rautaruukki, 2012).

2.2 K-fackverk

K-fackverket passar till långa spännvidder, då man får lasterna förflyttade till fackverkets fastsättningspunkt. I K-typens fackverk är antalet stavar lågt och deras fastsättning är enkel. Stavarnas glesa placering ger rum åt genomförningar t.ex. rör. Övre spannets knäckningslängd är dock stor jämfört med andra fackverkstyper vilket kan leda till att man behöver ett tyngre övre spann för att förhindra att övre spannet knäcks. (Rautaruukki, 2012).

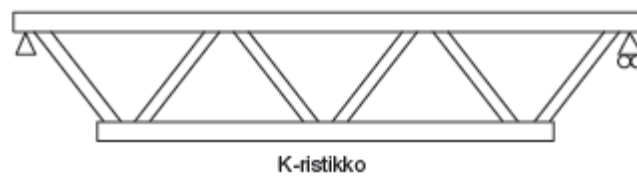


Bild 1. K-fackverk

(Rautaruukki 2012)

2.3 KT-fackverk

KT-fackverket har fler stöd i övre spannet jämfört med K-fackverket vilket betyder att spannets hållbarhet är bättre än i K-fackverket. Fastsättningarna blir däremot svårare att förverkliga. Man hamnar ofta att göra fogarna i det undre spannet så att de överlappas, vilket orsakar mer tillverkningskostnader. KT-fackverket tål mer laster än motsvarande K-fackverk. (Rautaruukki, 2012)

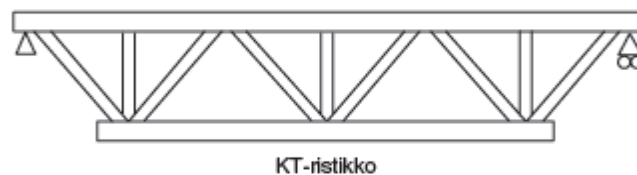


Bild 2. KT-fackverk

(Rautaruukki 2012)

2.4 N-fackverk

I N-fackverket ökar antalet stavar jämfört med K-fackverket. I höga och korta fackverk är krafterna som uppstår i stavarerna mycket större jämfört med krafterna som uppstår i spannen. I detta fall är N-fackverket förmånligt eftersom de pressade stavarerna är kortare än i KT-fackverket. Fogarna görs ofta så att de överlappas så att excentriciteten inte blir så stor. (Rautaruukki, 2012).

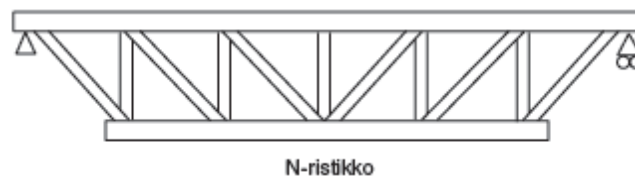


Bild 3. N-fackverk.

(Rautaruukki 2012)

2.5 Fackverkets grund

Fackverksmodellen har sina grunder i en betongbalk. Tanken är att fackverket fungerar som ett mekaniskt system å en betongbalk som har spruckit. Det övre spannet består av betong som tål tryck och det nedre spannet består av dragarmering. Bygelarmeringen är vinklad enligt α i förhållande till det nedre spannet och tar emot de sneda dragkrafterna. De sneda fält som bildas mellan byglarna fungerar som tryckstavar. (Leskelä & Suomen betoniyhdistys, 2006).

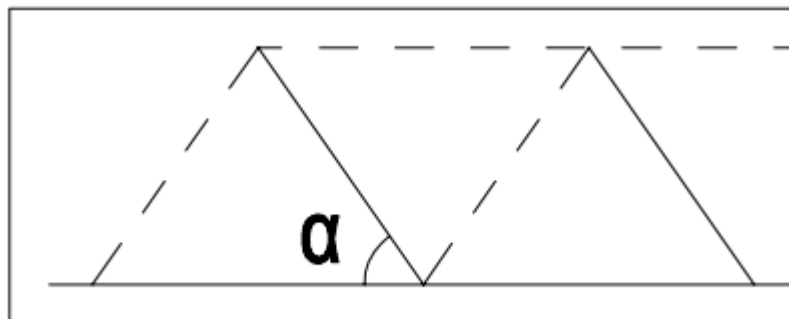


Bild 4. En betongbalk med armering. De streckade linjerna är tryckta stavar.

3 Brandskydd av stålfackverk

3.1 Brandkrav

Bärande och sektionerande byggnadsdelar motstår brand på olika sätt och delas därför in i klasser. De krav som ställs på byggnadsdelarna beskrivs med bokstäverna R, E och I. R står för bärförmåga, E för integritet och I för isoleringsförmåga. De olika bokstäverna kan kombineras på olika sätt enligt följande: R, REI, RE, EI och E. Efter bokstavskombinationen anges brandmotståndstiden i minuter med något av följande tal: 15, 30, 45, 60, 90, 120, 180 eller 240. Den beteckning som bildas anger byggnadsdelens brandklass t.ex. R120, REI60 och EI30. (Finlands byggbestämmelsesamling E1, 2011).

3.2 Metoder

Stålfackverk kan skyddas mot brand endera genom att isolera eller öka dess förmåga att lagra värme. Man kan också påverka brandhållfasthetstiden med olika konstruktionslösningar. Vid val av brandskyddsmetod bör man notera materialkostnaderna men också skyddsmetodens monterings- och servicekostnader. Brandskyddsmetoderna kan delas in i torra och våta metoder. De torra metoderna monteras oftast med mekaniska fästånordningar runtom konstruktionen. (Inha & Iso-Mustajärvi, 1999).

Torra metoder	Våta metoder
Mineralullsskivor	Brandskyddsfärger
Gipsskivor	Fylla med betong
Konstruktionslösningar	Fylla med vatten
	Sprinklersystem

Tabell 1. Indelningen av brandskyddsmetoderna.

(Rautaruukki 2012)

3.2.1 Genom att isolera

En isolerad stålkonstruktions temperatur i brandläge stiger långsammare än omgivningen och når den kritiska temperaturen senare än en konstruktion som inte är brandskyddad. Med kritisk temperatur menas att stålets sträckgräns har reducerats till samma nivå som den spänning som orsakats av de laster som verkar på konstruktionen. Isoleringen kan genomföras med skivor eller med sprutbara material. Brandskyddsmaterialets värmeledningsförmåga är beroende av brandskyddsmaterialets temperatur som beaktas i stålkonstruktionens temperaturberäkning. Brandskyddsmaterialets värmeledningsförmågans temperaturfunktion finns i brandskyddsmaterialens tillverkares tekniska manual. (Inha & Iso-Mustajärvi, 1999).

3.2.1.1 Mineralullsskivor

Mineralullsskivor är effektiva värmeisolerare. Skivorna lämpar sig som brandskydd om deras sintringstemperatur är tillräckligt hög, ca 800-1100°C. Mineralullsskivor som används som brandskydd har en densitet kring 150kg/m³ och deras tjocklek varierar mellan 20-60mm (ISOVER FireProtect).

Skivorna fästs mekaniskt eller genom att limma. Mekaniska fästordningar är stålpiappar som svetsas fast på stålets yta. Alternativt kan man använda skjutbara spikar. Skivorna trycks igenom piapparna eller spikarna mot stålet och fästs med en låsbricka. Vid monteringen bör man beakta fogarnas täthet. Om skivorna monteras med lim måste stålytan vara torr och all smuts och olja skall avlägsnas, dessutom bör limmet lämpa sig för ändamålet. Skivorna kan användas som sådana utan annan beklädnad om fackverket inte utsätts för mekaniskt slitage. Annars måste skivorna skyddas eftersom de inte tål någon mekanisk kraft om de är oskyddade. (Inha & Iso-Mustajärvi, 1999).

3.2.1.2 Gipsskivor

Gipsskivorna innehåller en stor mängd kristallvatten vilken är grunden till skivornas brandskyddsegenskaper. Under tiden som kristallvattnet förångas hålls stålets temperatur vid 100°C. Efter att kristallvattnet har avdunstat går den oförstärkta skivan sönder. Gipsskivorna kan förstärkas genom att tillsätta glasfibrer som bindemedel.

Gipsskivornas densitet är kring 850kg/m^3 (Glasroc F Firecase). Vid brandskydd använder man vanligtvis 13 eller 15mm tjocka skivor som kan vara i flera lager. Skivorna monteras fast i stålet med skruvar. Lagrens antal kan variera mellan ett och fyra. (Inha & Iso-Mustajärvi, 1999).

3.2.1.3 Brandskyddsfärger

Brandskyddsfärger används vanligtvis i torra utrymmen inomhus. Brandskyddsfärgerna sväller upp då de utsätts för hetta och förändras till ett skum då temperaturen stiger över ca $250\text{-}300^\circ\text{C}$. Det flera centimeter tjocka skummet som bildas i reaktionen förkolnas under branden och skyddar stålkonstruktionen. Under normala användningstemperaturer är brandskyddsfärgen som en vanlig målfärg. Alla målfärgstyper tål inte en långvarig brand utan det förkolnade målskiktet kan börja skalas bort redan efter en halv timme efter att förändringen till skum har ägt rum. Brandskyddsfärg kan användas då kravet för brandmotståndstiden är R15-R120.

Brandskyddsfärgen appliceras på stålets yta med pensel, rulla eller spruta. Det torra skiktets tjocklek är oftast 0,4-2,5mm (Tikkurila Nonfire S104). Målandet kan utföras i tillverkningsfabriken eller på monteringsplatsen. De skyddade profilerna är lättare att måla i tillverkningsfabriken men de måste skyddas ordentligt under frakten eftersom brandskyddsfärgen kan skadas lätt.

Brandskyddsfärgerna används som ett målningsystem i vilket ingår stålkonstruktionens förbehandling, grundfärg, brandskyddsfärg och ytfärg. Målningsystemets totala tjocklek är vanligtvis 0,2-5,0mm. Ytfärgen bör vara lämplig att användas med brandskyddsfärgen och skiktets tjocklek bör vara det som brandskyddsfärgens tillverkare rekommenderar.

Fördelen med brandskyddsfärger är att skyddets tjocklek är så litet. Dessutom är konstruktionens utseende den samma som efter en vanlig korrosionsskyddsmålning. Brandskyddsmålningen är däremot betydligt dyrare än korrosionsskyddsmålningen. (Inha & Iso-Mustajärvi, 1999).

3.2.2 Genom att öka värmelagringsförmågan

3.2.2.1 Fylla konstruktionsrören med betong

En betongfylld stav är naturlig och effektiv brandskyddsmetod. Konstruktionsrörets utseende och mått ändras inte då det fylls med betong. Rörets brandmotståndstid förbättras märkbart ifall man använder armering. Med armeringsmängden kan man justera stavens hållfasthet i normala temperaturer och brandsituationer.

Vid monteringen kan man utnyttja konstruktionsrörets lätthet och snabba montering, eftersom betongfyllandet görs först på byggplatsen. I normala temperaturer fungerar det betongfyllda konstruktionsröret som samverkanskonstruktion och i brandsituationer förflyttas en stor del av lasterna via betongen och armeringen. Med tanke på brandsituationen måste man göra förångningshål i konstruktionsröret. Under branden kan ångtrycket läcka ut genom hålen och inte skada röret. Gjutningen måste utföras med tillräckligt låga gjutningslager och massans vibrering skall göras noggrant. (Inha & Iso-Mustajärvi, 1999).

3.2.2.2 Fylla konstruktionsrören med vatten

Vattnet i konstruktionsröret fungerar som avkylande material. Den värmeenergi som branden producerar går åt till att värma och förånga vattnet inne i konstruktionsröret. Vattnets avkylningsseffekt kan ökas genom att förena konstruktionsrören med en behållare som är placerad ovanför. Vid brandsituationer stiger det förångade vattnet upp i behållaren och det avkylda vattnet återvänder från behållaren till konstruktionsrören. För att hindra att vattnet skall frysa tillsätter man t.ex. kalciumkarbonat eller kalciumnitrat.

Vattenavkylning är en effektiv brandskyddsmetod. Genom att ordna cirkulation av vattnet i konstruktionsrören hålls temperaturen mellan 200-250°C under hela branden. Vattenavkylning lämpar sig endast för brandskydd i stavar. Vattenavkylningen ändrar inte på konstruktionsrörets utseende om cirkulationsledningarna placeras inne i konstruktionsrören. (Inha & Iso-Mustajärvi, 1999).

3.2.2.3 Sprinklersystem

Sprinklers är ett automatiskt brandsläckningssystem som börjar verka då temperaturen stiger vid brandsituationer. Tack vare sprinklersystemet stiger inte temperaturen då släckningssystemet har börjat verka. I de nationella bestämmelserna finns anvisningar om hur man tar i beaktande sprinklersystem vid branddimensionering. Lönsamheten att montera sprinklersystem är beroende av monteringskostnaderna i relation till brandskyddets kostnader. (Inha & Iso-Mustajärvi, 1999).

3.2.3 Genom olika konstruktionslösningar

Rörbalkskonstruktioners brandskydd kan minskas eller helt uteslutas ifall man använder lämpliga konstruktionslösningar. Genom att förbättra konstruktionsdelarnas och fogarnas brandhållfasthet med olika konstruktionslösningar (t.ex. nedsänkta tak och konstruktionens placering utanför brandområdet) undviker man användningen av möjliga brandskyddsmaterial vilka ökar material- och monteringskostnader. Vid användning av konstruktionslösningar som brandskyddsmetod måste det redogöras från fall till fall och beaktas redan i planeringsskedet. (Inha & Iso-Mustajärvi, 1999).

3.2.3.1 Nedsänkt tak

Rumshöjden minskas med ett nedsänkt tak p.g.a. det utrymme som VVS-installationerna kräver. Rörinstallationer och andra konstruktioner syns inte tack vare det nedsänkta taket. Det nedsänkta taket kan användas som brandskydd för konstruktioner som finns i utrymmet (t.ex. mellanbjälklagsbalkar). Då skall det nedsänkta taket planeras och dimensioneras korrekt. Det nedsänkta takets fastsättning i takbjälklaget måste vara hållbar mot påfrestningarna som uppstår under branden. I praktiken är det oftast fästordningen som blir den dimensionerande konstruktionsdelen vid brandsituationer. (Inha & Iso-Mustajärvi, 1999).

4 Fogtyper

4.1 Allmänt

Fogtyperna kan delas in i bultförband och svetsade, dessutom delas de svetsade fogarna in i överlappande fogar och fogar med mellanrum. Bultförband används för svetsade profiler då man vill skarva en fortsättning på en balk eller pelare, och då man vill fästa en balk och en pelare i varandra. Svetsade fogar används bara i undantagsfall.

I stålfackverk används svetsade fogar som oftast antas vara ledade och då dimensioneras stavarna enligt normalkraften. Den inverkan som fogarnas stelhet uppger kan beaktas beroende av storleksförhållandet mellan spannen och stavarna, i detta fall minskar stavarnas knäckningslängd. (Rautaruukki, 2012).

