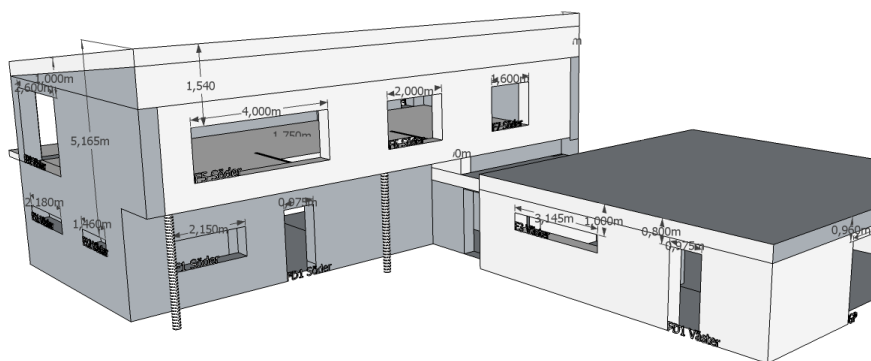


Projektering av villa i Hasselkullen

- Dimensionering av bärande stomme och upprättande av K-ritningar

Housing of a villa in Hasselkullen

- Design of load-bearing structure and establishing K-drawings



**Olivia Eldh, Erik Pålsson och Fredrik
Törnqvist**

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lund Universitet, 2010

Sammanfattning

Titel:	Projektering av villa i Hasselkullen – Dimensionering bärandestomme och upprättande av K-ritningar
Författare:	Olivia Eldh Erik Pålsson Fredrik Törnqvist
Handledare:	Johan Jönsson, avdelningen för konstruktionsteknik
Problemställning:	Utifrån A-ritningar på en villa i Hässleholm ska den bärande stommen dimensioneras. Väggarna har specificerats till lättbetong och yttertaket till bandtäckning. I övrigt är valet av material till den bärande stommen fritt. Konstruktionsritningar ska slutligen göras.
Syfte:	Syftet med kandidatarbetet är att utifrån bästa förmåga och kunskap upprätta färdiga bygghandlingar över den bärande stommen. Målet är att genom arbetet kunna knyta samman kunskaper från utbildningen till ett verkligt projekt och fördjupa kunskaperna inom byggteknik, konstruktion och AutoCAD.
Metod:	Större delen av alla beräkningarna görs för hand, men Matlab har även använts som komplement. Konstruktionsritningarna har utförts i AutoCAD och en modell har upprättats i Google SketchUp.
Slutsatser:	Genom att arbeta med detta projekt har insikten fåtts att det är otroligt mycket detaljer och att ett villaprojekt är ett stort projekt. Från ide till verklighet är en lång väg att gå och det är mycket som skall tas i beaktande. Genom att projektet går ut på att fritt välja lösningar för det bärande systemet, undantaget väggarna, har mycket arbete ägnats åt efterforskning och god kännedom av olika leverantörer har skapats. Slutligen kan konstateras att konstruktion och dimensionering handlar om att se till helheten och att få olika material och komponenter att hänga ihop och samverka på ett bra sätt. God insikt om detta har fåtts under arbetets gång.
Nyckelord:	Konstruktion, dimensionering, beräkningar, ritningar

Abstract

Title: Planning of a house in Hasselkullen – dimensioning of the bearing frame and the establishment of construction blueprints

Author Olivia Eldh
Erik Pålsson
Fredrik Törnqvist

Supervisor: Johan Jönsson, department of structural engineering

Presentation of problem: From A-drawings of a house in Hässleholm the supporting structure is to be designed. The walls have been specified to light concrete and the roof to plate. Otherwise, the choice of material of the supporting structure is for us to decide. Design blueprints must also be made.

Purpose: The purpose of the candidate project is to establish design documents over the supporting structure. The goal is to link the project to our education by using our knowledge that we have gained from our previous courses and use them on an actual project.

Method: The majority of all the calculations are done by hand, but Matlab has also been used as a complement. Design drawings have been done in AutoCAD and a model has been drawn up in Google SketchUp.

Conclusion: By working on this project, we have received the recognition that there are an awful lot of details and that a residential project is a big project. From idea to reality is a long way to go, and there is a lot to be taken in consideration. Since we have got the freedom to choose which materials to use, except the walls, much work has been devoted to investigations and of different materials and suppliers. Therefore good knowledge of different suppliers has been gained. Finally, we note that the design is about seeing the big picture, and making different materials and components interact in a good way. A good understanding of this has been received while working with this project.

Keywords: Design, calculations, blueprints

Förord

Kandidatarbetet *Projektering av villa i Hässleholm – Dimensionering av bärande stomme och upprättande av K-ritningar* har utförts under perioden januari till juni 2010. Arbetet är på 15 hp och ger en kandidat examen i teknik. Arbetet är på intet sätt obligatoriskt på civilingenjörs program, men valbart. Vi har valt att göra detta arbete då vi ansett det vara ett intressant och stimulerande sätt att arbeta på. Uppgiften har tagits fram av vår handledare Johan Jönsson.

Vi vill tacka vår handledare, Johan Jönsson, för stödet och hjälpen under arbetets gång.

Vi vill även tacka alla våra vänner för ert stöd och uppmuntran.

Olivia Eldh, Erik Pålsson och Fredrik Törnqvist.

Lund juni 2010

Innehållsförteckning

1 Inledning.....	9
1.1 Bakgrund	9
1.2 Mål och syfte	9
1.3 Avgränsningar	9
2 Metodik	9
3 Förutsättningar	11
3.1 Laster	11
3.1.1 Vindlast	11
3.1.2 Snölast	11
3.1.3 Nyttig last	12
3.1.4 Egentyngder	12
3.1.5 Övrigt	12
3.2 Utböjningskrav	12
3.3 Övrigt	12
4 Val av material och tekniska lösningar	13
4.1 Hustak.....	13
4.2 Garagetak	13
4.3 Tak mellan hus och garage.....	14
4.4 Bjälklag	14
4.5 Väggar	16
4.6 Utsparningar	16
4.7 Utkragande del	19
4.8 Balkong	19
4.9 Trappa.....	20
4.10 Allmänt om stålqualiteter, val och förutsättningar.....	21
5 Beräkningar	23
5.1 Dimensionering av hustak	23
5.2 Dimensionering av garagetak.....	24
5.3 Bjälklag	28
5.4 Upplagsbalkar vid trappan.....	28
5.4.1 Trappbalk, kort	29
5.4.2 Trappbalk, lång.....	31
5.5 Upplagsbalk för bjälklaget	33
5.6 Pelare till HEA 240	37
5.7 Upplagsbalk för utkragande delen.....	38
5.8 Pelare till IPE 240	42
5.9 Utsparningar	43
5.9.1 Hus bottenvåning.....	43
5.9.1.1 Skjutdörrar 4,11 m Norr (FP1).....	43
5.9.1.2 Dörrar 3*norr & 1*söder 0,975 m (FD1).....	45
5.9.1.3 Köksfönster öster 3 m (F2).....	46
5.9.1.4 Fönster väster 1,4 m (F12)	48
5.9.1.5 Fönster väster 2,18 m (F11)	50
5.9.1.6 Fönster söder 2,18 m (F1)	51
5.9.2 Hus ovanvåning.....	52
5.9.2.1 Fönster söder 4 m (F5)	52
5.9.2.2 Fönster söder 2 m (F6)	54
5.9.2.3 Fönster söder 1,6 m (F7)	55

5.9.2.4 Fönster öster 3,2 m (F8)	55
5.9.2.5 Fönster öster 0,63 m (F9)	56
5.9.2.6 Fönster norr 1 m (FD2)	56
5.9.2.7 Fönster norr 0,6 m (F10)	57
5.9.2.8 Fönster norr 3,9 m (FP3)	57
5.9.2.9 Fönster väster 2,6 m (FP2)	59
5.10 Dimensionering av balkongbalkar	62
5.11 Garage	69
5.11.1 Garageport 5,02 m (GP)	69
5.11.2 Dörr 0,975 m väster (FD1)	71
5.11.3 Fönster 3,145 m väster (F3)	71
5.11.4 Dörr 0,975 m norr (FD1)	71
5.11.5 Fönster 0,495 m norr (F4)	72
5.11.6 Dörr inomhus i garage	73
5.12 Grund	74
5.12.1 Husets väggar	74
5.11.2 Bärande väggar i huset	75
5.11.3 Pelarfundament	78
5.11.4 Garagets väggar	80
5.11.5 Passagens ytterväggar	82
6 Resultat	83
7 Diskussion och slutsats	85
7.1 Diskussion	85
7.2 Slutsats	86
Källförteckning	87
Produktblad	87
Internet	87
Bilagor	89
Bilaga 1	89
Bilaga 2	90
Bilaga 3	93
Bilaga 4	94
Bilaga 5	95

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Ett enfamiljshus skall byggas på Hasselkullen 6 i Hässleholm. Arkitekturritningar är framtagna av Kubik Arkitekter. Husets väggar har fastställts till lättbetong och det är också bestämt att taket ska bestå av bandtäckning och garagetaket av sedumtak. Nästa steg i projekteringsprocessen är att dimensionera den bärande stommen. Huset har flera delar så som fönster och dörrar med stora spännvidder och en balkong som sträcker sig 2,1 meter ut. Dessa delar måste alla dimensioneras och tekniska lösningar måste tas fram för att kunna byggas.

1.2 Mål och syfte

Syftet med kandidatarbetet är att utifrån bästa förmåga och kunskap upprätta färdiga bygghandlingar över den bärande stommen. Målet är att genom arbetet kunna knyta samman kunskaper från utbildningen till ett verkligt projekt och fördjupa kunskaperna inom byggt teknik, konstruktion och AutoCAD.

1.3 Avgränsningar

För att avgränsa arbetet har fokus legat på att dimensionera den bärande stommen bortsett från väggen som tidigare bestämts till lättbetongblock. Vid dimensioneringen ska även hänsyn tas till att onödiga köldbryggor ska undvikas och standardlösningar och standardelement ska användas så långt som möjligt. I arbetet ingår också att lösa anslutningsdetaljer mellan vägg och tak, vägg och bjälklag och grund.

2 Metodik

Inledningsvis söks lösningar på hur de tekniska svårigheterna ska kunna lösas. Informationen söks huvudsakligen på diverse produkthemsidor. För att få en överskådlig 3D bild över villan görs en modell av huset i Google SketchUp. Dimensioneringen av den bärande stommen görs huvudsakligen för hand men även beräkningsprogrammet Matlab används som ett komplement vid vissa dimensioneringar av mer komplicerade lastfall. Konstruktionsritningarna utförs i ritprogrammet AutoCAD.

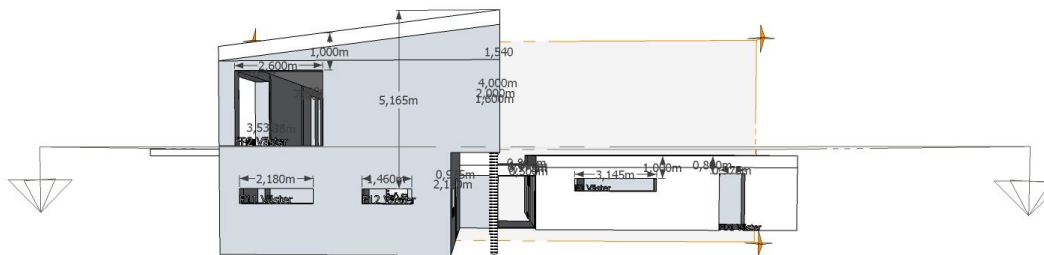
3 Förutsättningar

För att kunna utföra de olika hållfasthetsberäkningarna krävs att olika förutsättningar för material och laster tas fram. Dessa olika förutsättningar fås dels genom *byggkonstruktion – regel och formelsamling*, en formelsamling som bygger på BKR och dels med hjälp av olika produktblad som hämtas från olika leverantörer. Dessa redovisas nedan för att lätt få en överblick. Även alla formler är hämtade ur *byggkonstruktion – regel och formelsamling*.

3.1 Laster

3.1.1 Vindlast

Huset är beläget i Hässleholm, i ett område som heter Hasselkullen. Detta är en förortsbebyggelse, och klassificeras därav som terrängtyp III. Referensvindhastigheten (v_{ref}) är för denna terrängtyp och geometri på hus 25 m/s. Huset har ett pulpettak på 7° och garagetaket en lutning på 1° (se figur 1). Denna lutning på taket medför att vindlasten kommer utgöra ett sug. Eftersom det innebär ett värre lastfall att försumma vinden, kommer detta att göras. Detta kommer enbart att innebära en styrka för våra beräkningar då taket kommer vara något överdimensionerat.



Figur 1

3.1.2 Snölast

Snölastens grundvärde (s_0) i Hässleholm är på 2 kN/m^2 vilket ger en lastreduktionsfaktor (ψ) på 0,7. Formfaktorn (μ) för ett pulpettak med en lutning under 15° är 0,8 vilket gäller för både huset och garaget. Då hustaket lutar i riktning från garaget, antas möjligheten att snö från hustaket ska trilla ner på garagetaket som otrolig (se figur 1).

Vid beräkning av den karakteristiska snölasten (s_k) antas den termiska koefficienten (C_t) till 1:

$$s_k = \mu C_t s_0 = 0,8 \cdot 1 \cdot 2 = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

3.1.3 Nyttig last

Den karakteristiska nyttiga lasten för bostäder fås från lastgrupp 1.

Bunden lastdel:

$$q_{NL,bunden} = 0,5kN/m^2$$

$$\psi_{NL,bunden} = 1$$

Fri lastdel:

$$q_{NL,fri} = 1,5kN/m^2$$

$$\psi_{NL,fri} = 0,33$$

3.1.4 Egentyngder

Väggelementen har av beställaren bestämts till lättbetongblock och har egentyngden 4,5 kN/m³¹ Övriga egentyngder enligt respektive material.

3.1.5 Övrigt

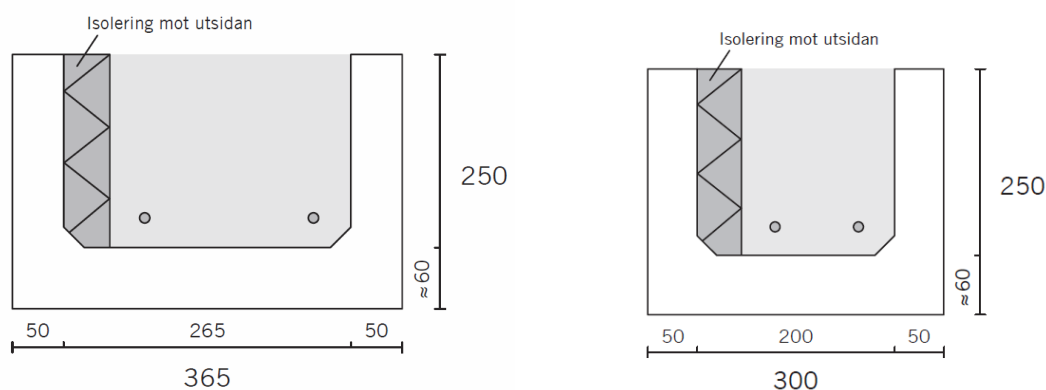
Det har valts att i brukgränstillståndet räkna alla laster med lastkombination 9 och i brottgränstillstånd lastkombination 1.

3.2 Utböjningskrav

Det utböjningskrav som utgått ifrån är L/300 på långa spännvidder och känsliga byggnadsdelar såsom fönster och L/400 på kortare spännvidder. Detta har endast varit ett riktvärde, då det egentligen inte finns några bestämmelser för största tillåtna utböjning. Det har således valts att frångå detta, egna, riktvärde ibland.

3.3 Övrigt

Säkerhetsklass 2 har valts för alla balkar. Detta då det anses vara en rimlig säkerhetsklass för huset i fråga. Stabilisering av väggar sker med ringankareffekt på alla krön avslut. Detta innebär att ett armerat u-block, fyllt med betong, avslutar varje krön för att på så sätt hålla ihop huset (se figur 2). Då väggarna består av massiv lättbetong anses detta vara en fullt tillräckligåtgärd vad avser stabilisering.



Figur 2

¹ H+H Sverige, www.hplush.se, 2010-09-04

4 Val av material och tekniska lösningar

4.1 Hustak

Till de bärande delarna av hustaket och garagetaket har 450mm höga HI-lättbalkar från Byggma group valts (se figur 3). Dessa läggs upp som fritt upplagda balkar på lättbetongväggen. Anledningen till att dessa balkar väljs är att de är mycket lätta och hjälper till att hålla egentygnden på taket nere. Dessutom gör balkarnas I-profil och att de är utförda i trä att köldbryggor minskar.



Figur 3 – HI-lättbalkar från Byggma Group (Projekteringsanvisningar 2009:1)

Tabell 1 – Dimensionerande kapacitet för HI-450

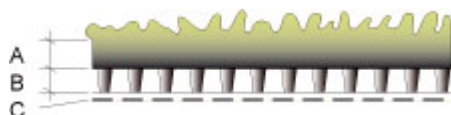
Dimensionerande kapaciteter för HI-450 enligt BKR Lasttyp B / Säkerhetsklass 2 / klimatklass 1	
Dim. Tvärkraftskapacitet (V_d)	11,7 kN
Dim. momentkapacitet i styva riktningen (M_{xd})	15,9 kNm
Dim. styvhetskapacitet i styva riktningen ($E_d I_x$) (brukgränstillstånd)	2366 kNm ²

2

Hustaket är ett pulpettak med en lutning på 7°. Beställaren har i förväg specificerat yttertaket till bandtäckning som fästes direkt på den underliggande råsponten med dolda beslag.

4.2 Garagetak

Garagetaket utgörs av ett pulpettak med en lutning på 1°. Takbalkarna består liksom i hustaket av HI-450 lättbalkar från Byggma group (se ovan). För att skydda taket monteras ett tätskikt (C) på råsponten. Då det är ett låglutande tak så måste ett dränerande lager (B), Nophadrain 5+1 från Vegtech eller liknande monteras³. Det dränerande lagret fungerar som ett skyddande skikt mot tätskiktet men även som en avskiljande skikt mot vegetationsskiktet. Slutligen monteras en ca 30mm sedummatta (A) på det dränerande lagret.



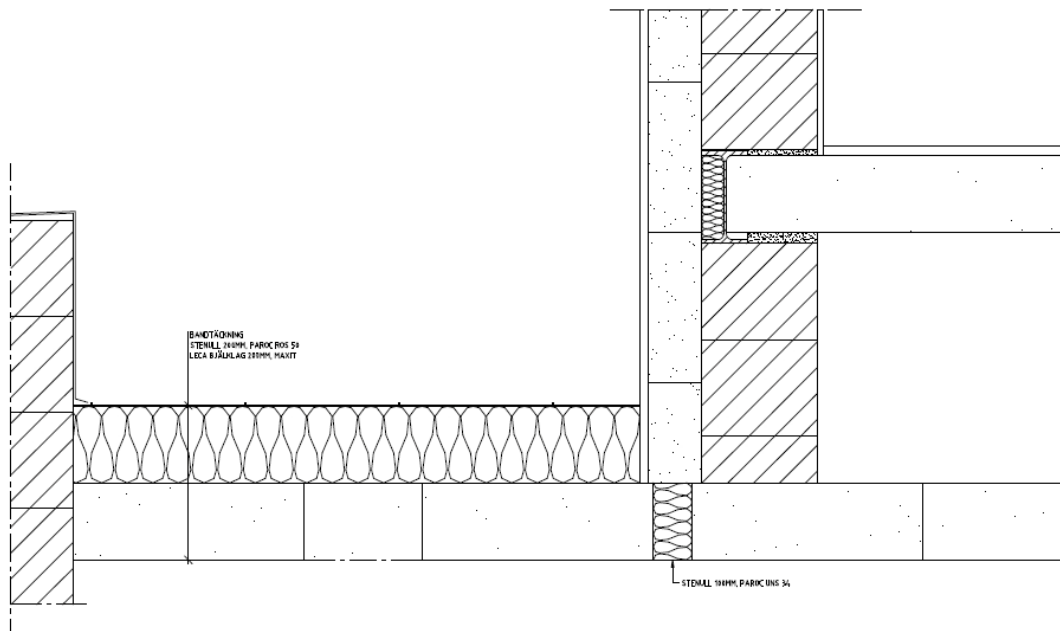
Figur 4 - Uppbyggnad av sedumtak

² Byggmagroup, www.byggmagroup.se, 2010-09-04

³ Veg Tech AB, www.vegtech.se, 2010-09-15

4.3 Tak mellan hus och garage

Taket mellan husdelen och garagedelen utgörs av bandtäckning. Som bärande del kommer Leca bjälklagselement att användas. Då det inte kommer att uppstå några större krafter i denna del, har dimensioneringsberäkningar utelämnats.

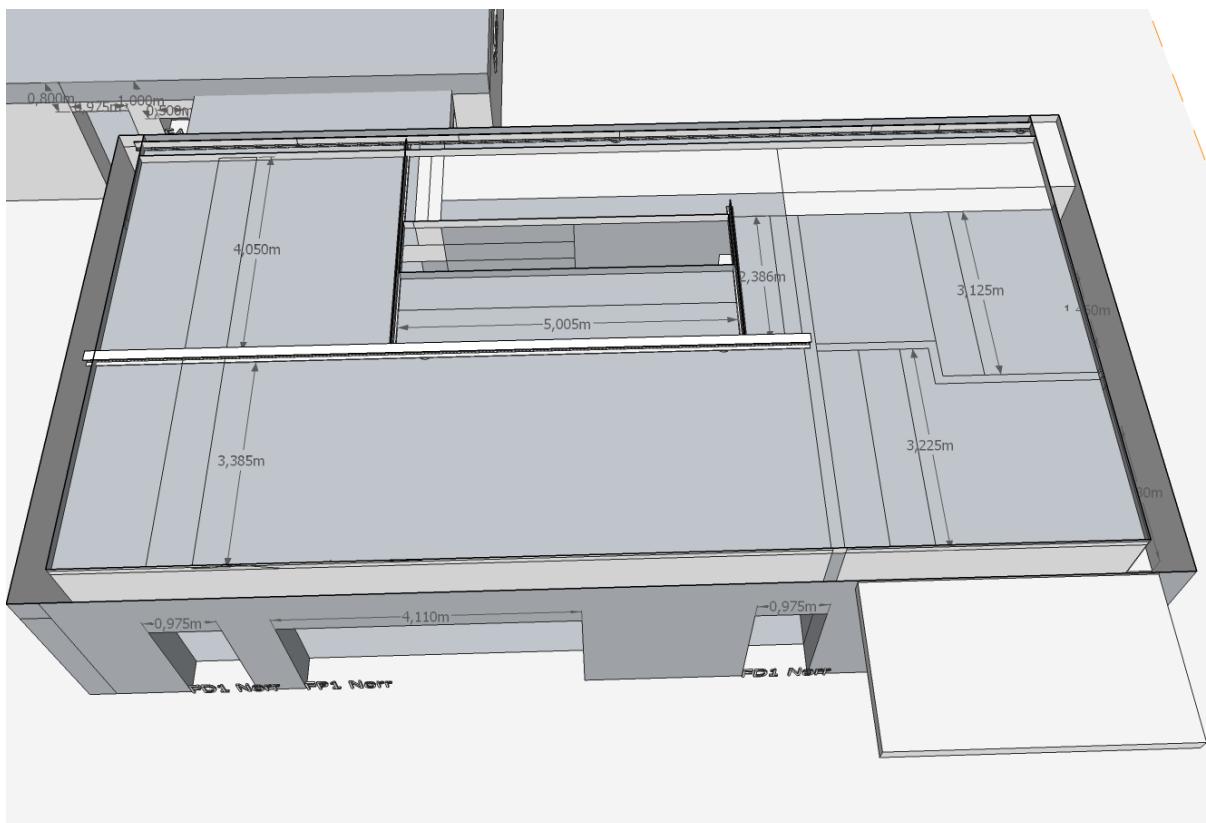


Figur 5

4.4 Bjälklag

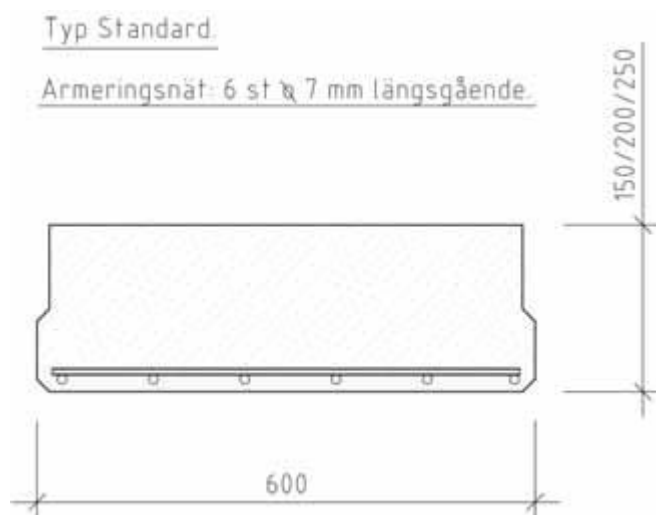
Bjälklaget har valts till Leca bjälklagselement. Detta har valts då det har bra ljudisolering, mycket bra brandsäkerhet och är fuktsäkert⁴. Bjälklaget bärs upp av en stålbalk som bärs upp av två pelare i undervåningen och en bärande vägg (se figur 6). Bjälklagselementen kräver minst 100mm upplagslängd på murverk och 70 mm på stålstomme. Då bjälklaget skall stickas in mellan flänsarna på en stålbalk, där HEA-tvårsnitt är valt, ställer detta krav på dimensionen för att det ska passa väl ihop. HEA-tvårsnitt har valts då detta tvärsnitt har en hög momentkapacitet och dessutom breda flänsar, som säkerställer en säker infästning av bjälklaget. Det finns således en minsta dimension för att bjälklaget skall få plats. Vid eventuellt extra utrymme mellan fläns och bjälklag kommer en stålbit svetsas fast i de undre flänsarna för att bjälklaget ska komma högre upp och en stor pågjutning undviks. Dock är en liten pågjutning ofrånkomlig.

⁴ Weber group, www.weber.se, 2010-09-04



Figur 6 - Skiss över montering av bjälklagselement och spännvidder.

Elementbredden är 600 mm och tjockleken 200 mm och elementen kan maximalt uppnå en spännvidd på 5980 mm (se figur 7). Den maximala nedböjningen för dimensionerande last i bruksgränstillstånd är $L/400$ i korttidstillstånd samt $L/300$ i långtidstillstånd. Leca bjälklagselementen har en grovkorning ovasida och en finkorning undersida. För att förbättra luft och ljudläckage ska bjälklagselementen portätas på både under och ovasida⁵.

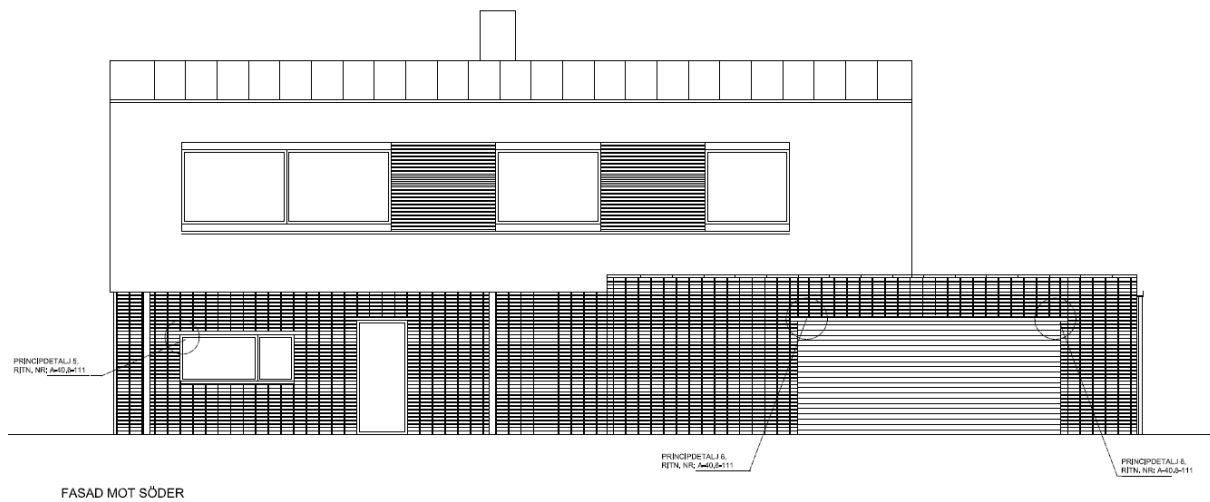


Figur 7 - Leca bjälklagselement

⁵ Weber group, www.weber.se, 2010-09-04

4.5 Vägg

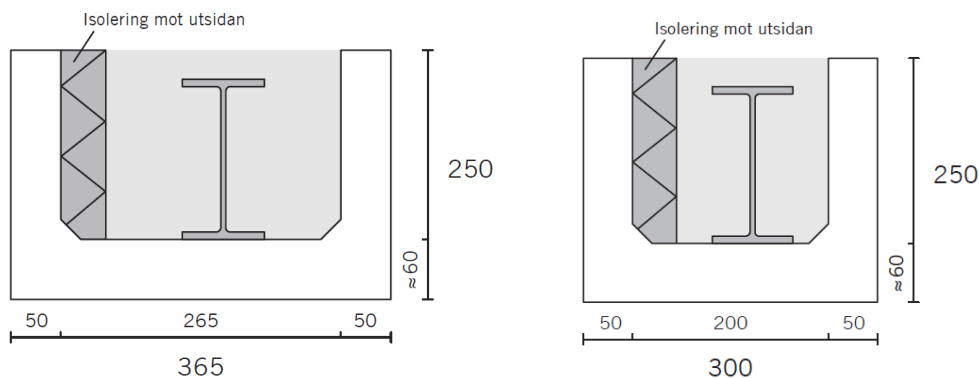
Väggelementen har av beställaren bestämts till lättbetong block med en tjocklek på 365 mm på undervåningen och 300 mm på ovanvåningen. Ytterväggarna och delar av innerväggarna kommer att utgöra den bärande stommen i byggnaden. Ytterbeklädningen på huset utgörs av en tegelfasad på garaget och undervåningen av huset och en putsad multiporskiva på ovanvåningen (se figur 8). Uppbyggnad av väggen är, utifrån räknat, putsad multiporskiva alternativt tegelfasad, luftspalt, isoleringsboard från Isover, lättbetongblock, puts. Multiporskivan fästes dels med speciellt lim, dels mekaniskt med en infästningsanordning per skiva⁶. Teglet kommer att fästas med kramlor, 4 st/m².



Figur 8 - Fasad mot söder.

4.6 Utsparningar

Många utsparningar i byggnaden har förhållandevis långa spännvidder och måste därmed förstärkas. Förstärkningen kommer göras genom att gjuta in stål av H- eller I-profiler i en U-balk ovanför öppningarna (se figur 9). Informationen om balkarna är hämtade från H+H. Dessa har utformat ett system för att underlätta dimensionering av ingjutna balkar⁷.

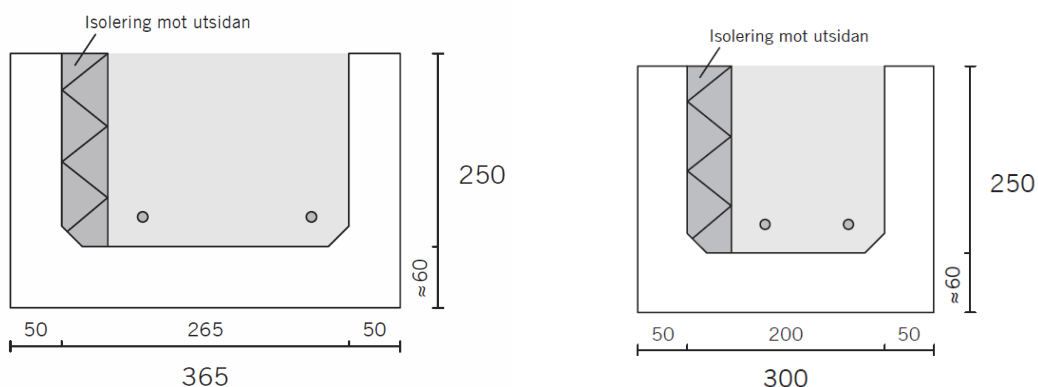


Figur 9 - IPE balk ingjuten i en U-balk

Alternativet är att för mindre spännvidder med lägre utbredd last kan det räcka med att endast armeringsjärn gjuts in i U-balken (se figur 10).

⁶ Xella International GmbH, www.silka.se, 2010-09-04

⁷ H+H Sverige, www.hplush.se, 2010-09-04



Figur 10 - Armeringsjärn ingjutna i en U-balk

Produktinformation

Betongbalk:

Betongkvalitet C25/30
 Armeringskvalitet B 500B
 Säkerhetsklass 2
 Livslängdklass L2
 Deformation $\leq L/320$
 Upplagslängd 250 mm
 Täcksikt 1,5 \varnothing +10 mm
 Brandteknisk klass R 60

Stålbalk IPE:

Stålkvalitet S275JR
 Den undre flänsens båda sidor
 samt undersida
 rostskyddsbehandlas
 med alkydfärg en gång.

Cellplast:

Expanderad polystyren
 EPS

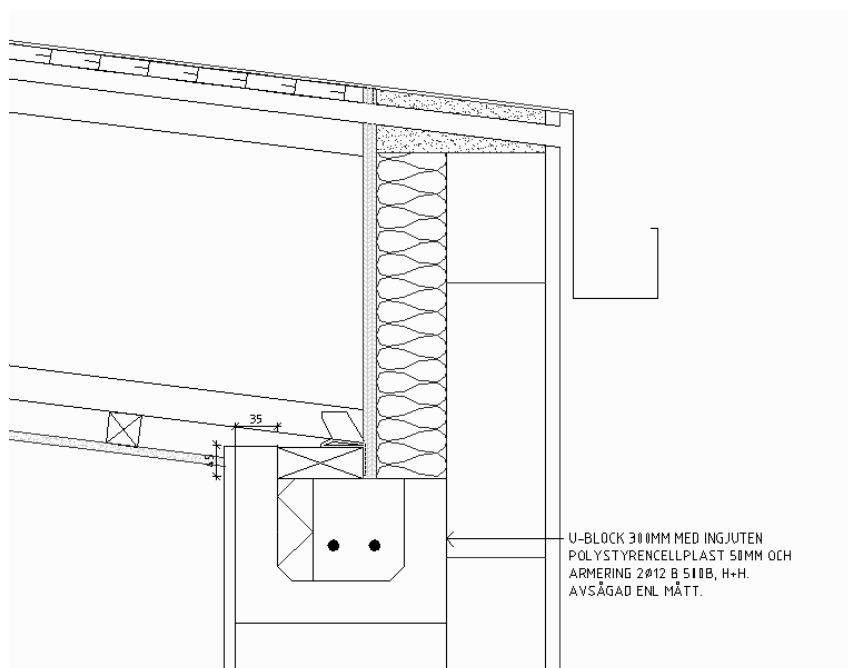
8

Ovanstående tabell specificerar ingående material i balkarna från H+H. Tabellen anger att betongen ska tillhöra en viss hållfasthetsklass, även armeringen specificeras med en beteckning för hur mycket spänningen järnen klarar och hur de ser ut. Säkerhetsklassen för balkarna är satt till två. Vidare kan det förväntas att den uppfyller krav på livslängd, samt på deformation. Upplagslängd specificeras för att montering skall kunna ske på ett regelrätt sätt. Utförandeteknisk information i form av hur mycket täcksikt armeringsjärnen behöver för att uppfylla kraven anges. Även vilken brandklassning framgår av tabellen. Information om vilken stålkvalitet som skall användas och hur dessa balkar ska behandlas står även specificerat. Denna tabell är tagen från leverantören och anger dels vad som kan förväntas av produkten, dels hur det skall göra för att uppnå önskvärt resultat.

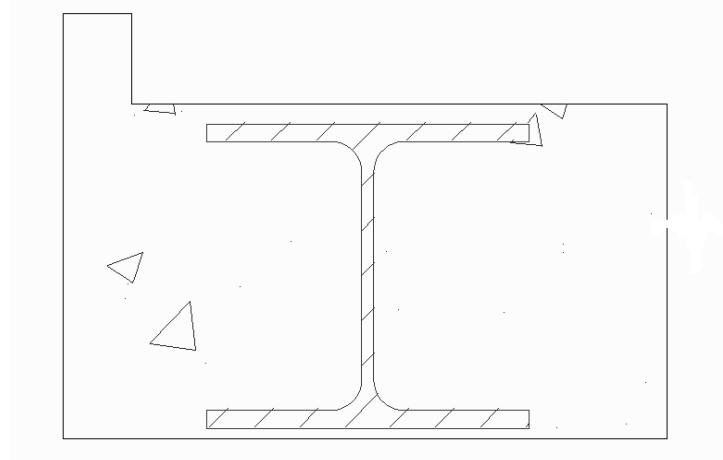
Produktbladet från H+H kommer att i så stor utsträckning som möjligt användas för att dimensionera utsparningarna. Då det finns flera utsparningar med mycket stora spännvidder och stora laster kommer den dimensioneringstabellen inte räcka till. I dessa fall kommer en större IPE-balk alternativt en HEA-balk gjutas in i U-balken. På grund av U-balkens dimensioner så finns begränsningarna på balkarna till en max höjd på 185 mm och bredd på 210 mm. I de fall då dessa mått inte räcker till, kommer en platsgjuten betongbalk med lämpligt HEA alternativt IPE tvärsnitt inuti användas. I alla fallen bortses från betongens inverkan. Detta medför en avsevärd förenkling vid beräkningsgången, då endast stål tas i beaktning. Detta anses vara acceptabelt eftersom det enbart innebär att balken kommer klara mer i praktiken.

⁸ H+H Sverige, www.hplush.se, 2010-09-04

För att ett erforderligt putsavslut ska åstadkommas på alla ställen måste vissa åtgärder vidtas. På ovanvåningens norra del, där taket möter vägg, är en detalj där extra omsorg måste ägnas (se figur 11). För att uppnå önskat resultat har följande vidtagits. Ovanför balkongdörren, FP3, är en platsgjuten betongbalk med ingjutet HEA-balk placerad. Detta framgår mer utförligt i texten nedan. För att väggputsens skall gå hela vägen upp, har en pågjutning gjorts på betongblockets ena sida (se figur 12). Detta skapar en kant som putsen kan fortsätta upp på och som gipsskivan kan möta (se figur 11). Samma lösning präglar de andra två fönstren som finns på ovanvåningen, F10 och FD2. Dock består balkarna ovanför dessa fönster av armerade u-balkar, från H+H (se figur 10). För att uppnå erforderligt resultat har en av kanterna på U-balken sågats kortare. Detta ger således en kant på ena sidan där putsen kan fortsätta upp på. På övriga delar av väggen består krön avsluten av armerade U-block (se figur 10). Således kommer även i detta fall ena sidan av U-blocket sågas för att uppnå önskvärt resultat vad avser putsavslut.



Figur 11

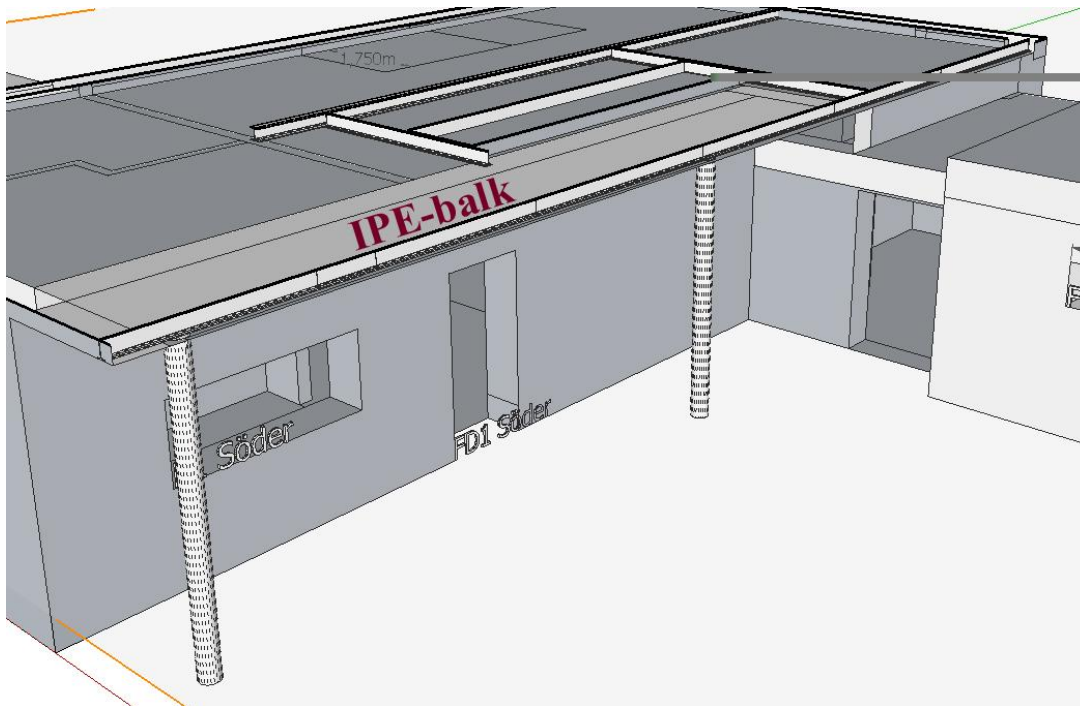


Figur 12

Samma problematik uppstår även i garaget. Samma lösning som tillämpats i huset, tillämpas även här, d.v.s. en kant sparas där putsen kan fortsätta upp.

4.7 Utkragande del

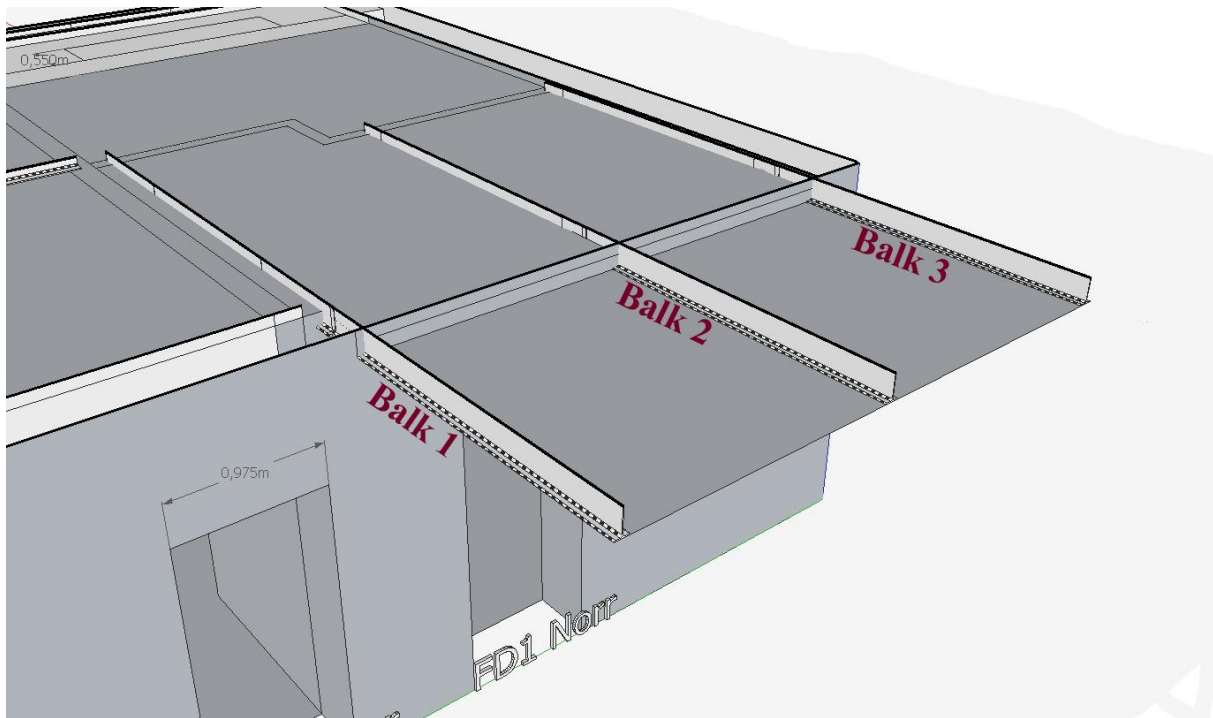
Den utkragande delen kommer att bestå av Leca - bjälklag som läggs upp dels på ytterväggen dels på en IPE-balk. Denna IPE-balk bärs i sin tur upp av VKR-rör som står på pelarfundament under marken (Se figur 13). Den utkragande delen är utformat så att bjälklagselementen kapas och således inte sitter ihop med bjälklagselementen i huset. Detta för att undvika stödmoment och slippa överkantsarmera. Anledningen till att överkantsarmering undvikits är att den prefabricerade standardlösningen enbart har underkantsarmering. För att slippa att specialbeställa har således denna lösning använts.



Figur 13

4.8 Balkong

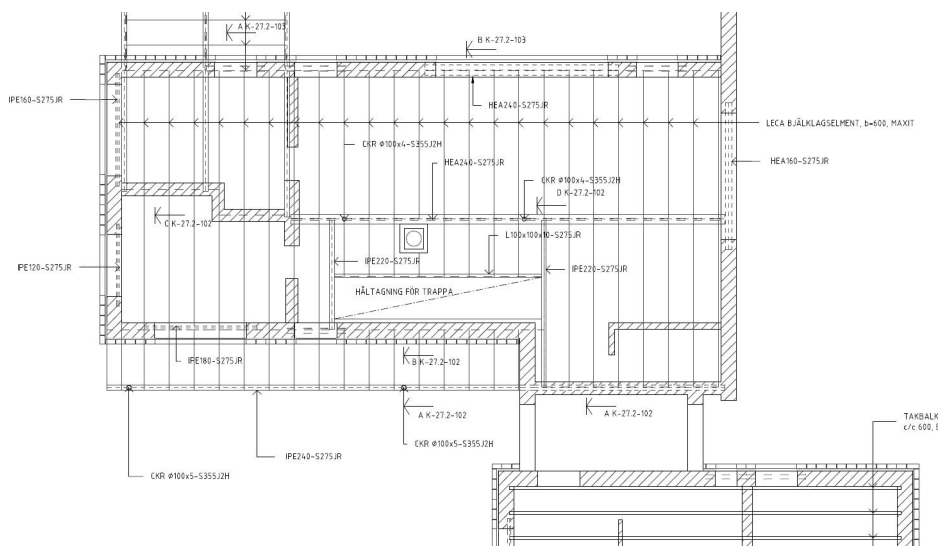
Balkongen sticker ut ganska mycket vilket medfört att lösningen blivit relativt grov. Balkongen är utformad så att tre IPE-balkar går inifrån huset ut hela vägen till balkongslut. Mellan dessa balkar sitter Lecabjälklag som fortsätter från insida hus ut till slutet av balkongen. Dessa behöver inte överkantsarmeras då balkarna kommer att ta hela lasten. Balkarna sitter fast i hjärtväggarna innanför och är anpassade för att passa väl in med resten av konstruktionen. (Se figur 14)



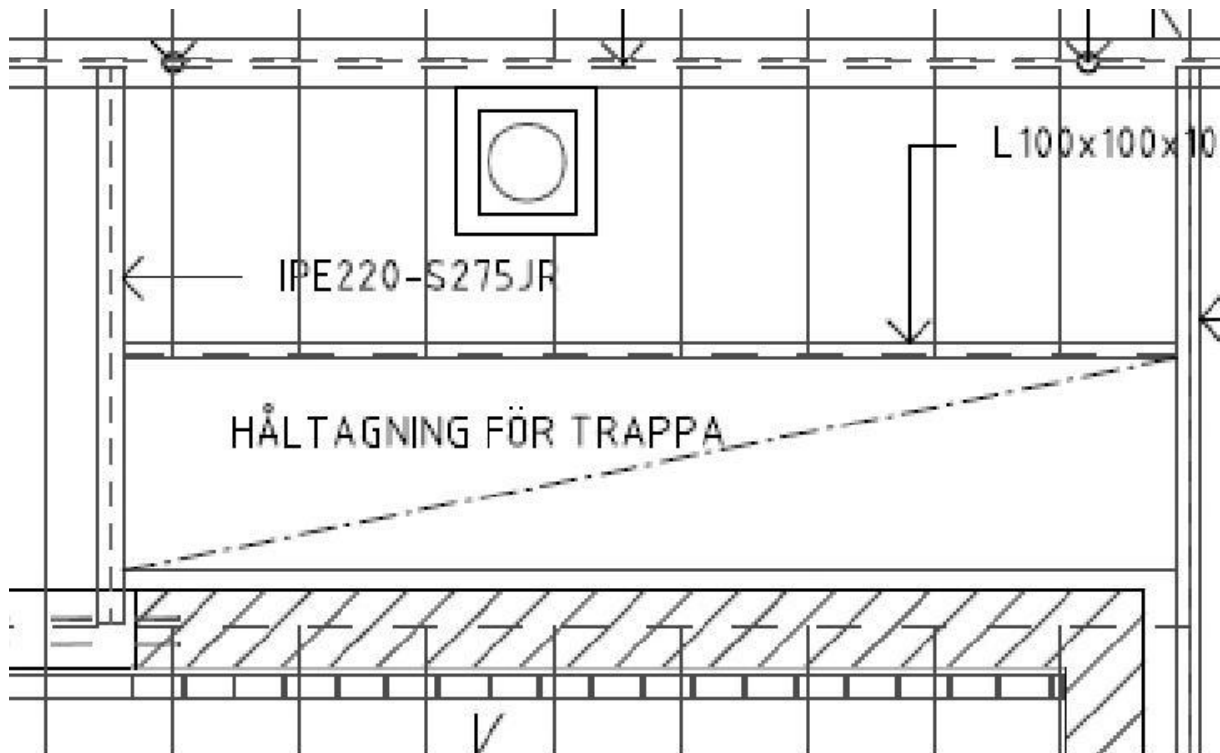
Figur 14

4.9 Trappa

Vid trapphålet behöver bjälklaget växlas av. Eftersom det är upplagt på en pelare i mitten och på väggen blir det problematiskt vid hålet. Detta löses genom att två balkar på var sida om hålet går från mittbalk till vägg, samt att en balk läggs mellan dessa där bjälklagen sedan kan läggas upp. Bjälklagen kommer att läggas i samma riktning som de de andra och kommer att behöva sågas till vid skorstenen. Det anses att detta är den bästa lösningen på problemet (se figur 15 och 16).



Figur 15



Figur 16

4.10 Allmänt om stålqualiteter, val och förutsättningar

Stål är ett material som använts mycket i konstruktionen. Detta eftersom det är ett isotropt, pålitligt och enkelt material att räkna på. Allt stål är av kvaliteten S235, med undantag för de prefabricerade U-balkarna där stålqualiteten är S275JR enligt ovan. Denna relativt låg kvalitet har valts av kostnadsskäl och det faktum att det varken är stora laster eller spännvidder. Alla stål balkar och pelare är standardtvärsnitt enligt svensk standard, vilket innebär att de tillhör tvärsnittsklass 1. Dessa standardtvärsnitt har i stor utsträckning valts av kostnadsskäl och att det underlättar vid leverans att använda sig av standardiserade lösningar.

5 Beräkningar

5.1 Dimensionering av hustak

Taket bärs upp av HI-450 takbalkar med ett centrumavstånd på 600 mm. Balkarna har en spännvidd på 8 m inklusive upplagen. Lasterna från takbalkar, isolering och övertak har uppskattats till ca 0,5 kN/m. Hustaket har en lutning på 7° vilket valts att bortse från vid beräkning.

Anmärkning: I många beräkningar återfinns en vindlast. Detta är en felaktig last, då vinden i praktiken kommer att utgöra en sugande kraft på taket. Detta framgår av förutsättningarna under avsnittet för vindlast. Dock har ett missförstånd lett till att vindlasten tagits med som en tryckande kraft. Konsekvensen av att helt enkelt försumma vindlasten, eller ha med den som en tryckande kraft blir att taket blir något överdimensionerat. Det anses dock att detta fel enbart bidragit marginellt till resultatet, och det står således kvar då det innebär omfattande merarbete att ta bort det.

Laster:

$$\begin{aligned} \text{Snö:} & \quad s_k = 1,6 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Balk \& tak:} & \quad q_{\text{tak\&balk}} = 0,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Brottgräns

Eftersom endast en variabel last finns blir denna huvudlast.

Snö som huvudlast:

$$q_{\text{tot}} = (1,3s_k + w\psi_{\text{vind}})cc - \text{avstånd} + q_{\text{tak\&balk}} = (1,3 \cdot 1,6 + 0,464 \cdot 0,25) \cdot 0,6 + 0,5 \approx 1,82 \text{ kN/m}$$

Enligt produktbladet är dimensionerade kapaciteter enligt BKR för lasttyp B momentkapacitet i styva riktningen 15,9 kNm och tvärkraftskapaciteten 11,7 kN.

Moment i balken:

$$M_{\text{fältmax}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{1,82 \cdot 8^2}{8} = 14,56 \text{ kNm} \quad \text{OK!}$$

Tvärkraft i upplag:

$$R = \frac{qL}{2} = \frac{1,82 \cdot 8}{2} = 7,28 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Bruggräns

Förutsättningarna är att den maximala nedböjningen får vara $L/300$ över taket. Enligt produktbladet är $EI = 2958 \text{ kNm}^2$ för balken.

$$q_{tot} = (w\psi_{vind} + s_k\psi_{snö})cc - avstånd + q_{tak\&balk} = (0,464 \cdot 0,25 + 1,6 \cdot 0,7) \cdot 0,6 + 0,5 \approx 1,24 \text{ kN/m}$$
$$v_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 1,24 \cdot 8^4}{384 \cdot 2958} = 0,02236 \text{ mm}$$
$$\frac{L}{x} = 0,00447 \Leftrightarrow x = \frac{8}{0,02236} = 358$$

Detta kommer att ge en nedböjning $L/358$ vilket är godtagbart inom vårt kvav på $L/300$.

5.2 Dimensionering av garagetak

Garagetaket består av ett sedumtak som bärs upp av HI-450 takbalkar med ett centrumavstånd på 600 mm med tre stycken upplag. Enligt produktbladet på sedumtak har det en egentygnd på $0,5 \text{ kN/m}^2$. P.g.a. säkerhetsskäl har dock $0,5 \text{ kN/m}$ använts som last för sedumtak. Detta för att takets egentygnd i sig är en uppskattning och ett bidrag till denna last medför en säkerhet till beräkningarna.

HI-450 kapacitet:

$$M_{max} = 12,9 \text{ kNm}$$

$$V_{max} = 11,7 \text{ kN}$$

Laster:

$$\text{Snö:} \quad s_k = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

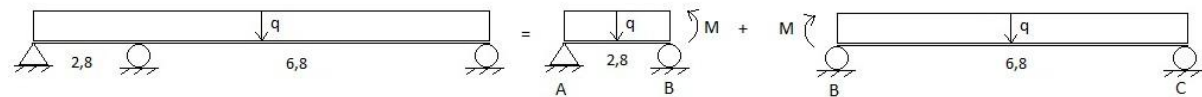
$$\text{Balk \& tak:} \quad q_{tak\&balk} = 0,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sedumtak:} \quad q_{sedum} = 0,5 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

Eftersom det tidigare konstaterats att det är snö som är huvudlast så utgås det ifrån det här också.

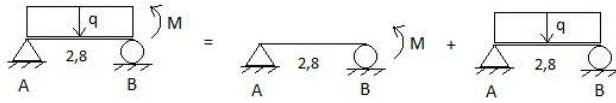
$$q_{tot} = (1,3s_k + w\psi_{vind})cc - avstånd + q_{tak\&balk} + q_{sedum} =$$
$$(1,3 \cdot 1,6 + 0,464 \cdot 0,25) \cdot 0,6 + 0,5 + 0,5 \approx 2,32 \text{ kN/m}$$



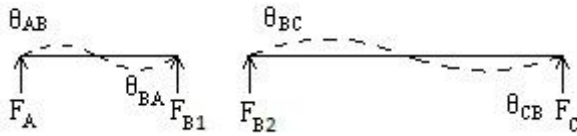
Figur 17

Moment

Stödmoment:



Figur 18



Figur 19

Vinklarna vid stöd B måste vara lika; $\theta_{AB} = \theta_{BC}$.

$$\theta_{AB} = \theta_{BC} \Leftrightarrow \frac{qL_{AB}^3}{24EI} + \frac{2ML_{AB}}{6EI} = -\frac{qL_{BC}^3}{24EI} - \frac{2ML_{BC}}{6EI} \Rightarrow \frac{2M(L_{AB} + L_{BC})}{6EI} = -\frac{q(L_{AB}^3 + L_{BC}^3)}{24EI} \Rightarrow$$

$$M = -\frac{q(L_{AB}^3 + L_{BC}^3)}{8(L_{AB} + L_{BC})} = -\frac{2,32 \cdot 10^3 \cdot (2,8^3 + 6,8^3)}{8(2,8 + 6,8)} = -10,16 \text{ kNm} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M_{stöd} = -10,16 \text{ kNm}$$

Fältmoment:

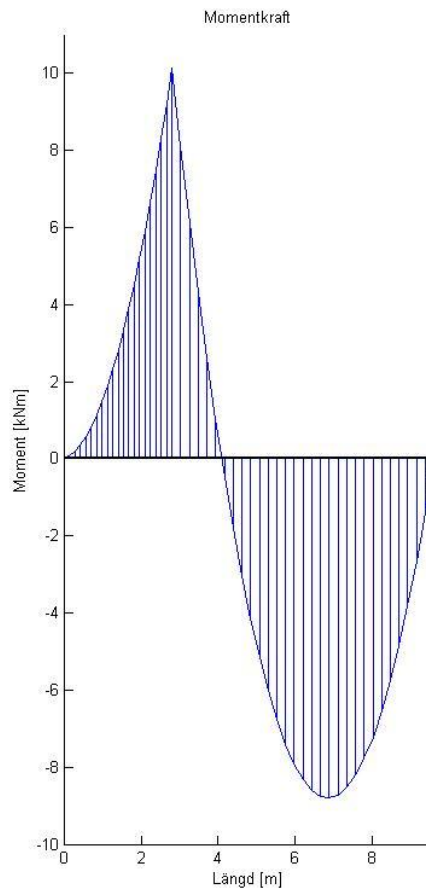
Det största fältmomentet kommer att vara vid den största spännvidden, dvs. mellan stöd B och C.

$$M_{\max} = \frac{qL_{BC}x}{2} - \frac{qx^2}{2} + M_{stöd} - \frac{M_{stöd} \cdot x}{L_{BC}} =$$

$$\frac{2,32 \cdot 10^3 \cdot 6,8 \cdot x}{2} - \frac{2,32 \cdot 10^3 \cdot x^2}{2} - 10,16 \cdot 10^3 - \frac{(-10,16) \cdot 10^3 \cdot x}{6,8} \Rightarrow$$

$$[\text{Grafisk lösning}] \Rightarrow M_{fält} = 8,81 \text{ kNm} \text{ då } x = 4,04 \text{ m}$$

I figur 20 nedan illustreras den grafiska lösning som använts.



Figur 20

För att bestämma vart momentet är störst och vad värdet på detta moment är har grafisk lösning tillämpats. Detta ger det största fältmomentet ($M_{\text{fält}}$) 8,81 kNm och sker 4,04 m in på balken från mittupplaget mellan stöd B och C. Detta moment är lägre än balkens momentkapacitet.

Tvärkraft

Upplagskrafterna beräknas genom att ställa upp dels en vertikal kraftjämvikt och dels en momentjämvikt. När upplagskrafterna är kända kan ett tvärkraftsdiagram ritas och maximal tvärkraft kan utläsas. Som ovan delas lastfallet upp i två fall.

Sträcka A – B

$$\uparrow F_A + F_{B1} - 2,32 \cdot 10^3 \cdot 2,8 = 0$$

$$\text{momentkring A: } F_{B1} \cdot 2,8 - 2,32 \cdot 10^3 \cdot \frac{2,8^2}{2} - 10,16 \cdot 10^3 \Rightarrow F_{B1} = 6,88 \text{ kN}$$

$$F_A = 2,32 \cdot 10^3 \cdot 2,8 - F_{B1} = -0,38 \text{ kN}$$

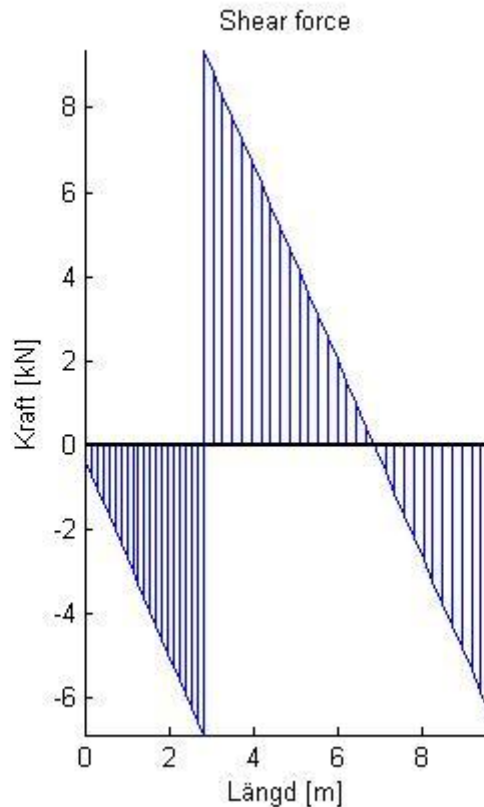
Sträcka B – C

$$\uparrow F_{B2} + F_C - 2,32 \cdot 10^3 \cdot 6,8 = 0$$

$$\text{moment kring C} : 10,16 \cdot 10^3 + 2,32 \cdot 10^3 \cdot \frac{6,8^2}{2} - 6,8 \cdot F_{B2} = 0 \Rightarrow F_{B2} = 9,38 \text{ kN}$$

$$F_C = 2,32 \cdot 10^3 \cdot 6,8 - F_{B2} = 6,39 \text{ kN}$$

Genom att följa lasten kan nu ett tvärkraftsdiagram ritas ut och den maximala tvärkraften kan utläsas.



Figur 21

$V_{\max} = -9,38 \text{ kN}$. Detta sker direkt efter upplaget i mitten. Detta värde är lägre än balkens tvärkraftskapacitet.

Brukgräns

Den största utböjningen (v_{\max}) kommer att bli mellan stöd B och C där momentet är som störst. Som nämnts ovan är alla ekvationer tagna från *Byggkonstruktion – regel och formelsamling*.

$$v_{\max} = \frac{qL^3x}{24EI} \left(1 - \frac{2x^2}{L^2} + \frac{x^3}{L^3} \right) + \frac{L}{6EI} \left(M(L-x) \left(1 - \frac{(L-x)^2}{L^2} \right) \right) \Rightarrow$$

$$\frac{2,32 \cdot 10^3 \cdot 6,8^3 \cdot 4,04}{24 \cdot 2958 \cdot 10^3} \left(1 - \frac{2 \cdot 4,04^2}{6,8^2} + \frac{4,04^3}{6,8^3} \right) + \frac{6,8}{6 \cdot 2958 \cdot 10^3} \left(-10,16 \cdot 10^3 \cdot (6,8 - 4,04) \cdot \left(1 - \frac{(6,8 - 4,04)^2}{6,8^2} \right) \right) =$$

$$= 0,012 \Rightarrow \frac{L}{570} \text{ OK!}$$

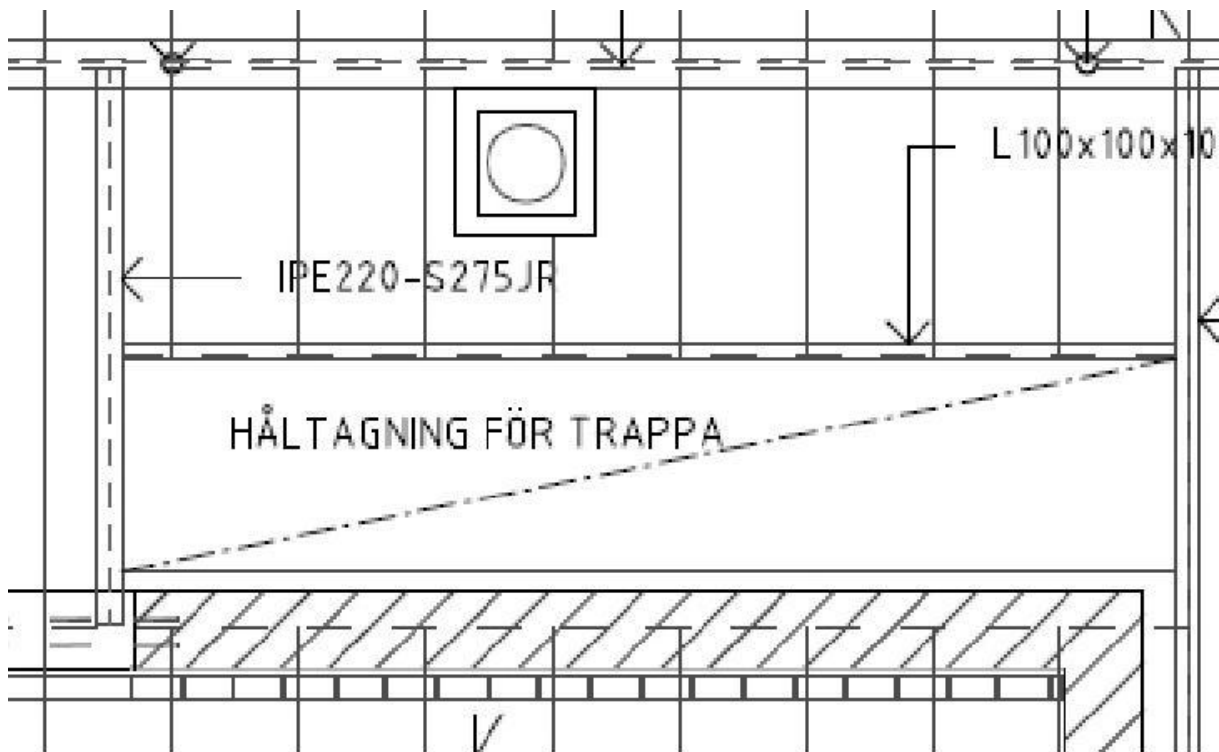
5.3 Bjälklag

Bjälklaget består av Leca bjälklagselement. Dessa är fritt upplagda på två stöd enligt figur nedan. Den maximala upplagslängden blir ca 4,3 m vilket ger en kapacitet på 4 kN/m² för elementen med en tjocklek på 200 mm, se bilaga. Den maximala nedböjningen för dimensionerande last i bruksgränstillstånd är L/400 för korttidstillstånd samt L/300 för långtidstillstånd.

Den enda aktuella variabla lasten är den nyttiga lasten, vilket innebär att denna blir huvudlast. Den totala lasten som bjälklagen utsätts för är 2,5 * 1,3 = 3,25 kN/m². Detta värde är lägre än det tillåtna värdet för bjälklagselementen.

5.4 Upplagsbalkar vid trappan

Vid trapphålet behöver en avväxling i bjälklaget göras. Detta görs enklast genom att två balkar placeras så att de löper från HEA-balken mitt i huset, och fram till ytterväggarna på södra sidan. Här mellan kan sedan bjälklagselement placeras i samma riktning som HEA-balken, d.v.s. i huset längsriktning (se figur 22). Balkarna kommer ej att bära upp annat än just denna bjälklagsdel.



Figur 22

5.4.1 Trappbalk, kort

IPE 220=>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 27,72 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 285 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 252 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,202 \text{ kN/m}$$

Laster:

Bjälklag: $q_{\text{bjälklag}} = 1,6 \cdot 2,5 \approx 4 \text{ kN/m}$

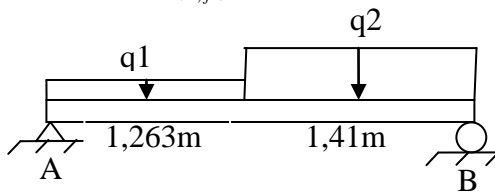
Nyttig last:

$$q_{NL, \text{bunden}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL, \text{bunden}} = 1$$

$$q_{NL, \text{fri}} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL, \text{fri}} = 0,33$$



Figur 23

Denna balk ligger på vänster sida upplagd på ytterväggen medan den högra är upplagd på den HEA-balk som bär upp resterande av bjälklaget.

Brottgräns

Den enda variabla lasten som påverkar balken är den nyttiga lasten och därav väljs den som huvudlast. De utbredda lasterna blir då:

$$q_1 = q_{\text{balk}} = 0,262 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{\text{balk}} + q_{\text{bjl}} + q_{NL} = 0,262 + 4 + (1,5 + 0,5) \cdot 1,3 \cdot 2,5 = 10,762 \text{ kN/m}$$

Analys av balk genom Matlab ger

Tabell 2

	A	Fack	B
Stödmomen [kNm]	0	-	0
Fältmoment [kNm]	-	5,88	-
Upplagskraft [kN]	4,26	-	11,25
Tvärkraft [kN]	-4,26	-	11,25

Moment

Genom beräkningar med Matlab, fås att det dimensionerande momentet inträffar 1,643 m in på balken från vänster och uppgår till 5,88 kNm.

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{285}{252} = 1,13$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 252 \cdot 10^{-6} \cdot 1,13 \approx 61 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är klart större än det dimensionerande momentet i balken så kommer den att hålla.

Tvärkraft

Upplagskrafterna för balken uppgår till ca 4,26 kN vid höger stöd och 11,25 kN vid vänster stöd. Med detta erhålls att den maximala tvärkraften är på 11,3 kN vid vänster stöd.

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 220 - 2 \cdot 9,2 = 200,8 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{200,8}{9,2} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,24 \Rightarrow w_v = 0,67$$

$$V_{Rd} = w_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1189 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 170,5 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

Med reducerat värde för nyttig last blir de utbredda lasterna

$$q_1 = q_{balk} = 0,262 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{balk} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,262 + 4 + (1,5 \cdot 0,33 + 0,5) \cdot 2,5 = 6,75 \text{ kN/m}$$

	A	B
Upplagskraft [kN]	2,77	7,1

Med en förenkling så att q_2 är den utbredda lasten över hela balken istället för två olika stora erhålls utböjningen till

$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 6,75 \cdot 10^3 \cdot 2,673^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 27,72 \cdot 10^{-6}} = 0,0008 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0008 \Rightarrow \frac{L}{3340} \text{ OK!}$$

Trots överdimensionering väljs IPE 220 som balk, detta för att kunna lägga upp Lecabjälklaget med en tjocklek på 200mm i IPE-balken.

5.4.2 Trappbalk, lång

IPE 220=>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 27,72 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 285 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 252 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,202 \text{ kN/m}$$

Laster:

Bjälklag: $q_{\text{bjälklag}} = 1,6 \cdot 2,5 \approx 4 \text{ kN/m}$

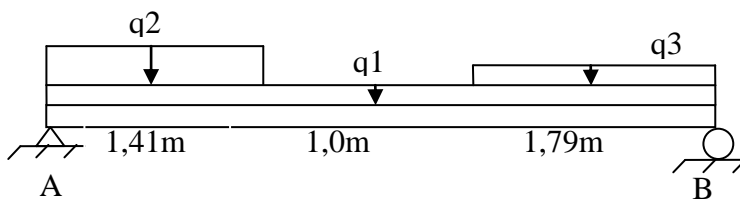
Nyttig last:

$$q_{NL,bunden} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,bunden} = 1$$

$$q_{NL,fri} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,fri} = 0,33$$



Figur 24

Denna balk ligger på höger sida upplagd på ytterväggen medans den vänstra är upplagd på den HEA-balk som bär upp resterande av bjälklaget.

Brottgräns

Den enda variabla lasten som påverkar balken är den nyttiga lasten och därav väljs den som huvudlast. De utbredda lasterna blir då:

$$q_1 = q_{balk} = 0,262 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{balk} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,262 + 4 + (1,5 + 0,5) \cdot 1,3 \cdot 2,5 = 10,762 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = q_{balk} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,262 + 1,6 \cdot 0,2 + (1,5 + 0,5) \cdot 1,3 \cdot 0,2 = 1,1 \text{ kN/m}$$

Analys av balken i Matlab ger

Tabell 3

	A	Fack	B
Stödmomen [kNm]	0	-	0
Fältmoment [kNm]	-	8,1	-
Upplagskraft [kN]	13,2	-	4,22
Tvärfkraft [kN]	-13,2	-	4,22

Moment

Det största momentet, vilket inträffar vid 1,23 m in på balken från vänster, uppgår till 8,1kNm.

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{285}{252} = 1,13$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 252 \cdot 10^{-6} \cdot 1,13 \approx 61 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är klart större än det dimensionerande värdet på momentet i balken så kommer den att hålla.

Tvärkraft

Upplagskrafterna för balken uppgår till ca 13,2kN vid höger stöd och 4,3kN vid vänster stöd. Med detta erhålls att den maximala tvärkraften är på 13,2kN vid vänster stöd.

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 220 - 2 \cdot 9,2 = 200,8 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{200,8}{9,2} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,24 \Rightarrow w_v = 0,67$$

$$V_{Rd} = w_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1189 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 170,5 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den verkliga tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

Med reducerat värde för nyttig last blir de utbredda lasterna

$$q_1 = q_{balk} = 0,262 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{balk} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,262 + 4 + (1,5 \cdot 0,33 + 0,5) \cdot 2,5 = 6,75 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = q_{balk} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,262 + 1,6 \cdot 0,2 + (1,5 \cdot 0,33 + 0,5) \cdot 0,2 = 0,78 \text{ kN/m}$$

	A	B
Upplagskraft [kN]	8,36	2,82

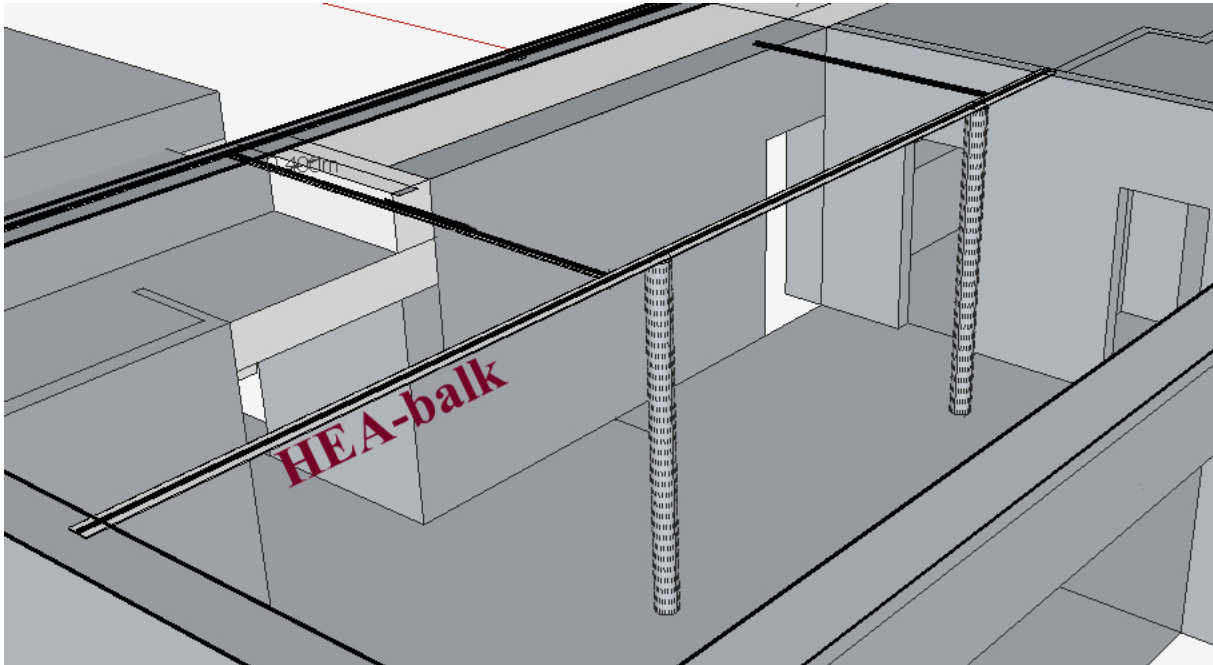
Med en förenkling så att q_2 är den utbredda lasten över hela balken istället för tre olika utbredda laster erhålls utböjningen till

$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 6,75 \cdot 10^3 \cdot 4,2^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 27,72 \cdot 10^{-6}} = 0,0047 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0047 \Rightarrow \frac{L}{890} \text{ OK!}$$

Trots överdimensionering väljs IPE 220 som balk, detta för att Leca-bjälklaget med en tjocklek på 200mm ska få plats i IPE-balken.

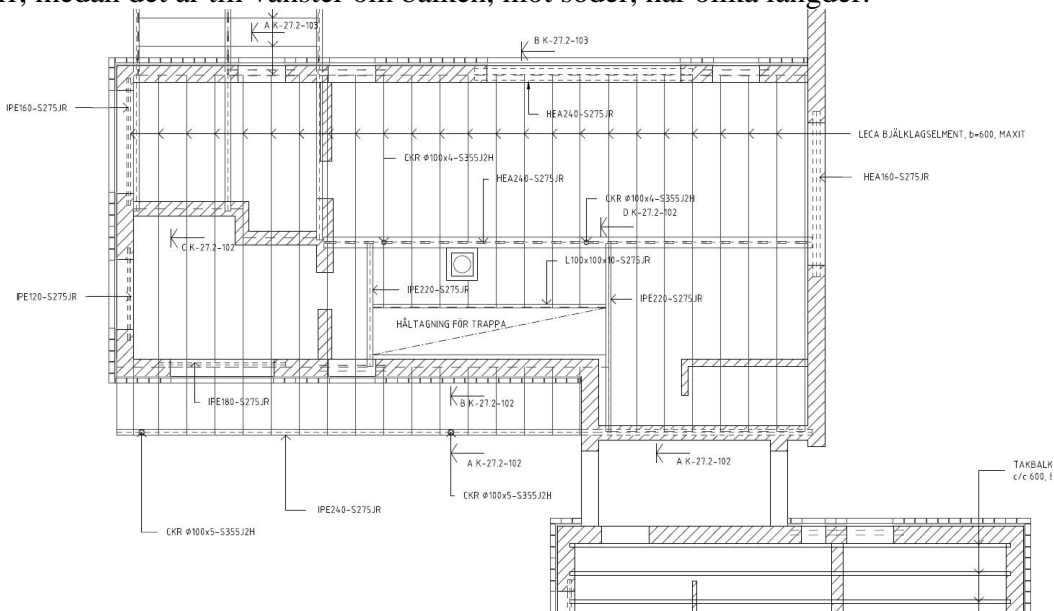
5.5 Upplagsbalk för bjälklaget

Upplagsbalken för bjälklaget utgörs av en HEA-balk. Denna är upplagd på fyra stöd där balkens ändar är upplagda på väggar och stöden på mitten utgörs av pelare (se figur 25).



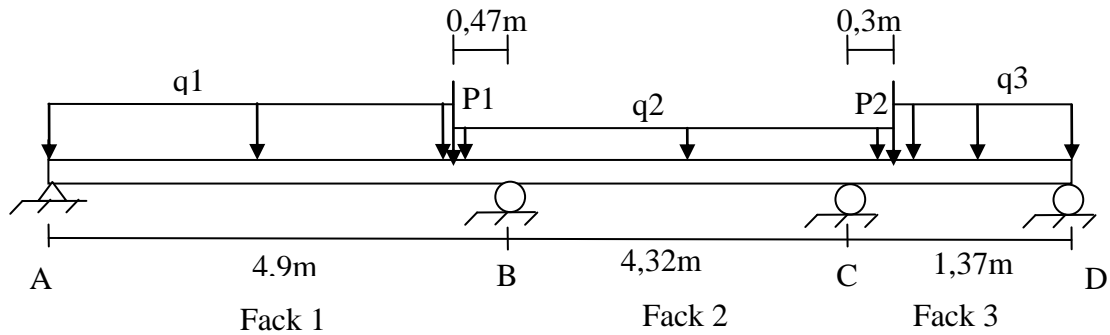
Figur 25

Ur figur 26 ses att alla bjälklagselement har samma längd till höger om balken, d.v.s. mot norr, medan det är till vänster om balken, mot söder, har olika längder.



Figur 26

Detta kommer att påverka lastfallet på upplagsbalken och figur 27 nedan illustrerar detta.



Figur 27

Första biten, q_1 , har 2 m ($4 \text{ m}/2$) som bidrar till en större last. q_2 har ingen last från bjälklaget till vänster. Detta då det är trappbalkarna som tar upp lasten och för in dessa till HEA-balken via de två utsatta punktlaster P_1 och P_2 . På grund av detta blir q_2 aningen mindre och tar bara upp en utbredd last för den del av bjälklaget som är till höger om HEA-balken. Slutligen härstammar q_3 från att lasten kommer från halva bjälklagslängden till vänster om HEA-balken vilket resulterar i ca 1,25 m.

Laster:

Bjälklag: $q_{\text{bjälklag}} = 1,6 \text{ kN/m}^2$

Nyttig last:

$$q_{\text{NL,bunden}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{\text{NL,bunden}} = 1$$

$$q_{\text{NL,fri}} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{\text{NL,fri}} = 0,33$$

Brottgräns

Kontroll av HEA 240

HEA 240=>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 77,63 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 745 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 675 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,603 \text{ kN/m}$$

Den enda variabla lasten som påverkar balken är den nyttiga lasten och därav väljs den som huvudlast. De utbredda lasterna blir då:

$$q_1 = [(1,5 + 0,5) \cdot 1,3 + 1,6] \cdot \left(\frac{3,4}{2} + \frac{3,99}{2} \right) + 0,603 = 16,12 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = [(1,5 + 0,5) \cdot 1,3 + 1,6] \cdot \frac{3,4}{2} + 0,603 = 7,74 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = [(1,5 + 0,5) \cdot 1,3 + 1,6] \cdot \left(\frac{3,4}{2} + \frac{2,49}{2} \right) + 0,603 = 12,97 \text{ kN/m}$$

$$P_1 = 13,19 \text{ kN} \quad \& \quad P_2 = 11,25 \text{ kN}$$

Analys av balken genom Matlab ger

Tabell 4

	A	Fack 1	B	Fack 2	C	Fack 3	D
Stödmoment [kNm]	0	-	-36,29	-	-1,2	-	0
Fältmoment [kNm]	-	34,12	-	35,84	-	4,1	-
Upplagskraft [kN]	33,17	-	80	-	25,75	-	10,31
	A, höger	B, vänster	B, höger	C, vänster	C, höger	D, vänster	-
Tvärkraft [kN]	-33,17	55,1	-24,85	8,61	-17,15	10,31	-

Moment

Det maximala momentet är på 36,3 kNm och inträffar vid första pelaren, 4,9 m in på balken från vänster.

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{745}{675} = 1,1$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 675 \cdot 10^{-6} \cdot 1,1 \approx 159 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är klart större än det dimensionerande momentet i balken så kommer den att hålla.

Tvärkraft

Största tvärkraften på 55,1 kN är belägen vid första pelaren, 4,9 m in på balken från vänster.