Fogtyp	Med mellanrum	Överlappande
N		
K		
KT		
T		

Tabell 2. Exempel på olika fogtyper för stålfackverk.

(Rautaruukki 2012)

De tvärgående lasterna som verkar på spannet på spännvidden bildar också en böjningslast, då skall spannet dimensioneras som en tryckt och böjd stav. Med tanke på tryckhållfastheten lämpar sig en rörbalk med tunna väggar bäst. Ett brett spann med tunna väggar är ändå ett sämre val med tanke på fogarnas hållbarhet än ett smalt spann med tjocka väggar.

En del av fackverksfogarnas beräkningsformler baserar sig på provresultat. Då man använder sig av dessa formler måste man försäkra sig om att rörbalkarna uppfyller de krav som ställs i beräkningstabellerna.

Fogarnas excentricitet får ett positivt värde då stavarnas neutralaxlar skär varandra nedanför spannets tyngdpunktsaxel. Excentriciteten blir negativ då skärningspunkten finns ovanför spannets tyngdpunktsaxel. En fog är överlappande oberoende av om stavarna är en del eller helt på varandra. Överlappningen kan också räknas som ett negativt mellanrum. (Rautaruukki, 2012).

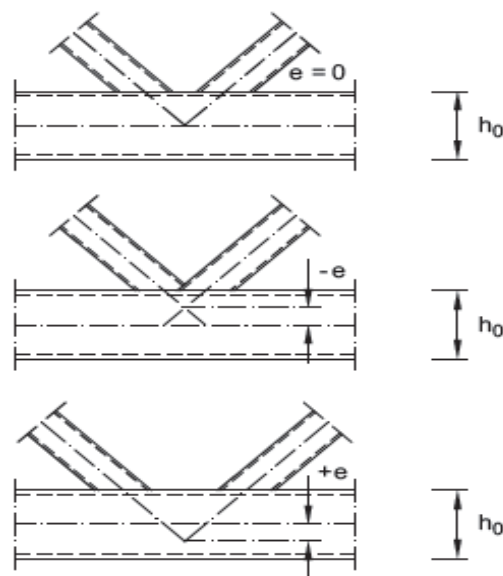


Bild 5. Förklaring av excentriciteten som bild.

(Rautaruukki 2012)

5 Projekt Aikatalo

5.1 Beskrivning av fackverkstypen och dimensionerna

Projektet är en gammal biograf som skall göras om till ett fitness-center. Projektet är beläget på Mikaelsgatan 8 i Helsingfors. Byggnaden som biografen finns i blev färdig 1961. Som arkitekt fungerade Eliel Muoniovaara och som konstruktionsplanerare Rakennusinsinööri Viiste. Salens väggar och golv är gjorda av betong. I taket går det två primära betongbalkar och mellan dem ett antal sekundära betongbalkar.



Bild 6. Biografsalen.

Den ungefär tio meter höga biografsalen skall fungera som ett fyravåningsgym. Biografsalen är ca 23,6 meter lång och ca 22,85 meter bred. Den översta våningen skall hållas upp med hjälp av ett N-fackverk av stål. Under biografsalen finns en våning och under den ett skyddsrum.

Fackverkets form är enkel och rak men under planeringen har fackverkets utseende varierat då man har anpassat sig efter arkitektoniska krav. Fackverket har varit böjt i en båge, haft en vinkel i mitten och varit rak men dubbel. Fackverkets stavar är I-balkar och övre samt undre spannet är WB-balkar (se bild 10). WB-balkarna är uppbyggda av plåtar som är

svetsade fast i varandra (Welded Boxes). Alla fogar är svetsade. Golvet som stöds upp med hjälp av fackverket består av en 120 millimeter tjock betongplatta och under den sju stycken WI450-stålbalkar. Fackverkets brandkrav är R60 och gipsskivor används som brandskydd.

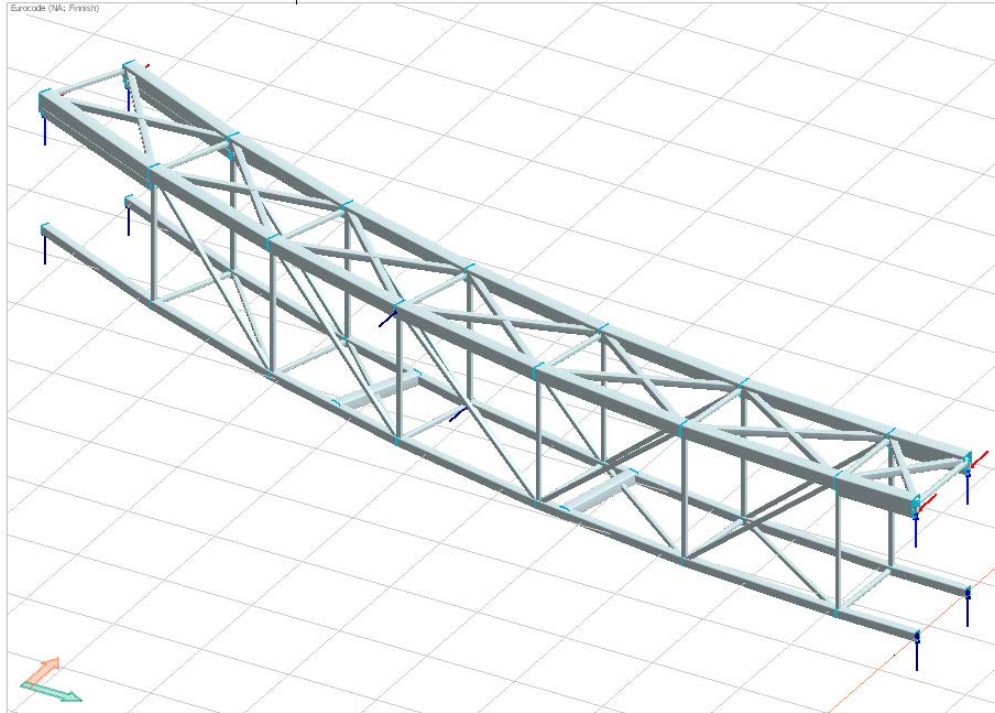


Bild 7. Fackverkets utseende då det var en båge.
(Finnmap Consulting Oy 2014)

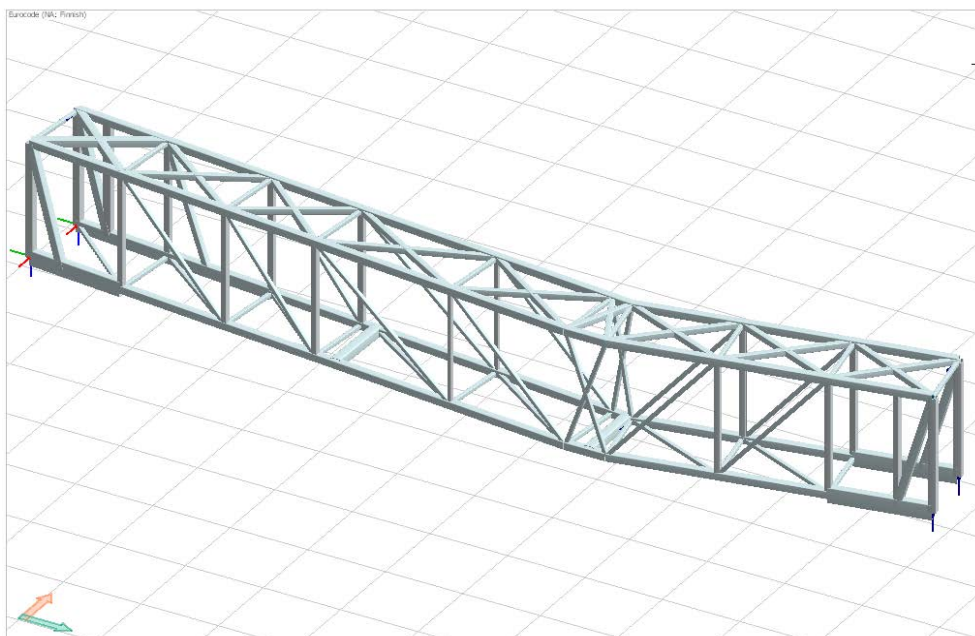


Bild 8. Fackverkets utseende då det hade en vinkel.
(Finnmap Consulting Oy 2014)

5.2 Begränsningar

Orsaken till att man överhuvudtaget valde att använda ett fackverk för att stöda upp den översta våningen var för att byggnaden ligger på borrade pålar och ändringarna som sker i biografsalen gör att lasterna som förs ner till pålarna blir större. Skulle man placera pelare för att stöda upp översta våningen så skulle några pålar få för stora laster. Genom att använda ett fackverk får man en del av översta våningens laster förflyttade till andra pålar.

Vid planeringen av fackverket har olika begränsningar styrt och format fackverkets utseende. Fackverkets längd kan inte vara längre än biografsalens längd. Höjden är också begränsad eftersom man måste få fackverket att rymmas under taket men ändå få tillräckligt med höjd mellan översta våningen och undertaket. För att komma till den översta våningen måste man gå igenom fackverket vilket betytt att man inte har kunnat sätta diagonal- och vertikalstavarna varsomhelst. Man måste också utelämna två diagonalstavar för att få två dörröppningar placerade i fackverket.

Byggnadens tak skall inte rivas vilket betyder att man inte kan installera fackverket bara genom att lyfta den på plats med en kran. Stavarna hämtas in till biografsalen genom ett hål (1,5x2,4m) som görs i ytterväggen. I biografsalen monteras de ihop till lite större delar och sedan lyfts de större delarna upp på plats och monteras fast i varandra.

Översta våningen skall fungera som en gymnastiksal vilket betyder att den hör till användningsklass C4. Då använder man 5 kN/m^2 som värde för vistelselasten istället för 2 kN/m^2 som man vanligtvis använder.

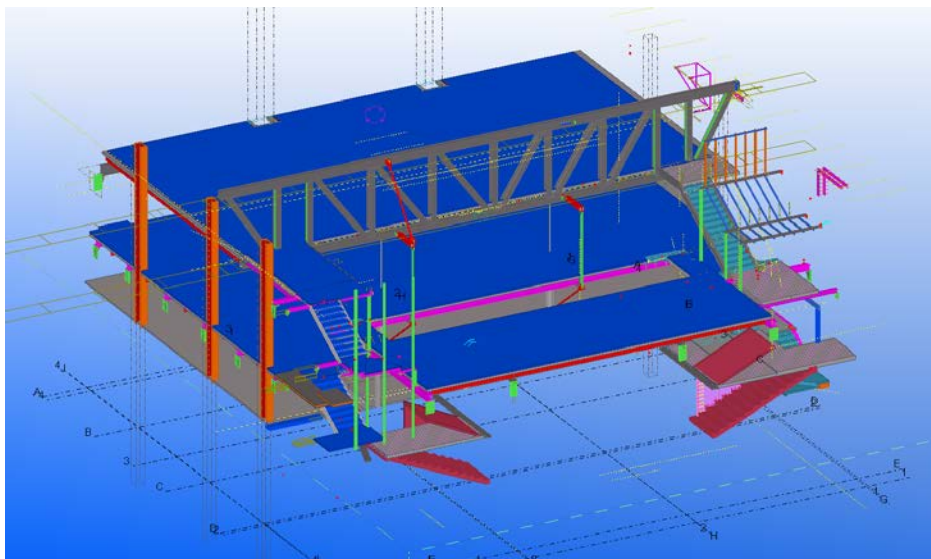


Bild 9. 3D-modell av biografsalens blivande våningar samt stålfackverket.

(Finnmap Consulting Oy 2014)

5.3 Generell dimensionering av fackverket

Då man planerar fackverk antar man oftast att fogarna mellan stavarna och spannen är ledade vilket betyder att stavarna utsätts för bara normalkraft. Då man dimensionerar stavarna och fogarna behöver man inte beakta böjmoment ifall de uppfyller villkor som är beroende av stavarnas tvärsnitt och förhållandet mellan stavarnas dimensioner. I spannen uppstår nedböjningsspänningar eftersom spannet är en kontinuerlig konstruktion. Spannets moment minskar ifall man kan rikta belastningarna till fackverkets fogar. Konstruktionsrör fungerar effektivt som både tryckt och dragen stav, vilket gör att fackverket är en lätt konstruktion med tanke på dess bärförmåga.

Fackverkets kostnader består inte bara av stålets tyngd utan också av tillverkningen samt själva installationen. Ett fackverk som har mellanrum mellan fogarna och har ett litet antal stavar kan vara billigare till kostnaderna jämfört med ett lättare fackverk som har ett stort antal stavar och överlappande fogar. Fackverkets billigaste typ och fogarnas utseende måste avgöras från fall till fall.

De olika dimensioneringssätten förklaras teoretiskt i de kommande kapitlen. Själva uträkningarna presenteras i slutet av arbetet som bilagor. Dimensioneringarna görs enligt de metoder och krav som presenteras i Eurocode 3. (Rautaruukki, 2012).

5.3.1 Utgångsuppgifter

I alla dimensioneringsmetoder har man använt sig av samma laster och mått på fackverket. Fackverkets utseende är nästan lika i alla metoder förutom vid dimensioneringen förhand. Vid dimensioneringen förhand har inte dörröppningarna beaktats utan man har placerat två diagonala stavar i dörröppningarna för att underlätta beräkandet. Då man dimensionerat profilerna med datorprogram har man använt sig av andra profiler i både övre och undre spannet jämfört med dimensioneringen för hand. Orsaken till detta är att det inte finns möjlighet att välja WB-balkar i programmen. Ett alternativ är att man använder balkar som har nästan samma tröghetsmoment som WB-balkarna.

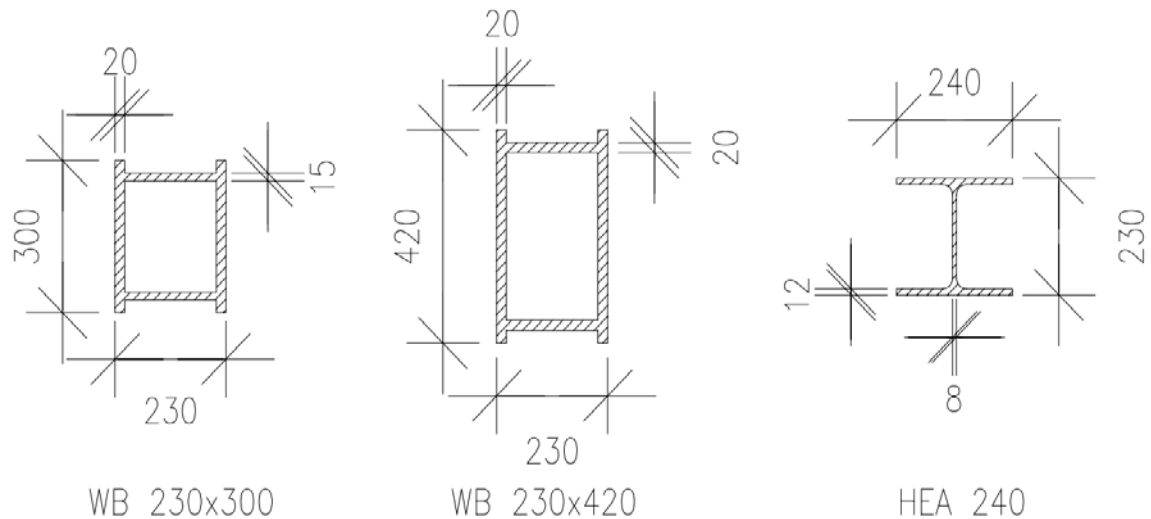


Bild 10. Tvärsnitten på de profiler som används i fackverket.

(Max Kunttu 2014)

5.3.2 Grov dimensionering enligt litteratur

Denna grova dimensionering görs enligt de instruktioner som finns i Rautaruukki's bok Rakenneputket Käsikirja 2012. Den grova dimensioneringen kan göras då man fått idén att man vill använda ett fackverk och man vill t.ex. veta hur mycket utrymme fackverket behöver.

Man börjar med att välja fackverkets höjd beroende av fackverkets längd, varefter man antar att fackverket är en balk och räknar ut momentet för balken. Momentets högsta värde divideras med fackverkets höjd och resultatet är ett startvärde för krafterna i spannen. Krafterna i stavar räknas ut med hjälp av skjuvkraften som uppstår i balken. Sedan granskar man de fogar som har den högsta belastningen, det är oftast frågan om fogarna mellan stavar och båda spannen närmast stöden. Spannen och stavarnas mått bör väljas så att förhållandet mellan deras bredder är ungefär 0,7-0,8. Man kan grovt konstatera att fackverkets tyngd fördelas så att det övre spannet utgör ungefär 50 %, nedre spannet 30 % och stavar 20 % av fackverkets totala tyngd.

$$N_0 = \frac{M_{\max}}{h} \qquad V_0 = \sqrt{2 * V_{\max}}$$

I den vänstra ekvationen är N_0 ett startvärde för krafterna i spannen, M_{\max} är balkens största moment och h är balkens höjd. I den högra ekvationen är V_0 ett startvärde för vertikal- och diagonalstavar och V_{\max} är balkens största skjuvkraft.

Nästa steg i processen är att räkna ut de egentliga krafterna som uppstår i stavarna med hjälp av ett lämpligt program eller för hand. Stavarnas hållfasthet beräknas endera för drag eller tryck. Det nedre spannets hållfasthet räknas för drag medan det övre spannet räknas för en samverkan av momentet och normalkraften.

Ifall man måste byta dimension på stavarna bör man räkna på nytt och använda de nya dimensionerna.

Efter det räknar man fogarnas lokala hållfastheter och dimensionerar svetsfogarna. Fackverkets nedböjning räknas och jämförs med det tillåtna värdet. Till sist planerar man de tvärgående stödets placering och fackverkets installationsskarv genom att beakta frakten. (Rautaruukki, 2012).

5.3.3 Dimensionering av profilerna med program

5.3.3.1 Frame Analysis

Med programmet kan man analysera 2D-konstruktioner med godtycklig geometri enligt första och andra ordningens teori. Man kan dimensionera och planera ramar gjorda av stål, trä och betong. (StruSoft, 2010).

5.3.3.2 StruSoft FEM-Design

FEM är ett litet mer avancerat program jämfört med Frame och dessutom kan man dimensionera konstruktioner i 3D med FEM. StruSoft FEM använder sig av Finita Element Metoden varifrån programmet också fått sitt namn. Man kan också importera konstruktioner från andra program som t.ex. Tekla Structures. FEM är utvecklat av ett företag som heter StruSoft. (StruSoft, 2011).

5.3.4 Dimensionering av profilerna förhand

Dimensioneringen går ut på att man inte använder något datorprogram som hjälpmedel. Först räknas lasterna som fackverket blir utsatt för och man använder ett gissat värde för fackverkets egenvikt. Efter det räknar man ut de krafter som uppstår i de olika stavarna och väljer lämpliga dimensioner. Metoden som används för att räkna ut krafterna kallas

knutpunktsmetoden och den fungerar så att krafterna som verkar på en knutpunkt skall ha summan lika med noll.

Sedan räknar man lasterna på nytt eftersom man nu vet fackverkets riktiga tyngd. Vid behov ändrar man dimensionerna och räknar ännu en gång. Till sist kan man ännu granska hela fackverkets nedböjning genom att räkna ut längdförändringarna i alla stavarna och rita hur fackverket ser ut då det är belastat.

5.3.5 Branddimensionering av profilerna

I en brandsituation stiger stålets temperatur tillsammans med brandgasernas temperatur. Då stålets temperatur stiger ändras stålets egenskaper för hållfasthet och formförändring. Man ställer olika sorts brandkrav på konstruktionen beroende på användningsändamålet (t.ex. bärförmåga). (Rautaruukki, 2012).

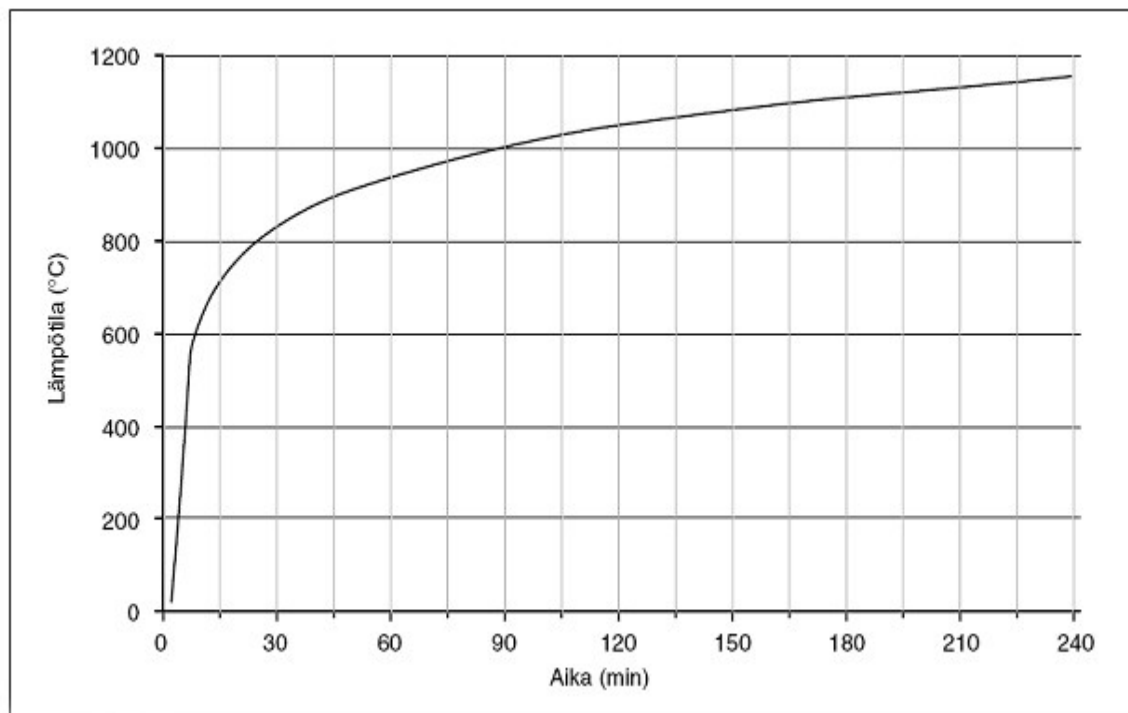
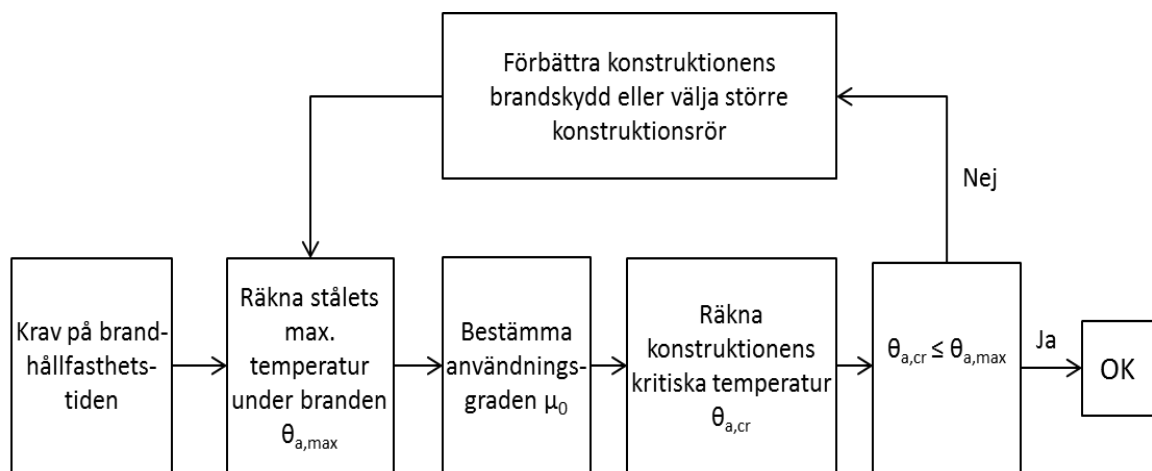


Bild 11. Temperatur-tidkurva av en standardbrand enligt ISO-834-standarden.

(Rautaruukki 2012)

Konstruktionsrörets hållbarhet kan räknas på två olika sätt i en brandsituation. Räkna enligt materialegenskaperna (sträckgräns och elasticitetsmodul) i en brandsituation eller räkna stålkonstruktionens kritiska temperatur som funktion av användningsgraden. När branddimensioneringen sker enligt materialegenskaperna i en brandsituation kan man beakta ståldelens ojämna temperaturfördelning. Då man dimensionerar med hjälp av den kritiska temperaturen antar man att ståldelens temperaturfördelning är jämn. (Rautaruukki, 2012).



Figur 1. Branddimensionering enligt den kritiska temperaturen.

(Rautaruukki 2012)

6 Resultat

De beteckningar som man har använt vid dimensioneringarna finns presenterade i en teckenförklaring på bilagornas första sida.

	Fackverkstyngd	Punktlaster	Summa
	kN	kN	kN
Stödkraft A	57	562,842	619,842
Stödkraft B	63	562,607	625,607
		Total last	1245,449

Tabell 3. Den totala lasten som verkar på fackverket. Punktlasterna (se tabell 4) är uppdelade så att P1, P2, P3 och halva P4 verkar på stödet A. Punktlasterna P5, P6, P7 och halva P4 verkar på stöd B. Uträkningarna för punktlasterna och den totala lasten finns på sidorna 2-4 i bilagorna.

	Punktlast	Moment
	kN	kNm
P1	132,5899	182,2715
P2	185,9669	706,76
P3	197,7579	1042,176
P4	213,0559	1253,833
P5	197,7579	1039,605
P6	189,2149	720,2292
P7	129,1059	157,1898

Tabell 4. Punktlasterna samt deras moment vid den grova dimensioneringen. Punktlasternas placering presenteras i bild 12.

I tabell 4 presenteras punktlasterna P1-P7 och de moment som punktlasterna orsakar. Dessa värden används vid den grova dimensioneringen vars uträkningar finns på bilagornas sidor 6 och 7.

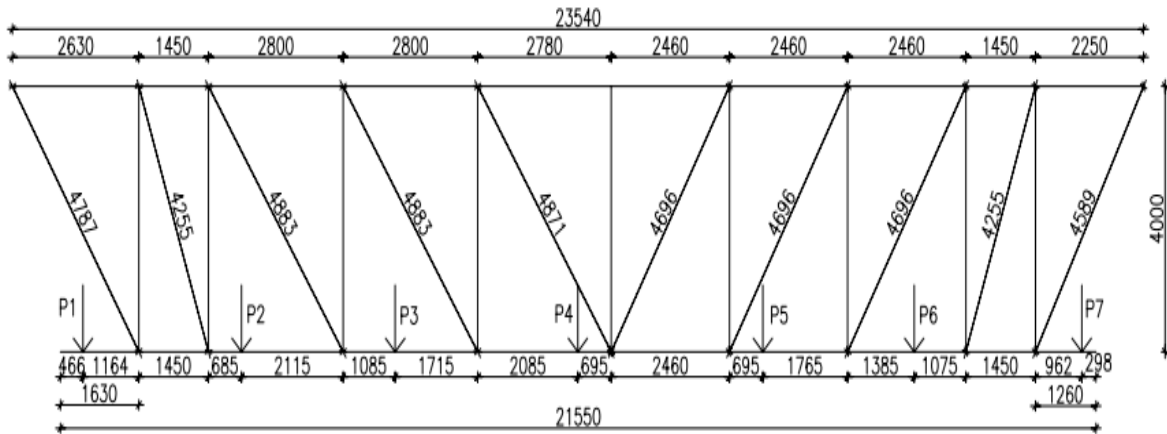


Bild 12. Fackverkets mått och punktlasternas placering.

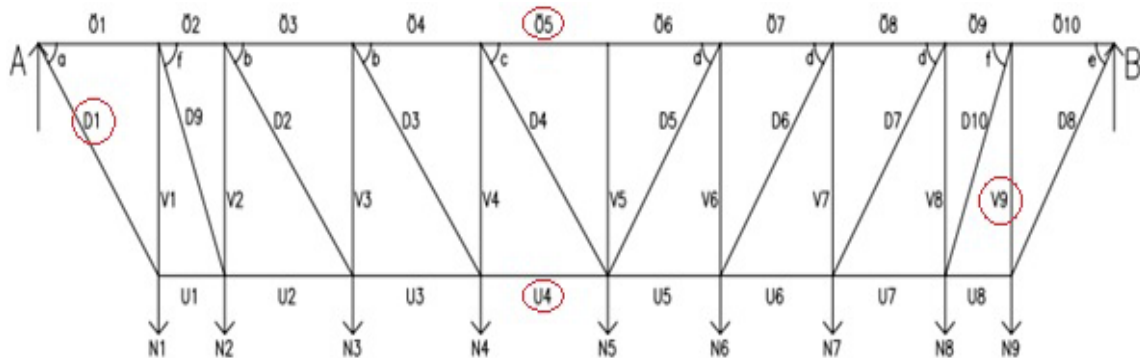


Bild 13. Stavarnas placering i fackverket. De inringade stavarnas resultat finns i tabellen nedan.

Stav	Stavens profil	Stavens hållfasthet	Kraft förhand	Kraft med Frame	Kraft med FEM
Ö5	WB 230*420	-7803 kN	-997 kN	-991 kN	-992 kN
U4	WB 230*300	+6284 kN	+960 kN	+955 kN	+955 kN
D1	HEA 240	+2726 kN	+742 kN	+768 kN	+769 kN
V9	HEA 240	-1683 kN	-500 kN	-279 kN	-301 kN

Tabell 5. Jämförelse av olika dimensioneringsmetoders resultat. Minustecknet framför kraften indikerar att det är en tryckkraft och plustecknet visar att det är frågan om en dragkraft.