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 230 - 2 \cdot 12 = 206 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \cdot \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \cdot \frac{206}{12} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,19 \Rightarrow w_v = 0,67$$

$$V_{Rd} = w_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1545 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 221 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

Med reducerat värde för den fria delen av nyttig last fås istället de utbredda lasterna till

$$q_1 = [(1,5 + 0,5) \cdot 1,3 + 1,6] \cdot \left(\frac{3,4}{2} + \frac{3,99}{2} \right) + 0,603 = 10,2 \text{ kN/m}$$

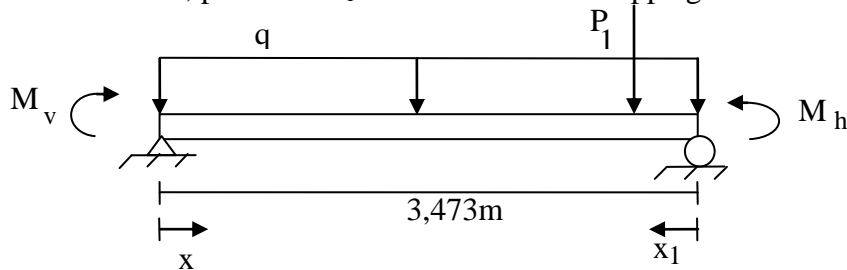
$$q_2 = [(1,5 + 0,5) \cdot 1,3 + 1,6] \cdot \frac{3,4}{2} + 0,603 = 5 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = [(1,5 + 0,5) \cdot 1,3 + 1,6] \cdot \left(\frac{3,4}{2} + \frac{2,49}{2} \right) + 0,603 = 8,3 \text{ kN/m}$$

$$P_1 = 8,36 \text{ kN} \quad \& \quad P_2 = 7,1 \text{ kN}$$

	A	Fack 1	B	Fack 2	C	Fack 3	D
Stödmomen [kNm]	0	-	-23,04	-	-0,94	-	0
Upplagskraft [kN]	20,95	-	50,88	-	16,25	-	6,42

Då den största spännvidden är i fack 1 och även den största utbredda lasten samt punktlast är i detta fack beräknas utböjningen här. Detta kommer att delas upp i tre fall som beror på den utbredda lasten, punktlast P_1 samt stödmoment i upplag B.



Figur 28

$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{L}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(M_v \cdot x_1 \cdot \left(1 - \frac{x_1^2}{L^2} \right) + M_h \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x^2}{L^2} \right) \right) + \frac{P \cdot x_1 \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot x_1^2)}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot 10,2 \cdot 10^3 \cdot 4,9^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 77,63 \cdot 10^{-6}} +$$

$$+ \frac{4,9}{6 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 77,63 \cdot 10^{-6}} \cdot \left(0 \cdot 2,45 \cdot \left(1 - \frac{2,45^2}{4,9^2} \right) - 23,04 \cdot 10^3 \cdot 2,45 \cdot \left(1 - \frac{2,45^2}{4,9^2} \right) \right) +$$

$$+ \frac{8,36 \cdot 10^3 \cdot 0,47 \cdot (3 \cdot 4,9^2 - 4 \cdot 0,47^2)}{48 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 77,63 \cdot 10^{-6}}$$

$$v(0,5L) = 0,0029 \text{ m}$$

Denna utböjning ger att

$$\frac{4,9}{x} = 0,0029 \Rightarrow \frac{L}{1690} \text{ Ok!}$$

Tryckkontroll

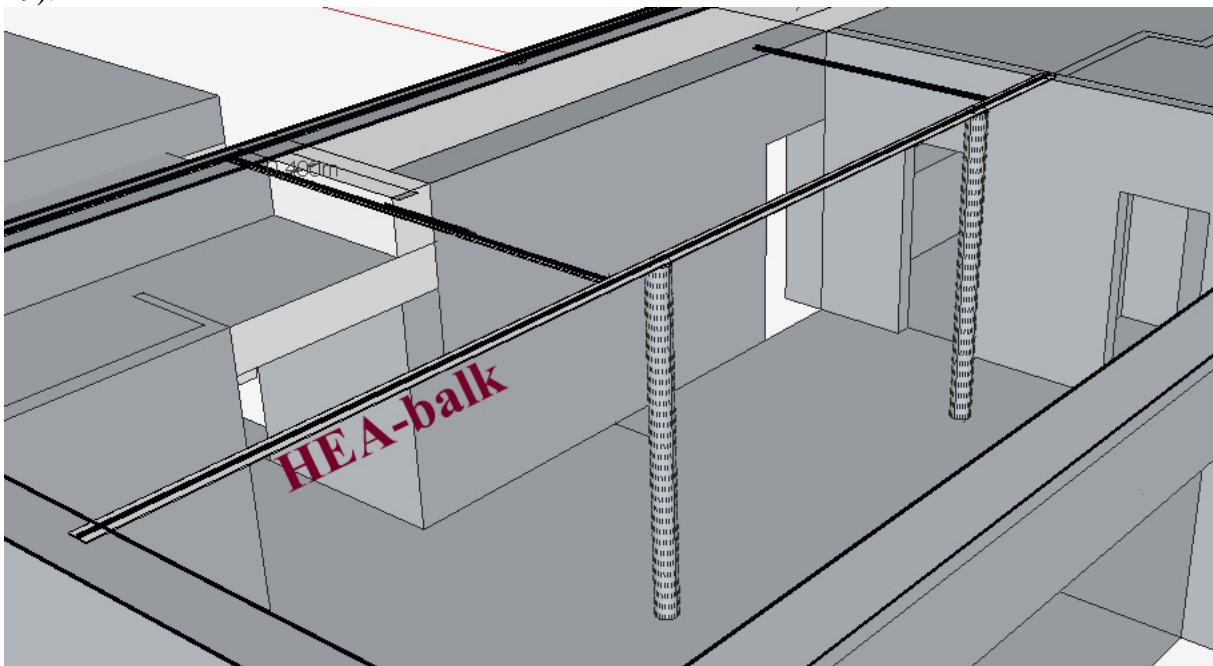
En tryckkontroll utförs på väggen där HEA 240 ansluter. Den största upplagskraften på vägg är på 33,2 kN. Denna tryckkraft måste väggen tåla. Ett U-block fyllt med betong av kvalitet C20/25 används. Med säkerhetsklass 2 ges att $f_{ck}=11,5$ MPa.

$$\sigma_{tryck} = \frac{P}{A} = \frac{33,2 \cdot 10^3}{0,24 \cdot 0,1} = 1,38 \text{ MPa}$$

Eftersom det verkliga trycket är betydligt mindre än kapaciteten klarar sig väggen utan att krossas.

5.6 Pelare till HEA 240

Den HEA-balk som bär upp bjälklaget ligger upplagd på 4 stöd varav två är pelare (se figur 29).



Figur 29

I detta avsnitt dimensioneras dessa pelare. När den nyttiga lasten är huvudlast är den vänstra pelaren utsätts för 80 kN och den högra för 26 kN, se figur 29. Båda pelarna dimensioneras för en tryckande kraft på 80 kN. Inomhus kommer ej heller att finnas någon utbreddlast längs pelaren. Kontroll av pelare av typen VKR-100x100x4

VKR-100x100x4 \Rightarrow

$$\left. \begin{array}{ll} f_{yd} = 214 \text{ MPa} & W_t = 46,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \\ f_{yk} = 235 \text{ MPa} & A = 1520 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \\ E = 210 \text{ GPa} & i = 39,1 \cdot 10^{-3} \text{ m} \\ I = 2,32 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 & \text{Tvärsnittsgrupp } a \\ Z = 54,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 & \gamma_n = 1,1 \end{array} \right\}$$

Böjknäckning

$$N_{sd} < N_{Rxcd}$$

$$N_{sd} = 80kN$$

$$N_{Rxcd} = \omega_{xc} \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi \cdot i} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = \frac{2,99}{\pi \cdot 39,1 \cdot 10^{-3}} \cdot \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,81$$

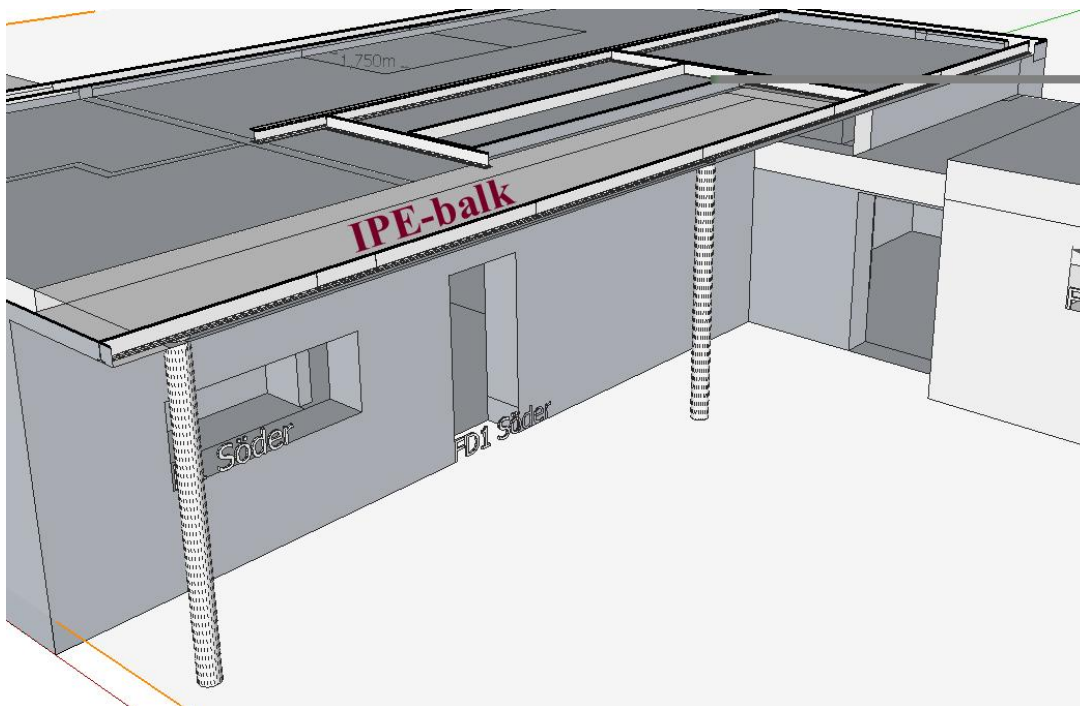
$$\text{Tvärsnittsgrupp} \text{ och } \lambda_c = 0,81 \Rightarrow \omega_{xc} = 0,77$$

$$N_{Rxcd} = \omega_{xc} \cdot A \cdot f_{yd} = 0,77 \cdot 1520 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 = 250,5kN$$

$$N_{sd} < N_{Rxcd} \Rightarrow 80 \cdot 10^3 < 250,5 \cdot 10^3 \text{ OK!}$$

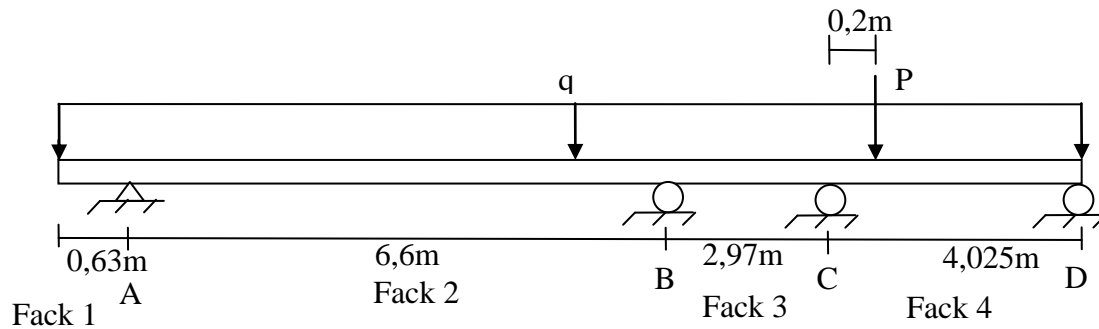
Utnyttjandegraden för pelaren är på endast 30%. Dimensionen skulle kunna väljas till mindre, men på grund av dels estetiska skäl och olyckslaster kommer VKR-100x100x4 ändå att väljas.

5.7 Upplagsbalk för utkragande delen



Figur 30

IPE-balken ses som en kontinuerlig balk upplagd på fyra stöd. De två vänstra stöden är pelare och de två högra består av vägg.



Figur 31

Punktlasten är upplagskraften från den långa trappbalken. Den utbredda lasten består av nyttig last, egentyngd från bjälklag, ovanförliggande vägg, egentyngd från tak och slutligen från last från snö. Balken väljs till IPE 240, kontroll av given balk:

IPE 240=>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 27,72 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 285 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 252 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,307 \text{ kN/m}$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{\text{snö}} = 1,6 \cdot \frac{8,92}{2} = 7,136 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& balk: } q_{\text{tak\&balk}} = 0,5 \cdot \frac{8,92}{2} = 2,23 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttig last: } q_{\text{NL,bunden}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{NL,fri}} = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad \psi = 0,33$$

$$\text{Vägg: } q_{\text{vägg}} = 4,5 \cdot 4 \cdot 0,365 = 6,57 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

De variabla lasterna som påverkar balken är den nyttiga lasten och snölasten.

Nyttig last som huvudlast:

$$q = q_{\text{balk}} + q_{\text{bjl}} + q_{\text{NL}} + q_{\text{vägg}} + q_{\text{tak\&balk}} + q_{\text{snö}} + q_{\text{vind}} =$$

$$q_{\text{NLHL}} = 0,307 + \left(\frac{1,192}{2} + 0,32 \right) \cdot (1,6 + (1,5 + 0,5) \cdot 1,3) + 4,5 \cdot 4 \cdot 0,365 + \frac{8,29}{2} \cdot (0,5 + 0,7 \cdot 1,6 + 0,25 \cdot 0,464)$$

$$q_{\text{NLHL}} = 17,92 \text{ kN/m}$$

$$P = 4,3 \text{ kN}$$

Snö som huvudlast:

$$q_{Snö HL} = 0,307 + \left(\frac{1,192}{2} + 0,32 \right) \cdot (1,6 + (1,5 \cdot 0,33 + 0,5)) + 4,5 \cdot 4 \cdot 0,365 + \frac{8,29}{2} \cdot (0,5 + 1,3 \cdot 1,6 + 0,25 \cdot 0,464)$$

$$q_{Snö HL} = 20,43 \text{ kN/m}$$

$$P = 2,82 \text{ kN}$$

Båda fallen måste testas då det inte självklart kan uteslutas vilket fall som är värst.

Analys av given balk med ovan givna laster genom Matlab ger:

Tabell 5

	Fack 1	A	Fack 2	B	Fack 3	C	Fack 4	D
Stödmoment [kNm]	-	-4,05	-	-79,69	-	19,84	-	0
Fältmoment [kNm]	Inget max	-	72,58	-	-14,82	-	-34,3	-
Upplagskraft [kN]		200	-	105	-	69,12	-	35,75
	A,vänster	A,höger	B,vänster	B,höger	C,vänster	C,höger	D,vänster	
Tvärkraft [kN]	12,87	-55,96	78,88	-51,48	9,19	-47,92	37,13	

Moment

Det maximala momentet är på 79,69 kNm och inträffar vid andra pelaren, 7,23 m in på balken från vänster. Detta inträffar då snö är huvudlast.

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{367}{324} = 1,13$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 324 \cdot 10^{-6} \cdot 1,13 \approx 78,5 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerande momentet ($78,5 > 77,2 \text{ kNm}$) i balken så kommer den att hålla.

Tvärkraft

Största tvärkraften på 129 kN är belägen vid första pelaren, 0,63 m in på balken från vänster.

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 240 - 2 \cdot 9,8 = 220,4 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \cdot \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \cdot \frac{220,4}{9,8} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,25 \Rightarrow w_v = 0,67$$

$$V_{Rd} = w_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1366 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 195,9 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Bruggräns

Med reducerat värde för den fria delen av nyttig last fås istället de utbredda lasterna till

$$q_{SnöHL} = 0,307 + \left(\frac{1,192}{2} + 0,32 \right) \cdot (1,6 + (1,5 \cdot 0,33 + 0,5)) + 4,5 \cdot 4 \cdot 0,365 + \frac{8,29}{2} \cdot (0,5 + 0,6 \cdot 1,6 + 0,25 \cdot 0,464)$$

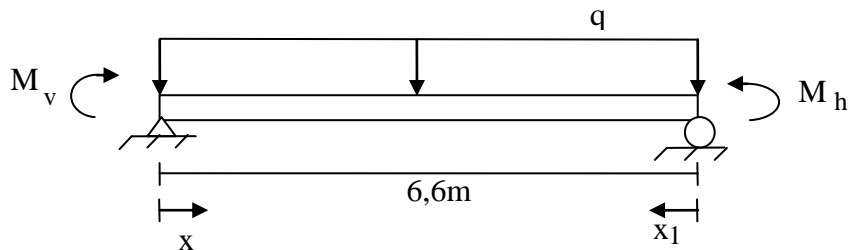
$$q_{SnöHL} = 15,8 \text{ kN/m}$$

$$P = 2,82 \text{ kN}$$

Tabell 6

	Fack 1	A	Fack 2	B	Fack 3	C	Fack 4	D
Stödmoment [kNm]	-	-59,6	-	-41,4	-	-17,43	-	0

Den kritiska utböjningen kommer att ske i fack två där spännvidden uppgår till 6,6m. Det första och tredje facket är relativt små i jämförelse med detta. Alternativ två som den kritiska utböjningen skulle kunna ske i är i det fjärde facket. Dock kommer balken här att vara ingjuten i betong vilken stöttar upp balken mot nedböjning. Modell för andra facket:



Figur 32

Stödmomenten kring andra facket är

$$M_h = -59,6 \text{ kNm}$$

$$M_v = -41,4 \text{ kNm}$$

Utböjningen sker i två fall som slås ihop, den första med utbredd last och den andra med momenten vid stöden.

$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{L}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(M_v \cdot x_1 \cdot \left(1 - \frac{x_1^2}{L^2} \right) + M_h \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x^2}{L^2} \right) \right)$$

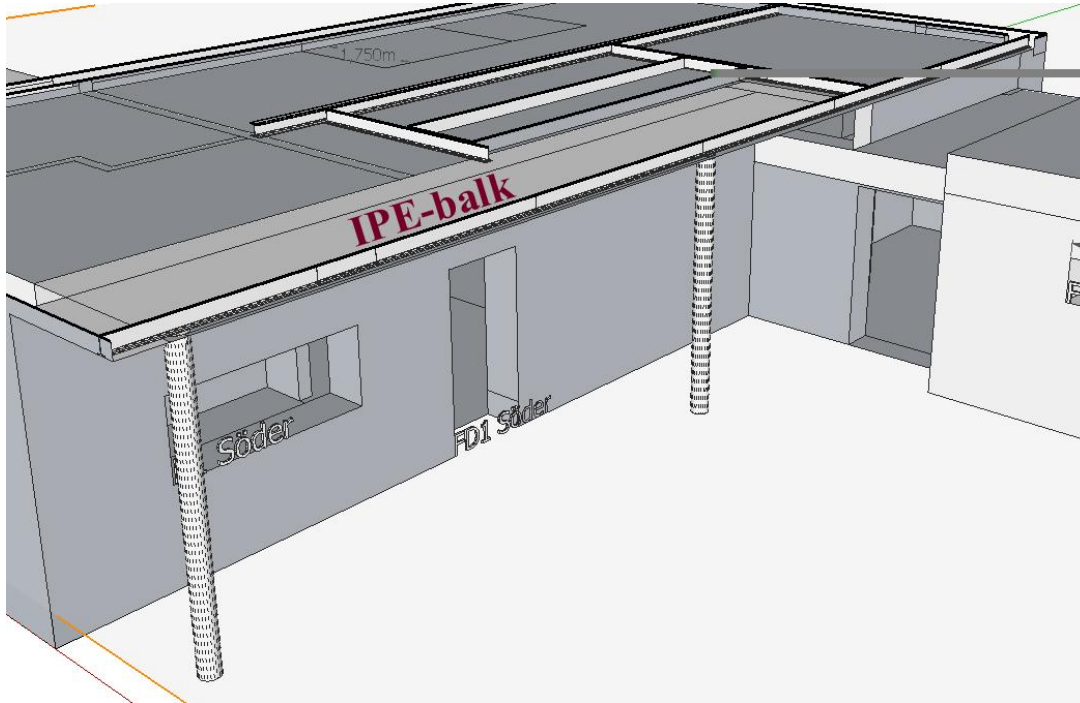
$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot 15,8 \cdot 10^3 \cdot 6,6^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 38,92 \cdot 10^{-6}} + \frac{6,6}{6 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 38,92 \cdot 10^{-6}} \cdot \left(-41,1 \cdot 10^3 \cdot 3,3 \cdot \left(1 - \frac{3,3^2}{6,6^2} \right) - 59,6 \cdot 10^3 \cdot 3,3 \cdot \left(1 - \frac{3,3^2}{6,6^2} \right) \right) = 0,014 \text{ m}$$

$$\frac{L}{x} = 0,0142 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{464} \text{ OK!}$$

I brukgränstillstånd erhålls en utböjning på L/464 vilket är godkänt.

5.8 Pelare till IPE 240

Den IPE-profil som bär upp i den utkragande delen ligger upplagd på 4 stöd varav två pelare. I detta avsnitt dimensioneras dessa båda pelare.



Figur 33

Eftersom snö som huvudlast gav värsta fallet för balken ovan, kommer det följa att det blir värsta fallet även för pelarna.

Snö huvudlast:

När snö är huvudlast är den vänstra pelaren utsatt för 200 kN och den högra för 105 kN, se figur 33. Båda pelarna dimensioneras för en tryckande kraft på 200 kN. Kontroll av pelare av typen VKR-100x100x5

VKR-100x100x5 \Rightarrow

$$\left. \begin{array}{ll} f_{yd} = 214 \text{ MPa} & W_t = 55,9 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \\ f_{yk} = 235 \text{ MPa} & A = 1870 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \\ E = 210 \text{ GPa} & i = 38,6 \cdot 10^{-3} \text{ m} \\ I = 2,79 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 & \text{Tvärsnittsgrupp } a \\ Z = 66,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 & \gamma_n = 1,1 \end{array} \right\}$$

Böjknäckning

$$N_{sd} < N_{Rxd}$$

$$N_{sd} = 200kN$$

$$N_{Rxd} = \omega_{xc} \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi \cdot i} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = \frac{2,7}{\pi \cdot 38,6 \cdot 10^{-3}} \cdot \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,74$$

$$\text{Tvärsnittsgrupp} \text{ och } \lambda_c = 0,74 \Rightarrow \omega_{xc} = 0,82$$

$$N_{Rxd} = \omega_{xc} \cdot A \cdot f_{yd} = 0,82 \cdot 1870 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 = 328kN$$

$$200 \cdot 10^3 < 328 \cdot 10^3 \text{ OK!}$$

5.9 Utsparningar

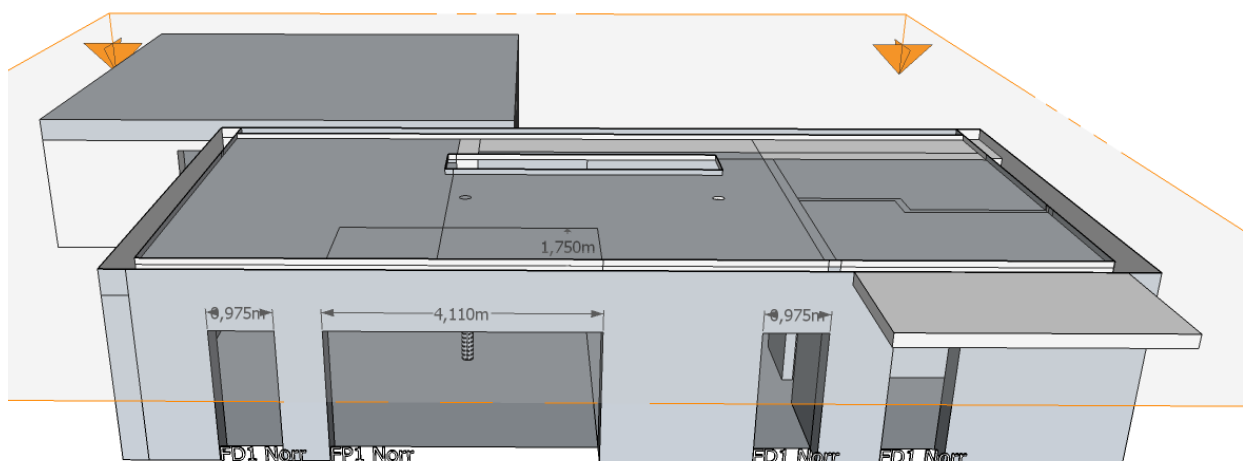
Förutsättningar och motivering till olika val framgår ovan under val av material. Till alla spännvidder adderas halva upplagslängden för U-balkarna, dvs. 250 mm kommer att adderas till respektive spännvidd. För att förenkla beräkningarna har det valts att vid beräkning av egentyngheden på väggen räkna med att väggen har en genomgående tjocklek på 365 mm.

5.9.1 Hus bottenvåning

Utsparningarna kommer att ta upp en last från halva taket och dess takbalkar, snö, vägg och delar av bjälklaget med nyttig last.

5.9.1.1 Skjuddörrar 4,11 m Norr (FP1)

Balken ovanför skjuddörrarna kommer att bära ca 1,75 m av bjälklaget inklusive den nyttiga lasten (se figur 34) och halva taket på 8,3/2 m inklusive laster som snö och vind. På grund av den stora spännvidden och alla laster har det valts att gjuta in en HEA-240 i en betongbalk. Denna betongbalk kommer att platsgutas p.g.a. den stora dimensionen på HEA-profilen. Den totala spännvidden blir 4,36 m med halva upplagslängden på vardera sidan på 0,25m.



Figur 34 - Upplagsbalkar vid trappan.

HEA 240 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 77,63 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 745 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 675 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,603 \text{ kN/m}$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{\text{snö}} = 1,6 \cdot \frac{8,3}{2} = 6,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{\text{tak\&balk}} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{8,3}{2} = 3,46 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{\text{vägg}} = 4,5 \cdot 3,6 \cdot 0,365 \approx 6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Bjälklag: } q_{\text{bjälklag}} = 1,6 \cdot \frac{3,5}{2} \approx 2,8 \text{ kN/m}$$

Nyttig last:

$$q_{NL,bunden} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,bunden} = 1$$

$$q_{NL,fri} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,fri} = 0,33$$

$$\text{Egentyngd: } q_{\text{egentyngd}} = 0,603 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

Eftersom det finns två variabla laster måste det undersöka vilken som ska beräknas som huvudlast.

Nyttig last som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{\text{tot}} &= q_{\text{snö}} \psi_{\text{snö}} + 1,3 q_{\text{vind}} + \frac{1,3 \cdot (q_{NL,fri} + q_{NL,bunden}) \cdot 3,5}{2} + q_{\text{tak\&balk}} + q_{\text{vägg}} + q_{\text{bjälklag}} + q_{\text{egentyngd}} \\ &= 6,64 \cdot 0,7 + 1,3 \cdot 1,93 + \frac{1,3 \cdot (0,5 + 1,5) \cdot 3,5}{2} + 3,46 + 6 + 2,8 + 0,603 = 22,54 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Snö som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{\text{tot}} &= 1,3 q_{\text{snö}} + \psi_{\text{vind}} q_{\text{vind}} + \frac{(q_{NL,fri} \psi_{NL,fri} + q_{NL,bunden} \psi_{NL,bunden}) \cdot 3,5}{2} + q_{\text{tak\&balk}} + q_{\text{vägg}} + q_{\text{bjälklag}} + q_{\text{egentyngd}} \\ &= 6,64 \cdot 0,7 + 1,3 \cdot 1,93 + \frac{(0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 3,5}{2} + 3,46 + 6 + 2,8 + 0,603 = 23,72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Eftersom snö ger störst last räknas snö som huvudlast.

Moment

Dimensionerande moment:

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{23,72 \cdot 4,36^2}{8} = 56,36 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{745}{675} = 1,10$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 675 \cdot 10^{-6} \cdot 1,10 \approx 158,9 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är klart större än det dimensionerande momentet i balken så kommer den att hålla.

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{23,72 \cdot 10^3 \cdot 4,36}{2} = 51,7 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 230 - 2 \cdot 12 = 206$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{206}{7,5} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,31 \Rightarrow w_v = 0,67$$

$$V_{Rd} = w_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1545 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 217,2 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

$$q_{tot,bruk} = q_{snö} \psi_{snö} + q_{vind} \psi_{vind} + \frac{(q_{NL,fril} \psi_{NL,fril} + q_{NL,bunden} \psi_{NL,bunden}) \cdot 3,5}{2} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} + q_{egentyngd}$$
$$= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + \frac{(0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 3,5}{2} + 3,46 + 6 + 2,8 + 0,603 = 19,74 \text{ kN/m}$$

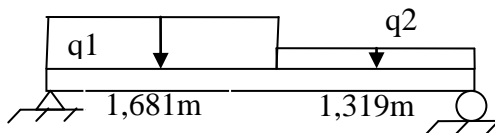
$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 19,74 \cdot 10^3 \cdot 4,36^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 77,63 \cdot 10^{-6}} = 0,0057 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0057 \Rightarrow \frac{L}{765} \text{ OK!}$$

5.9.1.2 Dörrar 3*norr & 1*söder 0,975 m (FD1)

Den totala spännvidden uppgår till 1,225 m. Denna dörrbalk kommer att utsättas för samma krafter som balken över skjutdörrarna dvs. brottlast 23,72 kN/m och bruklast 19,74 kN/m. Enligt H+H:s produktblad kan en u-balk med spännvidden 1400 mm klara brottlast 32,2 kN/m och bruklast 20,3 kN/m med en armering på 2Ø16. Denna lösning väljs.

5.9.1.3 Köksfönster öster 3 m (F2)

Köksfönstret har en spännvid på 3 m. Förutom utbredd last från vägg och tak, belastas fönstret med en punktlast från balken som bär upp bjälklagen. Eftersom punktlasten inte befinner sig direkt ovanför fönstret utan ca 1 m upp kommer denna att fördela sig med 45° ner till fönstret. Således kommer kraften att verka på en större yta. Punktlasten är belägen 0,581 m in från fönstrets högra sida. Enligt resonemanget ovan, att punktlasten fördelar sig, kommer lasten att verka på en yta som är 1,681 m. Eftersom lastfallet blir något komplext har Matlab använts för att ta fram max moment och upplagskrafter.



Figur 35

Laster:

Snö: $q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$

Tak & Balk: $q_{tak\&balk} = 0,5 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,15 \text{ kN/m}$

Vägg: $q_{vägg} = 4,5 \cdot 4,958 \cdot 0,365 \approx 8,15 \text{ kN/m}$

Punktlast: $P_{NLHL} = 33,17 \text{ kN} \Rightarrow q_P = \frac{33,17}{1,681} = 19,76 \text{ kN/m}$

Punktlast: $P_{NLejHL} = 20,95 \text{ kN} \Rightarrow q_P = \frac{20,95}{1,681} = 12,62 \text{ kN/m}$

Egentyngd: $q_{egentyngd} = 0,603 \text{ kN/m}$

De utbredda lasterna varierar då olika variabla laster är huvudlaster enligt:

Nyttig last som huvudlast ger

$$q_1 = 0,48 \cdot 0,7 + 0,15 + 8,15 + 19,76 + 0,1392 \cdot 0,25 = 28,74 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 0,48 \cdot 0,7 + 0,15 + 8,15 + 0,1392 \cdot 0,25 = 8,98 \text{ kN/m}$$

Snö som huvudlast ger

$$q_1 = 0,48 \cdot 1,3 + 0,15 + 8,15 + 12,62 + 0,1392 \cdot 0,25 = 21,89 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 0,48 \cdot 1,3 + 0,15 + 8,15 + 0,1392 \cdot 0,25 = 9,27 \text{ kN/m}$$

Då q_2 skiljer sig lite mellan de olika fallen och q_1 skiljer sig mer dimensioneras balken över köksfönstret för då nyttig last är huvudlast.

Tabell 7

NL Huvudlast	A	Fack	B
Stödmomen [kNm]	0	-	0
Fältmoment [kNm]	-	24,31	-
Upplagskraft [kN]	37,38	-	22,78
Tvärkraft [kN]	-37,38	-	22,78

Tabell 8

Snö Huvud last	A	Fack	B
Stödmomen [kNm]	0	-	0
Fältmoment [kNm]	-	19,45	-
Upplagskraft [kN]	29,18	-	19,85
Tvärfkraft [kN]	-29,18	-	19,85

Brottgräns

Det väljs att anta en HEA 160 balk som gjuts in i en u-balk.

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 16,73 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 245 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 220 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,304 \text{ kN/m}$$

Moment

Det maximala verkliga momentet sker då nyttiglast är huvudlast och uppgår till 24,31 kNm

Momentkapaciteten för HEA 160 beräknas enligt följande:

$$M_{Rtd} = f_{yd} \cdot W \cdot \eta$$

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{245}{220} = 1,11$$

$$M_{Rtd} = 214 \cdot 10^6 \cdot 220 \cdot 10^{-6} \cdot 1,11 = 52,4 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det verkliga momentet i balken så kommer den att hålla.

Tvärfkraft

Den maximala tvärfkraften är i balkens vänsterkant och uppgår till 37,38 kN.

Tvärfkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 152 - 2 \cdot 9 = 134$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \cdot \frac{134}{9} \cdot \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,17 \Rightarrow w_v = 0,67$$

$$V_{Rtd} = w_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 804 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 115,3 \text{ kN}$$

Eftersom tvärfkraftskapaciteten är klart större än den verkliga tvärfkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

Med alla variabla laster reducerade erhålls de utbredda lasterna till

$$q_1 = 0,48 \cdot 0,7 + 0,15 + 8,15 + 12,62 + 0,1392 \cdot 0,25 + 0,304 = 21,6 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 0,48 \cdot 0,7 + 0,15 + 8,15 + 0,1392 \cdot 0,25 + 0,304 = 8,98 \text{ kN/m}$$

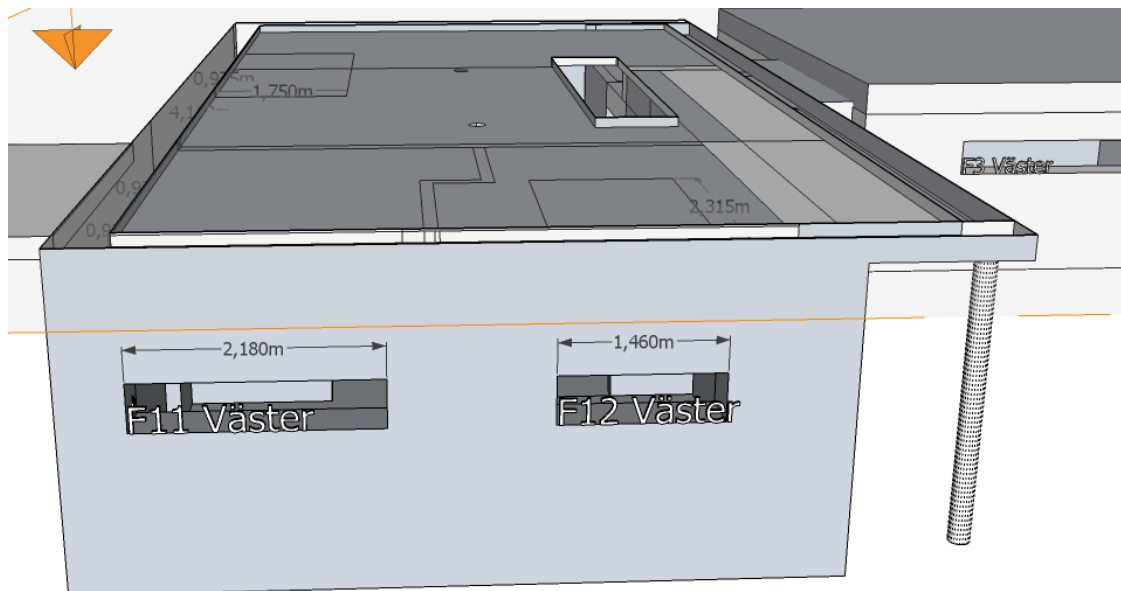
En förenkling görs så att $q_2 = q_1$ över hela balken.

$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 21,6 \cdot 10^3 \cdot 3^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 16,73 \cdot 10^{-6}} = 0,0064 \text{ m} \Rightarrow \frac{3}{x} = 0,0064 \Rightarrow \frac{L}{462} \text{ OK!}$$

HEA 160 klarar utifrån ovanstående beräkningar av givna laster.

5.9.1.4 Fönster väster 1,4 m (F12)

Den totala spännvidden uppgår med upplag till 1,71 m. Fönsterbalken kommer att ta last från halva centrumavståndet (600 mm) från taket och halva bjälklagslängden på 4,63m.



Figur 36

IPE 120 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 3,178 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 60,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 53 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$q_{egt} = 0,104$$

$$t_w = 4,4 \text{ mm}$$

$$t = 6,3 \text{ mm}$$

$$h = 120 \text{ mm}$$

$$A_w = 472 \text{ mm}^2$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{0,6}{2} = 0,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{vägg} = 4,5 \cdot 5,2 \cdot 0,365 \approx 8,541 \text{ kN/m}$$

$$\text{Bjälklag: } q_{bjälklag} = 1,6 \cdot \frac{4,63}{2} \approx 3,7 \text{ kN/m}$$

Nyttig last:

$$q_{NL,bunden} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,bunden} = 1$$

$$q_{NL,fri} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,fri} = 0,33$$

Brottgräns

Snö som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{tot} &= 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + (q_{NL,fri}\psi_{NL,fri} + q_{NL,bunden}\psi_{NL,bunden}) \cdot \frac{4,63}{2} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} + q_{IPE} \\ &= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,1392 + (0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot \frac{4,63}{2} + 0,25 + 8,541 + 3,7 + 0,104 \approx 15,56 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nyttig last som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{tot} &= \psi_{snö}q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + 1,3(q_{NL,fri} + q_{NL,bunden}) \cdot \frac{4,63}{2} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} + q_{IPE} \\ &= 10,7 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,1392 + 1,3(0,5 + 1,5) \cdot \frac{4,63}{2} + 0,25 + 8,541 + 3,7 + 0,16 \approx 18,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Eftersom nyttig last ger störst last räknas denna som huvudlast.

Moment

Dimensionerande moment:

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{18,98 \cdot 1,71^2}{8} = 6,93 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{60,7}{53} \approx 1,15$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 53 \cdot 10^{-6} \cdot 1,15 \approx 13,0 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är klart större än det dimensionerande momentet i balken så kommer den att hålla.

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{18,98 \cdot 1,71}{2} \approx 16,23 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 120 - 2 \cdot 6,3 = 107,4 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{107,4}{4,4} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,27$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{Rtd} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 472 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 67,7 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

$$q_{tot} = \psi_{snö} q_{snö} + \psi_{vind} q_{vind} + (q_{NL, fri} \psi_{NL, fri} + q_{NL, bunden} \psi_{NL, bunden}) \cdot \frac{4,63}{2} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} + q_{IPE}$$
$$= 0,7 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,1392 + (0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot \frac{4,63}{2} + 0,25 + 8,541 + 3,7 + 0,104 \approx 15,27 \text{ kN/m}$$

Den maximala utböjningen (v_{max}) för en fritt upplagd balk beräknas på följande sätt:

$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 15,27 \cdot 10^3 \cdot 1,65^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 1,71 \cdot 10^{-6}} = 0,00414 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0041 \Rightarrow \frac{L}{417} \text{ OK!}$$

5.9.1.5 Fönster väster 2,18 m (F11)

Den totala spännvidden uppgår med upplag till 2,43 m. Balkongen påverkar ej fönsterbalkarna. Detta beror på att balkongen kommer att få balkarna, och hela bjälklaget att

lyfta, som en vippbräda. Således kommer inte någon tryckande kraft påverka fönsterbalkarna som ligger under balkongbalkarna.

Laster:

Samma som för västra fönstret (F12) dvs. brottlast 18,98 kN/m och bruklast 15,27 kN/m, se ovan.

Ur produktbladet H+H väljs en IPE 160 med spännvidd 2,5 m som klarar lasterna 31,5 kN/m i brottlast och 19,9 kN/m bruklast.

5.9.1.6 Fönster söder 2,18 m (F1)

Fönstret får med upplagen en total spännvidd på 2,43 m. Dessa kommer att ta upp en last från halva taket (8,3/2 m) och dess takbalkar, snö, delar av bjälklaget på ca 1,56 m och den halva utkragande delen på 0,55 m som även bär den nyttiga lasten och 5,15 m vägg.



Figur 37

Laster:

Snö: $q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{8,3}{2} = 6,64 \text{ kN/m}$

Tak & Balk: $q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{8,3}{2} = 3,46 \text{ kN/m}$

Vägg: $q_{vägg} = 4,5 \cdot 5,15 \cdot 0,365 \approx 8,46 \text{ kN/m}$

Bjälklag: $q_{bjälklag} = 1,6 \cdot (1,56 + 0,55) \approx 3,38 \text{ kN/m}$

Nyttig last:

$$q_{NL,bunden} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,bunden} = 1$$

$$q_{NL,fri} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,fri} = 0,33$$

Brottgräns

Snö som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{tot} &= 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + (q_{NL,fri}\psi_{NL,fri} + q_{NL,bunden}\psi_{NL,bunden}) \cdot 1,56 + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} \\ &= 1,3 \cdot 6,64 + 0,25 \cdot 1,93 + (0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,56 + 3,46 + 8,46 + 3,38 = 25,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nyttig last som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{tot} &= q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + 1,3(q_{NL,fri} + q_{NL,bunden}) \cdot 1,56 + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} \\ &= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + 1,3(0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,56 + 3,46 + 8,46 + 3,38 = 24,49 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Snö som huvudlast ger värsta fallet med en last på 25,98 kN/m.