Från tabellen ovan kan man se resultatens skillnad och stavarnas hållfasthet. Stavarna är de som har den högsta belastning i vardera spannet samt vertikala- och diagonalstavarna. Stavarnas placering i fackverket presenteras i bild 13. Man bör dock nämna att

dörröppningarna inte är beaktade i dimensioneringen som skett för hand vilket betyder att diagonalstavarna D9 och D10 (se bild 13) är tillsatta bara för att underlätta dimensioneringen förhand. Uträkningarna för de olika dimensioneringsmetoderna finns på bilagornas sidor 6-24. I tabellen nedan finns stavarnas kritiska temperaturer vilka jämförs med stålets temperatur efter 60 minuters standardbrand, 945°C. På grund av att stålets temperatur är högre än de kritiska temperaturerna betyder det att man måste brandskydda fackverket. Branddimensioneringens uträkningar är presenterade på bilagornas sidor 25 och 26.

Stav	Stålets kritiska temperatur
Ö5	857°C
U4	830°C
D1	743°C
V9	730°C

Tabell 6. De kritiska temperaturerna för de mest belastade stavarna i fackverket.

7 Avslutning

Efter användningen av de olika dimensioneringsmetoderna kan man konstatera att de kommer till så gott som samma svar angående de drag- och tryckkrafter som uppstår i spannen och stavar. Metoderna skiljer sig från varandra tidsmässigt med en ganska stor marginal.

Den grova metoden är snabb men också överraskande nära verkligheten även då man omvandlade fackverket till en balk. Datorprogrammen kan vara tidskrävande om det är första gången man använder dem, men är man en van användare går det snabbt och man kan presentera resultaten i tabellform eller grafiskt. Man klarar sig inte med datorprogram från början till slut utan lasterna som verkar på fackverket räknas ut förhand.

Knutpunktsmetoden är en gammal men fungerande metod. Den är dock väldigt tidskrävande i ett större fackverk med många stavar. På grund av att metoden består av många beräkningar som är beroende av varandra så finns det en fara att om man gör ett fel i början av räkningarna så kan det betyda att man måste göra allt om från början. Men ifall lasterna är lika stora och fackverket är symmetriskt slipper man betydligt lättare undan då man bara behöver räkna halva fackverkets krafter och sedan spegla över dem till andra halvan av fackverket.

Stav	Stavens profil	Kraft förhand	Kraft med Frame	Kraft med FEM
Ö5	WB 230*420	-997 kN	-991 kN	-992 kN
U4	WB 230*300	+960 kN	+955 kN	+955 kN
D1	HEA 240	+742 kN	+768 kN	+769 kN
V9	HEA 240	-500 kN	-279 kN	-301 kN

Tabell 7. Dimensioneringsmetodernas resultat. I tabellen kan man jämföra resultaten för några stavar, då kan man notera att vertikalstav 9 har den största skillnaden mellan metoderna. Orsaken till skillnaden är de tillagda diagonalerna D9 och D10 (se bild 13) som bara använts vid dimensioneringen förhand. Krafterna med minustecken är tryckkrafter och krafter med plustecken är dragkrafter.

Branddimensioneringen utfördes enligt stålets kritiska temperatur men branddimensioneringen kan också göras enligt stålets materialegenskaper. Resultaten visade att fackverket måste brandskyddas vilket var förväntat på grund av att stålet som sådant inte klarar sig så bra i brandsituationer jämfört med trä eller betong. Man hade först

bestämt sig för brandskyddsfärg för objektet men som det tidigare i arbetet nämndes så används gipsskivor som brandskydd.

Slutligen bör man nämna att fackverkets alla stavar är väldigt överdimensionerade med tanke på de krafter som uppstår inne i stavarna. Orsaken till detta är att det inte är normalkrafterna som blir dimensionerande utan det är vibrationerna eller egenfrekvensen. Ifall stavarnas normalkrafter skulle vara de dimensionerande krafterna så skulle man klara sig med betydligt mindre profiler på stavarna.

Källförteckning

Finlands byggbestämmelsesamling. (2011). *E1 Byggnaders brandsäkerhet, föreskrifter och anvisningar*. Helsingfors: Miljöministeriet.

Gyproc. (2012). <http://www.gyproc.fi/tuotteet/43/levyt/3190/glasroc-f-firecase-palosuojalevy> (hämtat: 20.2.2014).

Inha T. & Iso-Mustajärvi P. (1999). *Kantavien teräsrakenteiden palosuojaus*. Rakennustieto Oy.

Leskelä M. & Suomen betoniyhdistys. (2006). *Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005*, Helsinki: Libris Oy.

Rautaruukki Oyj. (2012). *Rakenneputket EN 1993 -käsikirja*. Keuruu: Otavan Kirjapaino Oy.

StruSoft. (2010).

http://www.strusoft.com/sites/default/files/Product/Documents/Concrete_series_61.pdf (hämtat: 20.2.2014).

Strusoft. (2011).

http://www.strusoft.com/sites/default/files/Product/Documents/FEM-Design_brochure.pdf (hämtat: 20.2.2014).

Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. (2003). *Eurocode 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat*. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.

Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. (2006). *Eurocode 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt*. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.

Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. (2006). *Eurocode 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteen palomitoitus*. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.

Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. (2006). *Eurocode 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus*. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.

Svenska Byggmästare- och Ingenjörsförbundet YH i Finland r.f. (2009).

Byggnadskalendern för år 2010. Ekenäs: Ekenäs Tryckeri AB.

Tata Steel, British Constructional Steelwork Association & Steel Construction Institute.

<http://www.steelconstruction.info/Trusses> (hämtat: 12.11.2013).

Tikkurila. (2011).

http://www.tikkurila.fi/ammattilaiset/tuotteet/tuotteet_teolliseen_pinnoitukseen/nonfire_s104.1475.shtml (hämtat: 20.2.2014).

Bilagor

Teckenförklaring

A	tvärsnittets yta
E	elasticitetsmodul
E_d	last som gäller vid normal temperatur
$E_{fi,d}$	last som gäller vid branddimensionering
G_k	permanenta lastens värde
I	tröghetsmoment
K_{Fi}	konsekvensklass
L	längd
$N_{b,Rd}$	knäckningshållfasthetens dimensioneringsvärde för en tryckt stav
N_{cr}	kritisk last enligt den elastiska knäckningsformen som baserar sig på tvärsnittets egenskaper
N_{Ed}	den axiella normalkraftens dimensioneringsvärde
N_{Rd}	dimensioneringsvärde för normalkraftens hållfasthet
$N_{t,Rd}$	draghållfasthetens dimensioneringsvärde
$M_{Ed,max}$	maximala momentets dimensioneringsvärde
Q_k	variabla lastens värde
$R_{fi,d,0}$	hållfasthetskapacitet vid normal temperatur
b	tvärsnittets bredd
c	symbol för knäckningskurva
f_y	sträckgräns
h	fackverkets höjd
α	osäkerhetsfaktor
γ_{M0}	partiell säkerhetsfaktor för tvärsnittets hållfasthet oberoende av tvärsnittsklass
γ_{M1}	partiell säkerhetsfaktor för stavarnas hållfasthet, då stavens stabilitet granskas
$\theta_{a,max}$	stålets temperatur
$\theta_{a,cr}$	stålets kritiska temperatur
$\bar{\lambda}$	förändrad slankhet
μ_0	användningsgrad vid brand
ρ	stålets densitet
Φ	variabel som behövs för att bestämma reduceringsfaktorn χ
χ	reduceringsfaktor för knäckningshållfasthet beroende av tvärsnittet

Utgångsuppgifter

Laster:

Vistelselast (användningsklass C4)		5kN/m ²
Liittolaatta 120mm (betong)	2,5kN/m ³ *0,12m=	0,3kN/m ²
WI450-balk		2,3kN/m
Fackverkets egenvikt (uppskattad)		120kN

Punktlast P1:

$$Area = 2,116m * 6,0m = 12,693m^2$$

$$G_k = 0,3kN/m^2 * 12,693m^2 + 2,3kN/m * 6,0m = 17,608kN$$

$$Q_k = 5kN/m^2 * 12,693m^2 = 63,465kN$$

Säkerhetsfaktorer

$$\begin{cases} 1,35 * K_{Fi} * G \\ 1,15 * K_{Fi} * G + 1,5 * K_{Fi} * Q \end{cases}, K_{Fi} = 1,0$$

$$\begin{cases} 1,35 * 1,0 * 17,608kN = 23,771kN \\ 1,15 * 1,0 * 17,608kN + 1,5 * 1,0 * 63,465kN = 115,447kN \end{cases}, \text{ av dessa väljer man den större.}$$

$$P1 = 115,447kN$$

Punktlast P2:

$$Area = 3,250m * 6,0m = 19,497m^2$$

$$G_k = 0,3kN/m^2 * 19,497m^2 + 2,3kN/m * 6,0m = 19,649kN$$

$$Q_k = 5kN/m^2 * 19,497m^2 = 97,485kN$$

Säkerhetsfaktorer

$$\begin{cases} 1,35 * K_{Fi} * G \\ 1,15 * K_{Fi} * G + 1,5 * K_{Fi} * Q \end{cases}, K_{Fi} = 1,0$$

$$\begin{cases} 1,35 * 1,0 * 19,649kN = 26,526kN \\ 1,15 * 1,0 * 19,649kN + 1,5 * 1,0 * 97,485kN = 168,824kN \end{cases}, \text{ av dessa väljer man den större.}$$

$$P2 = 168,824kN$$

Punktlast P3:

$$Area = 3,500m * 6,0m = 21,000m^2$$

$$G_k = 0,3kN / m^2 * 21,000m^2 + 2,3kN / m * 6,0m = 20,100kN$$

$$Q_k = 5kN / m^2 * 21,000m^2 = 105,000kN$$

Säkerhetsfaktorer

$$\begin{cases} 1,35 * K_{Fi} * G \\ 1,15 * K_{Fi} * G + 1,5 * K_{Fi} * Q \end{cases}, K_{Fi} = 1,0$$

$$\begin{cases} 1,35 * 1,0 * 20,100kN = 27,135kN \\ 1,15 * 1,0 * 20,100kN + 1,5 * 1,0 * 105,000kN = 180,615kN \end{cases}, \text{ av dessa väljer man den större.}$$

$$P3 = 180,615kN$$

Punktlast P4:

$$Area = 3,825m * 6,0m = 22,950m^2$$

$$G_k = 0,3kN / m^2 * 22,950m^2 + 2,3kN / m * 6,0m = 20,685kN$$

$$Q_k = 5kN / m^2 * 22,950m^2 = 114,750kN$$

Säkerhetsfaktorer

$$\begin{cases} 1,35 * K_{Fi} * G \\ 1,15 * K_{Fi} * G + 1,5 * K_{Fi} * Q \end{cases}, K_{Fi} = 1,0$$

$$\begin{cases} 1,35 * 1,0 * 20,685kN = 27,925kN \\ 1,15 * 1,0 * 20,685kN + 1,5 * 1,0 * 114,750kN = 195,913kN \end{cases}, \text{ av dessa väljer man den större.}$$

$$P4 = 195,913kN$$

Punktlast P5:

$$Area = 3,500m * 6,0m = 21,000m^2$$

$$G_k = 0,3kN / m^2 * 21,000m^2 + 2,3kN / m * 6,0m = 20,100kN$$

$$Q_k = 5kN / m^2 * 21,000m^2 = 105,000kN$$

Säkerhetsfaktorer

$$\begin{cases} 1,35 * K_{Fi} * G \\ 1,15 * K_{Fi} * G + 1,5 * K_{Fi} * Q \end{cases}, K_{Fi} = 1,0$$

$$\begin{cases} 1,35 * 1,0 * 20,100kN = 27,135kN \\ 1,15 * 1,0 * 20,100kN + 1,5 * 1,0 * 105,000kN = 180,615kN \end{cases}, \text{ av dessa väljer man den större.}$$

$$P5 = 180,615kN$$

Punktlast P6:

$$Area = 3,319m * 6,0m = 19,911m^2$$

$$G_k = 0,3kN / m^2 * 19,911m^2 + 2,3kN / m * 6,0m = 19,773kN$$

$$Q_k = 5kN / m^2 * 19,911m^2 = 99,555kN$$

Säkerhetsfaktorer

$$\begin{cases} 1,35 * K_{Fi} * G \\ 1,15 * K_{Fi} * G + 1,5 * K_{Fi} * Q \end{cases}, K_{Fi} = 1,0$$

$$\begin{cases} 1,35 * 1,0 * 19,773kN = 26,694kN \\ 1,15 * 1,0 * 19,773kN + 1,5 * 1,0 * 99,555kN = 172,072kN \end{cases}, \text{ av dessa väljer man den större.}$$

$$P6 = 172,072kN$$

Punktlast P7:

$$Area = 2,042m * 6,0m = 12,249m^2$$

$$G_k = 0,3kN / m^2 * 12,249m^2 + 2,3kN / m * 6,0m = 17,475kN$$

$$Q_k = 5kN / m^2 * 12,249m^2 = 61,245kN$$

Säkerhetsfaktorer

$$\begin{cases} 1,35 * K_{Fi} * G \\ 1,15 * K_{Fi} * G + 1,5 * K_{Fi} * Q \end{cases}, K_{Fi} = 1,0$$

$$\begin{cases} 1,35 * 1,0 * 17,475kN = 23,591kN \\ 1,15 * 1,0 * 17,475kN + 1,5 * 1,0 * 61,245kN = 111,963kN \end{cases}, \text{ av dessa väljer man den större.}$$

$$P7 = 111,963kN$$

$$\text{Den totala lasten } P_{TOT} = P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + 120kN = 1245,449kN$$

Eftersom fackverket inte är symmetriskt så fördelas fackverkets egenvikt ojämnt på de två stöden A och B. A får 57kN av fackverkets egenvikt och B får 63kN.

Med denna information kan man räkna ut de stödkrafter som bildas vid stöden.

$$\text{Stödkraft vid A: } \frac{P_{TOT}}{2} + 57kN = 619,842kN$$

$$\text{Stödkraft vid B: } \frac{P_{TOT}}{2} + 63kN = 625,607kN$$

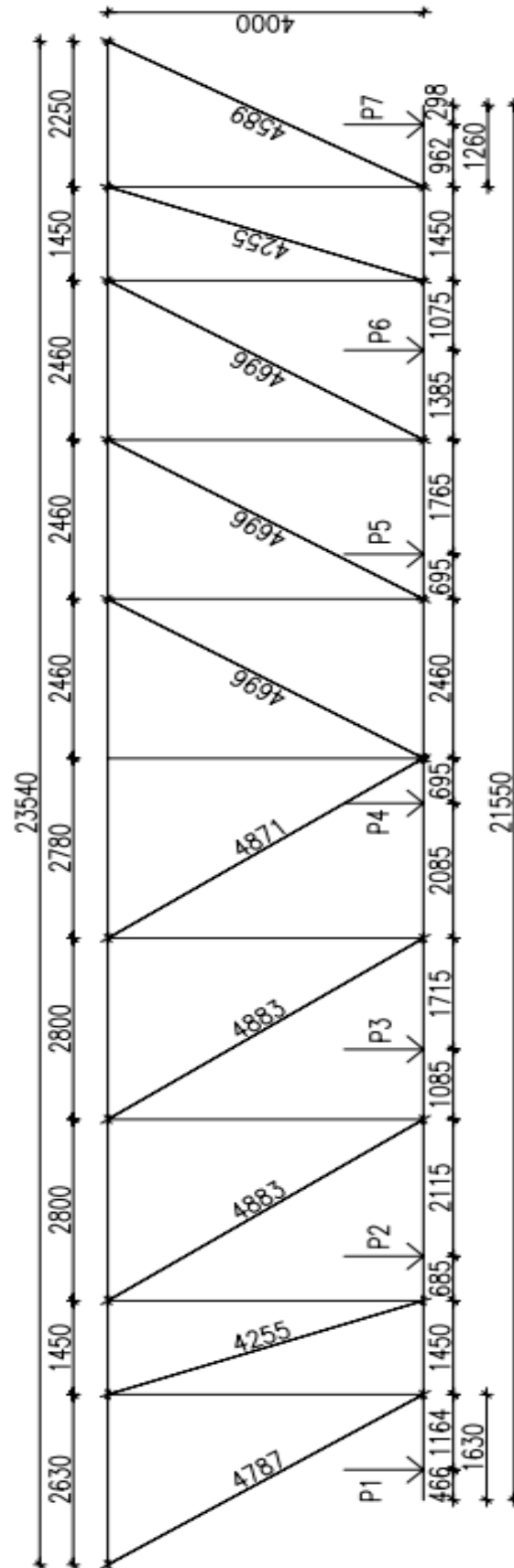


Bild 14. Fackverkets mått samt punktlasterna P1-P7.

(Max Kunttu, 2014)

Grov dimensionering enligt litteratur

Fackverkets egentygnd 120kN delas upp och plussas till punktlasterna P1-P7. $120\text{kN}/7=17,143\text{kN}$.

$$P_1 = 115,447\text{kN} + 17,143\text{kN} = 132,59\text{kN}$$

$$P_2 = 168,824\text{kN} + 17,143\text{kN} = 185,967\text{kN}$$

$$P_3 = 180,615\text{kN} + 17,143\text{kN} = 197,758\text{kN}$$

$$P_4 = 195,913\text{kN} + 17,143\text{kN} = 213,056\text{kN}$$

$$P_5 = 180,615\text{kN} + 17,143\text{kN} = 197,758\text{kN}$$

$$P_6 = 172,072\text{kN} + 17,143\text{kN} = 189,215\text{kN}$$

$$P_7 = 111,963\text{kN} + 17,143\text{kN} = 129,106\text{kN}$$

Fackverkets optimala höjd enligt längden:

$$h = \frac{L}{9} = \frac{23,54\text{m}}{9} = 2,62\text{m}$$

$$h = \frac{L}{12} = \frac{23,54\text{m}}{12} = 1,96\text{m}$$

Fackverkets optimala höjd skulle vara mellan 2,62m och 1,96m men eftersom fackverkets höjd skall följa de krav som ställs så väljs fackverkets höjd till 4m.

Fackverket antas vara en 23,54m lång och 4m hög balk.

Maximala momenten för de olika punktlasterna beräknas.

$$M_1 = \frac{132,59\text{kN} * 1,466\text{m} * 22,074\text{m}}{23,54\text{m}} = 182,272\text{kNm}$$

$$M_2 = \frac{185,967\text{kN} * 4,765\text{m} * 18,775\text{m}}{23,54\text{m}} = 706,76\text{kNm}$$

$$M_3 = \frac{197,758\text{kN} * 7,965\text{m} * 15,575\text{m}}{23,54\text{m}} = 1042,176\text{kNm}$$

$$M_4 = \frac{213,056\text{kN} * 11,765\text{m} * 11,775\text{m}}{23,54\text{m}} = 1253,833\text{kNm}$$

$$M_5 = \frac{197,758\text{kN} * 15,615\text{m} * 7,925\text{m}}{23,54\text{m}} = 1039,605\text{kNm}$$

$$M_6 = \frac{189,215\text{kN} * 18,765\text{m} * 4,775\text{m}}{23,54\text{m}} = 720,229\text{kNm}$$

$$M_7 = \frac{129,106\text{kN} * 22,252\text{m} * 1,288\text{m}}{23,54\text{m}} = 157,19\text{kNm}$$

$$M_{TOT} = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7$$

$$M_{TOT} = 182,272kNm + 706,76kNm + 1042,176kNm + 1253,833kNm + 1039,605kNm + 720,229kNm + 157,19kNm = 5102,07kNm$$

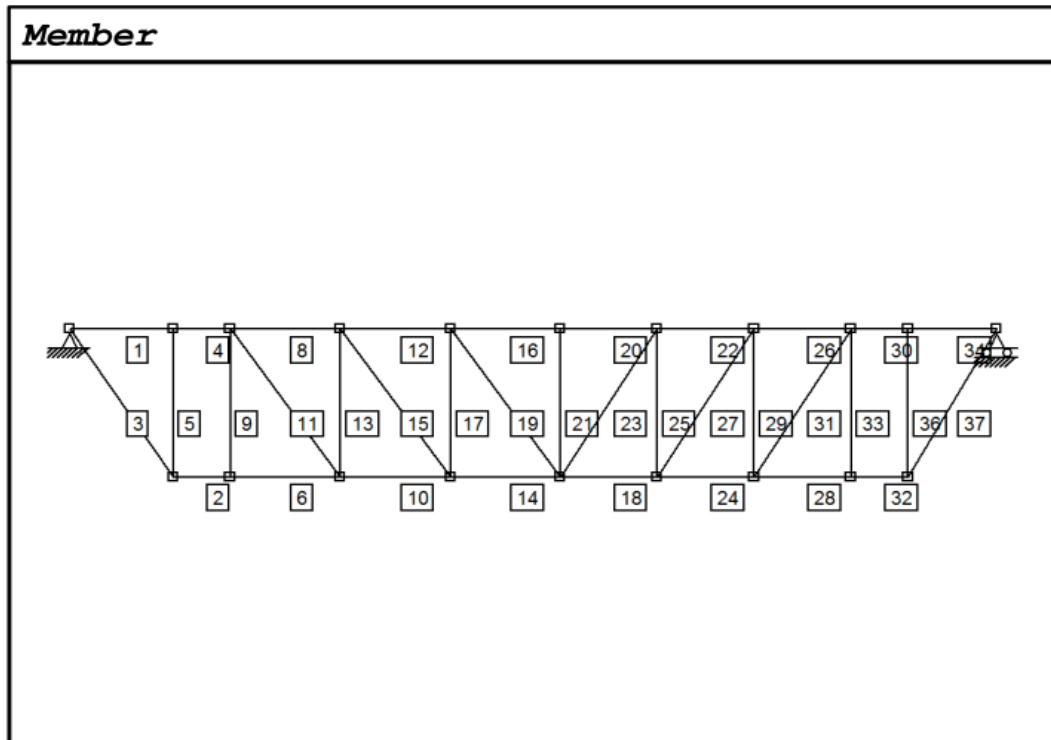
$$N_0 = \frac{M_{TOT}}{h} = \frac{5102,07kNm}{4m} = 1275,52kN$$

Stödkraften vid punkt B, $V_{max}=625,61kN$.

$$V_0 = \sqrt{2} * V_{max} = \sqrt{2} * 625,61kN = 884,75kN$$

Nu kan man välja lämpliga profiler och granska deras hållbarhet med exakta beräkningar.

Frame Analysis



Support reactions - 1. order Loadcase: Punktlast

Joint	Rx kN	Ry kN	Rm kNm	Joint	Rx kN	Ry kN	Rm kNm
1	0	619.280	0	2	0	626.166	0

Loadcase - Punktlast Member : 1 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-13.087	-15.528	-433.208	2.630	-53.926	-15.528	-433.208

Loadcase - Punktlast Member : 2 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-166.315	237.130	491.176	1.450	177.523	237.130	491.176

Loadcase - Punktlast Member : 3 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	50.201	-13.220	768.425	4.787	-13.087	-13.220	768.425

Loadcase - Punktlast Member : 4 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-169.682	253.370	-491.176	1.450	197.705	253.370	-491.176

Loadcase - Punktlast Member : 5 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	116.114	-57.968	-268.899	4.000	-115.756	-57.968	-268.899
Loadcase - Punktlast Member : 6 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	74.296	-30.346	541.176	2.800	-10.671	-30.346	541.176
Loadcase - Punktlast Member : 8 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	57.782	-23.296	-837.251	2.800	-7.446	-23.296	-837.251
Loadcase - Punktlast Member : 9 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	103.227	-50.000	-126.620	4.000	-96.773	-50.000	-126.620
Loadcase - Punktlast Member : 10 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-16.160	11.579	834.733	2.800	16.262	11.579	834.733
Loadcase - Punktlast Member : 11 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	11.950	-11.285	500.173	4.883	-43.150	-11.285	500.173
Loadcase - Punktlast Member : 12 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-6.311	7.046	-951.403	2.800	13.419	7.046	-951.403
Loadcase - Punktlast Member : 13 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-6.461	2.518	-196.100	4.000	3.611	2.518	-196.100
Loadcase - Punktlast Member : 14 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	8.814	-1.014	954.573	2.780	5.994	-1.014	954.573
Loadcase - Punktlast Member : 15 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	0.082	-0.524	202.701	4.883	-2.475	-0.524	202.701
Loadcase - Punktlast Member : 16 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	4.487	1.016	-990.889	2.780	7.312	1.016	-990.889
Loadcase - Punktlast Member : 17 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	7.367	-3.170	-46.052	4.000	-5.313	-3.170	-46.052
Loadcase - Punktlast Member : 18 Section values - 1. order							
Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	8.399	-0.391	924.433	2.460	7.437	-0.391	924.433

Loadcase - Punktlast Member : 19 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-3.146	-0.097	63.493	4.871	-3.618	-0.097	63.493

Loadcase - Punktlast Member : 20 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	8.202	-1.704	-990.435	2.460	4.010	-1.704	-990.435

Loadcase - Punktlast Member : 21 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-0.927	0.454	2.720	4.000	0.890	0.454	2.720

Loadcase - Punktlast Member : 22 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	16.510	-10.636	-919.965	2.460	-9.655	-10.636	-919.965

Loadcase - Punktlast Member : 23 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	1.668	0.645	124.943	4.696	4.698	0.645	124.943

Loadcase - Punktlast Member : 24 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	20.279	-17.063	780.768	2.460	-21.695	-17.063	780.768

Loadcase - Punktlast Member : 25 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-10.068	4.468	-97.156	4.000	7.803	4.468	-97.156

Loadcase - Punktlast Member : 26 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-5.705	26.595	-781.716	2.460	59.719	26.595	-781.716

Loadcase - Punktlast Member : 27 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-2.775	1.536	263.218	4.696	4.436	1.536	263.218

Loadcase - Punktlast Member : 28 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-10.015	35.919	487.846	2.460	78.346	35.919	487.846

Loadcase - Punktlast Member : 29 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	3.307	-0.948	-260.637	4.000	-0.486	-0.948	-260.637

Loadcase - Punktlast Member : 30 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	201.548	-259.619	-438.279	1.450	-174.900	-259.619	-438.279

Loadcase - Punktlast Member : 31 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-14.987	12.920	539.961	4.696	45.686	12.920	539.961

Loadcase - Punktlast Member : 32 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	180.473	-241.251	438.279	1.450	-169.341	-241.251	438.279

Loadcase - Punktlast Member : 33 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-102.127	49.568	-166.959	4.000	96.143	49.568	-166.959

Loadcase - Punktlast Member : 34 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-60.218	19.468	-380.848	2.250	-16.416	19.468	-380.848

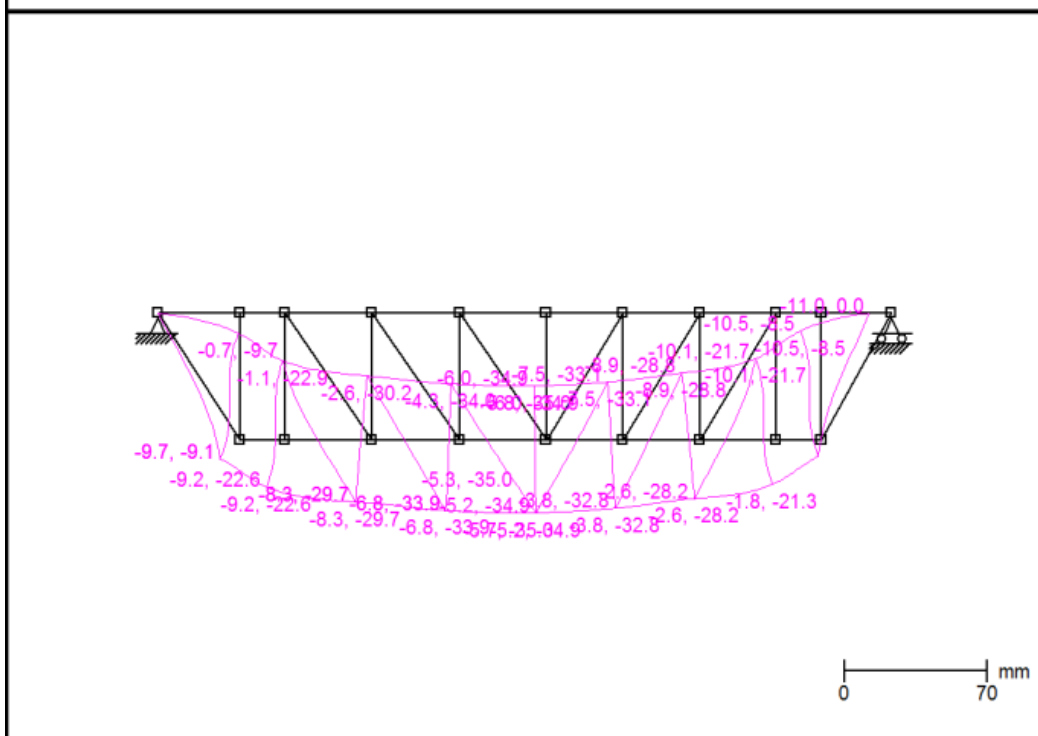
Loadcase - Punktlast Member : 36 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-115.042	57.431	-279.087	4.000	114.682	57.431	-279.087