Brukgräns

$$\begin{aligned} q_{tot} &= q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + (q_{NL,fri}\psi_{NL,fri} + q_{NL,bunden}\psi_{NL,bunden}) \cdot 1,56 + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} \\ &= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + (0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,56 + 3,46 + 8,46 + 3,38 = 21,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

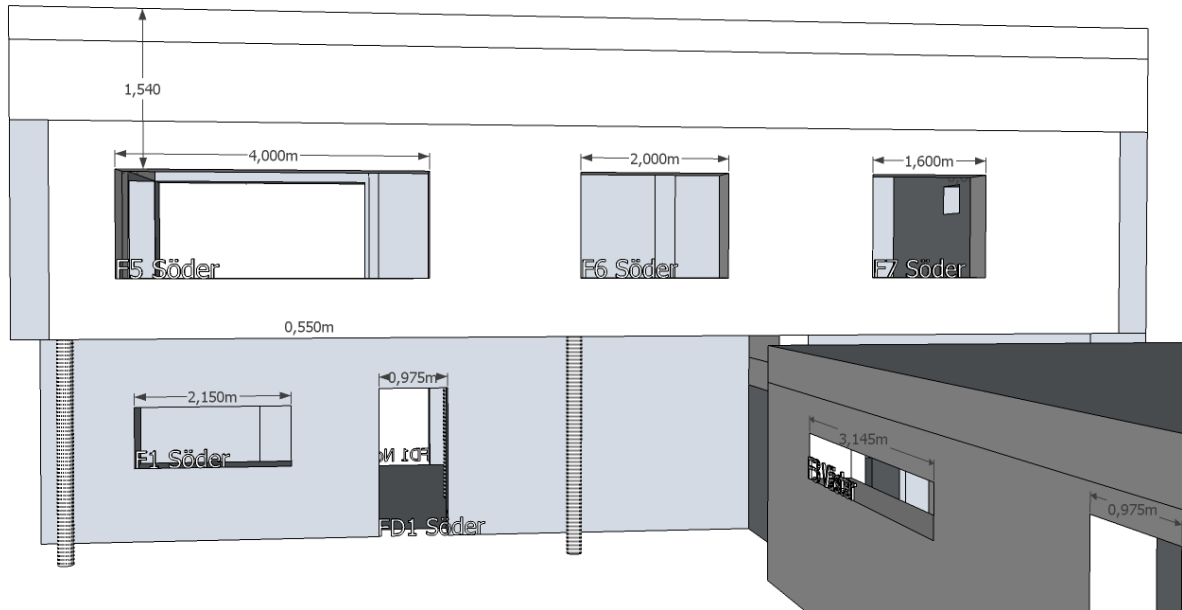
Enligt produktbladet H+H måste fönstret på 2,5 m förstärkas med en IPE 180 vilken klarar i brott 42,6 kN/m och bruk 30,6 kN/m. Denna lösning väljs.

5.9.2 Hus ovanvåning

Utsparningarna kommer att ta upp en last från halva taket och dess takbalkar samt snö.

5.9.2.1 Fönster söder 4 m (F5)

Fönstrets totala spännvidd om halva upplagslängden räknas med blir 4,25 m. Fönstret kommer att belastas med halva taklängden och med väggen ovanför fönstret som är 1,54 m högt. Det börjas med att undersöka om HEA 180 fungerar.



Figur 38

HEA 180 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 25,1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 325 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 294 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$q_{egt} = 0,355$$

$$t_w = 6 \text{ mm}$$

$$t = 9,5 \text{ mm}$$

$$h = 171 \text{ mm}$$

$$A_w = 912 \text{ mm}^2$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{8,3}{2} = 6,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{8,3}{2} = 3,46 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{vägg} = 4,5 \cdot 1,54 \cdot 0,365 \approx 3,53 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt}$$

$$= 1,3 \cdot 6,64 + 0,25 \cdot 1,93 + 3,46 + 2,53 + 0,355 = 15,455 \text{ kN/m}$$

Moment

Dimensionerande moment:

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{15,455 \cdot 4,25^2}{8} = 34,9 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{325}{294} \approx 1,105$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 294 \cdot 10^{-6} \cdot 1,105 \approx 69,55 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerande momentet ($69,55 > 34,9 \text{ kNm}$) så kommer balken att klara lasterna.

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{15,455 \cdot 4,25}{2} \approx 32,84 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 171 - 2 \cdot 9,5 = 152 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{152}{6} \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,297$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{Rd} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 912 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 130,76 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

$$\begin{aligned} q_{tot} &= q_{snö} \psi_{snö} + q_{vind} \psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt} \\ &= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + 3,46 + 2,53 + 0,355 = 11,455 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Den maximala utböjningen (v_{max}) för en fritt upplagd balk beräknas på följande sätt:

$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 11,455 \cdot 10^3 \cdot 4,25^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 25,1 \cdot 10^{-6}} = 0,0092 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0092 \Rightarrow \frac{L}{461} \text{ OK!}$$

HEA 180 väljs.

5.9.2.2 Fönster söder 2 m (F6)

Balken ovanför detta fönster kommer att belastas med samma laster som för fönster F5 söder (se ovan) dock utan egentyngheden för HEA 180 balken som användes som förstärkning vid det fönstret. Detta fönster kommer att få en total spännvidd på 2,25 m med halva upplagslängden.

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$
$$= 1,3 \cdot 6,64 + 0,25 \cdot 1,93 + 3,46 + 2,53 = 15,1 \text{ N/m}$$

Bruklast:

$$q_{tot} = q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$
$$= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + 3,46 + 2,53 = 11,1 \text{ kN/m}$$

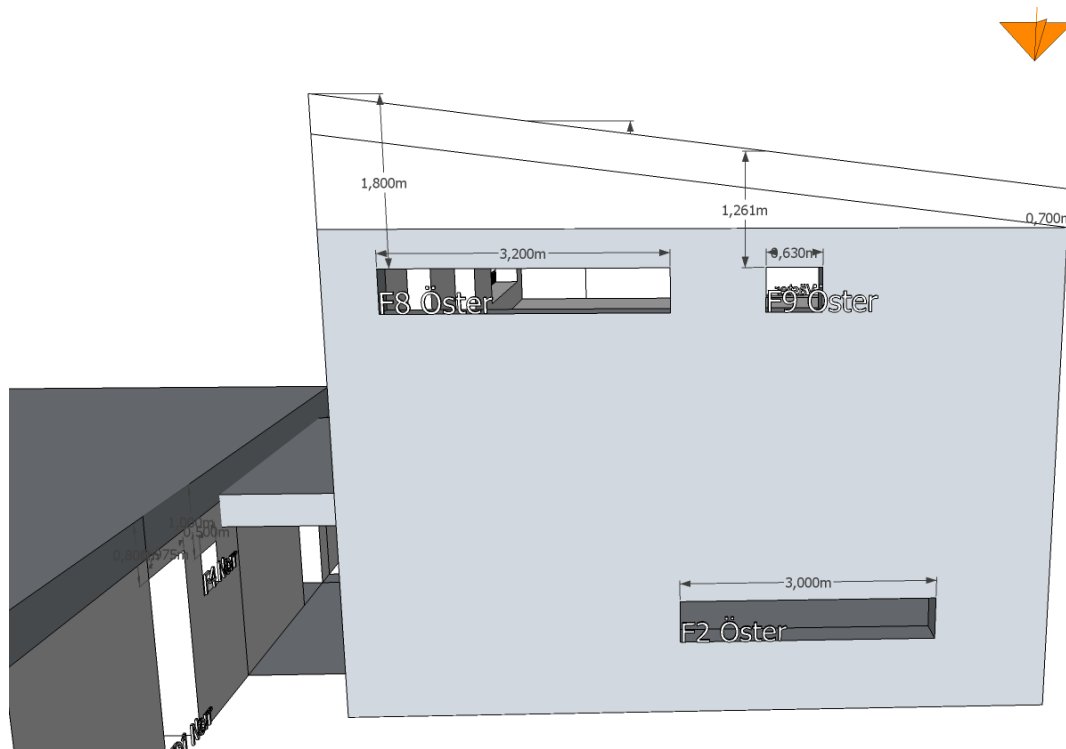
Enligt produktbladet H+H måste fönstret på 2,5 m förstärkas med en IPE 160 vilken klarar 31,8 kN i brottgränstillstånd och 20,1 kN i brukgränstillstånd, vid en spännvidd på 2,5m.

5.9.2.3 Fönster söder 1,6 m (F7)

Detta fönster har kortare spännvidd än fönstret F6 söder (se ovan). Dessutom kommer detta fönster att belastas med samma last som fönster F6 därför kommer detta fönster att dimensioneras på samma sätt dvs. med en IPE 160.

5.9.2.4 Fönster öster 3,2 m (F8)

Den totala spännvidden uppgår med upplag till 3,45 m. Fönstret kommer att belastas med gavelbalken som bär lasten från taket som sträcker sig till halva centrumavståndets mellan takbalkarna (0,6/2 m) och med väggen ovanför fönstret som är 1,8 m högt.



Figur 39

Laster:

Snö: $q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$

Tak & Balk: $q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{0,6}{2} = 0,25 \text{ kN/m}$

Vägg: $q_{vägg} = 4,5 \cdot 1,8 \cdot 0,365 \approx 2,96 \text{ kN/m}$

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$

$$= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,14 + 0,25 + 2,96 = 3,87 \text{ kN/m}$$

Bruklast:

$$q_{tot} = q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$

$$= 0,48 \cdot 0,7 + 0,14 \cdot 0,25 + 0,25 + 2,96 = 3,87 \text{ kN/m}$$

Enligt produktbladet från H+H kan fönstret förstärkas med IPE 160 som då kommer klara en spännvidd på 3,5 m med last upp till 16,6 kN/m i brott och 7,3 kN/m i bruk.

5.9.2.5 Fönster öster 0,63 m (F9)

Den totala spännvidden uppgår med upplag till 0,88m. Fönstret kommer att belastas med gavelbalken som bär lasten från taket som sträcker sig till halva centrumavståndets mellan takbalkarna (0,6/2 m) och med väggen ovanför fönstret som är 1,3m högt (se figur 39).

Laster:

Snö: $q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$

Tak & Balk: $q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{0,6}{2} = 0,25 \text{ kN/m}$

Vägg: $q_{vägg} = 4,5 \cdot 1,3 \cdot 0,365 \approx 2,13 \text{ kN/m}$

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$

$$= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,14 + 0,25 + 2,13 = 3,04 \text{ kN/m}$$

Bruklast:

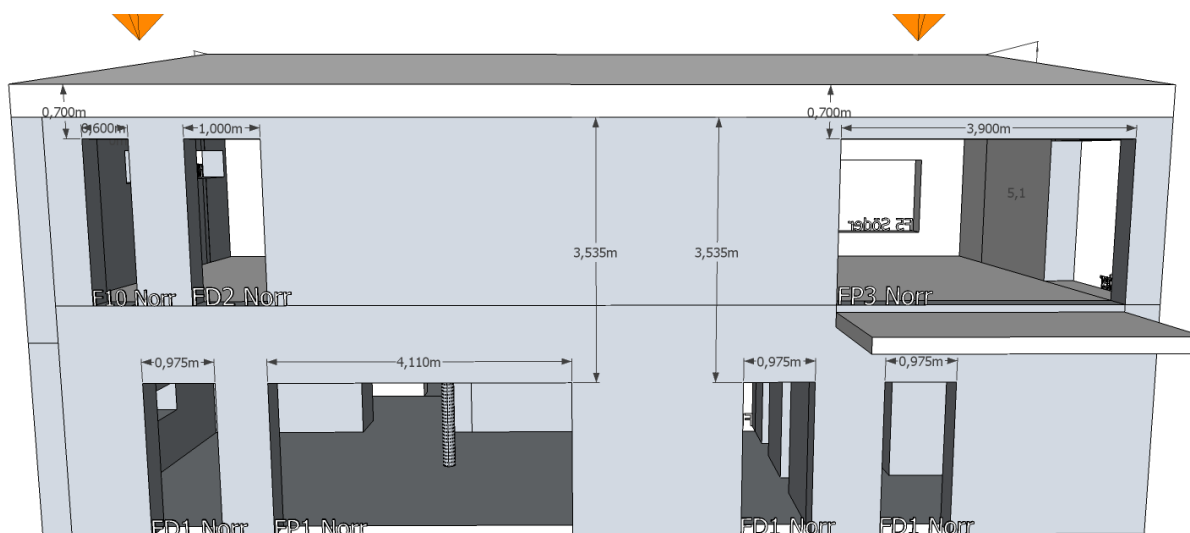
$$q_{tot} = q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$

$$= 0,48 \cdot 0,7 + 0,14 \cdot 0,25 + 0,25 + 2,13 = 2,75 \text{ kN/m}$$

Enligt produktbladet från H+H kan fönstret förstärkas med 2Ø8 som då kommer klara, med en spännvidd på 1m, last upp till 32,1 kN/m i brott och 26,1 kN/m i bruk. Det inses att detta är överdimensionerat, dock används detta då det knappast går att dimensionera ner.

5.9.2.6 Fönster norr 1 m (FD2)

Fönstrets totala spännvidd om halva upplagslängden räknas med blir 1,25 m. Fönstret kommer att belastas med halva taklängden på (8,3/2 m) och med väggen ovanför fönstret som är 0,7 m högt.



Figur 40

Laster:

Snö: $q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{8,3}{2} = 6,64 \text{ kN/m}$

Tak & Balk: $q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{8,3}{2} = 3,46 \text{ kN/m}$

Vägg: $q_{vägg} = 4,5 \cdot 0,7 \cdot 0,365 \approx 1,15 \text{ kN/m}$

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$

$$= 1,3 \cdot 6,64 + 0,25 \cdot 1,93 + 3,46 + 1,15 = 13,72 \text{ kN/m}$$

Bruklast:

$$q_{tot} = q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$

$$= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + 3,46 + 1,15 = 9,76 \text{ kN/m}$$

Enligt produktbladet från H+H kan fönstret förstärkas med 2Ø8 som då kommer klara, med en spännvidd på 1,4 m, last upp till 15,8 kN i brott och 10,7 kN i bruk.

5.9.2.7 Fönster norr 0,6 m (F10)

Detta fönster belastas med samma last som fönstret FD2 norr (se ovan), dvs, med 13,72 kN/m i brott och 9,76 kN i bruk. Däremot har detta fönster en kortare spännvidd på 0,85 m med upplagen därför kommer det att räcka att förstärka med 2Ø8 som då kommer klara, med en spännvidd på 1 m, last upp till 23,1 kN/m i brott och 26,1 kN/m i bruk.

5.9.2.8 Fönster norr 3,9 m (FP3)

Fönstrets totala spännvidd om halva upplagslängden räknas med blir 4,15 m. Fönstret kommer att belastas med halva taklängden. Eftersom det är dåligt med utrymme över fönstret till tak, så väljs att direkt gjuta en betongbalk med en stålprofil inuti. Detta anses vara ett effektivt och enkelt sätt att använda. Det börjas med att undersöka om HEA 160 fungerar.

HEA 160 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 16,73 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 245 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 220 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$q_{egt} = 0,304 \text{ kN/m}$$

$$t_w = 6,0 \text{ mm}$$

$$t = 9,0 \text{ mm}$$

$$h = 152 \text{ mm}$$

$$A_w = 804 \text{ mm}^2$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{8,3}{2} = 6,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{8,3}{2} = 3,46 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{vägg} = 4,5 \cdot 0,7 \cdot 0,365 \approx 1,15 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt}$$
$$= 1,3 \cdot 6,64 + 0,25 \cdot 1,93 + 3,46 + 1,15 + 0,262 = 14 \text{ kN/m}$$

Moment

Dimensionerande moment:

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{14 \cdot 4,15^2}{8} = 30,14 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{245}{220} \approx 1,11$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 220 \cdot 10^{-6} \cdot 1,11 \approx 52,26 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerade momentet ($52,26 > 30,14 \text{ kNm}$) så kommer balken att klara lasterna.

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{14 \cdot 4,15}{2} \approx 29,05 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 220 - 2 \cdot 9,0 = 202 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{202}{6,0} \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,39$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{\text{red}} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 804 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 115,3 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brugräns

$$\begin{aligned} q_{\text{tot}} &= q_{\text{snö}} \psi_{\text{snö}} + q_{\text{vind}} \psi_{\text{vind}} + q_{\text{tak\&balk}} + q_{\text{vägg}} + q_{\text{egt}} \\ &= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + 3,46 + 1,15 + 0,262 = 10 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

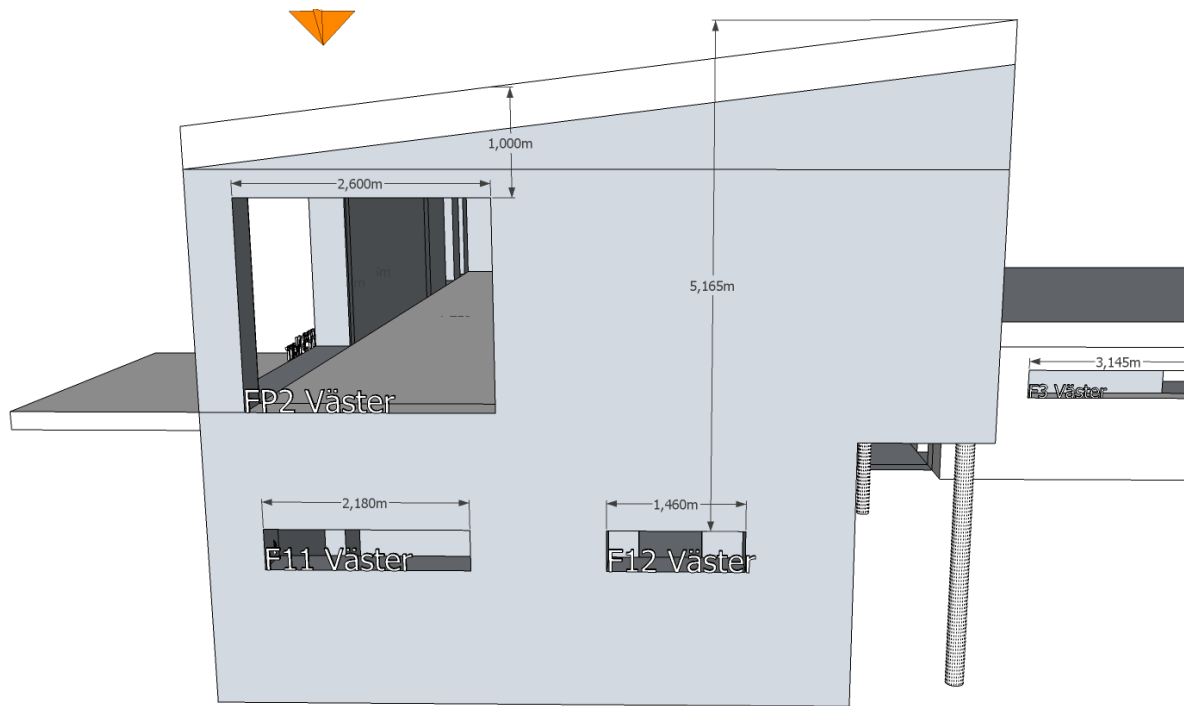
Den maximala utböjningen (v_{\max}) för en fritt upplagd balk beräknas på följande sätt:

$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 10 \cdot 10^3 \cdot 4,15^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 16,73 \cdot 10^{-6}} = 0,011 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,011 \Rightarrow \frac{L}{377} \text{ OK!}$$

Utböjningen på L/377 klarar våra krav, därmed kommer HEA 160 att väljas.

5.9.2.9 Fönster väster 2,6 m (FP2)

Fönstrets totala spännvidd om halva upplagslängden räknas med blir 2,85 m. Fönstret kommer att belastas med gavelbalken som bär lasten från taket som sträcker sig till halva centrumavståndets mellan takbalkarna (0,6/2 m) och med väggen ovanför fönstret som är 1 m hög. Först undersöks om IPE 100 fungerar.



Figur 41

IPE 100 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 1,71 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 39,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 34,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$q_{egt} = 0,081 \text{ kN/m}$$

$$t_w = 4,1 \text{ mm}$$

$$t = 5,7 \text{ mm}$$

$$h = 100 \text{ mm}$$

$$A_w = 363 \text{ mm}^2$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{0,6}{2} = 0,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{vägg} = 4,5 \cdot 1 \cdot 0,365 \approx 1,64 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt}$$
$$= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,14 + 0,25 + 1,64 + 0,081 = 2,63 \text{ kN/m}$$

Moment

Dimensionerande moment:

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{2,63 \cdot 2,85^2}{8} = 2,67 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{39,4}{34,2} \approx 1,15$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 34,2 \cdot 10^{-6} \cdot 1,15 \approx 8,43 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerande momentet ($8,43 > 2,67 \text{ kNm}$) så kommer balken att klara lasterna.

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{max} = \frac{qL}{2} = \frac{2,63 \cdot 2,85}{2} \approx 3,75 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 100 - 2 \cdot 5,7 = 88,6 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{88,6}{4,1} \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,25$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{Rtd} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 363 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 52 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

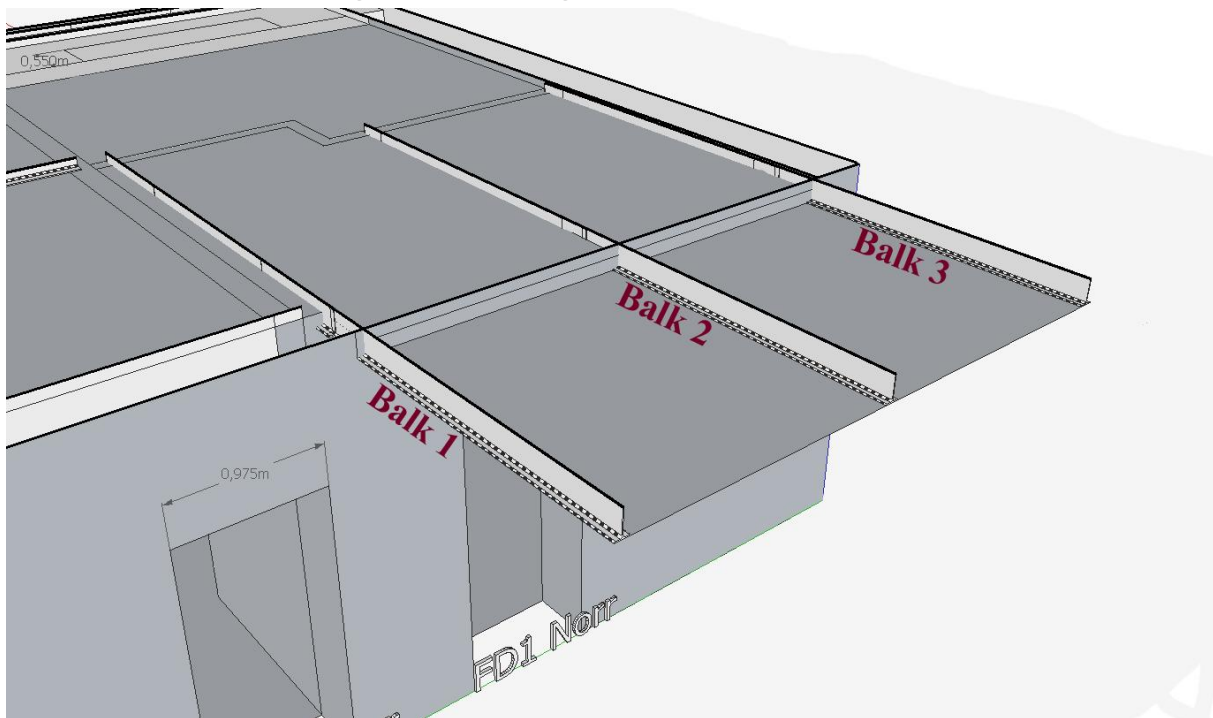
$$q_{tot} = q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt}$$
$$= 0,48 \cdot 0,7 + 0,14 \cdot 0,25 + 0,25 + 1,64 + 0,081 = 2,341 \text{ kN/m}$$

Den maximala utböjningen (v_{max}) för en fritt upplagd balk beräknas på följande sätt:

$$v_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 2,341 \cdot 10^3 \cdot 2,85^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 1,71 \cdot 10^{-6}} = 0,0054 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0054 \Rightarrow \frac{L}{527} \text{ OK!}$$

IPE 100 väljs.

5.10 Dimensionering av balkongbalkar



Figur 42

Balkongen bärs upp av tre stycken kontinuerliga balkar av IPE profil. Balk 2 och 3 är lika långa, det som skiljer dem från varandra är att balk 2 tar upp mer last än balk 3. På grund av detta väljs det att endast kontrollera att balk 1 och 2 klarar av de nedan givna lasterna.

Laster:

Bjälklag: $q_{bjälklag} = 1,6 \text{ kN/m}^2$

Nyttig last:

$$q_{NL,bunden} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,bunden} = 1$$

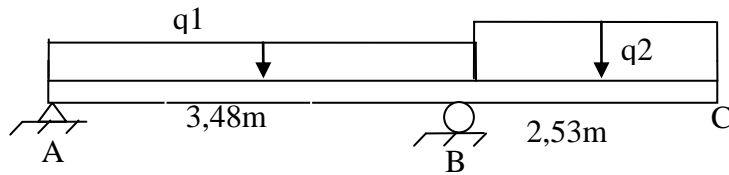
$$q_{NL,fri} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,fri} = 0,33$$

Snö: $q_{Snö} = 1,6 \text{ kN/m}^2$

$$\psi_{snö} = 0,6$$

Balk 1



Figur 43

Nyttig last som huvudlast:

$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot \frac{1,95}{2} = 5,362 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} + q_{snö} \cdot \psi_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot \frac{1,95}{2} + 1,6 \cdot 0,6 \cdot \frac{1,95}{2} = 6,298 \text{ kN/m}$$

Snö som huvudlast:

$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} \cdot \psi = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot \frac{1,95}{2} = 3,8 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} \cdot \psi + q_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot \frac{1,95}{2} + 1,6 \cdot 1,3 \cdot \frac{1,95}{2} = 5,83 \text{ kN/m}$$

Analys av momentkrafter för de två olika fallen ger.

Tabell 9

	A	Fack 1	B	Fack 2
Fall 1 NL HL				
Stödmoment [kNm]	0	-	-20,1	-
Fältmoment [kNm]	-	1,17	-	0
Upplagskraft [kN]	3,54	-	30,97	-
	A, höger	B, vänster	B, höger	C, vänster
Tvärkrafter [kN]	-3,54	15,1	-15,9	0

Fall 2 Snö HL				
Stödmoment [kNm]	0	-	-18,6	-
Fältmoment [kNm]	-	0,21	-	0
Upplagskraft [kN]	1,3	-	26,7	-
	A, höger	B, vänster	B, höger	C, vänster
Tvärkrafter [kN]	-1,26	11,94	-14,71	0

Värsta fallet är då nyttig last är huvudlast ur alla avseenden.

Brottgräns

Kontroll av IPE 240. Denna dimension väljs främst för att bjälklaget ska få plats.

IPE 240 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 38,92 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 367 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W = 324 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,307 \text{ kN/m}$$

Det värsta fallet konstaterades till då nyttig last är huvudlast.

$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot \frac{1,95}{2} = 5,362 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} + q_{snö} \cdot \psi_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot \frac{1,95}{2} + 1,6 \cdot 0,6 \cdot \frac{1,95}{2} = 6,298 \text{ kN/m}$$

Moment

Störst moment är stödmomentet vid B, $M_B = -20,1 \text{ kNm}$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{367}{324} \approx 1,13$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 324 \cdot 10^{-6} \cdot 1,13 \approx 78,5 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerande momentet ($78,5 > 20,1 \text{ kNm}$) så kommer balken att klara lasterna.

Tvärkraft

Störst tvärfkraft sker vid stödmoment B från höger och uppgår till $15,9 \text{ kN}$.

Tvärfkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 240 - 2 \cdot 9,8 = 220,4 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{220,4}{9,8} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,25$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärfkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{Rd} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1366 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 195 \text{ kN}$$

Eftersom tvärfkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärfkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

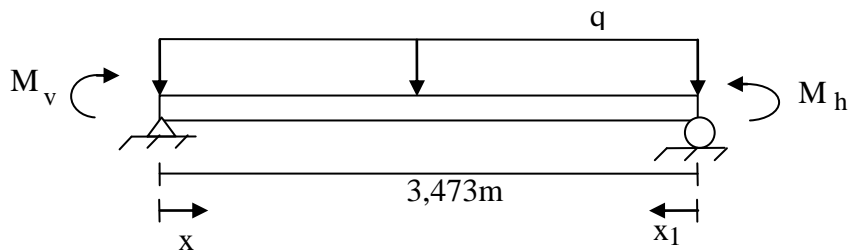
$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot \frac{1,95}{2} = 3,8 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} + q_{snö} \cdot \psi_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot \frac{1,95}{2} + 1,6 \cdot 0,6 \cdot \frac{1,95}{2} = 4,73 \text{ kN/m}$$

Tabell 10

	A	Fack 1	B	C
Fall 1 NL HL				
Stödmoment [kNm]	0	-	-15,1	-
Utböjning [m]	-	?	-	0,0029

För att beräkna utböjningen i fack 1 delas det upp i två fall. Ett med stödmoment och ett med en utbredd last. Dessa två summeras sedan för att få den totala utböjningen.



Figur 44

Stödmomenten kring andra facket är

$$M_h = -15,1 \text{ kNm}$$

$$M_v = 0 \text{ kNm}$$

Utböjningen sker i två fall som slås ihop, den första med utbredd last och den andra med momenten vid stöden.

$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{L}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(M_v \cdot x_1 \cdot \left(1 - \frac{x_1^2}{L^2} \right) + M_h \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x^2}{L^2} \right) \right)$$

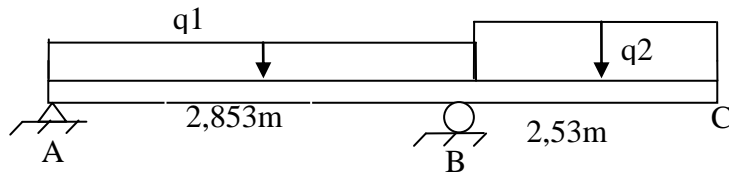
$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot 3,8 \cdot 10^3 \cdot 3,473^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 38,92 \cdot 10^{-6}} + \frac{3,473}{6 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 38,92 \cdot 10^{-6}} \cdot \left(0 \cdot 1,74 \cdot \left(1 - \frac{1,74^2}{3,473^2} \right) - 15,1 \cdot 10^3 \cdot 1,74 \cdot \left(1 - \frac{1,74^2}{3,473^2} \right) \right) = -0,00052 \text{ m}$$

$$\frac{L}{x} = 0,00052 \Rightarrow \frac{L}{6770} \text{ Ok!}$$

Utböjningen sker uppåt i fack 1 vilket är riskabelt då bjälklagselementen är armerade i underkant mot moment. Utböjningen är däremot endast $L/6770$ vilket bjälklaget kommer klara av. Utböjningen i konsoldelen av balken är på 0,0029m.

$$\frac{L}{x} = 0,0029 \Rightarrow \frac{L}{870} \text{ Ok!}$$

Balk 2



Figur 45

Nyttig last som huvudlast:

$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot 1,95 = 8,5 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} + q_{snö} \cdot \psi_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot 1,95 + 1,6 \cdot 0,6 \cdot 1,95 = 10,37 \text{ kN/m}$$

Snö som huvudlast:

$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} \cdot \psi = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,95 = 5,37 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} + q_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,95 + 1,6 \cdot 1,3 \cdot 1,95 = 9,43 \text{ kN/m}$$

Analys av momentkrafter för de två olika fallen ger.

Tabell 11

	A	Fack 1	B	Fack 2
Fall 1 NL HL				
Stödmoment [kNm]	0	-	-33	-
Fältmoment [kNm]	-	Inget max	-	0
Upplagskraft [kN]	-0,56	-	49,9	-
	A, höger	B, vänster	B, höger	C, vänster
Tvärkrafter [kN]	-0,56	23,7	-26,16	0

Fall 2 Snö HL				
Stödmoment [kNm]	0	-	-30	-
Fältmoment [kNm]	-	Inget max	-	0
Upplagskraft [kN]	2,86	-	41,97	-
	A, höger	B, vänster	B, höger	C, vänster
Tvärkrafter [kN]	2,86	18,18	-23,79	0

Värsta fallet är då nyttig last är huvudlast ur alla avseenden.

Brottgräns

Kontroll av IPE 240. Denna dimension väljs främst för att bjälklaget ska få plats.

IPE 240 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 38,92 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 367 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W = 324 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,307 \text{ kN/m}$$

Det värsta fallet konstaterades till då nyttig last är huvudlast.

$$q_1 = q_{\text{egt}} + q_{\text{bjl}} + q_{\text{NL}} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot 1,95 = 8,5 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{\text{egt}} + q_{\text{bjl}} + q_{\text{NL}} + q_{\text{snö}} \cdot \psi_{\text{snö}} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot 1,95 + 1,6 \cdot 0,6 \cdot 1,95 = 10,37 \text{ kN/m}$$

Moment

Störst moment är stödmomentet vid B, $M_B = -33 \text{ kNm}$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{367}{324} \approx 1,13$$

$$M_{\text{Rtd}} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 324 \cdot 10^{-6} \cdot 1,13 \approx 78,5 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerande momentet ($78,5 > 33 \text{ kNm}$) så kommer balken att klara lasterna.

Tvärkraft

Störst tvärkraft finns vid stödmoment B från höger och uppgår till $26,2 \text{ kN}$.

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 240 - 2 \cdot 9,8 = 220,4 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{220,4}{9,8} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,25$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v , med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{\text{Rtd}} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1366 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 195 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

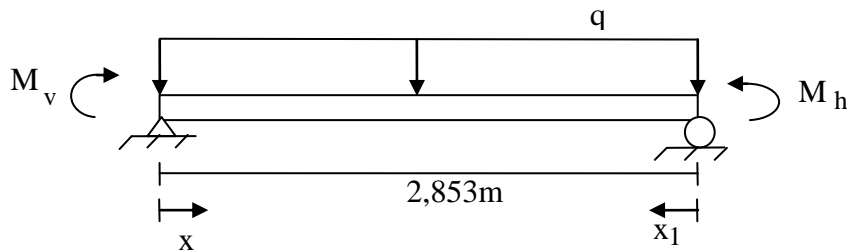
$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,95 = 5,37 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} + q_{snö} \cdot \psi_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,95 + 1,6 \cdot 0,6 \cdot 1,95 = 7,24 \text{ kN/m}$$

Tabell 12

	A	Fack 1	B	C
Fall 1 NL HL				
Stödmoment [kNm]	0	-	-23,1	-
Utböjning [m]	-	?	-	-0,0096

För att beräkna utböjningen i fack 1 delas det upp i två fall. Ett med stödmoment och ett med en utbredd last. Dessa två summeras sedan för att få den totala utböjningen.



Figur 46

Stödmomenten kring andra facket är

$$M_h = -23,1 \text{ kNm}$$

$$M_v = 0 \text{ kNm}$$

Utböjningen sker i två fall som slås ihop, den första med utbredd last och den andra med momenten vid stöden.

$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{L}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(M_v \cdot x_1 \cdot \left(1 - \frac{x_1^2}{L^2} \right) + M_h \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x^2}{L^2} \right) \right)$$

$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot 5,37 \cdot 10^3 \cdot 2,853^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 38,92 \cdot 10^{-6}} + \frac{2,853}{6 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 38,92 \cdot 10^{-6}} \cdot \left(0 \cdot 1,43 \cdot \left(1 - \frac{1,43^2}{2,853^2} \right) - 23,1 \cdot 10^3 \cdot 1,43 \cdot \left(1 - \frac{1,43^2}{2,853^2} \right) \right) = -0,0087 \text{ m}$$

$$\frac{L}{x} = 0,00087 \Rightarrow \frac{L}{3270} \text{ Ok!}$$

Utböjningen sker uppåt vilket är riskabelt då bjälklagselementen är armerade i underkant mot moment. Utböjningen är däremot endast L/3270 vilket bjälklaget kommer klara av.

Utböjningen i konsoldelen av balken är på 0,0096 m.

$$\frac{L}{x} = 0,0096 \Rightarrow \frac{L}{264}$$

Denna utböjning är relativt stor och överstiger egentligen vårt utböjningskrav. Men p.g.a. den relativt korta spännvidden tillåts denna utböjning.

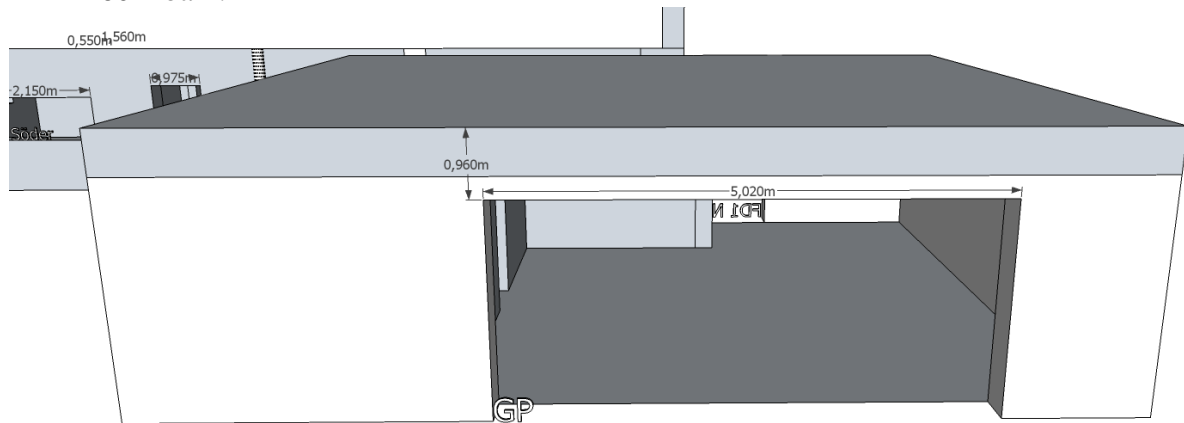
Balk 3 tar upp hälften av de utbredda lasterna jämför med balk 2. Med betydligt lägre laster kommer balk 3 att klara sig bra i både brott och bruk och kan därför också väljas till IPE 240

5.11 Garage

Garagetaket bärs upp av samma balkar som användes i huset, dvs. 450 mm höga HI-lättbalkar från Byggma group med ett centrumavstånd på 600 mm. På taket kommer ett sedumtak att läggas så takets totala egentynghd har uppskattats till 1 kN/m².

5.11.1 Garageport 5,02 m (GP)

Vid dimensioneringen av garageporten har det antagits att den tar upp en last från taket 0,6 /2 m, dvs. halva centrumavståndet mellan takbalkarna. Ovanför garageporten är väggen ca 0,96 m hög. Den totala spännvidden uppgår med upplag till 5,27m. Beräkningen genomförs för en HEA 160 – balk.



Figur 47

HEA 160 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 16,73 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 245 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 220 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$q_{egt} = 0,304 \text{ k N/m}$$

$$t_w = 6 \text{ mm}$$

$$t = 9 \text{ mm}$$

$$h = 152 \text{ mm}$$

$$A_w = 804 \text{ mm}^2$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{tak\&balk} = \frac{1}{0,6} \cdot \frac{0,6}{2} = 0,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{vägg} = 4,5 \cdot 0,96 \cdot 0,365 \approx 1,58 \text{ kN/m}$$

$$\text{HEA 160: } q_{HEA160} = 0,304 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt} \\ = 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,14 + 0,5 + 1,58 + 0,304 = 3,043 \text{ kN/m}$$

Moment

Dimensionerande moment:

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{3,043 \cdot 5,27^2}{8} \approx 10,56 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{245}{220} \approx 1,11$$

$$M_{Rtd} = f_{yd}W\eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 220 \cdot 10^{-6} \cdot 1,11 \approx 52,26 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerande momentet ($52,26 > 10,56$ kNm) så kommer balken att klara lasterna.

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{max} = \frac{qL}{2} = \frac{3,043 \cdot 5,27}{2} \approx 8,02 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 152 - 2 \cdot 9 = 134 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = 0,35 \frac{134}{6} \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,26$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v , med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{Rd} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 804 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 115,3 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

$$q_{tot} = q_{snö} \psi_{snö} + q_{vind} \psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt}$$
$$= 0,48 \cdot 0,7 + 0,14 \cdot 0,25 + 0,5 + 1,58 + 0,304 = 2,755 \text{ kN/m}$$

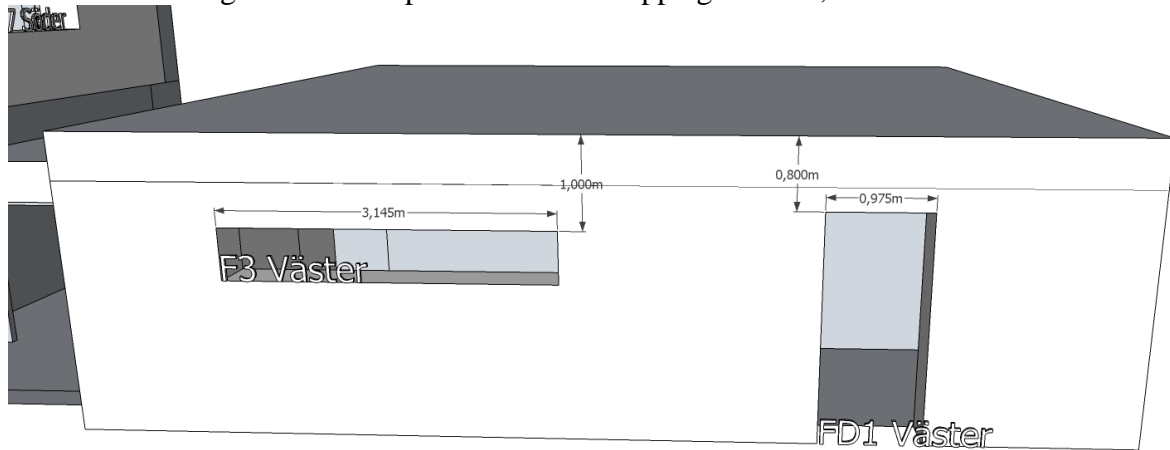
Den maximala utböjningen (v_{max}) för en fritt upplagd balk beräknas på följande sätt:

$$v_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 2,755 \cdot 10^3 \cdot 5,27^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 16,73 \cdot 10^{-6}} \approx 0,0079 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0079 \Rightarrow \frac{L}{669} \text{ OK!}$$

HEA 160 väljs.