Loadcase - Punktlast Member : 37 Section values - 1. order

Length m	M kNm	V kN	N kN	Length m	M kNm	V kN	N kN
0	-54.300	15.408	749.433	4.589	16.416	15.408	749.433

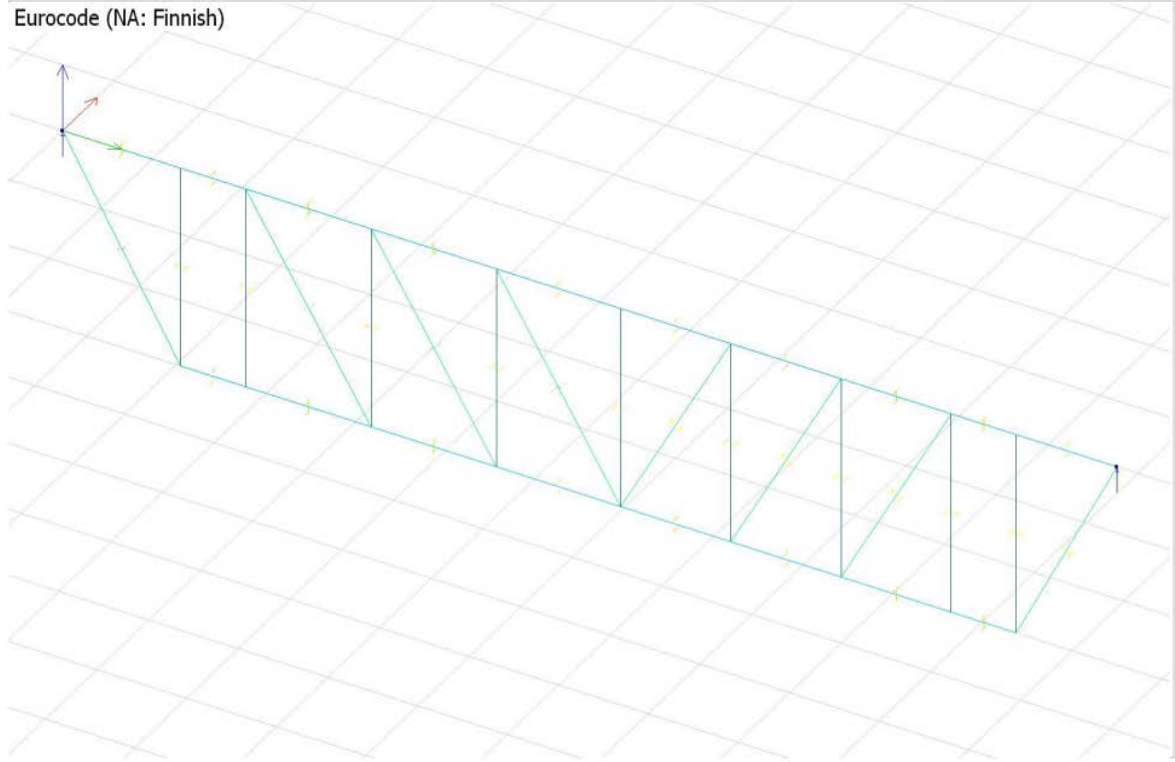
Loadcase - Punktlast Deflection - 1. order



Strusoft FEM-Design

3D-bild av fackverket

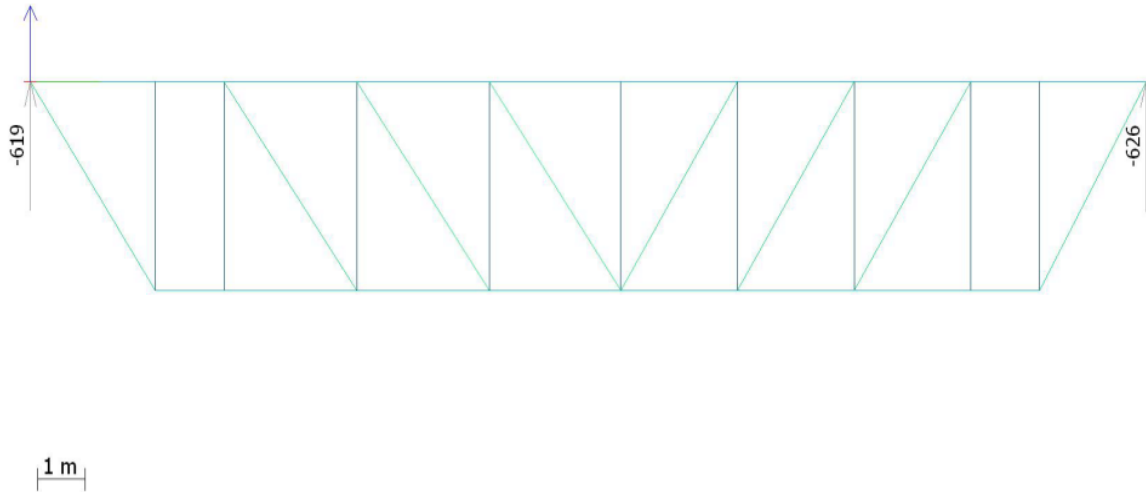
Eurocode (NA: Finnish)



Som profiler har använts HEA240-balkar på grund av att det inte fanns WB-balkar som alternativ.

Stödkrafterna

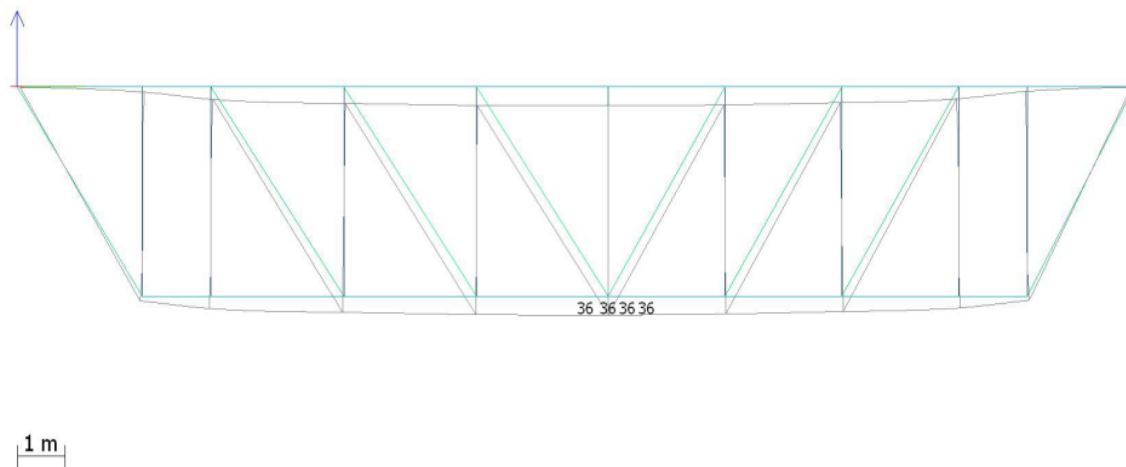
Eurocode (NA: Finnish) code: Load cases - Punktlast - Reactions - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



Stödkrafterna är 619kN samt 626kN.

Fackverkets nedböjning

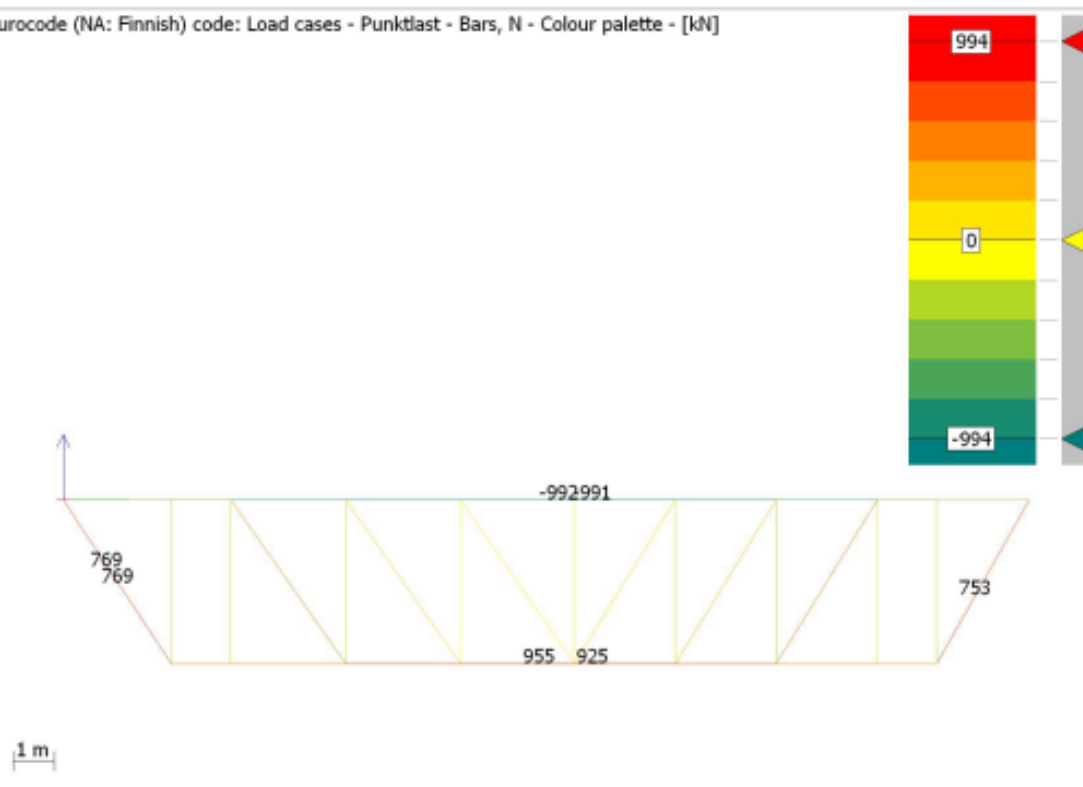
Eurocode (NA: Finnish) code: Load cases - Punktlast - Displacements - Graph - [mm]



Fackverkets största nedböjning är 36mm.

Krafterna i stavarna

Eurocode (NA: Finnish) code: Load cases - Punktlast - Bars, N - Colour palette - [kN]



Bars, internal forces, Load case: Punktlast

ID	x	N
[-]	[m]	[kN]
B.1.1	0.000	-422.246
	2.630	-422.246
B.2.1	0.000	-489.696
	1.450	-489.696
B.3.1	0.000	-837.228
	2.800	-837.228
B.4.1	0.000	-951.763
	2.800	-951.763
B.5.1	0.000	-991.722
	2.780	-991.722
B.6.1	0.000	-991.183
	2.460	-991.183
B.7.1	0.000	-920.038
	2.460	-920.038
B.8.1	0.000	-781.476
	2.460	-781.476
B.9.1	0.000	-436.566
	1.450	-436.566
B.10.1	0.000	-369.099
	2.250	-369.099
C.1.1	0.000	-285.991
	4.000	-285.991
C.2.1	0.000	-119.584
	4.000	-119.584

ID	x	N
[-]	[m]	[kN]
C.3.1	0.000	-208.321
	4.000	-208.321
C.4.1	0.000	-44.179
	4.000	-44.179
C.5.1	0.000	0.032
	4.000	0.032
C.6.1	0.000	-96.227
	4.000	-96.227
C.7.1	0.000	-277.356
	4.000	-277.356
C.8.1	0.000	-159.095
	4.000	-159.095
C.9.1	0.000	-300.975
	4.000	-300.975
B.11.1	0.000	489.696
	1.450	489.696
B.12.1	0.000	545.998
	2.800	545.998
B.13.1	0.000	834.991
	2.800	834.991
B.14.1	0.000	955.234
	2.780	955.234
B.15.1	0.000	925.025
	2.460	925.025

ID	x	N
[-]	[m]	[kN]
B.16.1	0.000	781.095
	2.460	781.095
B.17.1	0.000	492.483
	2.460	492.483
B.18.1	0.000	436.566
	1.450	436.566
T.1.1	0.000	768.577
	4.787	768.577
T.2.1	0.000	507.845
	4.883	507.845
T.3.1	0.000	203.627
	4.883	203.627
T.4.1	0.000	63.936
	4.871	63.936
T.5.1	0.000	126.290
	4.696	126.290
T.6.1	0.000	265.230
	4.696	265.230
T.7.1	0.000	551.660
	4.696	551.660
T.8.1	0.000	752.862
	4.589	752.862

Dimensionering av profilerna förhand

För att göra räknandet enklare delas punktlasterna P1-P7 upp enligt deras förhållande till närmaste knutpunkt så att man får punktlasterna placerade vid knutpunkterna. Detta betyder att man får nio nya punktlaster N1-N9. Fackverkets egentyngd delas upp och plussas till punktlasterna N1-N9. $120\text{kN}/9 = 13,333\text{kN}$.

I tabellen nedan presenteras P1-P7 punktlasternas förhållande till de närmaste knutpunkterna till vänster och höger:

	FÖRHÅLLANDE	
	vänster	höger
P1	1,000	0,000
P2	0,755	0,245
P3	0,613	0,388
P4	0,250	0,750
P5	0,717	0,283
P6	0,437	0,563
P7	0,000	1,000

Med hjälp av detta kan man räkna ut de nya punktlasternas värden.

Punktlast N1:

$$N1 = P1 * 1,000 + 13,333\text{kN}$$

$$N1 = 115,447\text{kN} * 1,000 + 13,333\text{kN} = 128,780\text{kN}$$

Punktlast N2:

$$N2 = P1 * 0,000 + P2 * 0,755 + 13,333\text{kN}$$

$$N2 = 115,447\text{kN} * 0,000 + 168,824\text{kN} * 0,755 + 13,333\text{kN} = 140,855\text{kN}$$

Punktlast N3:

$$N3 = P2 * 0,245 + P3 * 0,613 + 13,333\text{kN}$$

$$N3 = 168,824\text{kN} * 0,245 + 180,615\text{kN} * 0,613 + 13,333\text{kN} = 165,261\text{kN}$$

Punktlast N4:

$$N4 = P3 * 0,388 + P4 * 0,250 + 13,333\text{kN}$$

$$N4 = 180,615\text{kN} * 0,388 + 195,913\text{kN} * 0,250 + 13,333\text{kN} = 132,300\text{kN}$$

Punktlast N5:

$$N5 = P4 * 0,750 + 13,333\text{kN}$$

$$N5 = 195,913\text{kN} * 0,750 + 13,333\text{kN} = 160,268\text{kN}$$

Punktlast N6:

$$N6 = P5 * 0,717 + 13,333kN$$

$$N6 = 180,615kN * 0,717 + 13,333kN = 142,921kN$$

Punktlast N7:

$$N7 = P5 * 0,283 + P6 * 0,437 + 13,333kN$$

$$N7 = 180,615kN * 0,283 + 172,072kN * 0,437 + 13,333kN = 139,554kN$$

Punktlast N8:

$$N8 = P6 * 0,563 + P7 * 0,000 + 13,333kN$$

$$N8 = 172,072kN * 0,563 + 111,963kN * 0,000 + 13,333kN = 110,211kN$$

Punktlast N9:

$$N9 = P7 * 1,000 + 13,333kN$$

$$N9 = 111,963kN * 1,000 + 13,333kN = 125,296kN$$

Vinklarna som bildas i fackverket mellan de diagonala stavarna och övre spannet kan räknas ut med hjälp av trigonometriska funktionen tangens.

Vinkeln a:

$$\tan a = \frac{V1}{Ö1} \Leftrightarrow a = \tan^{-1}\left(\frac{V1}{Ö1}\right)$$

$$a = \tan^{-1}\left(\frac{4,00m}{2,63m}\right) = 56,675^\circ$$

Vinkeln b:

$$b = \tan^{-1}\left(\frac{V3}{Ö3}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{4,00m}{2,80m}\right) = 55,008^\circ$$

Vinkeln c:

$$c = \tan^{-1}\left(\frac{V5}{Ö5}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{4,00m}{2,78m}\right) = 55,201^\circ$$

Vinkeln d:

$$d = \tan^{-1}\left(\frac{V5}{\ddot{O}6}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{4,00m}{2,46m}\right) = 58,408^\circ$$

Vinkeln e:

$$e = \tan^{-1}\left(\frac{V9}{\ddot{O}10}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{4,00m}{2,25m}\right) = 60,642^\circ$$

Vinkeln f:

$$f = \tan^{-1}\left(\frac{V2}{\ddot{O}2}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{4,00m}{1,45m}\right) = 70,074^\circ$$

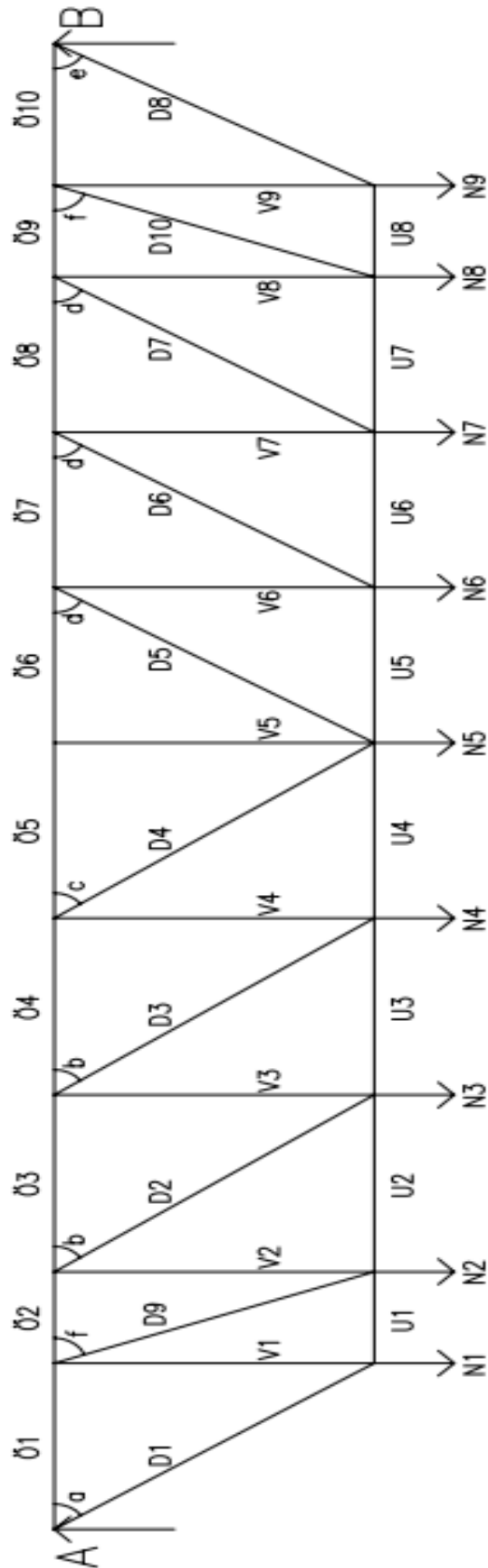


Bild 15. Stavarnas beteckningar och punktlasterna N1-N9.

(Max Kunttu, 2014)

Med denna information räknas krafterna som uppstår i båda spannen samt de vertikala och diagonala stavarna.

$$D1 * \sin a = A \Leftrightarrow D1 = \frac{A}{\sin a}$$

$$D1 = \frac{619,842kN}{\sin 56,675^\circ}$$

$$D1 = 741,821kN(\text{drag})$$

$$\ddot{O}1 = D1 * \cos a$$

$$\ddot{O}1 = 741,821kN * \cos 56,675^\circ$$

$$\ddot{O}1 = 407,546kN(\text{tryck})$$

$$U1 = D1 * \cos a$$

$$U1 = 741,821kN * \cos 56,675^\circ$$

$$U1 = 407,546kN(\text{drag})$$

$$D1 * \sin a = V1 + N1 \Leftrightarrow V1 = D1 * \sin a - N1$$

$$V1 = 741,821kN * \sin 56,675^\circ - 128,780kN$$

$$V1 = 491,062kN(\text{tryck})$$

$$D9 * \sin f = V1 \Leftrightarrow D9 = \frac{V1}{\sin f}$$

$$D9 = \frac{491,062kN}{\sin 70,074^\circ}$$

$$D9 = 522,331kN(\text{drag})$$

$$\ddot{O}2 = \ddot{O}1 + D9 * \cos f$$

$$\ddot{O}2 = 407,546kN + 522,331kN * \cos 70,074^\circ$$

$$\ddot{O}2 = 585,556kN(\text{tryck})$$

$$U2 = U1 + D9 * \cos f$$

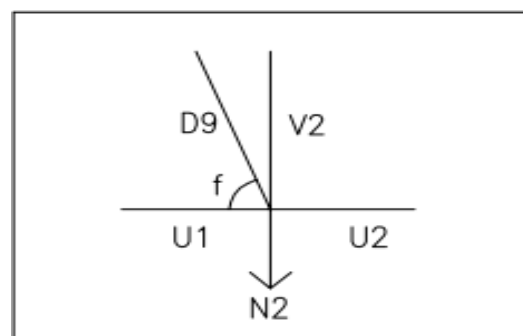
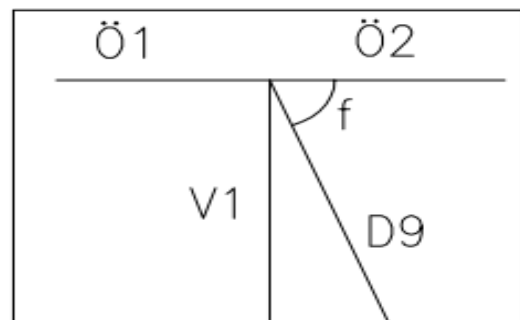
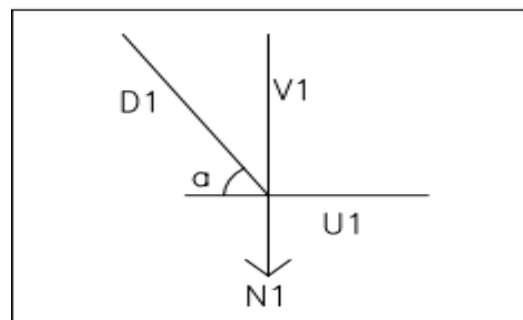
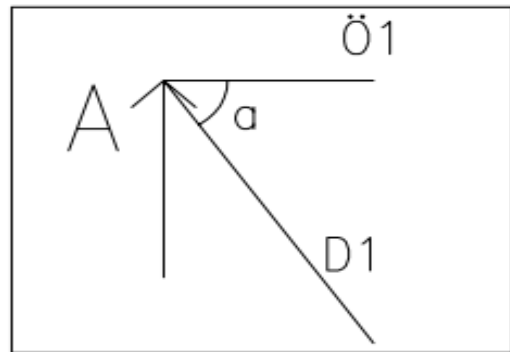
$$U2 = 407,546kN + 522,331kN * \cos 70,074^\circ$$

$$U2 = 585,556kN(\text{drag})$$

$$D9 * \sin f = V2 + N2 \Leftrightarrow V2 = D9 * \sin f - N2$$

$$V2 = 522,331kN * \sin 70,074^\circ - 140,855kN$$

$$V2 = 350,207kN(\text{tryck})$$



$$D2 * \sin b = V2 \Leftrightarrow D2 = \frac{V2}{\sin b}$$

$$D2 = \frac{350,207kN}{\sin 55,008^\circ}$$

$$D2 = 427,482kN(\text{drag})$$

$$\ddot{O}3 = \ddot{O}2 + D2 * \cos b$$

$$\ddot{O}3 = 585,556kN + 427,482kN * \cos 55,008^\circ$$

$$\ddot{O}3 = 830,701kN(\text{tryck})$$

$$U3 = U2 + D2 * \cos b$$

$$U3 = 585,556kN + 427,482kN * \cos 55,008^\circ$$

$$U3 = 830,701(\text{drag})$$

$$D2 * \sin b = V3 + N3 \Leftrightarrow V3 = D2 * \sin b - N3$$

$$V3 = 427,482kN * \sin 55,008^\circ - 165,261kN$$

$$V3 = 184,946kN(\text{tryck})$$

$$D3 * \sin b = V3 \Leftrightarrow D3 = \frac{V3}{\sin b}$$

$$D3 = \frac{184,946kN}{\sin 55,008^\circ}$$

$$D3 = 225,755kN(\text{drag})$$

$$\ddot{O}4 = \ddot{O}3 + D3 * \cos b$$

$$\ddot{O}4 = 830,701kN + 225,755kN * \cos 55,008^\circ$$

$$\ddot{O}4 = 960,163kN(\text{tryck})$$

$$U4 = U3 + D3 * \cos b$$

$$U4 = 830,701kN + 225,755kN * \cos 55,008^\circ$$

$$U4 = 960,163kN(\text{drag})$$

$$D3 * \sin b = V4 + N4 \Leftrightarrow V4 = D3 * \sin b - N4$$

$$V4 = 225,755kN * \sin 55,008^\circ - 132,300kN$$

$$V4 = 52,646kN(\text{tryck})$$

$$D4 * \sin c = V4 \Leftrightarrow D4 = \frac{V4}{\sin c}$$

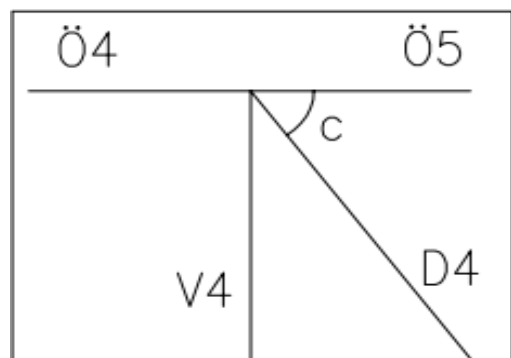
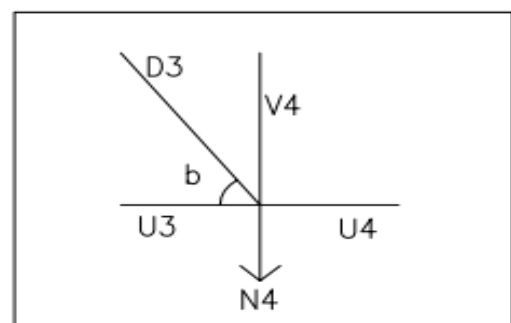
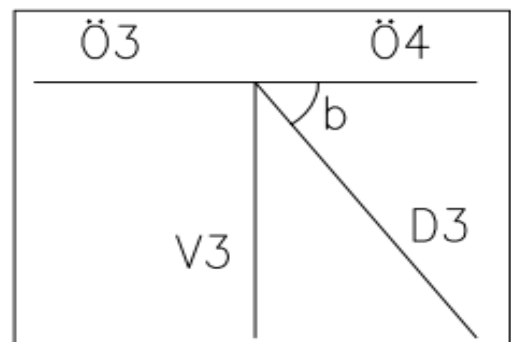
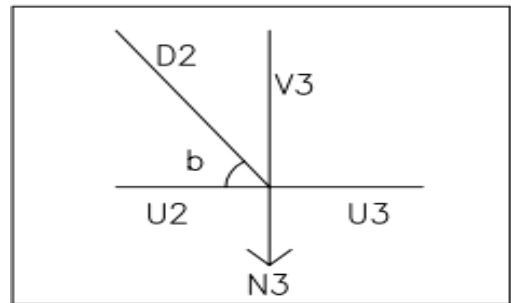
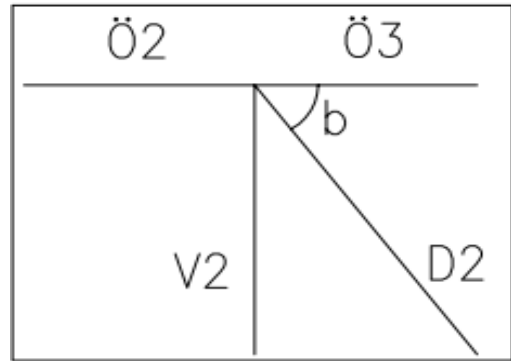
$$D4 = \frac{52,646kN}{\sin 55,201^\circ}$$