5.11.2 Dörr 0,975 m väster (FD1)

Enligt tidigare beräkningar på garagetaket kom det fram att upplagskraften på den västra väggen blev en uppåtriktad kraft (se sidan 20). Det kommer därför i detta fall att bortses från takets vikt. Därmed kommer den enda lasten som belastar fönstret vara väggen ovanför dörren som är ca 1m hög. Den totala spännvidden med upplagen blir 1,225 m.



Figur 48

$$q_{tot} = 4,5 \cdot 0,365 \cdot 1 = 1,64 \text{ kN/m}$$

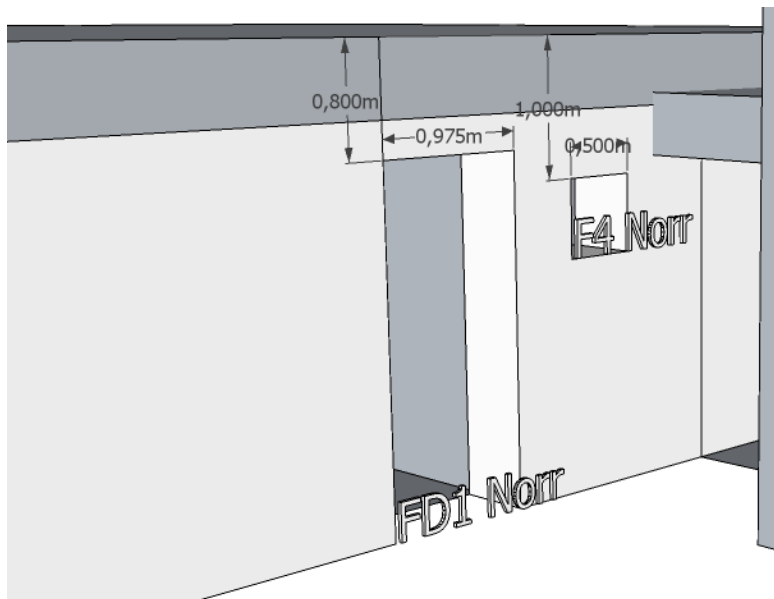
Enligt H+H:s produktblad räcker det att armera med 2Ø8 vilket klarar en brottlast på 15,8 kN/m och bruklast på 11,3 kN/m vid en spännvidd på 1,4 m.

5.11.3 Fönster 3,145 m väster (F3)

Enligt samma resonemang som för den västra dörren på garaget (se ovan) så kommer lasten från taket att bortses från. Väggen sträcker sig ca 1m ovanför fönstret vilket ger samma belastning som dörren ovan, dvs. 1,64 kN/m. Den totala spännvidden med upplagen blir 3,395 m. Enligt H+H:s produktblad kan det förstärkas med en IPE 160, vilket vid en spännvidd på 3,5 m klarar en brottlast på 16,4 kN/m och bruklast på 7 kN/m.

5.11.4 Dörr 0,975 m norr (FD1)

Dörren kommer att ta upp en last från halva cc-avståndet (0,6 m/2) från ovanförliggande takbalk. Ovanför dörren är väggen ca 1 m hög. Den totala spännvidden uppgår med upplag till 1,225 m.



Figur 49

Laster:

$$\text{Snö: } q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{tak\&balk} = \frac{1}{0,6} \cdot \frac{0,6}{2} = 0,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{vägg} = 4,5 \cdot 1 \cdot 0,365 \approx 1,64 \text{ kN/m}$$

Snö som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{tot} &= 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} \\ &= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,1392 + 0,5 + 1,64 = 2,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bruklast:

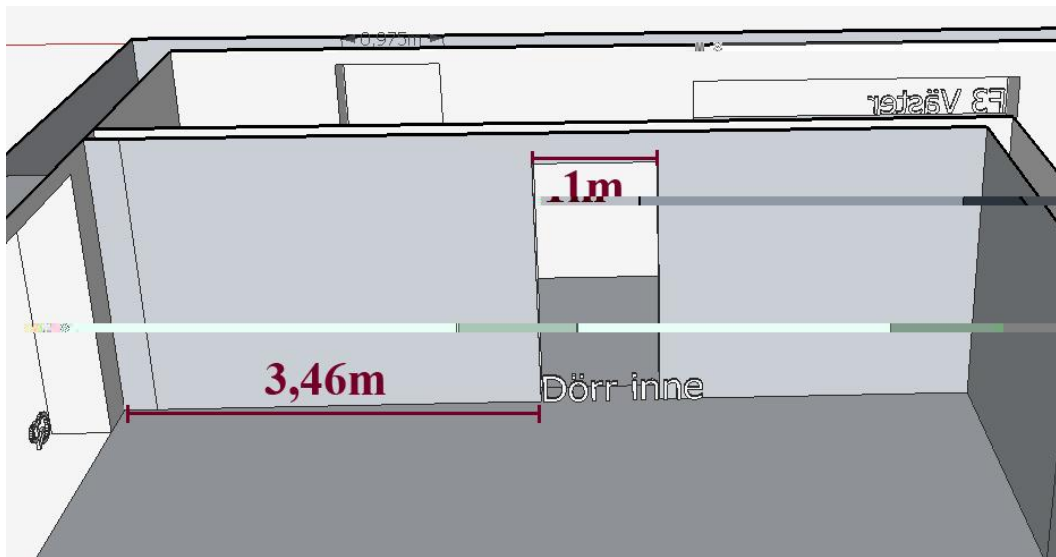
$$\begin{aligned} q_{tot} &= q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} \\ &= 0,48 \cdot 0,7 + 0,1392 \cdot 0,25 + 0,5 + 1,64 = 2,51 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Enligt produktbladet från H+H kan dörren förstärkas med en armerad U-balk med 2Ø8 vilken ska klara 20,8kN/m i brott och 17,3kN/m i bruk.

5.11.5 Fönster 0,495 m norr (F4)

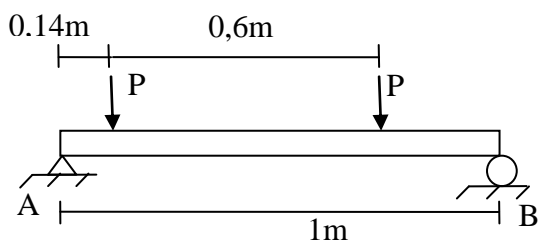
Fönstret kommer att ta upp samma last som fönstret ovan (FD1 norr). Lasten i brottgränstillstånd blir således 2,8 kN/m och lasten i brukgränstillstånd blir 2,51 kN/m. Eftersom fönstret endast har en total spännvidd på 0,745 m räcker det med att förstärka med 2Ø8. Detta kommer att klara 28,4 kN i brott och 27,3 kN i bruk vid en spännvidd på 1 m.

5.11.6 Dörr inomhus i garage



Figur 50

Dörren som är belägen inne i garaget har en spännvidd på 1 m. Första takbalken är belägen längst in till vänster på den vägg som visas och de är sedan upplagda med cc-600. Detta ger att första takbalken som påverkar ovanför dörren är den sjunde takbalken. Denna ligger 3,6 m in från den vänstra väggen. Alltså hamnar denna takbalk 3,6 m - 3,46 m = 0,14 m in på balken som kommer ligga ovanför dörren. Det kommer även rymmas en takbalk till över dörren, den åttonde, och denna ligger 0,14 m + 0,6 m = 0,74 m. Se figur 51.



Figur 51

Punktlasterna P kommer från de takbalkar som ligger ovanpå balken. Dessa punktlastar uppgår till 15,14 kN. Med dessa punktlastar fås genom analys med Matlab:

Tabell 13

	A	Fack	B
Stödmoment [kNm]	0	-	0
Fältmoment [kNm]	-	3,46	
Upplagskraft [kN]	16,96	-	13,32
Tvärkraft [kN]	-16,96	-1,82	13,32

Brottgräns

En H+H U-balk med tjockleken 365 mm, 2Φ10 och längden 1m klarar av ett moment på

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{34 \cdot 1^2}{8} \approx 4,25 \text{ kNm}$$

Se H+H produktblad för U-balk.

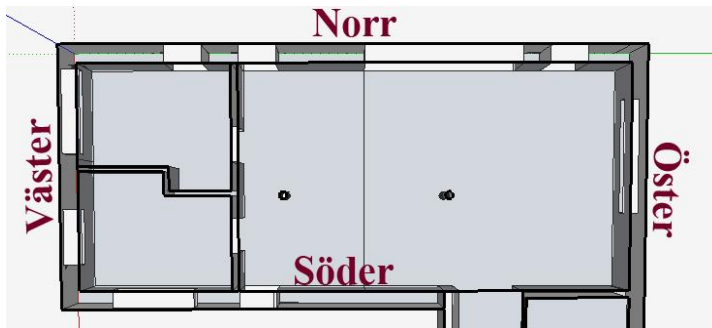
Då det dimensionerande momentet på balken ovan uppgår till 3,46 kNm kommer balken klara av detta.

5.12 Grund

Grunden, sulor och fundament dimensioneras för att trycket inte ska överstiga 50 kPa

5.12.1 Husets väggar

Huset delas upp i fyra väggar i de olika väderstrecken samt två väggar inomhus.



Figur 52

Norr

Lasterna är identiska med de som är för skjutdörrar, Norr, FP1, fast med extra last för den resterande delen av väggen som dörrpartiet utgör.

$$q_{\text{tot}} = 1,3q_{\text{snö}} + \psi_{\text{vind}}q_{\text{vind}} + \frac{(q_{\text{NL},\text{fri}}\psi_{\text{NL},\text{fri}} + q_{\text{NL},\text{bunden}}\psi_{\text{NL},\text{bunden}}) \cdot 3,5}{2} + q_{\text{tak\&balk}} + q_{\text{vägg}} + q_{\text{bjälklag}} + q_{\text{egentyngd}}$$
$$= 6,64 \cdot 0,7 + 1,3 \cdot 1,93 + \frac{(0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 3,5}{2} + 3,46 + 4,5 \cdot 0,365 \cdot (3,6 + 2,244) + 2,8 + 0,603 = 27,41 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den norra väggen bör då vara

$$50 \text{ kPa} = \frac{q}{b} \Rightarrow b = \frac{27,41 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,55 \text{ m}$$

Söder

Lasterna är identiska med de som är för Fönster F1 söder, fast med extra last för den resterande delen av väggen som är belägen under fönstrets övre del.

$$q_{\text{tot}} = 1,3q_{\text{snö}} + \psi_{\text{vind}}q_{\text{vind}} + (q_{\text{NL},\text{fri}}\psi_{\text{NL},\text{fri}} + q_{\text{NL},\text{bunden}}\psi_{\text{NL},\text{bunden}}) \cdot 1,56 + q_{\text{tak\&balk}} + q_{\text{vägg}} + q_{\text{bjälklag}}$$
$$= 1,3 \cdot 6,64 + 0,25 \cdot 1,93 + (0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,56 + 3,46 + 8,46 + 4,5 \cdot 0,365 \cdot 1,972 + 3,38 = 29,22 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{29,22 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,59 \text{ m}$$

Väster

Lasterna är identiska med de som är för Fönster F11 väster, fast med extra last för den resterande delen av väggen som är belägen under fönstrets övre del.

$$q_{tot} = \psi_{snö} q_{snö} + \psi_{vind} q_{vind} + 1,3(q_{NL, fri} + q_{NL, bunden}) \cdot \frac{4,63}{2} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} + q_{IPE}$$
$$= 10,7 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,1392 + 1,3(0,5 + 1,5) \cdot \frac{4,63}{2} + 0,25 + 8,541 + 4,5 \cdot 0,365 \cdot 1,972 + 3,7 + 0,104 \approx 22,22 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{22,22 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,45 \text{ m}$$

Öster

Lasterna är identiska med de som är för Fönster F11 väster, fast med extra last för den resterande delen av väggen som är belägen under fönstrets övre del.

$$q = \psi_{snö} q_{snö} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{HEA, upplag} + \psi_{vind} q_{vind}$$
$$= 0,48 \cdot 0,7 + 0,15 + 8,15 + 4,5 \cdot 0,365 \cdot 1,37 + 19,76 + 0,1392 \cdot 0,25 = 30,64 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{30,64 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,63 \text{ m}$$

Slutgiltig bredd för sula under husets ytterväggar

För att förenkla byggandet av huset väljs att sulorna under husdelens väggar har samma bredd. Denna bredd måste då anpassas till den värst utsatta väggens bredd, vilket betyder en bredd på 0,63 m.

Denna bredd är dock inte beräknad för sulans egentyngd, utan måste därför breddas med

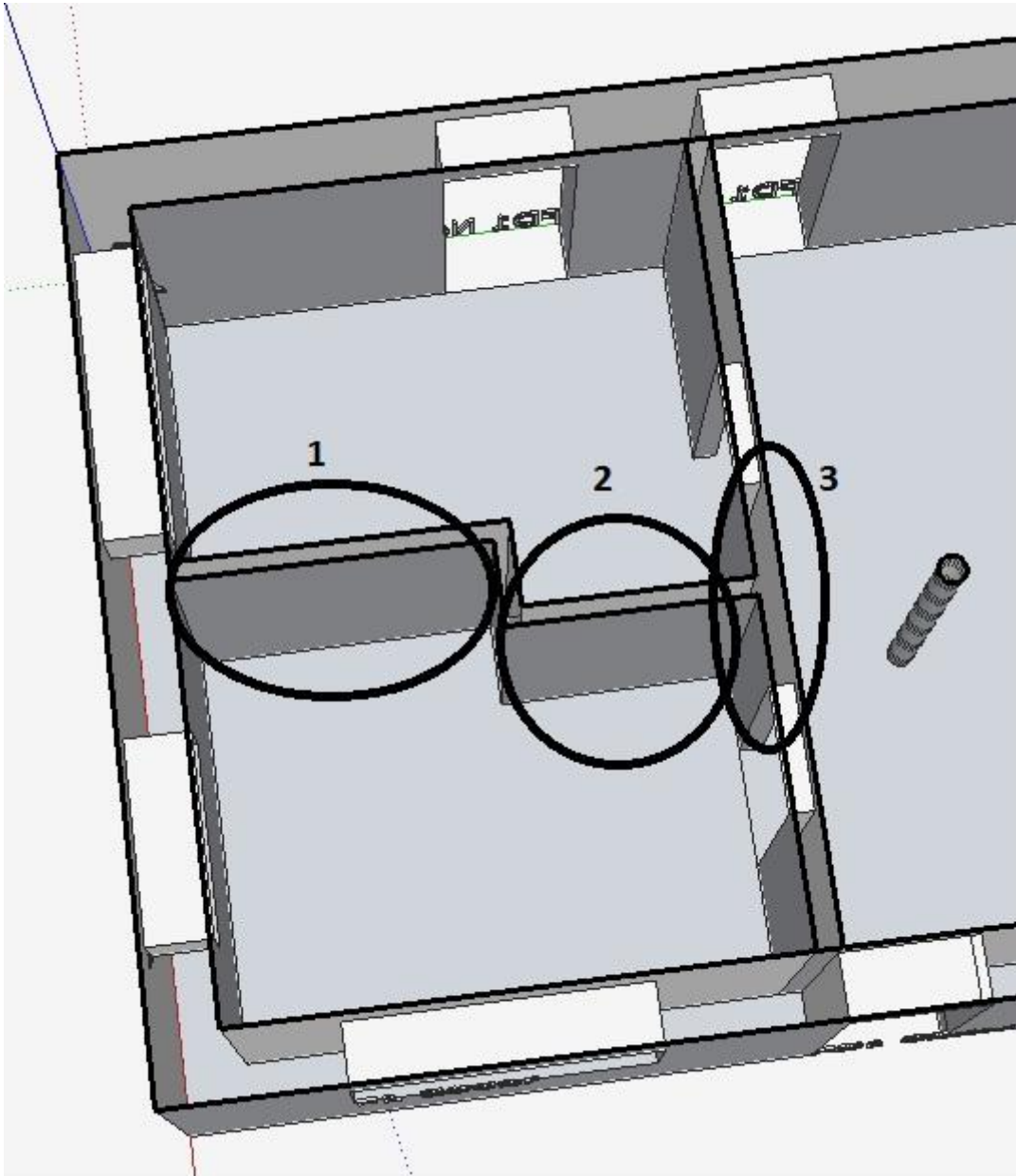
$$q_{sula} = 0,3 \cdot 0,65 \cdot 24 = 4,68 \text{ kN/m}$$

$$b = \frac{4,68 + 30,64}{50} = 0,71 \text{ m}$$

Bredden för sulorna under husets väggar ska vara 0,71 m.

5.11.2 Bärande väggar i huset

Inne i huset finns det tre stycken bärande väggar. Vägg 1 och 2 är bärande för både bjälklag och för där balkongbalkarna fästs in. Vägg nummer 3 är endast bärande åt den HEA-balk som bär upp resterande delen av bjälklaget (se figur 53).



Figur 53

Vägg 1

Sulan under vägg 1 påverkas av laster från nyttig last, bjälklag, balkongbalkarnas infästningar samt väggens egentyngd. Punktlasterna från de två balkongbalkarna som fästs in i väggen kommer spridas genom väggen för att i botten fördela ut lasten på väggens längd (2,359 m). Därför summeras punktlasterna och fördelas på längden för väggen.

$$q = q_{bjl} + q_{NL} + q_{vägg} + \frac{P_{balkong}}{2,359}$$

$$= (1,6 + (1,5 + 0,5) \cdot 1,3) \cdot \left(\frac{2,605}{2} + \frac{3,14}{2} \right) + 2,952 \cdot 4,5 \cdot 0,365 + \frac{0,313}{2,359} = 17,05 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under vägg 1 bör då vara:

$$b = \frac{17,05 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,34 \text{ m}$$

Vägg 2

Sulan under vägg 2 påverkas av laster från nyttig last, bjälklag, balkongbalkens infästning samt väggens egentyngd. Punktlaster från balkongbalken som fästs in i väggen kommer spridas genom väggen för att i botten fördela ut lasten på väggens längd (1,62 m). Därför summeras punktlaster och fördelas på längden för väggen.

$$q = q_{bjl} + q_{NL} + q_{vägg} + \frac{P_{balkong}}{1,62}$$
$$= (1,6 + (1,5 + 0,5) \cdot 1,3) \cdot \left(\frac{2,505}{2} + \frac{3,225}{2} \right) + 2,952 \cdot 4,5 \cdot 0,365 + \frac{2,86}{1,62} = 18,65 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under vägg 2 bör då vara

$$b = \frac{18,65 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,373 \text{ m}$$

Vägg 3

Sulan under vägg 3 påverkas av laster från HEA-balkens infästning samt väggens egentyngd. Punktlaster från HEA-balken som fästs in i väggen kommer spridas genom väggen för att i botten fördela ut lasten på väggens längd (1,43 m).

$$q = q_{vägg} + \frac{P_{HEA-balk}}{1,46} = 2,952 \cdot 4,5 \cdot 0,365 + \frac{10,31}{1,46} = 11,91 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under vägg 3 bör då vara

$$b = \frac{11,91 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,239 \text{ m}$$

Slutgiltig bredd för sula under innerväggar

För att förenkla byggandet av huset väljs därför att sulor under husets innenväggar till samma bredd. Denna bredd måste då anpassas till den värst utsatta väggens bredd, vilket betyder en bredd på 0,373 m.

Denna bredd är dock inte beräknad för sulans egentyngd, utan det måste därför läggas till en utbredd last på

$$q_{sula} = 0,3 \cdot 0,373 \cdot 24 = 2,69 \text{ kN/m}$$

$$b = \frac{2,69 + 18,65}{50} = 0,43 \text{ m}$$

Bredden för sulorna under husets innenväggar ska vara 0,43 m.

5.11.3 Pelarfundament



Figur 54

I huset finns det fyra stycken pelare som bär upp HEA-balken samt IPE-balken. Pelarna har en tryckande kraft på $P_1=26,4$ kN, $P_2=80,4$ kN, $P_3=200$ kN och $P_4=105$ kN mot de fundament som pelarna sitter fast i.

Dimensionering av fundament till pelare 1

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{26}{50} = 0,52m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{1,61} = 0,73m$$

Bredden på fundamentet uppgår till 0,73 m. Till detta måste läggas till ytterligare en utbredd last för att få med fundamentets egentynngd.

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{26 + 0,52 \cdot 0,3 \cdot 24}{50} = 0,63m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{0,63} = 0,79m$$

Dimensionering av fundament till pelare 2

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{80,4}{50} = 1,61m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{1,61} = 1,27m$$

Bredden på fundamentet uppgår till 1,27 m. Till detta måste läggas till ytterligare en utbredd last för att få med fundamentets egentynngd.

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{80,4 + 1,61 \cdot 0,3 \cdot 24}{50} = 1,84m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{1,840} = 1,36m$$

Dimensionering av fundament till pelare 3

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{200}{50} = 4m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{4} = 2m$$

Bredden på fundamentet uppgår till 2 m. Till detta måste läggas till ytterligare en utbredd last för att få med fundamentets egentyngd.

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{200 + 4 \cdot 0,3 \cdot 24}{50} = 4,58m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{4,58} = 2,14m$$

Dimensionering av fundament till pelare 4

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{105}{50} = 2,1m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{2,1} = 1,45m$$

Bredden på fundamentet uppgår till 1,45m. Till detta måste läggas till ytterligare en utbredd last för att få med fundamentets egentyngd.

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{105 + 2,1 \cdot 0,3 \cdot 24}{50} = 2,4m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{2,4} = 1,55m$$

Fundamentens dimensioner

Till pelare 1 behövs ett kvadratisk fundament med bredden 1,36 m och en höjd på 0,3 m.

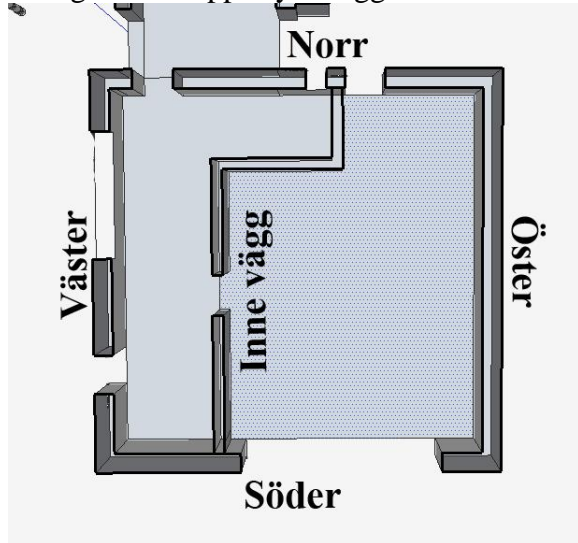
Till pelare 2 behövs ett kvadratisk fundament med bredden 0,79 m och en höjd på 0,3 m.

Till pelare 3 behövs ett kvadratisk fundament med bredden 2,14 m och en höjd på 0,3 m.

Till pelare 4 behövs ett kvadratisk fundament med bredden 1,55 m och en höjd på 0,3 m.

5.11.4 Garagets väggar

Garaget delas upp i fyra väggar i de olika väderstrecken samt en vägg inomhus.



Figur 55

Norr

Lasterna är identiska med de som är för Dörr FD1, Norr, fast med extra last för den resterande delen av väggen som dörrpartiet utgör.

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$
$$= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,1392 + 0,5 + 1,64 + 2,257 \cdot 4,5 \cdot 0,365 = 6,51 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den norra väggen bör då vara

$$50 \text{ kPa} = \frac{q}{b} \Rightarrow b = \frac{6,51 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,1302 \text{ m}$$

Söder

Lasterna är identiska med de som är för garageporten GP, söder, fast med extra last för den resterande delen av väggen som är belägen under garageportens övre del.

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt}$$
$$= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,14 + 0,5 + 1,58 + 0,304 + 2,257 \cdot 4,5 \cdot 0,365 = 6,75 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{6,75 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,135 \text{ m}$$

Väster

Lasterna för den västra väggen är de som härstammar från taket samt väggens höjd. Dock kommer taket att medföra en lyftande kraft och därav bortses detta från beräkning av sulans bredd.

$$q_{tot} = 3,06 \cdot 4,5 \cdot 0,365 = 5,03 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{5,03 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,1 \text{ m}$$

Öster

Lasterna för den östra väggen är de som härstammar från taket samt från väggen. Punktlaster från taket nedkommer med ett cc-avstånd på 0,6 m. Detta ses som om att punktlasten fördelas genom väggen ner till det cc-avstånd som är givet.

$$q = \frac{P_{tak}}{0,6} + q_{vägg} = \frac{8,39}{0,6} + 3,06 \cdot 4,5 \cdot 0,365 = 19 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{19 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,38 \text{ m}$$

Innervägg

Lasterna för väggen inomhus är de som härstammar från taket samt väggens egentyngd. Punktlaster från taket nedkommer med ett cc-avstånd på 0,6 m. Detta ses som om att punktlasten fördelas genom väggen ner till det cc-avstånd som är givet.

$$q = \frac{P_{tak}}{0,6} + q_{vägg} = \frac{15,14}{0,6} + 2,432 \cdot 4,5 \cdot 0,365 = 29,23 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{29,23 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,59 \text{ m}$$

Denna bredd är dock inte beräknad för sulans egentyngd, utan måste därför breddas med

$$q_{sula} = 0,3 \cdot 0,59 \cdot 24 = 4,3 \text{ kN/m}$$

$$b = \frac{4,3 + 29,23}{50} = 0,68 \text{ m}$$

Bredden under garagets innervägg ska vara 0,68 m.

Slutgiltig bredd för sula under garagets ytterväggar

För att förenkla byggandet av huset väljs att sulorna under garagets ytterväggar har samma bredd. Denna bredd måste då anpassas till den värst utsatta ytterväggens bredd, vilket betyder en bredd på 0,38 m.

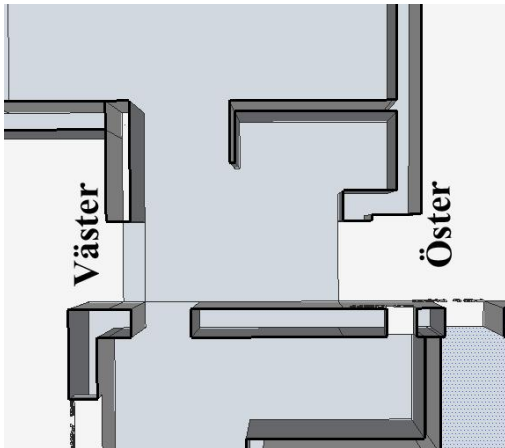
Denna bredd är dock inte beräknad för sulans egentyngd, utan måste breddas med

$$q_{sula} = 0,3 \cdot 0,38 \cdot 24 = 2,74 \text{ kN/m}$$

$$b = \frac{2,74 + 19}{50} = 0,44 \text{ m}$$

Bredden för sulorna under garagets ytterväggar ska vara 0,44 m.

5.11.5 Passagens ytterväggar



Figur 56

De två ytterväggarna är båda belastade med varsin punktlast från ovanförliggande IPE-balken vid den utkragande delen. Punktlasterna uppgår till $P_{\text{väster}} = 69,12 \text{ kN}$ och $P_{\text{öster}} = 35,75 \text{ kN}$.

Väster

Den västra sulan har en längd på 1,62 m och bär upp egentyngd för väggen samt den punktlast som sprids ut på 1,62 m.

$$q_{\text{tot}} = q_{\text{vägg}} + \frac{P_{\text{väster}}}{1,62} = 2,57 \cdot 4,5 \cdot 0,365 + \frac{69,12}{1,62} = 46,89 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den norra väggen bör då vara

$$50 \text{ kPa} = \frac{q}{b} \Rightarrow b = \frac{46,89 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,94 \text{ m}$$

Öster

Den västra sulan har en längd på 1,71 m och bär upp egentyngd för väggen samt den punktlast som sprids ut på 1,71 m.

$$q_{\text{tot}} = q_{\text{vägg}} + \frac{P_{\text{öster}}}{1,71} = 2,57 \cdot 4,5 \cdot 0,365 + \frac{37,5}{1,71} = 26,16 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den norra väggen bör då vara

$$50 \text{ kPa} = \frac{q}{b} \Rightarrow b = \frac{26,16 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,53 \text{ m}$$

Slutgiltig bredd för sula under entréns ytterväggar

För att underlätta utförandet av sulgjutning vid entré, kommer samma bredd på sula användas på vardera sida. Alltså, sulorna under ytterväggarna, vid entrén, kommer ha samma bredd på 0,94 m. Denna bredd är dock inte beräknad för sulans egentyngd, utan måste breddas med:

$$q_{\text{sula}} = 0,3 \cdot 0,93 \cdot 24 = 6,7 \text{ kN/m}$$

$$b = \frac{6,7 + 46,89}{50} = 1,08 \text{ m}$$

Bredden för sulorna under entréns ytterväggar ska vara 1,08 m.

6 Resultat

Tabell 14

Element	F _{dim}	M _{dim} (kNm)	V _{dim} (kN)	Utböjning	Lösning
Hustak	1,82 kN/m	14,56	7,28	L/358	HI-450
Garagetak	2,23 kN/m	10,16	9,38	L/570	HI-450
Bjälklag	3,25 kN/m ²	-	-	-	Leca 200 mm
Upplagsbalk vid trappa – lång	Se beräkn.	5,88	11,25	L/3340	IPE 220
Upplagsbalk vid trappa – kort	Se beräkn.	8,1	13,2	L/890	IPE 220
Upplagsbalk för bjälklag	Se beräkn.	35,84	55,1	L/1690	HEA 240
Pelare för bjälklagsbalk	80 kN	-	-	-	VKR 100x100x4
Upplagsbalk för utkragande del	Se beräkn.	77,16	128,9	L/464	IPE 240
Pelare till balk för utkragande del	200 kN	0,11	-	-	VKR 100x100x5
Utsparningar bottenvåning					
Skjutdörrar (FP1)	23,72 kN/m	56,36	51,7	L/765	HEA 240
Köksfönster (FD1) Norr och söder	23,72 kN/m	-	-	-	H+H 2φ16
Fönster (F2) Öster	Se beräkn.	24,31	37,38	L/462	HEA 160
Fönster (F12) Väster	18,98 kN/m	6,93	16,23	L/417	IPE 120
Fönster (F11) Väster	18,98 kN/m	-	-	-	H+H IPE 160
Fönster (F1) Söder	25,98 kN/m	-	-	-	H+H IPE 180
Utsparningar ovanvåning					
Fönster (F5) Söder	15,46 kN/m	34,9	32,84	L/461	HEA 180
Fönster (F6) Söder	15,1 kN/m	-	-	-	H+H IPE 160
Fönster (F7) Söder	15,1 kN/m	-	-	-	H+H IPE 160
Fönster (F8) Öster	3,87 kN/m	-	-	-	H+H IPE 160
Fönster (F9) Öster	3,04 kN/m	-	-	-	H+H 2 φ8
Fönster (FD2) Norr	13,72 kN/m	-	-	-	H+H 2 φ8
Fönster (F10) Norr	13,72 kN/m	-	-	-	H+H 2 φ8
Fönster (FP3) Norr	14 kN/m	30,14	29,05	L/377	HEA 160
Fönster (FP2) Väster	2,63 kN/m	2,67	3,75	L/527	IPE 100
Balkongbalkar					
Balk 1	Se beräkn.	20,1	15,9	L/870	IPE 240
Balk 2	Se beräkn.	33	26,2	L/264	IPE 240
Balk 3	Se beräkn.	-	-	-	IPE 240
Garage					
Garageport (GP)	3,05 kN/m	10,56	8,02	L/669	HEA 160
Dörr (FP1) Väster	1,64 kN/m	-	-	-	H+H 2 φ8
Fönster (F3) Väster	1,64 kN/m	-	-	-	H+H IPE 160
Dörr (FD1) Norr	2,8 kN/m	-	-	-	H+H 2 φ8
Fönster (F4) Norr	2,8 kN/m	-	-	-	H+H 2 φ8
Dörr inomhus garage	Se beräkn.	-	-	-	H+H 2 φ8
Grund					
Väggar kring hus	35,3 kN	-	-	-	b=0,71 m
Hjärteväggar i hus	21,3 kN	-	-	-	b=0,43 m

Pelare 1	29,75 kN	-	-	-	b=0,79 m
Pelare 2	92 kN	-	-	-	b=1,36 m
Pelare 3	228,8 kN	-	-	-	b=2 m
Pelare 4	120,1 kN	-	-	-	b=1,55 m
Väggar kring garage	21,74 kN	-	-	-	b=0,44 m
Väggar passage	53,59 kN	-	-	-	b=0,8 m

7 Diskussion och slutsats

7.1 Diskussion

Systemet som använts är ett relativt enkelt system. Det består till stor del av prefabricerade element, så som Leca bjälklag och H+H balkar. Detta är ett aktivt val som gjorts för att underlätta dimensioneringsarbetet och för att förkorta byggtiden. Mycket prefab används nu för tiden just p.g.a. tidsbesparingen som görs, således kändes det naturligt för oss att använda mycket prefab. Annars har det bärande systemet till största delen utgjorts av stålprofiler, huvudsakligen för att detta är ett lätt material som även är enkelt att räkna på. I taken har dock träbalkar använts för att undvika köldbryggor. Dimensionerna blir där större än med stål. Dock anses detta inte göra någonting, då höjden på balkarna kommer väl till pass då isoleringen kan läggas mellan facken. Väggarna var från början specificerade till lättbetong och dessa utgör en stor del av den bärande stommen. Detta anses vara en bra lösning då den förutom att vara bärande är isolerande till viss del. Således är stommen utav relativt lätt karaktär även om den är ganska massiv för att befinna sig i en villa.

Alternativa lösningar hade exempelvis kunnat vara att använda mer trä. Detta hade kanske känts mer naturligt i en villa och hade haft fördelar såsom en lättare konstruktion och förmodligen billigare material. Om det valts att platstillverka bjälklagen skulle detta medföra att bygget skulle tagit längre tid och detta skulle lett till en högre kostnad. Det går alltid att väga olika alternativ mot varandra och de flesta är bra på sitt sätt. En genomgående betongkonstruktion har fördelen att den är en termiskt väldigt trög byggnad med god ljudisolering och brandmotstånd. Men den är något dyrare dels beroende på materialkostnader dels p.g.a. tidsåtgången. Då det inte funnits några större krav på ekonomi, förutom sunt förnuft, har en stomme som varit dels intressant att räkna på och dels känts passande för villan i fråga valts. Som framgår ovan har detta blivit en kombination av materialval och relativt mycket prefab.

Efter att ha sammanställt arbetet efter att dimensioneringen är avslutad så inses att det finns vissa mindre felaktigheter och vissa tillkortakommanden i beräkningarna och i bygghandlingarna generellt. Eftersom det är ett kandidatarbete är det viktigt att avgränsa uppgiften för att det inte ska bli allt för omfattande. Detta dels för att erforderliga kunskaper för en total genomgång inte finns hos författarna och dels att för att tiden är begränsad

Som nämndes ovan har det under arbetes gång dykt upp en del felaktigheter i dels antaganden, dels beräkningar. Det största felet som uppmärksammats är vindlasten på taket. Denna ska egentligen inte existera då en vindlast ger en lyftande kraft på ett pulpettak. Detta fel upptäcktes i slutskedet och skulle innebära otroligt mycket merarbete att rätta till och det valdes därför att förbises. Detta främst eftersom det insågs att det enda detta innebär var en mindre överdimensionering på vissa element. Då vindlasten var väldigt liten gjorde denna mycket liten inverkan och det är tveksamt om den ens i något fall bidrog till en överdimensionering.

Det anses att resultaten är rimliga och går att bygga efter. Generellt anses att bra materialval gjorts utifrån de anvisningar arkitekten givit. Det har som nämnts ovan använts mycket prefab, men även mer ovanliga lösningar återfinns, såsom exempel HI-balkarna från Byggmagroup. Villan är i många avseende ovanlig i sitt utförande. Förutom att den får anses som väldigt robust, med murade lättbetongblock som stomme, återfinns sedumtak på garaget.

Detta har medfört en utmaning avseende dimensionering och materialval. Detta har varit väldigt givande.

7.2 Slutsats

Syftet med vårt kandidatarbete var att applicera våra kunskaper inom ett visst område på ett verkligt projekt. Det känns som att detta syfte verkligen blivit uppfyllt och det har gett stor utdelning i form av ökad kunskap och nya insikter om bredden i dimensioneringsfasen. Det inses att dimensionering av en villa och upprättande av bygghandlingar är ett stort projekt som är mycket brett. Det är allt från helhetslösningen till detaljer för att säkerhetsställa olika funktioner på huset. Vikten av att göra vissa steg parallellt inses, då de är beroende av varandra. Det kan handla om att det finns åtanke om andra byggnadsdelar vid dimensionering av en specifik byggnadsdel. Detta för att många byggnadsdelar ofta måste samverka. Det kan även handla om att vid beräkningar ha ritningar i åtanke för att få en bra lösning. Detta är inte alltid så lätt och mycket dubbelarbete och trippelarbete hade kunnat undvikas genom att göra fler saker parallellt.

Efter att vara färdiga med detta arbete känner vi oss tryggare och säkrare att angripa nya stora projekt. Det har verkligen gett oss en bra erfarenhet att få angripa ett så här stort problem med så fria händer som givits. Det känns otroligt roligt att arbeta med någonting så verklighetsorienterat som detta har varit.

Som diskuteras ovan i diskussionen, har villan i många avseende varit ovanlig i sitt utförande. Faktumet att stommen utgjorts helt i lättbetong har medfört stora laster. Vissa möten och detaljanslutningar har krävt mycket uppmärksamhet för att säkerhetsställa ett bra utförande. Detta främst där takbalkarna möter lättbetongväggarna. Denna komplikation hade helt eliminerats om exempelvis stål balkar valts. Dock hade andra problem uppstått, så som köldbryggor, och detta anses som ett större problem. Vi känner oss nöjda med materialvalen som gjorts, då de anses genomtänkta och anpassade till de specifikationer som givits. Dock ska nämnas att dimensionering och ritningsarbete att i många avseende förenklats om villan utgjorts av en träregelstomme. Det hade dels blivit mindre laster och dels mindre problematiska möten mellan organiska och oorganiska material. Dock har det varit väldigt intressant att arbeta med denna typ av lösning och många lärdomar har gjorts.

Källförteckning

Isaksson T, Mårtensson A (2007) *byggkonstruktion – regel och formelsamling*, Lund

H+H Sverige, www.hplush.se, 2010-09-04

Byggmagroup, www.byggmagroup.se, 2010-09-04

Veg Tech AB, www.vegtech.se, 2010-09-15

Weber group, www.weber.se, 2010-09-04

Xella International GmbH, www.silka.se, 2010-09-04

Produktblad

Byggma Group (2009:1) Projekteringsanvisningar balk, Masonite

Tillgänglig: http://byggmagroup.fi/dt_article.aspx?m=2461

Maxit group, Produkt-, Projekt- och Monteringsanvisning LECA Bjälklagselement, 2007-10-19

Tillgänglig: http://www.maxit.se/media/22/pdf/leca/broschyror/LECA_Bjalklagselement.pdf

H+H, Produktdata för U-balk (2008:5)

Tillgänglig:

http://www.hplush.se/c/document_library/get_file?folderId=19585&name=DLFE-4813.pdf

Internet

Vegtech 2010-05-09

<http://www.vegtech.se/>

Bilagor

Bilaga 1

TEKNISKA DATA

Dimensionerande kapaciteter enligt BKR

Lasttyp B

Säkerhetsklass 2 / klimatklass 1

Beteckning	Enhet	Beskrivning
N_{cd}	kN	Dim tryckkapacitet
N_{td}	kN	Dim dragkapacitet
V_d	kN	Dim tvärkraftskapacitet
M_{xd}	kNm	Dim momentkapacitet i styva riktningen
$E_d I_x$	kNm ²	Dim styvhetskapacitet i styva riktningen (brukgränstillstånd)
GA_d	kN	Dim skjuvstyvhetskapacitet i styva riktningen (brukgränstillstånd) (A=livets area)

Typ	Fläns-material	N_{cd} [kN]	N_{td} [kN]	V_d [kN]	M_{xd} [kNm]	$E_d I_x$ [kNm ²]	GA_d [kN]
H 200	C30+	83,7	57,7	5,1	5,0	275	1259
H 220	C30+	84,7	58,4	5,7	5,7	350	1443
H 250	C30+	86,3	59,5	6,5	6,6	480	1720
H 300	C24+	76,8	53,4	7,8	7,1	638	2183
H 350	C24+	79,4	55,2	9,1	8,5	923	2645
H 400	C24+	81,9	57,0	10,4	9,9	1264	3107

Typ	Fläns-material	N_{cd} [kN]	N_{td} [kN]	V_d [kN]	M_{xd} [kNm]	$E_d I_x$ [kNm ²]	GA_d [kN]
HI 200	C30+	123,3	85,1	5,1	7,3	402	1259
HI 220	C30+	124,4	85,8	5,7	8,2	510	1443
HI 250	C30+	125,9	86,8	6,5	9,6	698	1720
HI 300	C24+	110,2	76,6	7,8	10,3	920	2183
HI 350	C24+	112,8	78,4	9,1	12,2	1323	2645
HI 400	C24+	115,4	80,2	10,4	14,1	1805	3107
HI 450	C24+	117,9	82,0	11,7	15,9	2366	3603
HI 500	C24+	120,5	83,8	13,0	17,8	3010	4065

Typ	Fläns-material	N_{cd} [kN]	N_{td} [kN]	V_d [kN]	M_{xd} [kNm]	$E_d I_x$ [kNm ²]	GA_d [kN]
R 170	C18	57,0	34,8	1,2	3,0	125	485
R 200	C18	57,8	35,3	1,5	3,7	190	622
R 220	C18	58,4	35,7	1,7	4,2	242	714
R 240	C18	58,9	36,0	1,9	4,7	300	805
R 300	C18	60,6	37,0	2,5	6,1	515	1080

Bilaga 2

U-balken

Produktdata



U-balken är en transportarmerad, U-formad lättbetongbalk som används över öppningar i ytter- och innerväggar.