$$D4 = 64,112kN(\text{drag})$$

$$\ddot{O}5 = \ddot{O}4 + D4 * \cos c$$

$$\ddot{O}5 = 960,163kN + 64,112kN * \cos 55,201^\circ$$

$$\ddot{O}5 = 996,752kN(\text{tryck})$$



$$D8 * \sin e = B \Leftrightarrow D8 = \frac{B}{\sin e}$$

$$D8 = \frac{625,607kN}{\sin 60,642^\circ}$$

$$D8 = 717,788kN(\text{drag})$$

$$\ddot{O}10 = D8 * \cos e$$

$$\ddot{O}10 = 717,788kN * \cos 60,642^\circ$$

$$\ddot{O}10 = 351,904kN(\text{tryck})$$

$$U8 = D8 * \cos e$$

$$U8 = 717,788kN * \cos 60,642^\circ$$

$$U8 = 351,904kN(\text{drag})$$

$$D8 * \sin e = V9 + N9 \Leftrightarrow V9 = D8 * \sin e - N9$$

$$V9 = 717,788kN * \sin 60,642^\circ - 125,296kN$$

$$V9 = 500,310kN(\text{tryck})$$

$$D10 * \sin f = V9 \Leftrightarrow D10 = \frac{V9}{\sin f}$$

$$D10 = \frac{500,310kN}{\sin 70,074^\circ}$$

$$D10 = 532,168kN(\text{drag})$$

$$\ddot{O}9 = \ddot{O}10 + D10 * \cos f$$

$$\ddot{O}9 = 351,904kN + 532,168kN * \cos 70,074^\circ$$

$$\ddot{O}9 = 533,266kN(\text{tryck})$$

$$U7 = U8 + D10 * \cos f$$

$$U7 = 351,904kN + 532,168kN * \cos 70,074^\circ$$

$$U7 = 5333,266kN(\text{drag})$$

$$D10 * \sin f = V8 + N8 \Leftrightarrow V8 = D10 * \sin f - N8$$

$$V8 = 532,168kN * \sin 70,074^\circ - 110,211kN$$

$$V8 = 390,099kN(\text{tryck})$$

$$D7 * \sin d = V8 \Leftrightarrow D7 = \frac{V8}{\sin d}$$

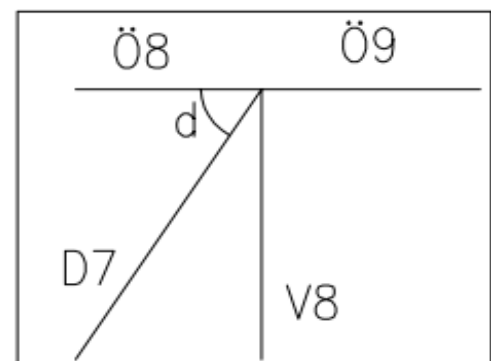
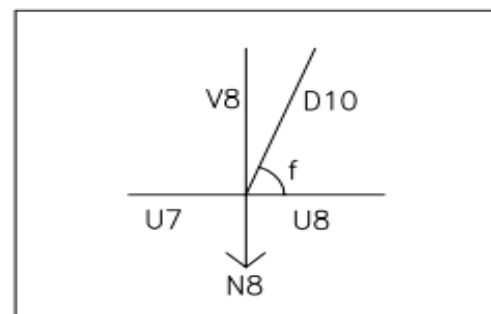
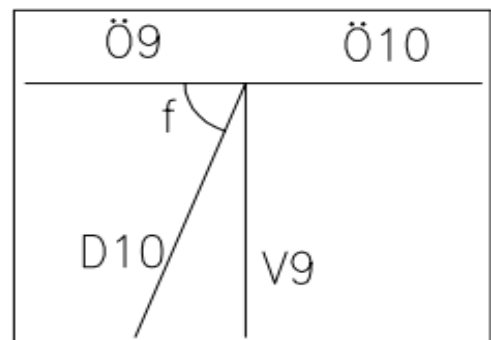
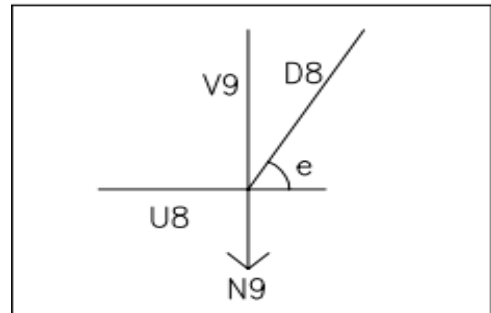
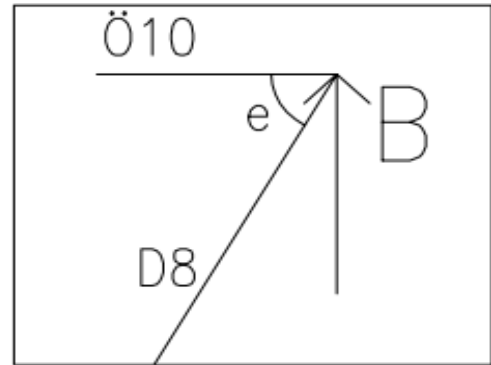
$$D7 = \frac{390,099kN}{\sin 58,408^\circ}$$

$$D7 = 457,968kN(\text{drag})$$

$$\ddot{O}8 = \ddot{O}9 + D7 * \cos d$$

$$\ddot{O}8 = 533,266kN + 457,968kN * \cos 58,408^\circ$$

$$\ddot{O}8 = 773,177kN(\text{tryck})$$



$$U_6 = U_7 + D_7 * \cos d$$

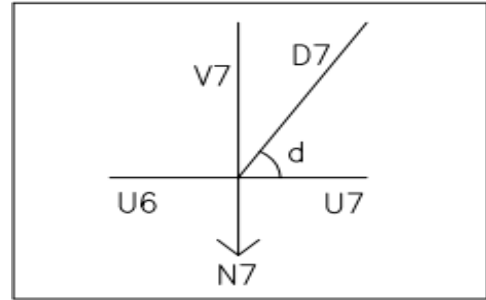
$$U_6 = 533,266kN + 457,968kN * \cos 58,408^\circ$$

$$U_6 = 773,177kN(\text{drag})$$

$$D_7 * \sin d = V_7 + N_7 \Leftrightarrow V_7 = D_7 * \sin d - N_7$$

$$V_7 = 457,968kN * \sin 58,408^\circ - 139,554kN$$

$$V_7 = 250,545kN(\text{tryck})$$



$$D_6 * \sin d = V_7 \Leftrightarrow D_6 = \frac{V_7}{\sin d}$$

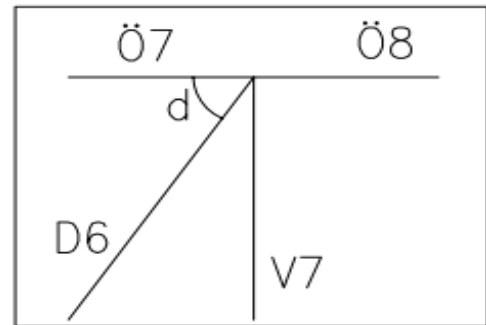
$$D_6 = \frac{250,545kN}{\sin 58,408^\circ}$$

$$D_6 = 294,134kN(\text{drag})$$

$$\ddot{O}_7 = \ddot{O}_8 + D_6 * \cos d$$

$$\ddot{O}_7 = 773,177kN + 294,134kN * \cos 58,408^\circ$$

$$\ddot{O}_7 = 927,262kN(\text{tryck})$$



$$U_5 = U_6 + D_6 * \cos d$$

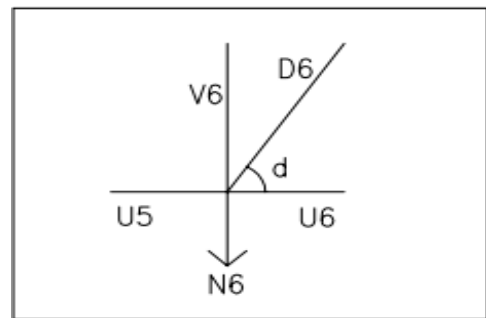
$$U_5 = 773,177kN + 294,134kN * \cos 58,408^\circ$$

$$U_5 = 927,262kN(\text{drag})$$

$$D_6 * \sin d = V_6 + N_6 \Leftrightarrow V_6 = D_6 * \sin d - N_6$$

$$V_6 = 294,134kN * \sin 58,408^\circ - 142,921kN$$

$$V_6 = 107,624kN(\text{tryck})$$



$$D_5 * \sin d = V_6 \Leftrightarrow D_5 = \frac{V_6}{\sin d}$$

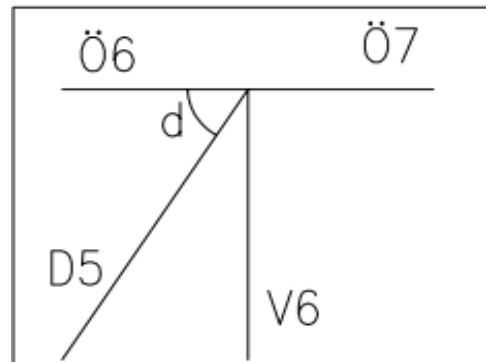
$$D_5 = \frac{107,624kN}{\sin 58,408^\circ}$$

$$D_5 = 126,349kN(\text{drag})$$

$$\ddot{O}_6 = \ddot{O}_7 + D_5 * \cos d$$

$$\ddot{O}_6 = 927,262kN + 126,349kN * \cos 58,408^\circ$$

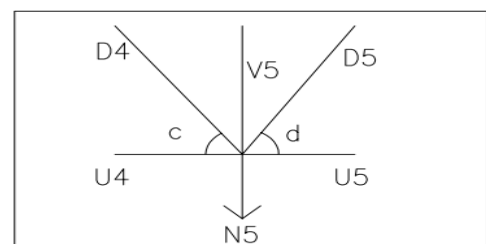
$$\ddot{O}_6 = 993,451kN(\text{tryck})$$



$$D_4 * \sin c + D_5 * \sin d = V_5 + N_5 \Leftrightarrow V_5 = D_4 * \sin c + D_5 * \sin d - N_5$$

$$V_5 = 64,112kN * \sin 55,201^\circ + 126,349 * \sin 58,408^\circ - 160,268kN$$

$$V_5 = 13,336kN(\text{tryck})$$



Beräkning av draghållfastheten i undre spannet samt de diagonala stavarna.

Undre spannet: WB 230*300

$$N_{t,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{17700\text{mm}^2 * 355\text{N/mm}^2}{1,00} = 6283500\text{N} = 6284\text{kN}$$

Diagonalstavarna: HEA240

$$N_{t,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7680\text{mm}^2 * 355\text{N/mm}^2}{1,00} = 2726400\text{N} = 2726\text{kN}$$

Beräkning av knäckningshållfastheten i övre spannet samt vertikala stavarna.

Övre spannet: WB 230*420

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L^2} = \frac{\pi^2 * 210000\text{N/mm}^2 * 208643333\text{mm}^4}{(2780\text{mm})^2} = 55954363,6\text{N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{24400\text{mm}^2 * 355\text{N/mm}^2}{55954363,6\text{N}}} = 0,39345232$$

$$\Phi = 0,5 * \left[1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 * \left[1 + 0,49 * (0,39345232) + 0,39345232^2 \right] = 0,62479818$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,62479818 + \sqrt{0,62479818^2 - 0,39345232^2}} = 0,90077779$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,90077779 * 24400\text{mm}^2 * 355\text{N/mm}^2}{1,00} = 7802537,23\text{N} = 7803\text{kN}$$

Vertikalstavarna: HEA240

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L^2} = \frac{\pi^2 * 210000\text{N/mm}^2 * 277000000\text{mm}^4}{(4000\text{mm})^2} = 3588218,05\text{N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{7680\text{mm}^2 * 355\text{N/mm}^2}{3588218,05\text{N}}} = 0,87167657$$

$$\Phi = 0,5 * \left[1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 * \left[1 + 0,49 * (0,87167657) + 0,87167657^2 \right] = 1,04447078$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,04447078 + \sqrt{1,04447078^2 - 0,87167657^2}} = 0,61732855$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,61732855 * 7680\text{mm}^2 * 355\text{N/mm}^2}{1,00} = 1683084,56\text{N} = 1683\text{kN}$$

Beräkning av fackverkets tyngd.

Övre spannet:

$$A = 0,0244m^2$$

$$L = 23,54m$$

$$\rho = 7850kg / m^3$$

$$m = A * L * \rho = 0,0244m^2 * 23,54m * 7850kg / m^3 = 4508,85kg$$

Undre spannet:

$$A = 0,0177m^2$$

$$L = 21,55m$$

$$\rho = 7850kg / m^3$$

$$m = A * L * \rho = 0,0177m^2 * 21,55m * 7850kg / m^3 = 2994,26kg$$

Vertikala stavarna:

$$A = 0,00768m^2$$

$$L = 36m$$

$$\rho = 7850kg / m^3$$

$$m = A * L * \rho = 0,00768m^2 * 36m * 7850kg / m^3 = 2170,37kg$$

Diagonala stavarna:

$$A = 0,00768m^2$$

$$L = 38,101m$$

$$\rho = 7850kg / m^3$$

$$m = A * L * \rho = 0,00768m^2 * 38,101m * 7850kg / m^3 = 2297,00kg$$

Fackverkets totala tyngd:

$$4508,85kg + 2994,26kg + 2170,37kg + 2297,00kg = 11970,48kg \approx 117,43kN$$

Branddimensionering av profilerna

Krav: R60

Stålets temperatur efter 60 minuters brand:

$$\theta_{a,\max} = 20 + 345 * \log(8 * t + 1)$$

$$\theta_{a,\max} = 20 + 345 * \log(8 * 60 + 1) = 945,34^{\circ}\text{C}$$

Undre spannets högsta normalkraft: 960163N.

$$E_d = 960163\text{N}$$

$$E_{f_i,d} = 0,65 * E_d = 0,65 * 960163\text{N} = 624106\text{N}$$

$$R_{f_i,d,0} = 6283500\text{N}$$

$$\mu_0 = \frac{E_{f_i,d}}{R_{f_i,d,0}} = \frac{624106\text{N}}{6283500\text{N}} = 0,099325$$

$$\theta_{a,cr} = 39,19 * \ln \left[\frac{1}{0,9674 * \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

$$\theta_{a,cr} = 39,19 * \ln \left[\frac{1}{0,9674 * 0,099325^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 830^{\circ}\text{C}$$

Högsta normalkraften i diagonalstavarna: 741821N

$$E_d = 741821\text{N}$$

$$E_{f_i,d} = 0,65 * E_d = 0,65 * 741821\text{N} = 482183,7\text{N}$$

$$R_{f_i,d,0} = 2726400\text{N}$$

$$\mu_0 = \frac{E_{f_i,d}}{R_{f_i,d,0}} = \frac{482183,7\text{N}}{2726400\text{N}} = 0,176857$$

$$\theta_{a,cr} = 39,19 * \ln \left[\frac{1}{0,9674 * \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

$$\theta_{a,cr} = 39,19 * \ln \left[\frac{1}{0,9674 * 0,176857^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 743^{\circ}\text{C}$$

Övre spannets högsta normalkraft: 996752N

$$E_d = 996752N$$

$$E_{f_i,d} = 0,65 * E_d = 0,65 * 996752N = 647888,8N$$

$$R_{f_i,d,0} = 7802537N$$

$$\mu_0 = \frac{E_{f_i,d}}{R_{f_i,d,0}} = \frac{647888,8N}{7802537N} = 0,083036$$

$$\theta_{a,cr} = 39,19 * \ln \left[\frac{1}{0,9674 * \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

$$\theta_{a,cr} = 39,19 * \ln \left[\frac{1}{0,9674 * 0,083036^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 857^\circ C$$

Högsta normalkraften i vertikalstavarna: 500310N.

$$E_d = 500310N$$

$$E_{f_i,d} = 0,65 * E_d = 0,65 * 500310N = 325201,5N$$

$$R_{f_i,d,0} = 1683084N$$

$$\mu_0 = \frac{E_{f_i,d}}{R_{f_i,d,0}} = \frac{325201,5N}{1683084N} = 0,193218$$

$$\theta_{a,cr} = 39,19 * \ln \left[\frac{1}{0,9674 * \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

$$\theta_{a,cr} = 39,19 * \ln \left[\frac{1}{0,9674 * 0,193218^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 730^\circ C$$

Stålets temperatur efter 60 minuters brand (945°C) jämförs med de kritiska temperaturerna för de mest belastade stavarna i fackverket.