Balken läggs i H+H tunnfoljslim på upplagen, armering monteras och betong fylls på. Vid öppningar med större spännvidd än 1,5 meter anordnas stöd c/c 1,5 m till dess den armerade betongen fått erforderlig hållfasthet.

Limmet är baserat på sulfatresistent cement och det läggs på med en tandad skopa. Fogens tjocklek är ca 2 mm.

Beteckning	P4,4-0,60
Densitetsklass	600
Hållfasthetsklass	4,0
Deklarerad värmekonduktivitet λ_{dek} W/mK	0,160
Leveransdensitet kg/m ³	700

Mått

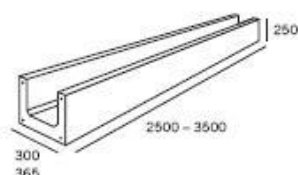
Tjocklek mm	Höjd mm	Längd mm	Största öppningsmått mm	Minsta upplagslängd mm
300	250	2500	2000	250
300	250	3500	3000	250
365	250	2500	2000	250
365	250	3500	3000	250

Värmegenomgångskoefficient, brandteknisk klass

Tjocklek mm Oberäknat puts	Korrigerad värmegenomgångskoefficient U_{kor} W/m ² K*	Brandteknisk klass
300	0,46	R 60
365	0,42	R 60

Bärförmåga

Se armeringstabell på sidan 2.



Toleransen Tjocklek $\pm 1,5$ mm.
Höjd $-1,0 \pm 1,0$ mm. Längd $\pm 5,0$ mm.

Angivna upplagslängder är minimimått. Upplagslängden måste ökas i den mån påkänningarna i väggen under upplaget fordrar detta. Balken får kapas. Den stötts c/c 1,5 meter till dess den igjutna betongen fått erforderlig hållfasthet.

* Yttervägg med 15 mm puts.
Isolering med 50 mm expanderad polystyren-cellplast, $\lambda_{400} = 0,038$ W/mK

Armeringstabell, förutsättningar

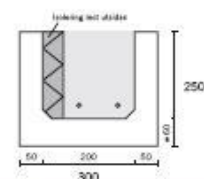
Betongbalk	
Betongkvalitet	C25/30
Armeringskvalitet	B 500B
Säkerhetsklass	2
Livslängdklass	L2
Deformation	≤ L/320
Upplagslängd	250 mm
Täckskikt	1,5 ∅ +10 mm
Brandteknisk klass	R 60

Stålbalk IPE	
Stålkvalitet	S275JR
Den undre flänsens båda sidor samt undersida rostskyddsbehandlas med alkydfärg en gång.	
Cellplast	
Expanderad polystyren EPS	

U-balk med tjocklek 300 mm

Betongbalk 140 x 180 mm

Dimensionerande bärförmåga (kN/m) i brottgränstillstånd / bruksgränstillstånd för angivet öppningsmått i mm ovanför U-balkens och betongbalkens egentvngd.

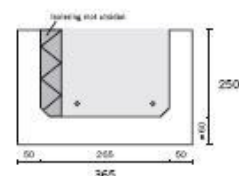


Armering	Öppningsmått	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000
2 ∅ 8	Brottgränstillstånd	23,1	19,1	15,8	12,3	9,9	8,0	6,6	5,6	4,7	4,0	3,4
2 ∅ 8	Bruksgränstillstånd	26,1	16,5	10,7	7,1	4,8	3,4	2,5	1,8	1,3	0,9	0,6
2 ∅ 10	Brottgränstillstånd	25,1	20,6	17,4	15,0	13,2	12,0	10,0	8,5	7,2	6,2	5,3
2 ∅ 10	Bruksgränstillstånd	35,0	22,6	14,5	9,4	6,5	4,6	3,2	2,4	1,8	1,3	0,9
2 ∅ 12	Brottgränstillstånd	27,7	22,8	19,3	16,7	14,7	13,1	11,8	10,7	9,7	8,4	7,3
2 ∅ 12	Bruksgränstillstånd	40,1	23,9	15,6	10,5	7,2	5,0	3,6	2,6	1,9	1,4	1,0
2 ∅ 16	Brottgränstillstånd	33,9	27,9	23,7	20,5	18,1	16,1	14,6	13,3	11,5	9,9	8,6
2 ∅ 16	Bruksgränstillstånd	45,4	28,0	18,0	12,4	8,5	5,9	4,2	3,1	2,2	1,7	1,2

U-balk med tjocklek 365 mm

Betongbalk 190 x 180 mm

Dimensionerande bärförmåga (kN/m) i brottgränstillstånd / bruksgränstillstånd för angivet öppningsmått i mm ovanför U-balkens och betongbalkens egentvngd.



Armering	Öppningsmått	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000
2 ∅ 8	Brottgränstillstånd	28,4	20,8	15,8	12,3	9,8	7,9	6,5	5,4	4,5	3,8	3,2
2 ∅ 8	Bruksgränstillstånd	27,3	17,3	11,3	7,5	5,1	3,6	2,7	1,9	1,4	1,0	0,7
2 ∅ 10	Brottgränstillstånd	34,0	27,9	23,6	18,8	15,0	12,3	10,2	8,5	7,2	6,1	5,2
2 ∅ 10	Bruksgränstillstånd	35,8	23,3	15,0	9,8	6,8	4,8	3,3	2,5	1,8	1,3	0,9
2 ∅ 12	Brottgränstillstånd	37,7	31,0	26,2	22,7	20,0	16,8	14,0	11,8	10,0	8,6	7,4
2 ∅ 12	Bruksgränstillstånd	43,8	26,3	17,3	11,8	8,1	5,7	4,1	3,0	2,1	1,5	1,1
2 ∅ 16	Brottgränstillstånd	46,2	38,0	32,2	27,9	24,6	22,0	19,8	18,1	15,6	13,5	11,7
2 ∅ 16	Bruksgränstillstånd	50,8	31,3	20,3	14,1	9,6	6,8	4,8	3,5	2,5	1,9	1,3

U-balken
Produktdata

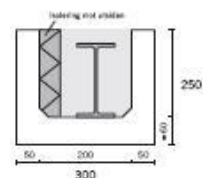


U-balk med tjocklek 300 mm

Stålbalk IPE 160/180

Dimensionerande bärförmåga (kN/m) i brottgränstillstånd /
bruksgränstillstånd för angivet öppningsmått i mm utöver
U-balkens, stålbalkens och betongens egentyngd.

Eftersom stålbalken IPE 180 är 1 mm högre än det fria måttet
i U-balken, måste botten i U-balken eventuellt slipas ned något.



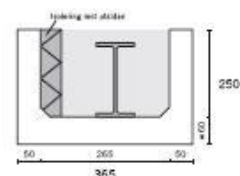
Stålbalk	Öppningsmått	2500	2750	3000	3250	3500	3750	4000	4250	4500	4750	5000
IPE 160	Brottgränstillstånd	31,8	26,5	22,5	19,2	16,6	14,5	12,7	11,2	10,0	8,9	8,0
IPE 160	Bruksgränstillstånd	20,2	15,3	11,8	9,2	7,3	5,9	4,7	3,8	3,1	2,5	2,0
IPE 180	Brottgränstillstånd	42,9	35,8	30,4	26,1	22,6	19,7	17,3	15,4	13,7	12,3	11,0
IPE 180	Bruksgränstillstånd	30,9	23,6	18,2	14,4	11,5	9,4	7,6	6,2	5,2	4,3	3,6

U-balk med tjocklek 365 mm

Stålbalk IPE 160/180

Dimensionerande bärförmåga (kN/m) i brottgränstillstånd /
bruksgränstillstånd för angivet öppningsmått i mm utöver
U-balkens, stålbalkens och betongens egentyngd.

Eftersom stålbalken IPE 180 är 1 mm högre än det fria måttet
i U-balken, måste botten i U-balken eventuellt slipas ned något.



Stålbalk	Öppningsmått	2500	2750	3000	3250	3500	3750	4000	4250	4500	4750	5000
IPE 160	Brottgränstillstånd	31,5	26,3	22,3	19,0	16,4	14,3	12,5	11,0	9,8	8,7	7,8
IPE 160	Bruksgränstillstånd	19,9	15,0	11,5	8,9	7,0	5,6	4,4	3,5	2,8	2,2	1,7
IPE 180	Brottgränstillstånd	42,6	35,5	30,1	25,8	22,3	19,4	17,0	15,1	13,4	12,0	10,7
IPE 180	Bruksgränstillstånd	30,6	23,3	17,9	14,1	11,2	9,1	7,3	5,9	4,9	4,0	3,3

Bilaga 3

Dimensioneringstabell

Dimensionerande last utöver egentyngd i kN/m²

Tjocklek	15 cm	20 cm	25 cm Extraamerat*
LECA Bjälklag Standardlängder	Egenvikt 120 kg/m ² Transportvikt ca 130 kg/m ²	Egenvikt 160 kg/m ² Transportvikt ca 170 kg/m ²	Egenvikt 260 kg/m ² Transportvikt ca 290 kg/m ²
Langd i meter	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
2,38	6,0	8,5	
2,48	5,5	8,0	
2,58	5,5	8,0	
2,68	5,0	7,5	
2,78	5,0	7,0	
2,88	4,5	7,0	
2,98	4,5	6,5	12,5
3,08	4,0	6,5	12,0
3,18	4,0	6,0	11,5
3,28	3,5	6,0	11,0
3,38	3,5	5,5	10,5
3,48	3,5	5,5	10,0
3,58	3,5	5,0	10,0
3,68	3,0	5,0	9,5
3,78	2,5	5,0	9,0
3,88	2,5	4,5	9,0
3,98	2,0	4,5	8,5
4,08		4,5	8,5
4,18		4,5	8,0
4,28		4,0	8,0
4,38		4,0	7,5
4,48		4,0	7,5
4,58		3,5	7,0
4,68		3,5	7,0
4,78		3,0	7,0
4,88		3,0	6,5
4,98		3,0	6,5
5,08		2,5	6,5
5,18		2,5	6,0
5,28		2,5	6,0
5,38		2,0	6,0
5,48			5,5
5,58			5,5
5,68			5,5
5,78			5,0
5,88			5,0
5,98			5,0
6,08			4,5
6,18			4,5
6,28			4,5
6,38			4,0
6,48			4,0
6,58			4,0
6,68			4,0
6,78			4,0
6,88			3,5
6,98			3,5
7,08			3,5
7,18			3,0
7,28			3,0
7,38			3,0
7,48			3,0
7,58			2,5
7,68			2,5
7,78			2,5
7,88			2,5
7,98			2,0
8,08			

*Extraamerat bjälklag 11 st, 7 mm, standard ar 6 st, 7 mm.

maxit AB

Box 707, Gårdsvägen 18
130 03 S

Bilaga 4



Pladen placeres straks på væggen 2 cm fra forrige plade. Nederste række kan evt. understøttes med monterings-skinne.



Med et passende tryk presses pladen mod væggen og op mod den tilstødende plade. Pladerne monteres i forbandt.



Tilpasning kan udføres med fintandet sav og slibebræt.



Leichtmörtel til fastgørelse af armeringsvæv påføres med tandspartel, vævet lægges på i baner med 20 cm overlap og arbejdes ind i mørtelen med spartel.



Når alle plader er monteret, fastgøres pladerne evt. yderligere med egnede dybler. 4 stk./m². Dybelhoved min. 60 mm.

Bilaga 5



2 - Kontrollera tätskikt och anslutningsdetaljer

Takvegetationen monteras ovanpå ett tätskikt som är godkänt för nordiskt klimat. Tätskiktet skall monteras av en auktoriserad tätskiktentreprenör. Syna av tätskiktet före montage och sopa av ytan noggrant. Kontrollera att avrinningen fungerar. Se över anslutande plåtdetaljer samt eventuella takfotsdetaljer. Om du använder Veg Techs kantavslut så skall detta monteras innan byggnationen av takvegetationen börjar. Kantavslutet bör monteras av tätskiktentreprenören.


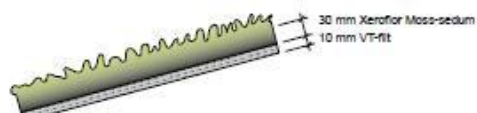


3 - Montera dränerande-/vattenhållande lager

Veg Techs dräneringslager är välbeprövade med låg vikt och minimal bygghöjd. Det dränerande och vattenhållande lagret monteras kant i kant direkt på tätskiktet.



Montering på ett lutande tak med VT-filt som underlag

Uppbyggnad

System XMS Taklutning: 0-4°	System XMS Taklutning: 2-27°
	
NOPHADRAIN 5+1  <p>OBS! Nophadrain 5+1 levereras på rullar. Dessa hamnar på fel håll vid utrullning. Var noga med att placera dräneringsmattan så att den svarta filten är vänd uppåt enligt bilden till vänster. Mått/rulle: 1,25 * 20m (25m²)</p>	VT-FILT  <p>Används som underlag till lutande tak. Har en vattenhållande och dränerande funktion. Mått/rulle: 1,1*20m (22 m²)</p>



Veg Tech

Veg Tech AB
Fagerås
S-342 52 Vislanda

www.vegtech.se
info@vegtech.se

Tel: 0472-363 00
Fax: 0472-300 23

Org nr: 556301-3472
Innehar F-skattebevis

Sammanfattning

Titel:	Projektering av villa i Hasselkullen – Dimensionering bärandestomme och upprättande av K-ritningar
Författare:	Olivia Eldh Erik Pålsson Fredrik Törnqvist
Handledare:	Johan Jönsson, avdelningen för konstruktionsteknik
Problemställning:	Utifrån A-ritningar på en villa i Hässleholm ska den bärande stommen dimensioneras. Väggarna har specificerats till lättbetong och yttertak till bandtäckning. I övrigt är valet av material till den bärande stommen fritt. Konstruktionsritningar ska slutligen göras.
Syfte:	Syftet med kandidatarbetet är att utifrån bästa förmåga och kunskap upprätta färdiga bygghandlingar över den bärande stommen. Målet är att genom arbetet kunna knyta samman kunskaper från utbildningen till ett verkligt projekt och fördjupa kunskaperna inom byggteknik, konstruktion och AutoCAD.
Metod:	Större delen av alla beräkningarna görs för hand, men Matlab har även använts som komplement. Konstruktionsritningarna har utförts i AutoCAD och en modell har upprättats i Google SketchUp.
Slutsatser:	Genom att arbeta med detta projekt har insikten fåtts att det är otroligt mycket detaljer och att ett villaprojekt är ett stort projekt. Från ide till verklighet är en lång väg att gå och det är mycket som skall tas i beaktande. Genom att projektet går ut på att fritt välja lösningar för det bärande systemet, undantaget väggarna, har mycket arbete ägnats åt efterforskning och god kännedom av olika leverantörer har skapats. Slutligen kan konstateras att konstruktion och dimensionering handlar om att se till helheten och att få olika material och komponenter att hänga ihop och samverka på ett bra sätt. God insikt om detta har fåtts under arbetets gång.
Nyckelord:	Konstruktion, dimensionering, beräkningar, ritningar

Abstract

Title: Planning of a house in Hasselkullen – dimensioning of the bearing frame and the establishment of construction blueprints

Author Olivia Eldh
Erik Pålsson
Fredrik Törnqvist

Supervisor: Johan Jönsson, department of structural engineering

Presentation of problem: From A-drawings of a house in Hässleholm the supporting structure is to be designed. The walls have been specified to light concrete and the roof to plate. Otherwise, the choice of material of the supporting structure is for us to decide. Design blueprints must also be made.

Purpose: The purpose of the candidate project is to establish design documents over the supporting structure. The goal is to link the project to our education by using our knowledge that we have gained from our previous courses and use them on an actual project.

Method: The majority of all the calculations are done by hand, but Matlab has also been used as a complement. Design drawings have been done in AutoCAD and a model has been drawn up in Google SketchUp.

Conclusion: By working on this project, we have received the recognition that there are an awful lot of details and that a residential project is a big project. From idea to reality is a long way to go, and there is a lot to be taken in consideration. Since we have got the freedom to choose which materials to use, except the walls, much work has been devoted to investigations and of different materials and suppliers. Therefore good knowledge of different suppliers has been gained. Finally, we note that the design is about seeing the big picture, and making different materials and components interact in a good way. A good understanding of this has been received while working with this project.

Keywords: Design, calculations, blueprints

Förord

Kandidatarbetet *Projektering av villa i Hässleholm – Dimensionering av bärande stomme och upprättande av K-ritningar* har utförts under perioden januari till juni 2010. Arbetet är på 15 hp och ger en kandidat examen i teknik. Arbetet är på intet sätt obligatoriskt på civilingenjörs program, men valbart. Vi har valt att göra detta arbete då vi ansett det vara ett intressant och stimulerande sätt att arbeta på. Uppgiften har tagits fram av vår handledare Johan Jönsson.

Vi vill tacka vår handledare, Johan Jönsson, för stödet och hjälpen under arbetets gång.

Vi vill även tacka alla våra vänner för ert stöd och uppmuntran.

Olivia Eldh, Erik Pålsson och Fredrik Törnqvist.

Lund juni 2010

Innehållsförteckning

1 Inledning.....	9
1.1 Bakgrund	9
1.2 Mål och syfte	9
1.3 Avgränsningar	9
2 Metodik	9
3 Förutsättningar	11
3.1 Laster	11
3.1.1 Vindlast	11
3.1.2 Snölast	11
3.1.3 Nyttig last	12
3.1.4 Egentyngder	12
3.1.5 Övrigt	12
3.2 Utböjningskrav	12
3.3 Övrigt	12
4 Val av material och tekniska lösningar	13
4.1 Hustak.....	13
4.2 Garagetak	13
4.3 Tak mellan hus och garage.....	14
4.4 Bjälklag	14
4.5 Väggar	16
4.6 Utsparningar	16
4.7 Utkragande del	19
4.8 Balkong	19
4.9 Trappa.....	20
4.10 Allmänt om stålqualiteter, val och förutsättningar.....	21
5 Beräkningar	23
5.1 Dimensionering av hustak	23
5.2 Dimensionering av garagetak.....	24
5.3 Bjälklag	28
5.4 Upplagsbalkar vid trappan.....	28
5.4.1 Trappbalk, kort	29
5.4.2 Trappbalk, lång.....	31
5.5 Upplagsbalk för bjälklaget	33
5.6 Pelare till HEA 240	37
5.7 Upplagsbalk för utkragande delen.....	38
5.8 Pelare till IPE 240	42
5.9 Utsparningar	43
5.9.1 Hus bottenvåning.....	43
5.9.1.1 Skjutdörrar 4,11 m Norr (FP1).....	43
5.9.1.2 Dörrar 3*norr & 1*söder 0,975 m (FD1).....	45
5.9.1.3 Köksfönster öster 3 m (F2).....	46
5.9.1.4 Fönster väster 1,4 m (F12)	48
5.9.1.5 Fönster väster 2,18 m (F11)	50
5.9.1.6 Fönster söder 2,18 m (F1)	51
5.9.2 Hus ovanvåning.....	52
5.9.2.1 Fönster söder 4 m (F5)	52
5.9.2.2 Fönster söder 2 m (F6)	54
5.9.2.3 Fönster söder 1,6 m (F7)	55

5.9.2.4 Fönster öster 3,2 m (F8)	55
5.9.2.5 Fönster öster 0,63 m (F9)	56
5.9.2.6 Fönster norr 1 m (FD2)	56
5.9.2.7 Fönster norr 0,6 m (F10)	57
5.9.2.8 Fönster norr 3,9 m (FP3)	57
5.9.2.9 Fönster väster 2,6 m (FP2)	59
5.10 Dimensionering av balkongbalkar	62
5.11 Garage	69
5.11.1 Garageport 5,02 m (GP)	69
5.11.2 Dörr 0,975 m väster (FD1)	71
5.11.3 Fönster 3,145 m väster (F3)	71
5.11.4 Dörr 0,975 m norr (FD1)	71
5.11.5 Fönster 0,495 m norr (F4)	72
5.11.6 Dörr inomhus i garage	73
5.12 Grund	74
5.12.1 Husets väggar	74
5.11.2 Bärande väggar i huset	75
5.11.3 Pelarfundament	78
5.11.4 Garagets väggar	80
5.11.5 Passagens ytterväggar	82
6 Resultat	83
7 Diskussion och slutsats	85
7.1 Diskussion	85
7.2 Slutsats	86
Källförteckning	87
Produktblad	87
Internet	87
Bilagor	89
Bilaga 1	89
Bilaga 2	90
Bilaga 3	93
Bilaga 4	94
Bilaga 5	95

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Ett enfamiljshus skall byggas på Hasselkullen 6 i Hässleholm. Arkitekturritningar är framtagna av Kubik Arkitekter. Husets väggar har fastställts till lättbetong och det är också bestämt att taket ska bestå av bandtäckning och garagetaket av sedumtak. Nästa steg i projekteringsprocessen är att dimensionera den bärande stommen. Huset har flera delar så som fönster och dörrar med stora spännvidder och en balkong som sträcker sig 2,1 meter ut. Dessa delar måste alla dimensioneras och tekniska lösningar måste tas fram för att kunna byggas.

1.2 Mål och syfte

Syftet med kandidatarbetet är att utifrån bästa förmåga och kunskap upprätta färdiga bygghandlingar över den bärande stommen. Målet är att genom arbetet kunna knyta samman kunskaper från utbildningen till ett verkligt projekt och fördjupa kunskaperna inom byggt teknik, konstruktion och AutoCAD.

1.3 Avgränsningar

För att avgränsa arbetet har fokus legat på att dimensionera den bärande stommen bortsett från väggen som tidigare bestämts till lättbetongblock. Vid dimensioneringen ska även hänsyn tas till att onödiga köldbryggor ska undvikas och standardlösningar och standardelement ska användas så långt som möjligt. I arbetet ingår också att lösa anslutningsdetaljer mellan vägg och tak, vägg och bjälklag och grund.

2 Metodik

Inledningsvis söks lösningar på hur de tekniska svårigheterna ska kunna lösas. Informationen söks huvudsakligen på diverse produkthemsidor. För att få en överskådlig 3D bild över villan görs en modell av huset i Google SketchUp. Dimensioneringen av den bärande stommen görs huvudsakligen för hand men även beräkningsprogrammet Matlab används som ett komplement vid vissa dimensioneringar av mer komplicerade lastfall. Konstruktionsritningarna utförs i ritprogrammet AutoCAD.

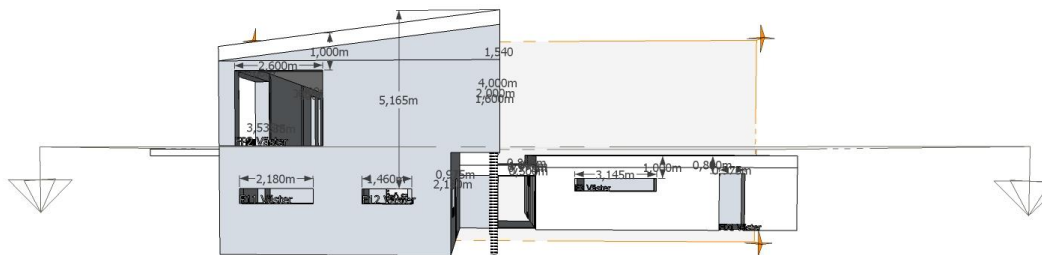
3 Förutsättningar

För att kunna utföra de olika hållfasthetsberäkningarna krävs att olika förutsättningar för material och laster tas fram. Dessa olika förutsättningar fås dels genom *byggkonstruktion – regel och formelsamling*, en formelsamling som bygger på BKR och dels med hjälp av olika produktblad som hämtas från olika leverantörer. Dessa redovisas nedan för att lätt få en överblick. Även alla formler är hämtade ur *byggkonstruktion – regel och formelsamling*.

3.1 Laster

3.1.1 Vindlast

Huset är beläget i Hässleholm, i ett område som heter Hasselkullen. Detta är en förortsbebyggelse, och klassificeras därav som terrängtyp III. Referensvindhastigheten (v_{ref}) är för denna terrängtyp och geometri på hus 25 m/s. Huset har ett pulpettak på 7° och garagetaket en lutning på 1° (se figur 1). Denna lutning på taket medför att vindlasten kommer utgöra ett sug. Eftersom det innebär ett värre lastfall att försumma vinden, kommer detta att göras. Detta kommer enbart att innebära en styrka för våra beräkningar då taket kommer vara något överdimensionerat.



Figur 1

3.1.2 Snölast

Snölastens grundvärde (s_0) i Hässleholm är på 2 kN/m^2 vilket ger en lastreduktionsfaktor (ψ) på 0,7. Formfaktorn (μ) för ett pulpettak med en lutning under 15° är 0,8 vilket gäller för både huset och garaget. Då hustaket lutar i riktning från garaget, antas möjligheten att snö från hustaket ska trilla ner på garagetaket som otrolig (se figur 1).

Vid beräkning av den karakteristiska snölasten (s_k) antas den termiska koefficienten (C_t) till 1:

$$s_k = \mu C_t s_0 = 0,8 \cdot 1 \cdot 2 = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

3.1.3 Nyttig last

Den karakteristiska nyttiga lasten för bostäder fås från lastgrupp 1.

Bunden lastdel:

$$q_{NL,bunden} = 0,5kN/m^2$$

$$\psi_{NL,bunden} = 1$$

Fri lastdel:

$$q_{NL,fri} = 1,5kN/m^2$$

$$\psi_{NL,fri} = 0,33$$

3.1.4 Egentyngder

Väggelementen har av beställaren bestämts till lättbetongblock och har egentyngden 4,5 kN/m³¹Övriga egentyngder enligt respektive material.

3.1.5 Övrigt

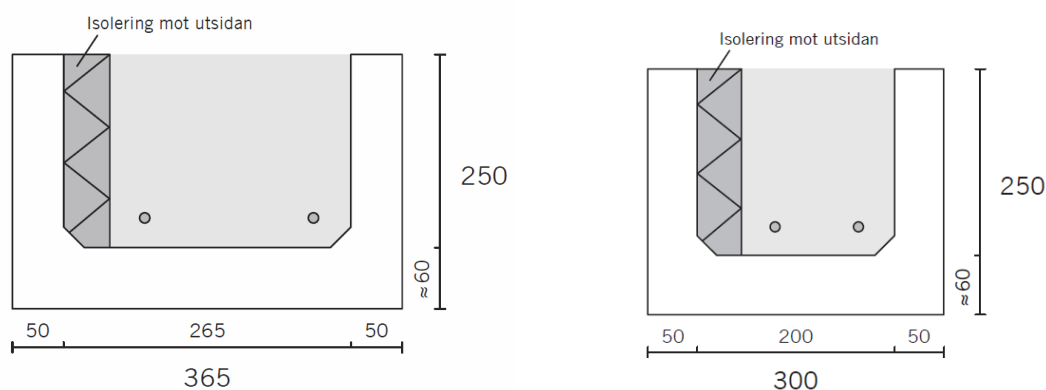
Det har valts att i brukgränstillståndet räkna alla laster med lastkombination 9 och i brottgränstillstånd lastkombination 1.

3.2 Utböjningskrav

Det utböjningskrav som utgått ifrån är L/300 på långa spännvidder och känsliga byggnadsdelar såsom fönster och L/400 på kortare spännvidder. Detta har endast varit ett riktvärde, då det egentligen inte finns några bestämmelser för största tillåtna utböjning. Det har således valts att frångå detta, egna, riktvärde ibland.

3.3 Övrigt

Säkerhetsklass 2 har valts för alla balkar. Detta då det anses vara en rimlig säkerhetsklass för huset i fråga. Stabilisering av väggar sker med ringankareffekt på alla krön avslut. Detta innebär att ett armerat u-block, fyllt med betong, avslutar varje krön för att på så sätt hålla ihop huset (se figur 2). Då väggarna består av massiv lättbetong anses detta vara en fullt tillräckligåtgärd vad avser stabilisering.



Figur 2

¹ H+H Sverige, www.hplush.se, 2010-09-04

4 Val av material och tekniska lösningar

4.1 Hustak

Till de bärande delarna av hustaket och garagetaket har 450mm höga HI-lättbalkar från Byggma group valts (se figur 3). Dessa läggs upp som fritt upplagda balkar på lättbetongväggen. Anledningen till att dessa balkar väljs är att de är mycket lätta och hjälper till att hålla egentygnden på taket nere. Dessutom gör balkarnas I-profil och att de är utförda i trä att köldbryggor minskar.



Figur 3 – HI-lättbalkar från Byggma Group (Projekteringsanvisningar 2009:1)

Tabell 1 – Dimensionerande kapacitet för HI-450

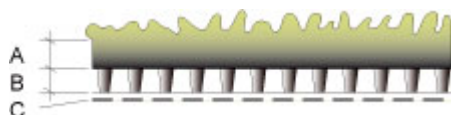
Dimensionerande kapaciteter för HI-450 enligt BKR Lasttyp B / Säkerhetsklass 2 / klimatklass 1	
Dim. Tvärkraftskapacitet (V_d)	11,7 kN
Dim. momentkapacitet i styva riktningen (M_{xd})	15,9 kNm
Dim. styvhetskapacitet i styva riktningen ($E_d I_x$) (brukgränstillstånd)	2366 kNm ²

2

Hustaket är ett pulpettak med en lutning på 7°. Beställaren har i förväg specificerat yttertaket till bandtäckning som fästes direkt på den underliggande råsponten med dolda beslag.

4.2 Garagetak

Garagetaket utgörs av ett pulpettak med en lutning på 1°. Takbalkarna består liksom i hustaket av HI-450 lättbalkar från Byggma group (se ovan). För att skydda taket monteras ett tätskikt (C) på råsponten. Då det är ett låglutande tak så måste ett dränerande lager (B), Nophadrain 5+1 från Vegtech eller liknande monteras³. Det dränerande lagret fungerar som ett skyddande skikt mot tätskiktet men även som en avskiljande skikt mot vegetationsskiktet. Slutligen monteras en ca 30mm sedummatta (A) på det dränerande lagret.



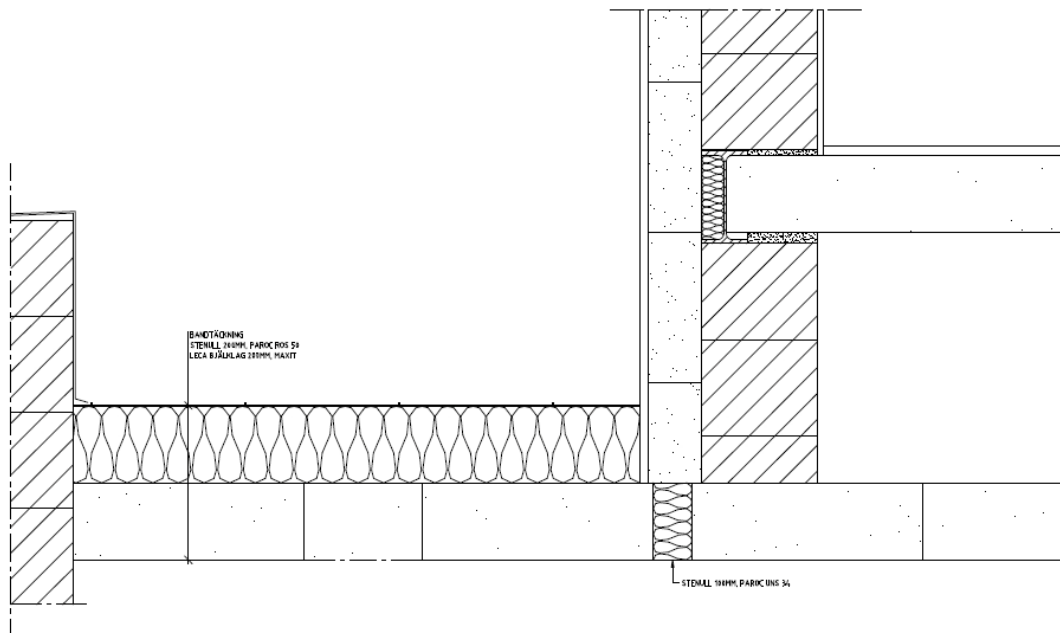
Figur 4 - Uppbyggnad av sedumtak

² Byggmagroup, www.byggmagroup.se, 2010-09-04

³ Veg Tech AB, www.vegtech.se, 2010-09-15

4.3 Tak mellan hus och garage

Taket mellan husdelen och garagedelen utgörs av bandtäckning. Som bärande del kommer Leca bjälklagselement att användas. Då det inte kommer att uppstå några större krafter i denna del, har dimensioneringsberäkningar utelämnats.

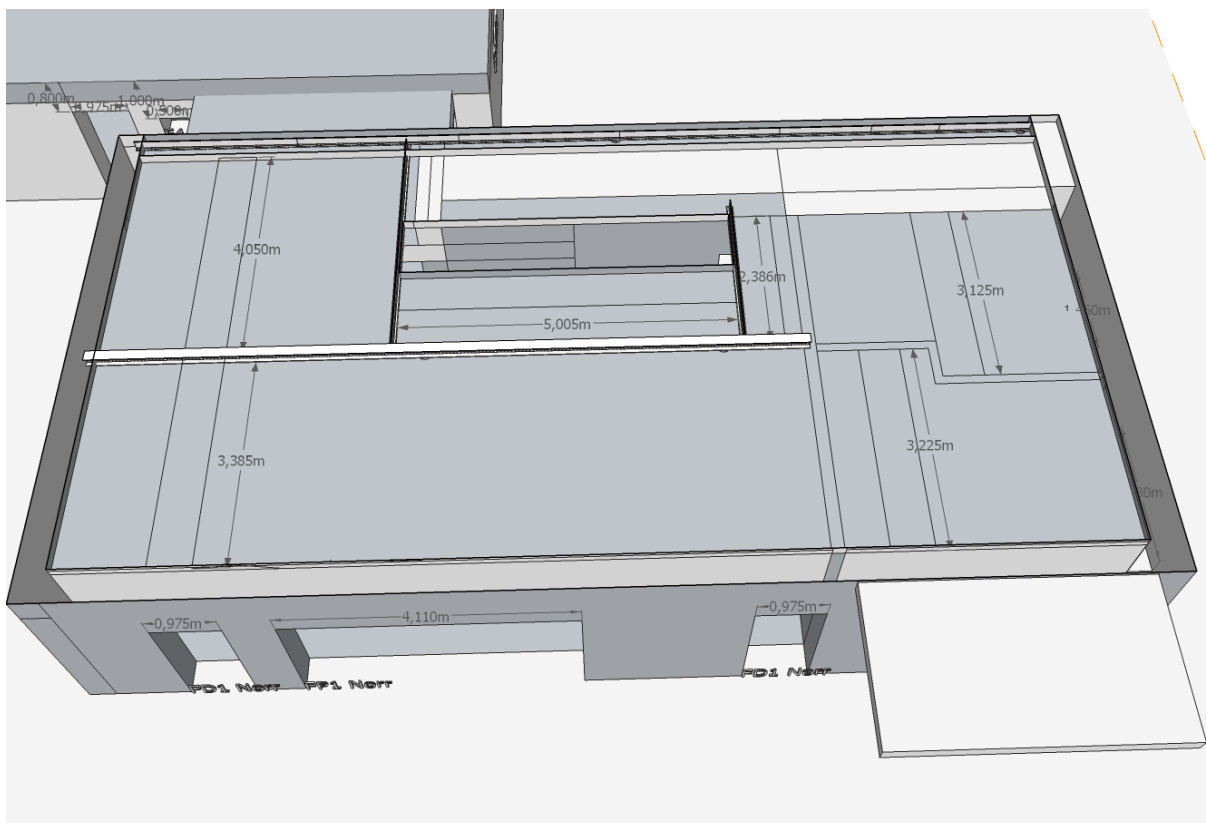


Figur 5

4.4 Bjälklag

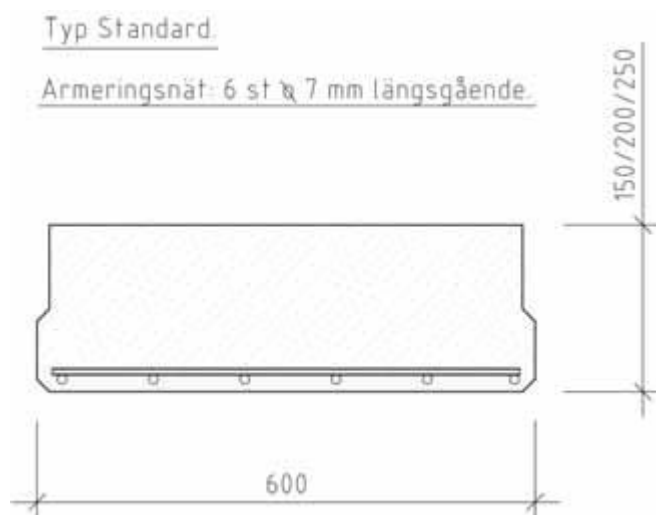
Bjälklaget har valts till Leca bjälklagselement. Detta har valts då det har bra ljudisolering, mycket bra brandsäkerhet och är fuktsäkert⁴. Bjälklaget bärs upp av en stålbalk som bärs upp av två pelare i undervåningen och en bärande vägg (se figur 6). Bjälklagselementen kräver minst 100mm upplagslängd på murverk och 70 mm på stålstomme. Då bjälklaget skall stickas in mellan flänsarna på en stålbalk, där HEA-tvårsnitt är valt, ställer detta krav på dimensionen för att det ska passa väl ihop. HEA-tvårsnitt har valts då detta tvärsnitt har en hög momentkapacitet och dessutom breda flänsar, som säkerställer en säker infästning av bjälklaget. Det finns således en minsta dimension för att bjälklaget skall få plats. Vid eventuellt extra utrymme mellan fläns och bjälklag kommer en stålbit svetsas fast i de undre flänsarna för att bjälklaget ska komma högre upp och en stor pågjutning undviks. Dock är en liten pågjutning ofrånkomlig.

⁴ Weber group, www.weber.se, 2010-09-04



Figur 6 - Skiss över montering av bjälklagselement och spännvidder.

Elementbredden är 600 mm och tjockleken 200 mm och elementen kan maximalt uppnå en spännvidd på 5980 mm (se figur 7). Den maximala nedböjningen för dimensionerande last i bruksgränstillstånd är $L/400$ i korttidstillstånd samt $L/300$ i långtidstillstånd. Leca bjälklagselementen har en grovkorning ovasida och en finkorning undersida. För att förbättra luft och ljudläckage ska bjälklagselementen portätas på både under och ovasida⁵.

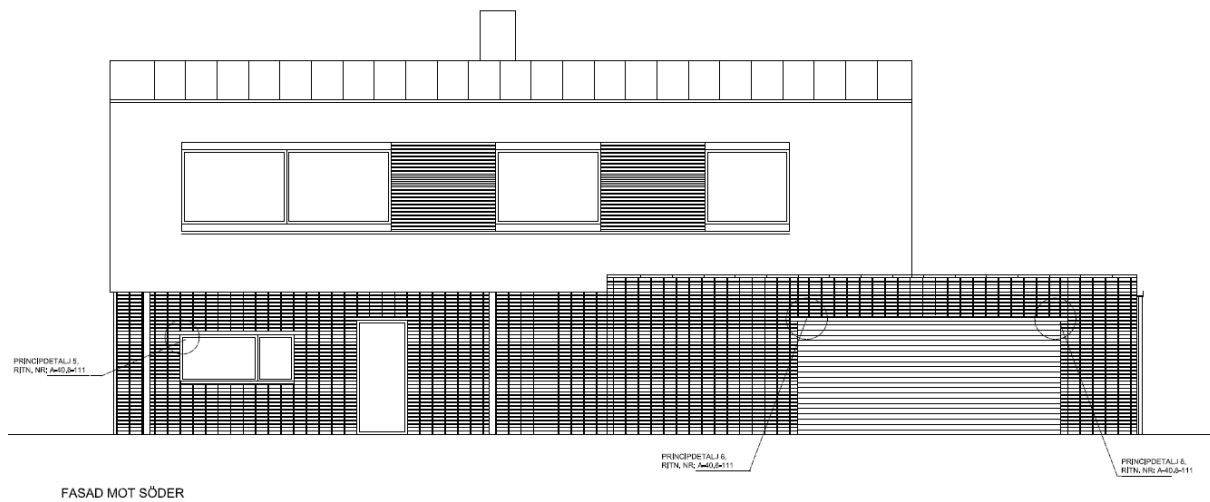


Figur 7 - Leca bjälklagselement

⁵ Weber group, www.weber.se, 2010-09-04

4.5 Vägg

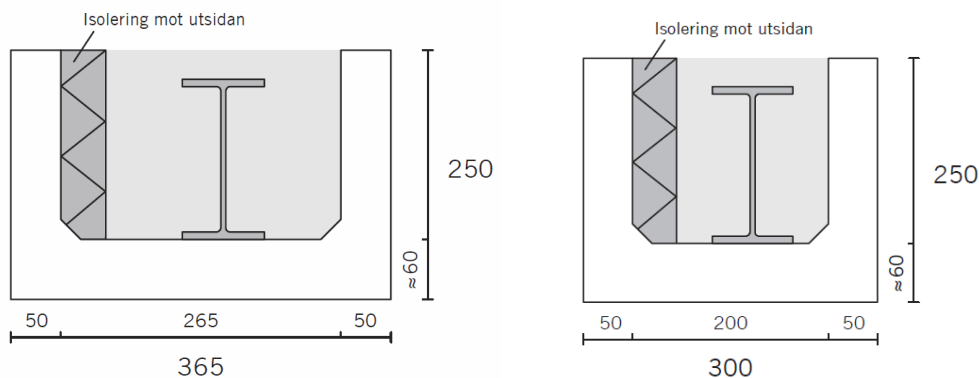
Väggelementen har av beställaren bestämts till lättbetong block med en tjocklek på 365 mm på undervåningen och 300 mm på ovanvåningen. Ytterväggarna och delar av innerväggarna kommer att utgöra den bärande stommen i byggnaden. Ytterbeklädningen på huset utgörs av en tegelfasad på garaget och undervåningen av huset och en putsad multiporskiva på ovanvåningen (se figur 8). Uppbyggnad av väggen är, utifrån räknat, putsad multiporskiva alternativt tegelfasad, luftspalt, isoleringsboard från Isover, lättbetongblock, puts. Multiporskivan fästes dels med speciellt lim, dels mekaniskt med en infästningsanordning per skiva⁶. Teglet kommer att fästas med kramlor, 4 st/m².



Figur 8 - Fasad mot söder.

4.6 Utsparningar

Många utsparningar i byggnaden har förhållandevis långa spännvidder och måste därmed förstärkas. Förstärkningen kommer göras genom att gjuta in stål av H- eller I-profiler i en U-balk ovanför öppningarna (se figur 9). Informationen om balkarna är hämtade från H+H. Dessa har utformat ett system för att underlätta dimensionering av ingjutna balkar⁷.

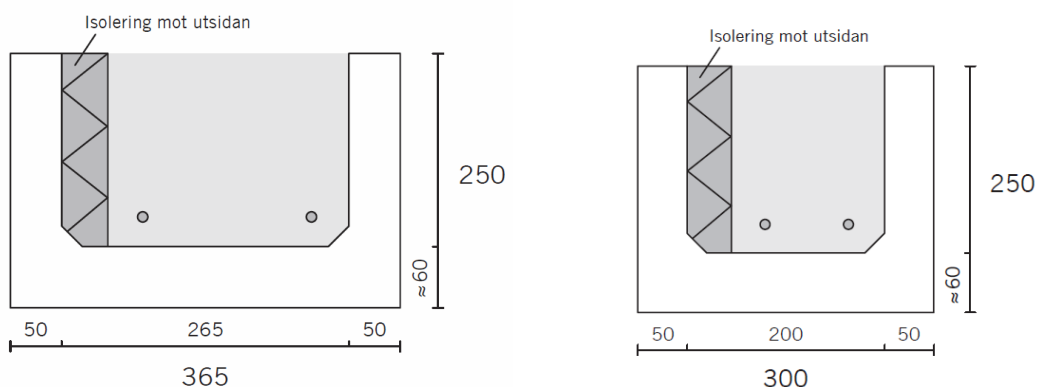


Figur 9 - IPE balk ingjuten i en U-balk

Alternativet är att för mindre spännvidder med lägre utbredd last kan det räcka med att endast armeringsjärn gjuts in i U-balken (se figur 10).

⁶ Xella International GmbH, www.silka.se, 2010-09-04

⁷ H+H Sverige, www.hplush.se, 2010-09-04



Figur 10 - Armeringsjärn ingjutna i en U-balk

Produktinformation

Betongbalk:

Betongkvalitet C25/30
 Armeringskvalitet B 500B
 Säkerhetsklass 2
 Livslängdklass L2
 Deformation $\leq L/320$
 Upplagslängd 250 mm
 Täcksikt 1,5 \varnothing +10 mm
 Brandteknisk klass R 60

Stålbalk IPE:

Stålkvalitet S275JR
 Den undre flänsens båda sidor
 samt undersida
 rostskyddsbehandlas
 med alkydfärg en gång.

Cellplast:

Expanderad polystyren
 EPS

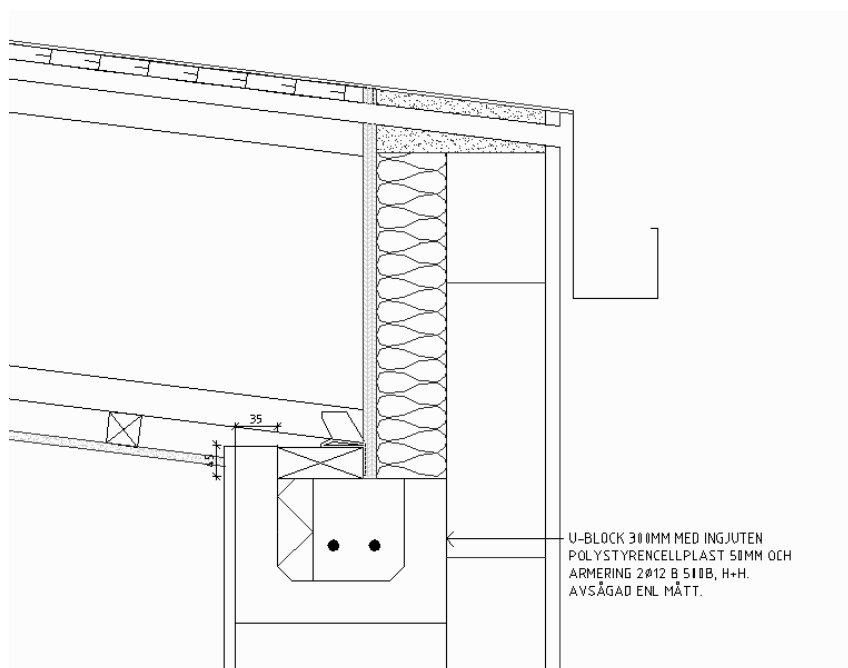
8

Ovanstående tabell specificerar ingående material i balkarna från H+H. Tabellen anger att betongen ska tillhöra en viss hållfasthetsklass, även armeringen specificeras med en beteckning för hur mycket spänningen järnen klarar och hur de ser ut. Säkerhetsklassen för balkarna är satt till två. Vidare kan det förväntas att den uppfyller krav på livslängd, samt på deformation. Upplagslängd specificeras för att montering skall kunna ske på ett regelrätt sätt. Utförandeteknisk information i form av hur mycket täcksikt armeringsjärnen behöver för att uppfylla kraven anges. Även vilken brandklassning framgår av tabellen. Information om vilken stålkvalitet som skall användas och hur dessa balkar ska behandlas står även specificerat. Denna tabell är tagen från leverantören och anger dels vad som kan förväntas av produkten, dels hur det skall göra för att uppnå önskvärt resultat.

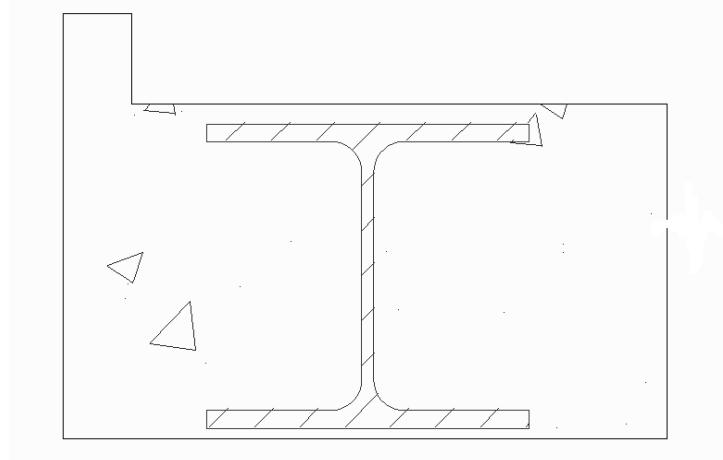
Produktbladet från H+H kommer att i så stor utsträckning som möjligt användas för att dimensionera utsparningarna. Då det finns flera utsparningar med mycket stora spännvidder och stora laster kommer den dimensioneringstabellen inte räcka till. I dessa fall kommer en större IPE-balk alternativt en HEA-balk gjutas in i U-balken. På grund av U-balkens dimensioner så finns begränsningarna på balkarna till en max höjd på 185 mm och bredd på 210 mm. I de fall då dessa mått inte räcker till, kommer en platsgjuten betongbalk med lämpligt HEA alternativt IPE tvärsnitt inuti användas. I alla fallen bortses från betongens inverkan. Detta medför en avsevärd förenkling vid beräkningsgången, då endast stål tas i beaktning. Detta anses vara acceptabelt eftersom det enbart innebär att balken kommer klara mer i praktiken.

⁸ H+H Sverige, www.hplush.se, 2010-09-04

För att ett erforderligt putsavslut ska åstadkommas på alla ställen måste vissa åtgärder vidtas. På ovanvåningens norra del, där taket möter vägg, är en detalj där extra omsorg måste ägnas (se figur 11). För att uppnå önskat resultat har följande vidtagits. Ovanför balkongdörren, FP3, är en platsgjuten betongbalk med ingjutet HEA-balk placerad. Detta framgår mer utförligt i texten nedan. För att väggputsens skall gå hela vägen upp, har en pågjutning gjorts på betongblockets ena sida (se figur 12). Detta skapar en kant som putsen kan fortsätta upp på och som gipsskivan kan möta (se figur 11). Samma lösning präglar de andra två fönstren som finns på ovanvåningen, F10 och FD2. Dock består balkarna ovanför dessa fönster av armerade u-balkar, från H+H (se figur 10). För att uppnå erforderligt resultat har en av kanterna på U-balken sågats kortare. Detta ger således en kant på ena sidan där putsen kan fortsätta upp på. På övriga delar av väggen består krön avsluten av armerade U-block (se figur 10). Således kommer även i detta fall ena sidan av U-blocket sågas för att uppnå önskvärdt resultat vad avser putsavslut.



Figur 11

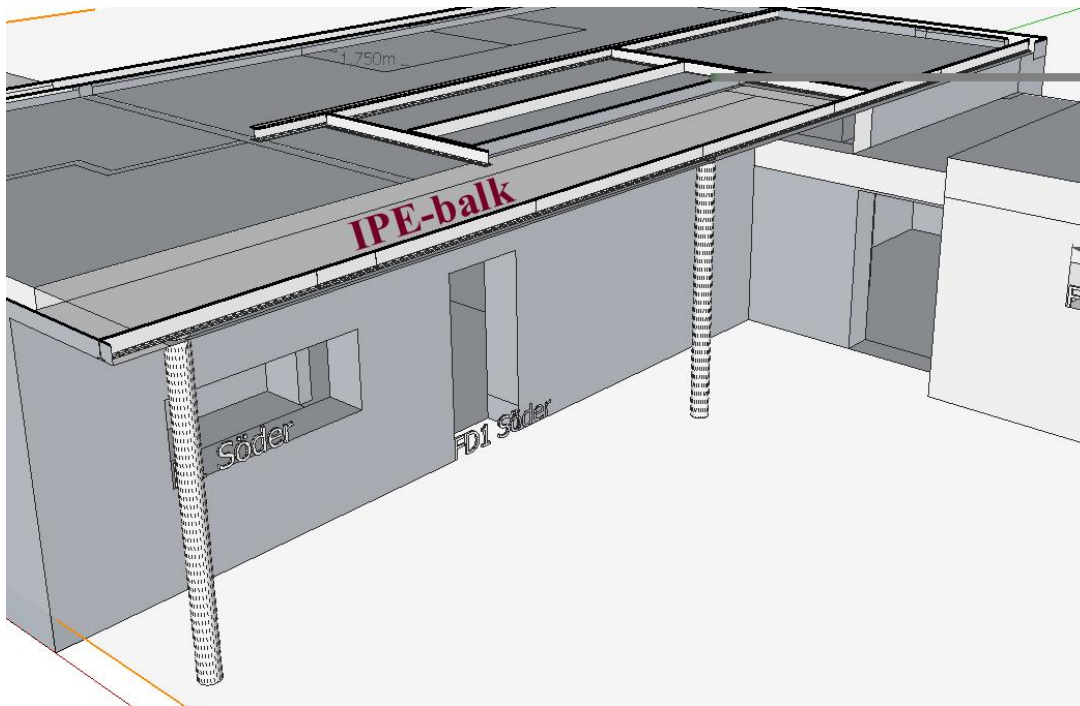


Figur 12

Samma problematik uppstår även i garaget. Samma lösning som tillämpats i huset, tillämpas även här, d.v.s. en kant sparas där putsen kan fortsätta upp.

4.7 Utkragande del

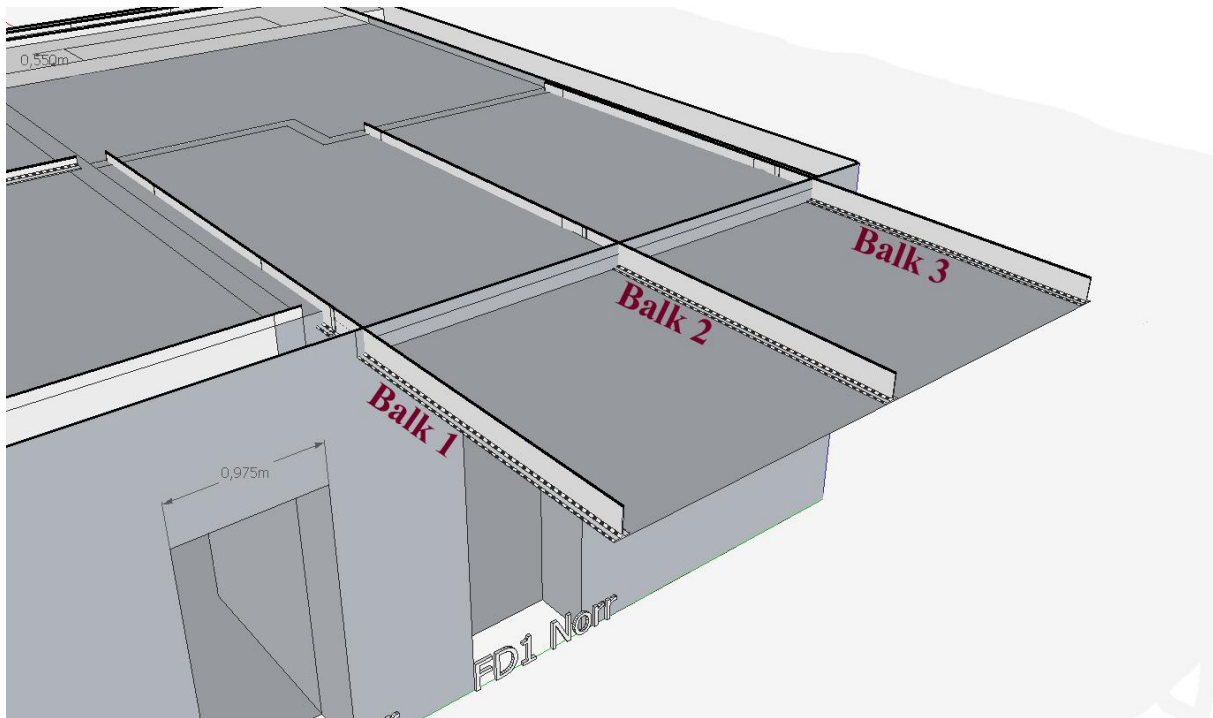
Den utkragande delen kommer att bestå av Leca - bjälklag som läggs upp dels på ytterväggen dels på en IPE-balk. Denna IPE-balk bärs i sin tur upp av VKR-rör som står på pelarfundament under marken (Se figur 13). Den utkragande delen är utformat så att bjälklagselementen kapas och således inte sitter ihop med bjälklagselementen i huset. Detta för att undvika stödmoment och slippa överkantsarmera. Anledningen till att överkantsarmering undvikits är att den prefabricerade standardlösningen enbart har underkantsarmering. För att slippa att specialbeställa har således denna lösning använts.



Figur 13

4.8 Balkong

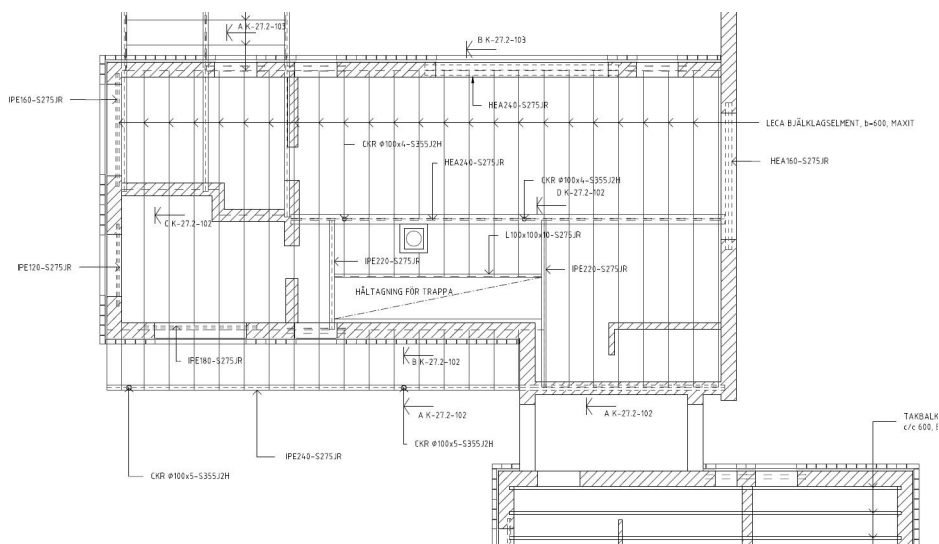
Balkongen sticker ut ganska mycket vilket medfört att lösningen blivit relativt grov. Balkongen är utformad så att tre IPE-balkar går inifrån huset ut hela vägen till balkongslut. Mellan dessa balkar sitter Lecabjälklag som fortsätter från insida hus ut till slutet av balkongen. Dessa behöver inte överkantsarmeras då balkarna kommer att ta hela lasten. Balkarna sitter fast i hjärtväggarna innanför och är anpassade för att passa väl in med resten av konstruktionen. (Se figur 14)



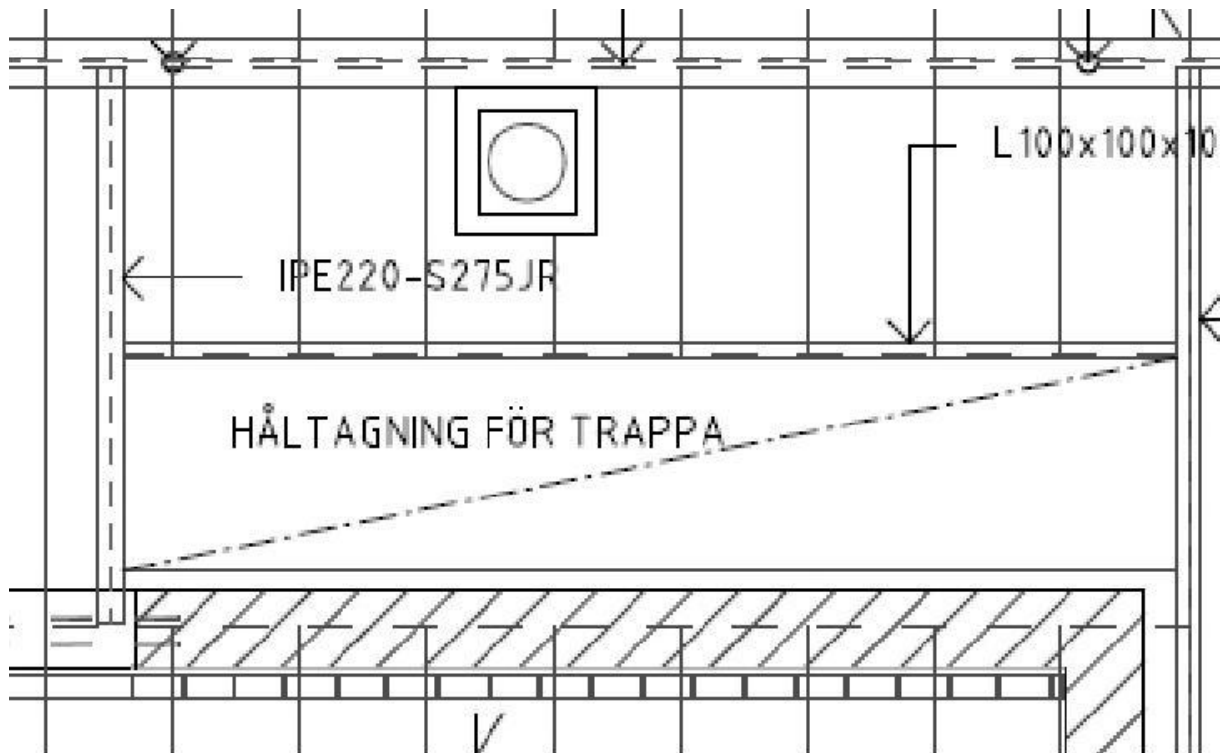
Figur 14

4.9 Trappa

Vid trapphålet behöver bjälklaget växlas av. Eftersom det är upplagt på en pelare i mitten och på väggen blir det problematiskt vid hålet. Detta löses genom att två balkar på var sida om hålet går från mittbalk till vägg, samt att en balk läggs mellan dessa där bjälklagen sedan kan läggas upp. Bjälklagen kommer att läggas i samma riktning som de de andra och kommer att behöva sågas till vid skorstenen. Det anses att detta är den bästa lösningen på problemet (se figur 15 och 16).



Figur 15



Figur 16

4.10 Allmänt om stålqualiteter, val och förutsättningar

Stål är ett material som använts mycket i konstruktionen. Detta eftersom det är ett isotropt, pålitligt och enkelt material att räkna på. Allt stål är av kvaliteten S235, med undantag för de prefabricerade U-balkarna där stålqualiteten är S275JR enligt ovan. Denna relativt låg kvalitet har valts av kostnadsskäl och det faktum att det varken är stora laster eller spännvidder. Alla stålbeakar och pelare är standardtvärsnitt enligt svensk standard, vilket innebär att de tillhör tvärsnittsklass 1. Dessa standardtvärsnitt har i stor utsträckning valts av kostnadsskäl och att det underlättar vid leverans att använda sig av standardiserade lösningar.

5 Beräkningar

5.1 Dimensionering av hustak

Taket bärs upp av HI-450 takbalkar med ett centrumavstånd på 600 mm. Balkarna har en spännvidd på 8 m inklusive upplagen. Lasterna från takbalkar, isolering och övertak har uppskattats till ca 0,5 kN/m. Hustaket har en lutning på 7° vilket valts att bortse från vid beräkning.

Anmärkning: I många beräkningar återfinns en vindlast. Detta är en felaktig last, då vinden i praktiken kommer att utgöra en sugande kraft på taket. Detta framgår av förutsättningarna under avsnittet för vindlast. Dock har ett missförstånd lett till att vindlasten tagits med som en tryckande kraft. Konsekvensen av att helt enkelt försumma vindlasten, eller ha med den som en tryckande kraft blir att taket blir något överdimensionerat. Det anses dock att detta fel enbart bidragit marginellt till resultatet, och det står således kvar då det innebär omfattande merarbete att ta bort det.

Laster:

$$\begin{array}{ll} \text{Snö:} & s_k = 1,6 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Balk \& tak:} & q_{\text{tak\&balk}} = 0,5 \text{ kN/m} \end{array}$$

Brottgräns

Eftersom endast en variabel last finns blir denna huvudlast.

Snö som huvudlast:

$$q_{\text{tot}} = (1,3s_k + w\psi_{\text{vind}})cc - \text{avstånd} + q_{\text{tak\&balk}} = (1,3 \cdot 1,6 + 0,464 \cdot 0,25) \cdot 0,6 + 0,5 \approx 1,82 \text{ kN/m}$$

Enligt produktbladet är dimensionerade kapaciteter enligt BKR för lasttyp B momentkapacitet i styva riktningen 15,9 kNm och tvärkraftskapaciteten 11,7 kN.

Moment i balken:

$$M_{\text{fältmax}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{1,82 \cdot 8^2}{8} = 14,56 \text{ kNm} \quad \text{OK!}$$

Tvärkraft i upplag:

$$R = \frac{qL}{2} = \frac{1,82 \cdot 8}{2} = 7,28 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Brukgräns

Förutsättningarna är att den maximala nedböjningen får vara $L/300$ över taket. Enligt produktbladet är $EI = 2958 \text{ kNm}^2$ för balken.

$$q_{tot} = (w\psi_{vind} + s_k\psi_{snö})cc - avstånd + q_{tak\&balk} = (0,464 \cdot 0,25 + 1,6 \cdot 0,7) \cdot 0,6 + 0,5 \approx 1,24 \text{ kN/m}$$

$$v_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 1,24 \cdot 8^4}{384 \cdot 2958} = 0,02236 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{x} = 0,00447 \Leftrightarrow x = \frac{8}{0,02236} = 358$$

Detta kommer att ge en nedböjning $L/358$ vilket är godtagbart inom vårt kvav på $L/300$.

5.2 Dimensionering av garagetak

Garagetaket består av ett sedumtak som bärs upp av HI-450 takbalkar med ett centrumavstånd på 600 mm med tre stycken upplag. Enligt produktbladet på sedumtak har det en egentygnd på $0,5 \text{ kN/m}^2$. P.g.a. säkerhetsskäl har dock $0,5 \text{ kN/m}$ använts som last för sedumtak. Detta för att takets egentygnd i sig är en uppskattning och ett bidrag till denna last medför en säkerhet till beräkningarna.

HI-450 kapacitet:

$$M_{max} = 12,9 \text{ kNm}$$

$$V_{max} = 11,7 \text{ kN}$$

Laster:

Snö: $s_k = 1,6 \text{ kN/m}^2$

Balk & tak: $q_{tak\&balk} = 0,5 \text{ kN/m}$

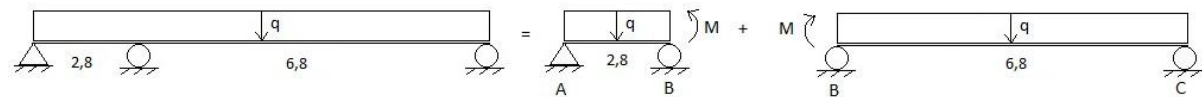
Sedumtak: $q_{sedum} = 0,5 \text{ kN/m}$

Brottgräns

Eftersom det tidigare konstaterats att det är snö som är huvudlast så utgås det ifrån det här också.

$$q_{tot} = (1,3s_k + w\psi_{vind})cc - avstånd + q_{tak\&balk} + q_{sedum} =$$

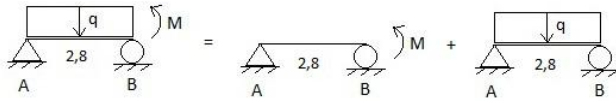
$$(1,3 \cdot 1,6 + 0,464 \cdot 0,25) \cdot 0,6 + 0,5 + 0,5 \approx 2,32 \text{ kN/m}$$



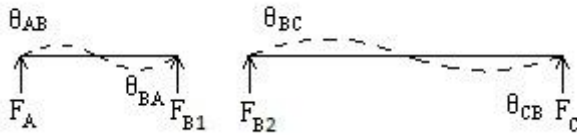
Figur 17

Moment

Stödmoment:



Figur 18



Figur 19

Vinklarna vid stöd B måste vara lika; $\theta_{AB} = \theta_{BC}$.

$$\theta_{AB} = \theta_{BC} \Leftrightarrow \frac{qL_{AB}^3}{24EI} + \frac{2ML_{AB}}{6EI} = -\frac{qL_{BC}^3}{24EI} - \frac{2ML_{BC}}{6EI} \Rightarrow \frac{2M(L_{AB} + L_{BC})}{6EI} = -\frac{q(L_{AB}^3 + L_{BC}^3)}{24EI} \Rightarrow$$

$$M = -\frac{q(L_{AB}^3 + L_{BC}^3)}{8(L_{AB} + L_{BC})} = -\frac{2,32 \cdot 10^3 \cdot (2,8^3 + 6,8^3)}{8(2,8 + 6,8)} = -10,16 \text{ kNm} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M_{stöd} = -10,16 \text{ kNm}$$

Fältmoment:

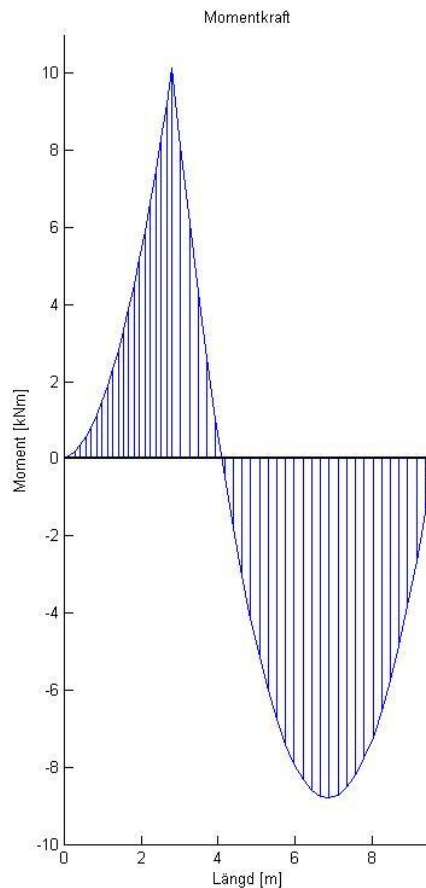
Det största fältmomentet kommer att vara vid den största spännvidden, dvs. mellan stöd B och C.

$$M_{\max} = \frac{qL_{BC}x}{2} - \frac{qx^2}{2} + M_{stöd} - \frac{M_{stöd} \cdot x}{L_{BC}} =$$

$$\frac{2,32 \cdot 10^3 \cdot 6,8 \cdot x}{2} - \frac{2,32 \cdot 10^3 \cdot x^2}{2} - 10,16 \cdot 10^3 - \frac{(-10,16) \cdot 10^3 \cdot x}{6,8} \Rightarrow$$

$$[\text{Grafisk lösning}] \Rightarrow M_{fält} = 8,81 \text{ kNm} \text{ då } x = 4,04 \text{ m}$$

I figur 20 nedan illustreras den grafiska lösning som använts.



Figur 20

För att bestämma vart momentet är störst och vad värdet på detta moment är har grafisk lösning tillämpats. Detta ger det största fältmomentet ($M_{\text{fält}}$) 8,81 kNm och sker 4,04 m in på balken från mittupplaget mellan stöd B och C. Detta moment är lägre än balkens momentkapacitet.

Tvärkraft

Upplagskrafterna beräknas genom att ställa upp dels en vertikal kraftjämvikt och dels en momentjämvikt. När upplagskrafterna är kända kan ett tvärkraftsdiagram ritas och maximal tvärkraft kan utläsas. Som ovan delas lastfallet upp i två fall.

Sträcka A – B

$$\uparrow F_A + F_{B1} - 2,32 \cdot 10^3 \cdot 2,8 = 0$$

$$\text{momentkring A: } F_{B1} \cdot 2,8 - 2,32 \cdot 10^3 \cdot \frac{2,8^2}{2} - 10,16 \cdot 10^3 \Rightarrow F_{B1} = 6,88 \text{ kN}$$

$$F_A = 2,32 \cdot 10^3 \cdot 2,8 - F_{B1} = -0,38 \text{ kN}$$

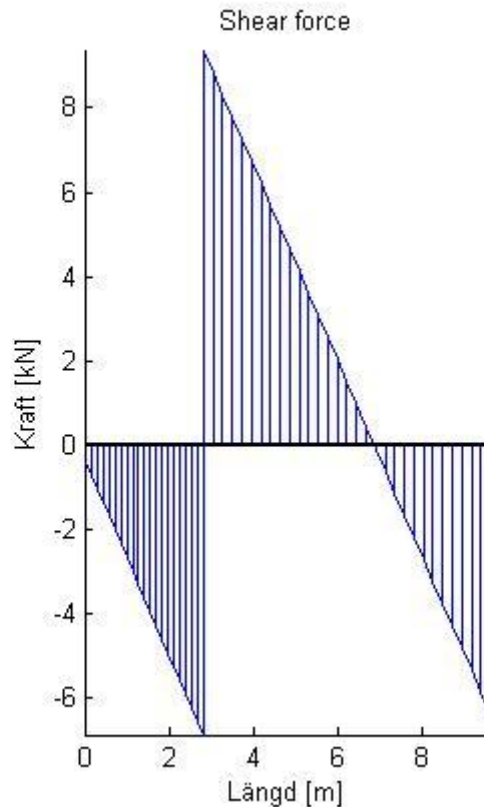
Sträcka B – C

$$\uparrow F_{B2} + F_C - 2,32 \cdot 10^3 \cdot 6,8 = 0$$

$$\text{moment kring C} : 10,16 \cdot 10^3 + 2,32 \cdot 10^3 \cdot \frac{6,8^2}{2} - 6,8 \cdot F_{B2} = 0 \Rightarrow F_{B2} = 9,38 \text{ kN}$$

$$F_C = 2,32 \cdot 10^3 \cdot 6,8 - F_{B2} = 6,39 \text{ kN}$$

Genom att följa lasten kan nu ett tvärkraftsdiagram ritas ut och den maximala tvärkraften kan utläsas.



Figur 21

$V_{\max} = -9,38 \text{ kN}$. Detta sker direkt efter upplaget i mitten. Detta värde är lägre än balkens tvärkraftskapacitet.

Brukgräns

Den största utböjningen (v_{\max}) kommer att bli mellan stöd B och C där momentet är som störst. Som nämnts ovan är alla ekvationer tagna från *Byggkonstruktion – regel och formelsamling*.

$$v_{\max} = \frac{qL^3x}{24EI} \left(1 - \frac{2x^2}{L^2} + \frac{x^3}{L^3} \right) + \frac{L}{6EI} \left(M(L-x) \left(1 - \frac{(L-x)^2}{L^2} \right) \right) \Rightarrow$$

$$\frac{2,32 \cdot 10^3 \cdot 6,8^3 \cdot 4,04}{24 \cdot 2958 \cdot 10^3} \left(1 - \frac{2 \cdot 4,04^2}{6,8^2} + \frac{4,04^3}{6,8^3} \right) + \frac{6,8}{6 \cdot 2958 \cdot 10^3} \left(-10,16 \cdot 10^3 \cdot (6,8 - 4,04) \cdot \left(1 - \frac{(6,8 - 4,04)^2}{6,8^2} \right) \right) =$$

$$= 0,012 \Rightarrow \frac{L}{570} \text{ OK!}$$

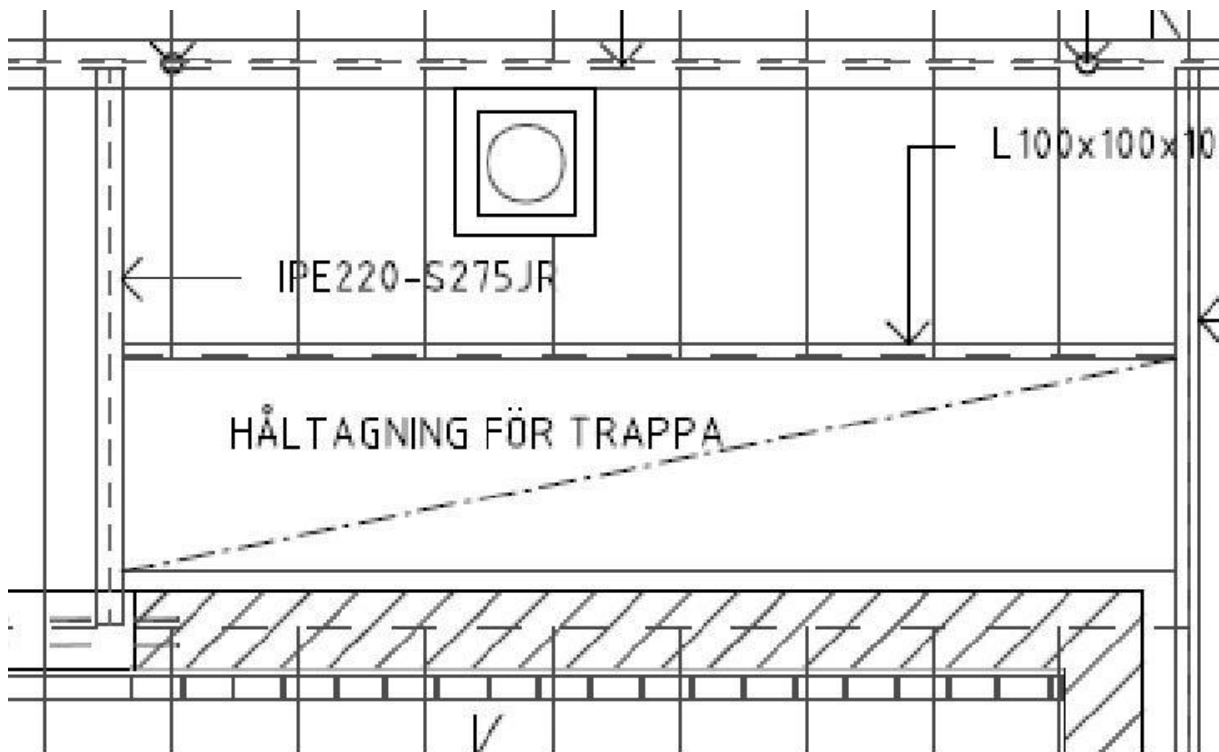
5.3 Bjälklag

Bjälklaget består av Leca bjälklagselement. Dessa är fritt upplagda på två stöd enligt figur nedan. Den maximala upplagslängden blir ca 4,3 m vilket ger en kapacitet på 4 kN/m² för elementen med en tjocklek på 200 mm, se bilaga. Den maximala nedböjningen för dimensionerande last i bruksgränstillstånd är L/400 för korttidstillstånd samt L/300 för långtidstillstånd.

Den enda aktuella variabla lasten är den nyttiga lasten, vilket innebär att denna blir huvudlast. Den totala lasten som bjälklagen utsätts för är 2,5 * 1,3 = 3,25 kN/m². Detta värde är lägre än det tillåtna värdet för bjälklagselementen.

5.4 Upplagsbalkar vid trappan

Vid trapphålet behöver en avväxling i bjälklaget göras. Detta görs enklast genom att två balkar placeras så att de löper från HEA-balken mitt i huset, och fram till ytterväggarna på södra sidan. Här mellan kan sedan bjälklagselement placeras i samma riktning som HEA-balken, d.v.s. i huset längsriktning (se figur 22). Balkarna kommer ej att bära upp annat än just denna bjälklagsdel.



Figur 22

5.4.1 Trappbalk, kort

IPE 220=>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 27,72 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 285 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 252 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,202 \text{ kN/m}$$

Laster:

Bjälklag: $q_{\text{bjälklag}} = 1,6 \cdot 2,5 \approx 4 \text{ kN/m}$

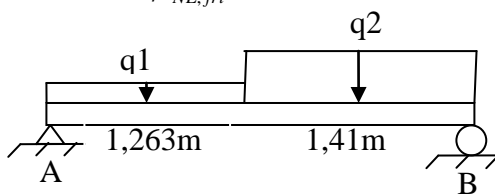
Nyttig last:

$$q_{NL, \text{bunden}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL, \text{bunden}} = 1$$

$$q_{NL, \text{fri}} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL, \text{fri}} = 0,33$$



Figur 23

Denna balk ligger på vänster sida upplagd på ytterväggen medan den högra är upplagd på den HEA-balk som bär upp resterande av bjälklaget.

Brottgräns

Den enda variabla lasten som påverkar balken är den nyttiga lasten och därav väljs den som huvudlast. De utbredda lasterna blir då:

$$q_1 = q_{\text{balk}} = 0,262 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{\text{balk}} + q_{\text{bjl}} + q_{NL} = 0,262 + 4 + (1,5 + 0,5) \cdot 1,3 \cdot 2,5 = 10,762 \text{ kN/m}$$

Analys av balk genom Matlab ger

Tabell 2

	A	Fack	B
Stödmomen [kNm]	0	-	0
Fältmoment [kNm]	-	5,88	-
Upplagskraft [kN]	4,26	-	11,25
Tvärkraft [kN]	-4,26	-	11,25

Moment

Genom beräkningar med Matlab, fås att det dimensionerande momentet inträffar 1,643 m in på balken från vänster och uppgår till 5,88 kNm.

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{285}{252} = 1,13$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 252 \cdot 10^{-6} \cdot 1,13 \approx 61 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är klart större än det dimensionerande momentet i balken så kommer den att hålla.

Tvärkraft

Upplagskrafterna för balken uppgår till ca 4,26 kN vid höger stöd och 11,25 kN vid vänster stöd. Med detta erhålls att den maximala tvärkraften är på 11,3 kN vid vänster stöd.

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 220 - 2 \cdot 9,2 = 200,8 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{200,8}{9,2} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,24 \Rightarrow w_v = 0,67$$

$$V_{Rd} = w_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1189 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 170,5 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

Med reducerat värde för nyttig last blir de utbredda lasterna

$$q_1 = q_{balk} = 0,262 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{balk} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,262 + 4 + (1,5 \cdot 0,33 + 0,5) \cdot 2,5 = 6,75 \text{ kN/m}$$

	A	B
Upplagskraft [kN]	2,77	7,1

Med en förenkling så att q_2 är den utbredda lasten över hela balken istället för två olika stora erhålls utböjningen till

$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 6,75 \cdot 10^3 \cdot 2,673^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 27,72 \cdot 10^{-6}} = 0,0008 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0008 \Rightarrow \frac{L}{3340} \text{ OK!}$$

Trots överdimensionering väljs IPE 220 som balk, detta för att kunna lägga upp Lecabjälklaget med en tjocklek på 200mm i IPE-balken.

5.4.2 Trappbalk, lång

IPE 220=>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 27,72 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 285 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 252 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,202 \text{ kN/m}$$

Laster:

Bjälklag: $q_{\text{bjälklag}} = 1,6 \cdot 2,5 \approx 4 \text{ kN/m}$

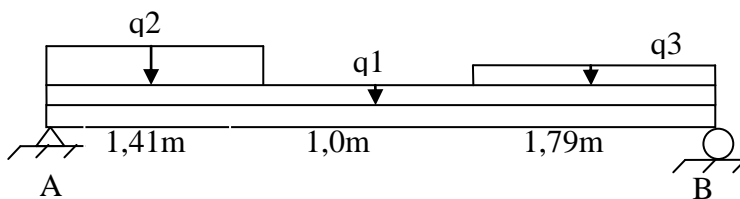
Nyttig last:

$$q_{NL, \text{bunden}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL, \text{bunden}} = 1$$

$$q_{NL, \text{fri}} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL, \text{fri}} = 0,33$$



Figur 24

Denna balk ligger på höger sida upplagd på ytterväggen medans den vänstra är upplagd på den HEA-balk som bär upp resterande av bjälklaget.

Brottgräns

Den enda variabla lasten som påverkar balken är den nyttiga lasten och därav väljs den som huvudlast. De utbredda lasterna blir då:

$$q_1 = q_{\text{balk}} = 0,262 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{\text{balk}} + q_{\text{bjl}} + q_{NL} = 0,262 + 4 + (1,5 + 0,5) \cdot 1,3 \cdot 2,5 = 10,762 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = q_{\text{balk}} + q_{\text{bjl}} + q_{NL} = 0,262 + 1,6 \cdot 0,2 + (1,5 + 0,5) \cdot 1,3 \cdot 0,2 = 1,1 \text{ kN/m}$$

Analys av balken i Matlab ger

Tabell 3

	A	Fack	B
Stödmomen [kNm]	0	-	0
Fältmoment [kNm]	-	8,1	-
Upplagskraft [kN]	13,2	-	4,22
Tvärkraft [kN]	-13,2	-	4,22

Moment

Det största momentet, vilket inträffar vid 1,23 m in på balken från vänster, uppgår till 8,1kNm.

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{285}{252} = 1,13$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 252 \cdot 10^{-6} \cdot 1,13 \approx 61 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är klart större än det dimensionerande värdet på momentet i balken så kommer den att hålla.

Tvärkraft

Upplagskrafterna för balken uppgår till ca 13,2kN vid höger stöd och 4,3kN vid vänster stöd. Med detta erhålls att den maximala tvärkraften är på 13,2kN vid vänster stöd.

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 220 - 2 \cdot 9,2 = 200,8 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{200,8}{9,2} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,24 \Rightarrow w_v = 0,67$$

$$V_{Rd} = w_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1189 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 170,5 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den verkliga tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

Med reducerat värde för nyttig last blir de utbredda lasterna

$$q_1 = q_{balk} = 0,262 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{balk} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,262 + 4 + (1,5 \cdot 0,33 + 0,5) \cdot 2,5 = 6,75 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = q_{balk} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,262 + 1,6 \cdot 0,2 + (1,5 \cdot 0,33 + 0,5) \cdot 0,2 = 0,78 \text{ kN/m}$$

	A	B
Upplagskraft [kN]	8,36	2,82

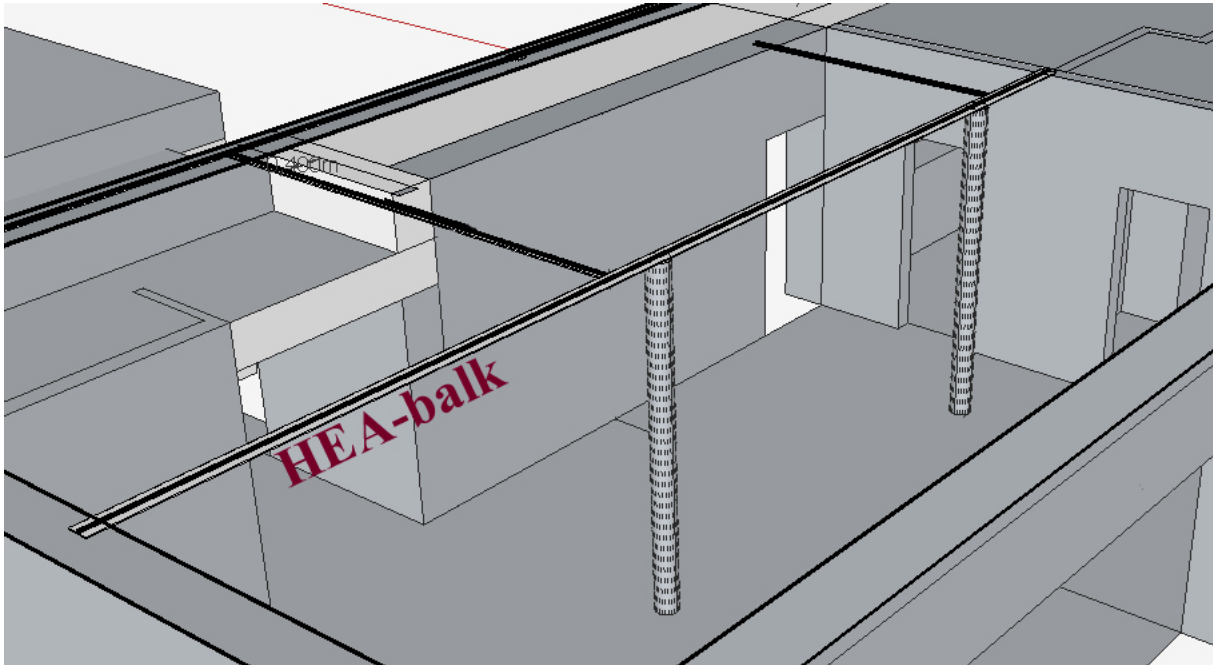
Med en förenkling så att q_2 är den utbredda lasten över hela balken istället för tre olika utbredda laster erhålls utböjningen till

$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 6,75 \cdot 10^3 \cdot 4,2^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 27,72 \cdot 10^{-6}} = 0,0047 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0047 \Rightarrow \frac{L}{890} \text{ OK!}$$

Trots överdimensionering väljs IPE 220 som balk, detta för att Leca-bjälklaget med en tjocklek på 200mm ska få plats i IPE-balken.

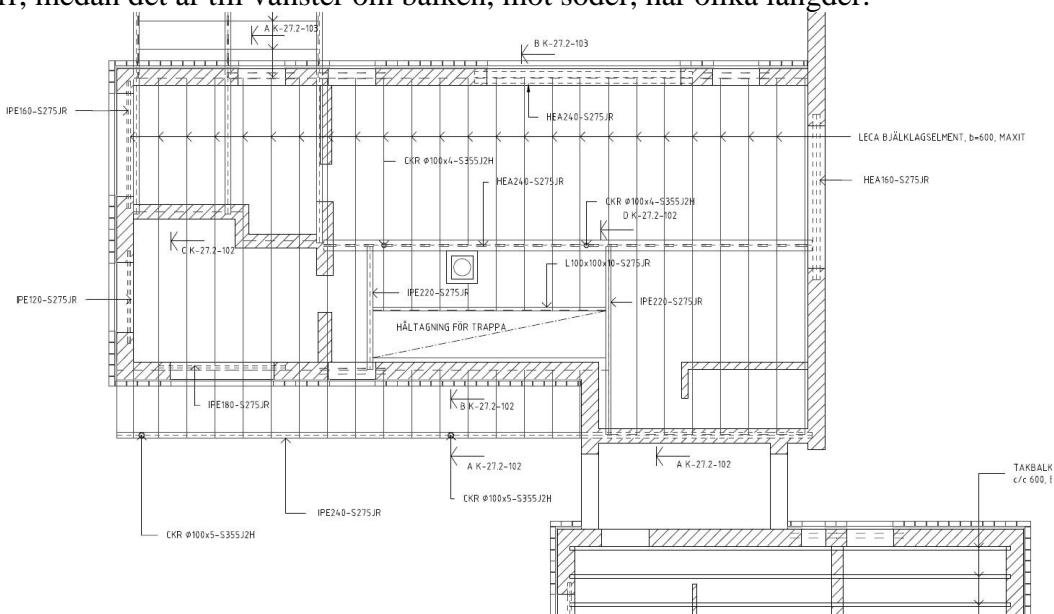
5.5 Upplagsbalk för bjälklaget

Upplagsbalken för bjälklaget utgörs av en HEA-balk. Denna är upplagd på fyra stöd där balkens ändar är upplagda på väggar och stöden på mitten utgörs av pelare (se figur 25).



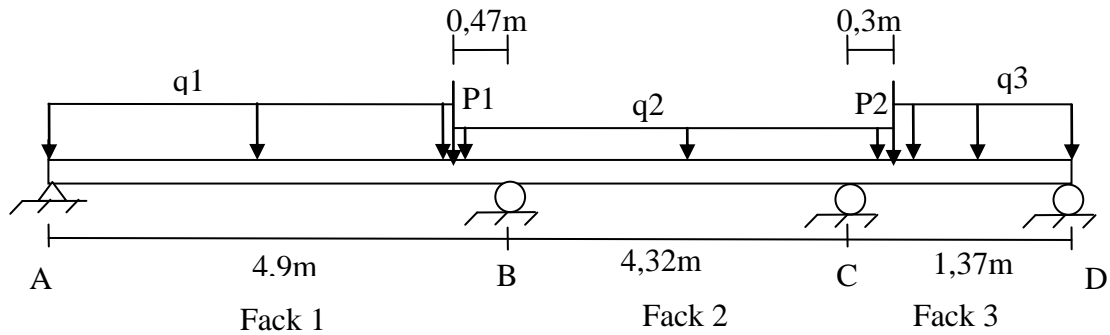
Figur 25

Ur figur 26 ses att alla bjälklagselement har samma längd till höger om balken, d.v.s. mot norr, medan det är till vänster om balken, mot söder, har olika längder.



Figur 26

Detta kommer att påverka lastfallet på upplagsbalken och figur 27 nedan illustrerar detta.



Figur 27

Första biten, q_1 , har 2 m ($4 \text{ m}/2$) som bidrar till en större last. q_2 har ingen last från bjälklaget till vänster. Detta då det är trappbalkarna som tar upp lasten och för in dessa till HEA-balken via de två utsatta punktlaster P_1 och P_2 . På grund av detta blir q_2 aningen mindre och tar bara upp en utbredd last för den del av bjälklaget som är till höger om HEA-balken. Slutligen härstammar q_3 från att lasten kommer från halva bjälklagslängden till vänster om HEA-balken vilket resulterar i ca 1,25 m.

Laster:

Bjälklag: $q_{\text{bjälklag}} = 1,6 \text{ kN/m}^2$

Nyttig last:

$$q_{\text{NL,bunden}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{\text{NL,bunden}} = 1$$

$$q_{\text{NL,fri}} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{\text{NL,fri}} = 0,33$$

Brottgräns

Kontroll av HEA 240

HEA 240=>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 77,63 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 745 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 675 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,603 \text{ kN/m}$$

Den enda variabla lasten som påverkar balken är den nyttiga lasten och därav väljs den som huvudlast. De utbredda lasterna blir då:

$$q_1 = [(1,5 + 0,5) \cdot 1,3 + 1,6] \cdot \left(\frac{3,4}{2} + \frac{3,99}{2} \right) + 0,603 = 16,12 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = [(1,5 + 0,5) \cdot 1,3 + 1,6] \cdot \frac{3,4}{2} + 0,603 = 7,74 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = [(1,5 + 0,5) \cdot 1,3 + 1,6] \cdot \left(\frac{3,4}{2} + \frac{2,49}{2} \right) + 0,603 = 12,97 \text{ kN/m}$$

$$P_1 = 13,19 \text{ kN} \quad \& \quad P_2 = 11,25 \text{ kN}$$

Analys av balken genom Matlab ger

Tabell 4

	A	Fack 1	B	Fack 2	C	Fack 3	D
Stödmoment [kNm]	0	-	-36,29	-	-1,2	-	0
Fältmoment [kNm]	-	34,12	-	35,84	-	4,1	-
Upplagskraft [kN]	33,17	-	80	-	25,75	-	10,31
	A, höger	B, vänster	B, höger	C, vänster	C, höger	D, vänster	-
Tvärkraft [kN]	-33,17	55,1	-24,85	8,61	-17,15	10,31	-

Moment

Det maximala momentet är på 36,3 kNm och inträffar vid första pelaren, 4,9 m in på balken från vänster.

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{745}{675} = 1,1$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 675 \cdot 10^{-6} \cdot 1,1 \approx 159 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är klart större än det dimensionerande momentet i balken så kommer den att hålla.

Tvärkraft

Största tvärkraften på 55,1 kN är belägen vid första pelaren, 4,9 m in på balken från vänster.

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 230 - 2 \cdot 12 = 206 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \cdot \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \cdot \frac{206}{12} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,19 \Rightarrow w_v = 0,67$$

$$V_{Rd} = w_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1545 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 221 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

Med reducerat värde för den fria delen av nyttig last fås istället de utbredda lasterna till

$$q_1 = [(1,5 + 0,5) \cdot 1,3 + 1,6] \cdot \left(\frac{3,4}{2} + \frac{3,99}{2} \right) + 0,603 = 10,2 \text{ kN/m}$$

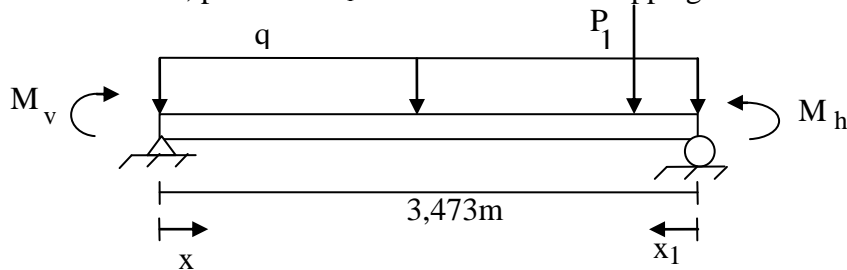
$$q_2 = [(1,5 + 0,5) \cdot 1,3 + 1,6] \cdot \frac{3,4}{2} + 0,603 = 5 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = [(1,5 + 0,5) \cdot 1,3 + 1,6] \cdot \left(\frac{3,4}{2} + \frac{2,49}{2} \right) + 0,603 = 8,3 \text{ kN/m}$$

$$P_1 = 8,36 \text{ kN} \quad \& \quad P_2 = 7,1 \text{ kN}$$

	A	Fack 1	B	Fack 2	C	Fack 3	D
Stödmomen [kNm]	0	-	-23,04	-	-0,94	-	0
Upplagskraft [kN]	20,95	-	50,88	-	16,25	-	6,42

Då den största spännvidden är i fack 1 och även den största utbredda lasten samt punktlast är i detta fack beräknas utböjningen här. Detta kommer att delas upp i tre fall som beror på den utbredda lasten, punktlast P_1 samt stödmoment i upplag B.



Figur 28

$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{L}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(M_v \cdot x_1 \cdot \left(1 - \frac{x_1^2}{L^2} \right) + M_h \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x^2}{L^2} \right) \right) + \frac{P \cdot x_1 \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot x_1^2)}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot 10,2 \cdot 10^3 \cdot 4,9^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 77,63 \cdot 10^{-6}} +$$

$$+ \frac{4,9}{6 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 77,63 \cdot 10^{-6}} \cdot \left(0 \cdot 2,45 \cdot \left(1 - \frac{2,45^2}{4,9^2} \right) - 23,04 \cdot 10^3 \cdot 2,45 \cdot \left(1 - \frac{2,45^2}{4,9^2} \right) \right) +$$

$$+ \frac{8,36 \cdot 10^3 \cdot 0,47 \cdot (3 \cdot 4,9^2 - 4 \cdot 0,47^2)}{48 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 77,63 \cdot 10^{-6}}$$

$$v(0,5L) = 0,0029 \text{ m}$$

Denna utböjning ger att

$$\frac{4,9}{x} = 0,0029 \Rightarrow \frac{L}{1690} \text{ Ok!}$$

Tryckkontroll

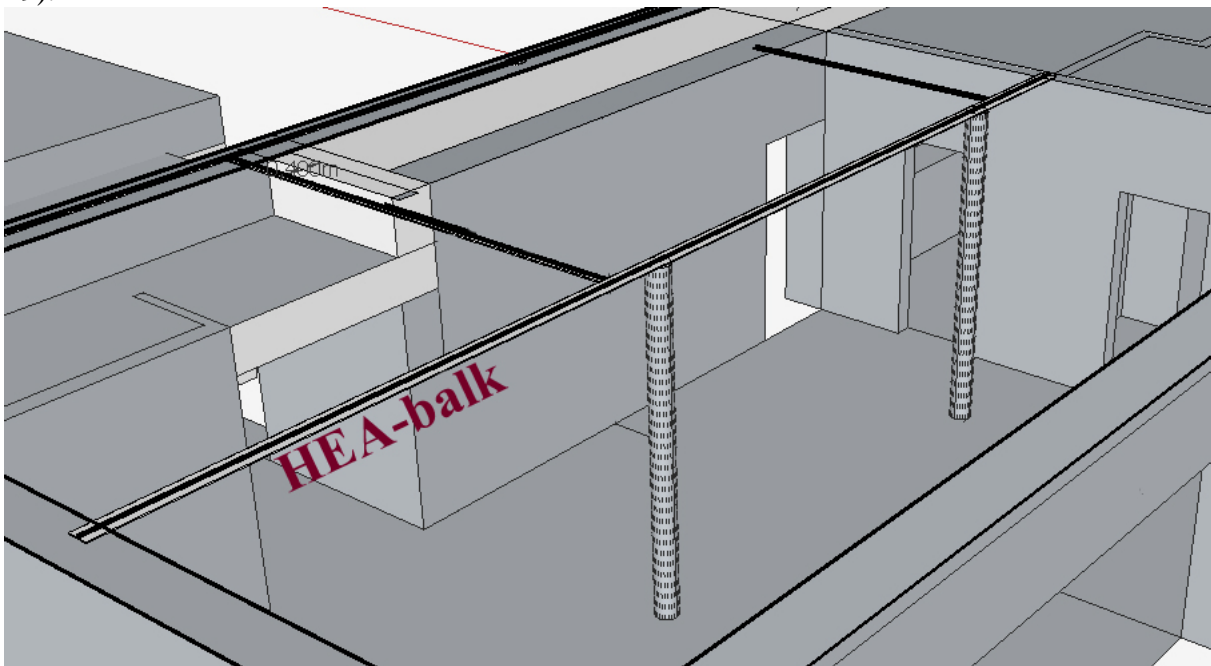
En tryckkontroll utförs på väggen där HEA 240 ansluter. Den största upplagskraften på vägg är på 33,2 kN. Denna tryckkraft måste väggen tåla. Ett U-block fyllt med betong av kvalitet C20/25 används. Med säkerhetsklass 2 ges att $f_{ck}=11,5$ MPa.

$$\sigma_{tryck} = \frac{P}{A} = \frac{33,2 \cdot 10^3}{0,24 \cdot 0,1} = 1,38 \text{ MPa}$$

Eftersom det verkliga trycket är betydligt mindre än kapaciteten klarar sig väggen utan att krossas.

5.6 Pelare till HEA 240

Den HEA-balk som bär upp bjälklaget ligger upplagd på 4 stöd varav två är pelare (se figur 29).



Figur 29

I detta avsnitt dimensioneras dessa pelare. När den nyttiga lasten är huvudlast är den vänstra pelaren utsätts för 80 kN och den högra för 26 kN, se figur 29. Båda pelarna dimensioneras för en tryckande kraft på 80 kN. Inomhus kommer ej heller att finnas någon utbreddlast längs pelaren. Kontroll av pelare av typen VKR-100x100x4

VKR-100x100x4 \Rightarrow

$$\left. \begin{array}{ll} f_{yd} = 214 \text{ MPa} & W_t = 46,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \\ f_{yk} = 235 \text{ MPa} & A = 1520 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \\ E = 210 \text{ GPa} & i = 39,1 \cdot 10^{-3} \text{ m} \\ I = 2,32 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 & \text{Tvärsnittsgrupp } a \\ Z = 54,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 & \gamma_n = 1,1 \end{array} \right\}$$

Böjknäckning

$$N_{sd} < N_{Rxcd}$$

$$N_{sd} = 80kN$$

$$N_{Rxcd} = \omega_{xc} \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi \cdot i} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = \frac{2,99}{\pi \cdot 39,1 \cdot 10^{-3}} \cdot \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,81$$

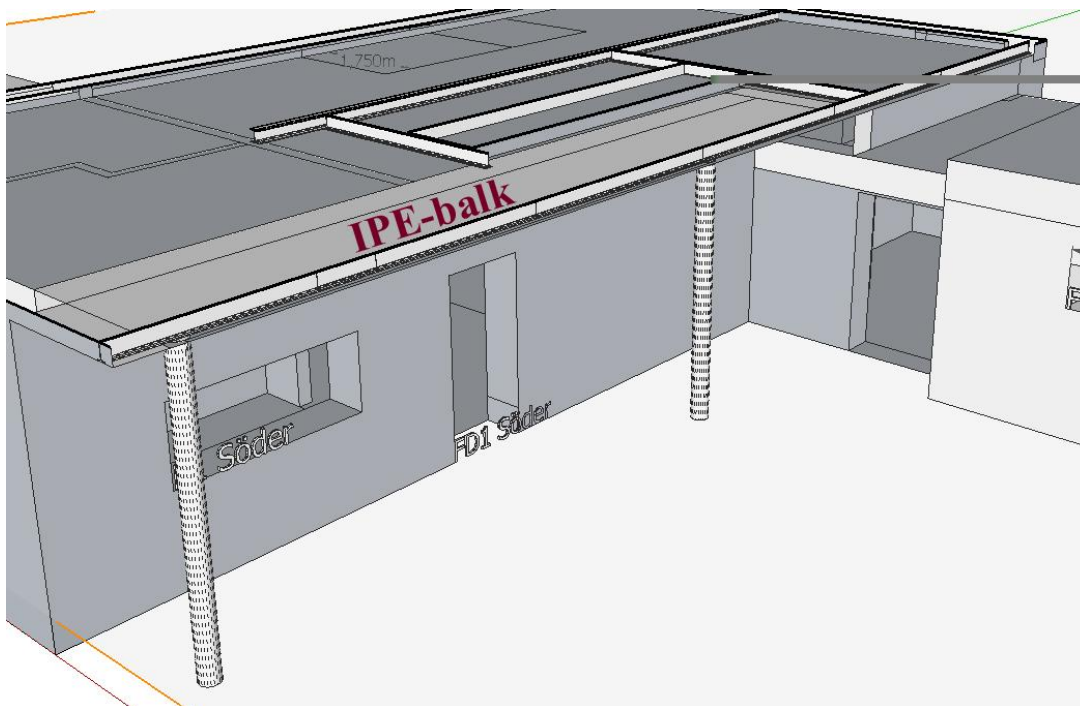
$$\text{Tvärsnittsgrupp} \text{ och } \lambda_c = 0,81 \Rightarrow \omega_{xc} = 0,77$$

$$N_{Rxcd} = \omega_{xc} \cdot A \cdot f_{yd} = 0,77 \cdot 1520 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 = 250,5kN$$

$$N_{sd} < N_{Rxcd} \Rightarrow 80 \cdot 10^3 < 250,5 \cdot 10^3 \text{ OK!}$$

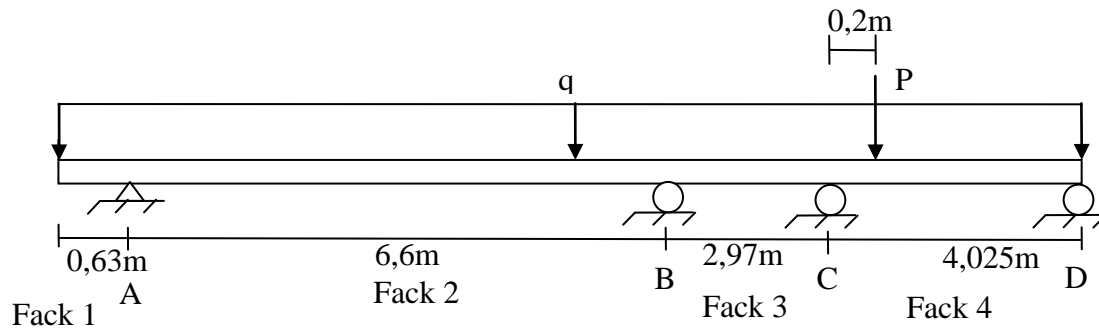
Utnyttjandegraden för pelaren är på endast 30%. Dimensionen skulle kunna väljas till mindre, men på grund av dels estetiska skäl och olyckslaster kommer VKR-100x100x4 ändå att väljas.

5.7 Upplagsbalk för utkragande delen



Figur 30

IPE-balken ses som en kontinuerlig balk upplagd på fyra stöd. De två vänstra stöden är pelare och de två högra består av vägg.



Figur 31

Punktlasten är upplagskraften från den långa trappbalken. Den utbredda lasten består av nyttig last, egentygnd från bjälklag, ovanförliggande vägg, egentygnd från tak och slutligen från last från snö. Balken väljs till IPE 240, kontroll av given balk:

IPE 240=>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 27,72 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 285 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 252 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,307 \text{ kN/m}$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{\text{snö}} = 1,6 \cdot \frac{8,92}{2} = 7,136 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& balk: } q_{\text{tak\&balk}} = 0,5 \cdot \frac{8,92}{2} = 2,23 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttig last: } q_{\text{NL,bunden}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{NL,fri}} = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad \psi = 0,33$$

$$\text{Vägg: } q_{\text{vägg}} = 4,5 \cdot 4 \cdot 0,365 = 6,57 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

De variabla lasterna som påverkar balken är den nyttiga lasten och snölasten.

Nyttig last som huvudlast:

$$q = q_{\text{balk}} + q_{\text{bjl}} + q_{\text{NL}} + q_{\text{vägg}} + q_{\text{tak\&balk}} + q_{\text{snö}} + q_{\text{vind}} =$$

$$q_{\text{NLHL}} = 0,307 + \left(\frac{1,192}{2} + 0,32 \right) \cdot (1,6 + (1,5 + 0,5) \cdot 1,3) + 4,5 \cdot 4 \cdot 0,365 + \frac{8,29}{2} \cdot (0,5 + 0,7 \cdot 1,6 + 0,25 \cdot 0,464)$$

$$q_{\text{NLHL}} = 17,92 \text{ kN/m}$$

$$P = 4,3 \text{ kN}$$

Snö som huvudlast:

$$q_{Snö HL} = 0,307 + \left(\frac{1,192}{2} + 0,32 \right) \cdot (1,6 + (1,5 \cdot 0,33 + 0,5)) + 4,5 \cdot 4 \cdot 0,365 + \frac{8,29}{2} \cdot (0,5 + 1,3 \cdot 1,6 + 0,25 \cdot 0,464)$$

$$q_{Snö HL} = 20,43 \text{ kN/m}$$

$$P = 2,82 \text{ kN}$$

Båda fallen måste testas då det inte självklart kan uteslutas vilket fall som är värst.

Analys av given balk med ovan givna laster genom Matlab ger:

Tabell 5

	Fack 1	A	Fack 2	B	Fack 3	C	Fack 4	D
Stödmoment [kNm]	-	-4,05	-	-79,69	-	19,84	-	0
Fältmoment [kNm]	Inget max	-	72,58	-	-14,82	-	-34,3	-
Upplagskraft [kN]		200	-	105	-	69,12	-	35,75
	A,vänster	A,höger	B,vänster	B,höger	C,vänster	C,höger	D,vänster	
Tvärkraft [kN]	12,87	-55,96	78,88	-51,48	9,19	-47,92	37,13	

Moment

Det maximala momentet är på 79,69 kNm och inträffar vid andra pelaren, 7,23 m in på balken från vänster. Detta inträffar då snö är huvudlast.

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{367}{324} = 1,13$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 324 \cdot 10^{-6} \cdot 1,13 \approx 78,5 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerande momentet ($78,5 > 77,2 \text{ kNm}$) i balken så kommer den att hålla.

Tvärkraft

Största tvärkraften på 129 kN är belägen vid första pelaren, 0,63 m in på balken från vänster.

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 240 - 2 \cdot 9,8 = 220,4 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \cdot \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \cdot \frac{220,4}{9,8} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,25 \Rightarrow w_v = 0,67$$

$$V_{Rd} = w_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1366 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 195,9 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Bruggräns

Med reducerat värde för den fria delen av nyttig last fås istället de utbredda lasterna till

$$q_{SnöHL} = 0,307 + \left(\frac{1,192}{2} + 0,32 \right) \cdot (1,6 + (1,5 \cdot 0,33 + 0,5)) + 4,5 \cdot 4 \cdot 0,365 + \frac{8,29}{2} \cdot (0,5 + 0,6 \cdot 1,6 + 0,25 \cdot 0,464)$$

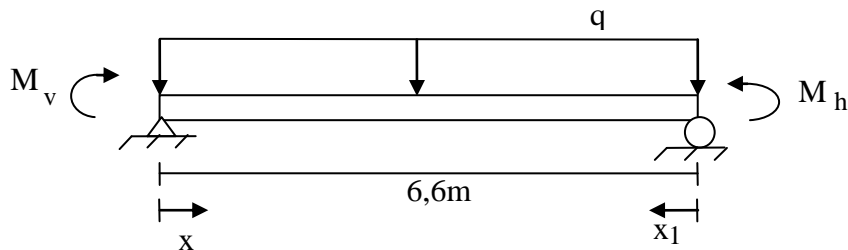
$$q_{SnöHL} = 15,8 \text{ kN/m}$$

$$P = 2,82 \text{ kN}$$

Tabell 6

	Fack 1	A	Fack 2	B	Fack 3	C	Fack 4	D
Stödmoment [kNm]	-	-59,6	-	-41,4	-	-17,43	-	0

Den kritiska utböjningen kommer att ske i fack två där spännvidden uppgår till 6,6m. Det första och tredje facket är relativt små i jämförelse med detta. Alternativ två som den kritiska utböjningen skulle kunna ske i är i det fjärde facket. Dock kommer balken här att vara ingjuten i betong vilken stöttar upp balken mot nedböjning. Modell för andra facket:



Figur 32

Stödmomenten kring andra facket är

$$M_h = -59,6 \text{ kNm}$$

$$M_v = -41,4 \text{ kNm}$$

Utböjningen sker i två fall som slås ihop, den första med utbredd last och den andra med momenten vid stöden.

$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{L}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(M_v \cdot x_1 \cdot \left(1 - \frac{x_1^2}{L^2} \right) + M_h \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x^2}{L^2} \right) \right)$$

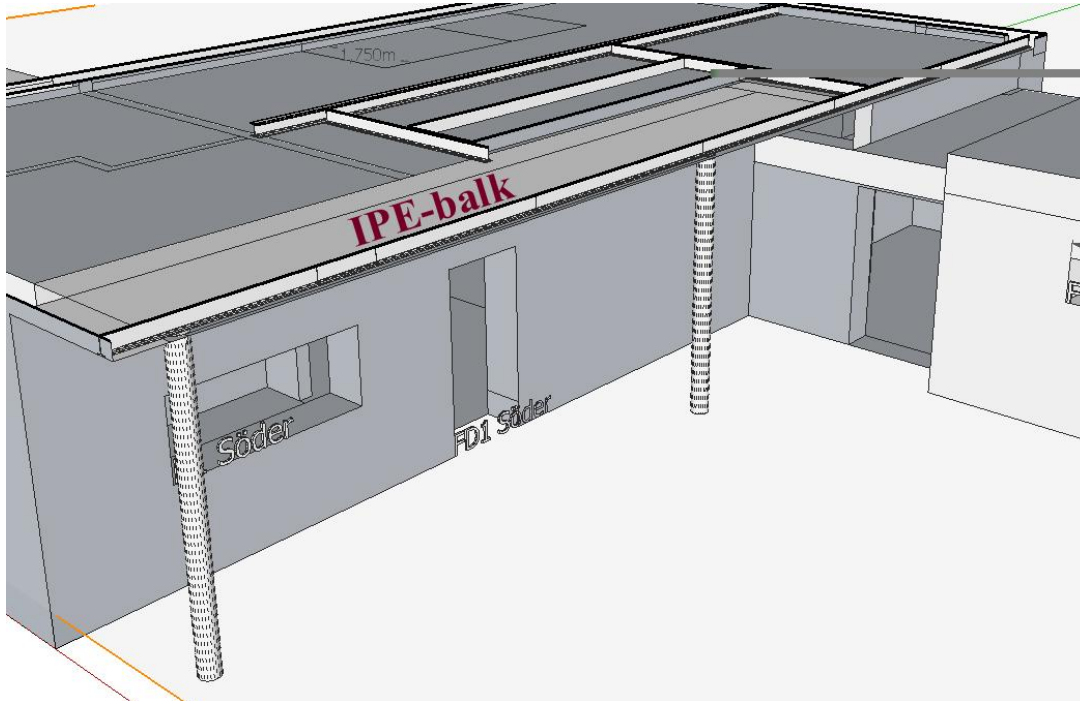
$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot 15,8 \cdot 10^3 \cdot 6,6^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 38,92 \cdot 10^{-6}} + \frac{6,6}{6 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 38,92 \cdot 10^{-6}} \cdot \left(-41,1 \cdot 10^3 \cdot 3,3 \cdot \left(1 - \frac{3,3^2}{6,6^2} \right) - 59,6 \cdot 10^3 \cdot 3,3 \cdot \left(1 - \frac{3,3^2}{6,6^2} \right) \right) = 0,014 \text{ m}$$

$$\frac{L}{x} = 0,0142 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{464} \text{ OK!}$$

I brukgränstillstånd erhålls en utböjning på L/464 vilket är godkänt.

5.8 Pelare till IPE 240

Den IPE-profil som bär upp i den utkragande delen ligger upplagd på 4 stöd varav två pelare. I detta avsnitt dimensioneras dessa båda pelare.



Figur 33

Eftersom snö som huvudlast gav värsta fallet för balken ovan, kommer det följa att det blir värsta fallet även för pelarna.

Snö huvudlast:

När snö är huvudlast är den vänstra pelaren utsatt för 200 kN och den högra för 105 kN, se figur 33. Båda pelarna dimensioneras för en tryckande kraft på 200 kN. Kontroll av pelare av typen VKR-100x100x5

VKR-100x100x5 \Rightarrow

$$\left. \begin{array}{ll} f_{yd} = 214 \text{ MPa} & W_t = 55,9 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \\ f_{yk} = 235 \text{ MPa} & A = 1870 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \\ E = 210 \text{ GPa} & i = 38,6 \cdot 10^{-3} \text{ m} \\ I = 2,79 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 & \text{Tvärsnittsgrupp } a \\ Z = 66,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 & \gamma_n = 1,1 \end{array} \right\}$$

Böjknäckning

$$N_{sd} < N_{Rxd}$$

$$N_{sd} = 200kN$$

$$N_{Rxd} = \omega_{xc} \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi \cdot i} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = \frac{2,7}{\pi \cdot 38,6 \cdot 10^{-3}} \cdot \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,74$$

$$\text{Tvärsnittsgrupp } a \text{ och } \lambda_c = 0,74 \Rightarrow \omega_{xc} = 0,82$$

$$N_{Rxd} = \omega_{xc} \cdot A \cdot f_{yd} = 0,82 \cdot 1870 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 = 328kN$$

$$200 \cdot 10^3 < 328 \cdot 10^3 \text{ OK!}$$

5.9 Utsparningar

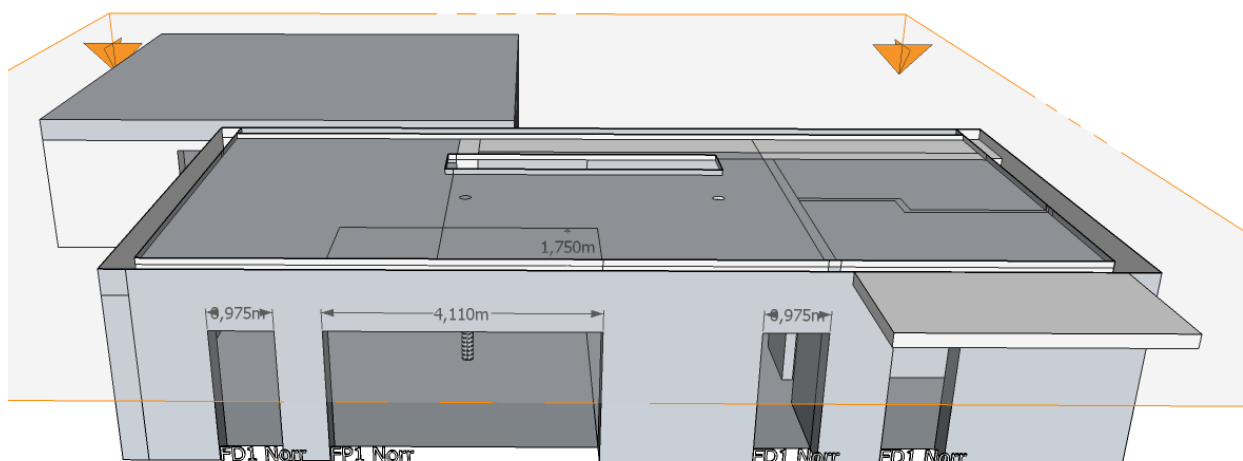
Förutsättningar och motivering till olika val framgår ovan under val av material. Till alla spännvidder adderas halva upplagslängden för U-balkarna, dvs. 250 mm kommer att adderas till respektive spännvidd. För att förenkla beräkningarna har det valts att vid beräkning av egentvyngheden på väggen räkna med att väggen har en genomgående tjocklek på 365 mm.

5.9.1 Hus bottenvåning

Utsparningarna kommer att ta upp en last från halva taket och dess takbalkar, snö, vägg och delar av bjälklaget med nyttig last.

5.9.1.1 Skjuddörrar 4,11 m Norr (FP1)

Balken ovanför skjuddörrarna kommer att bära ca 1,75 m av bjälklaget inklusive den nyttiga lasten (se figur 34) och halva taket på 8,3/2 m inklusive laster som snö och vind. På grund av den stora spännvidden och alla laster har det valts att gjuta in en HEA-240 i en betongbalk. Denna betongbalk kommer att platsgutas p.g.a. den stora dimensionen på HEA-profilen. Den totala spännvidden blir 4,36 m med halva upplagslängden på vardera sidan på 0,25m.



Figur 34 - Upplagsbalkar vid trappan.

HEA 240 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 77,63 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 745 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 675 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{egentyngd} = 0,603 \text{ kN/m}$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{8,3}{2} = 6,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{8,3}{2} = 3,46 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{vägg} = 4,5 \cdot 3,6 \cdot 0,365 \approx 6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Bjälklag: } q_{bjälklag} = 1,6 \cdot \frac{3,5}{2} \approx 2,8 \text{ kN/m}$$

Nyttig last:

$$q_{NL,bunden} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,bunden} = 1$$

$$q_{NL,fri} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,fri} = 0,33$$

$$\text{Egentyngd: } q_{egentyngd} = 0,603 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

Eftersom det finns två variabla laster måste det undersöka vilken som ska beräknas som huvudlast.

Nyttig last som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{tot} &= q_{snö} \psi_{snö} + 1,3 q_{vind} + \frac{1,3 \cdot (q_{NL,fri} + q_{NL,bunden}) \cdot 3,5}{2} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} + q_{egentyngd} \\ &= 6,64 \cdot 0,7 + 1,3 \cdot 1,93 + \frac{1,3 \cdot (0,5 + 1,5) \cdot 3,5}{2} + 3,46 + 6 + 2,8 + 0,603 = 22,54 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Snö som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{tot} &= 1,3 q_{snö} + \psi_{vind} q_{vind} + \frac{(q_{NL,fri} \psi_{NL,fri} + q_{NL,bunden} \psi_{NL,bunden}) \cdot 3,5}{2} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} + q_{egentyngd} \\ &= 6,64 \cdot 0,7 + 1,3 \cdot 1,93 + \frac{(0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 3,5}{2} + 3,46 + 6 + 2,8 + 0,603 = 23,72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Eftersom snö ger störst last räknas snö som huvudlast.

Moment

Dimensionerande moment:

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{23,72 \cdot 4,36^2}{8} = 56,36 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{745}{675} = 1,10$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 675 \cdot 10^{-6} \cdot 1,10 \approx 158,9 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är klart större än det dimensionerande momentet i balken så kommer den att hålla.

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{23,72 \cdot 10^3 \cdot 4,36}{2} = 51,7 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 230 - 2 \cdot 12 = 206$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{206}{7,5} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,31 \Rightarrow w_v = 0,67$$

$$V_{Rd} = w_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1545 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 217,2 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

$$q_{tot,bruk} = q_{snö} \psi_{snö} + q_{vind} \psi_{vind} + \frac{(q_{NL, fri} \psi_{NL, fri} + q_{NL, bunden} \psi_{NL, bunden}) \cdot 3,5}{2} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} + q_{egentyngd}$$

$$= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + \frac{(0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 3,5}{2} + 3,46 + 6 + 2,8 + 0,603 = 19,74 \text{ kN/m}$$

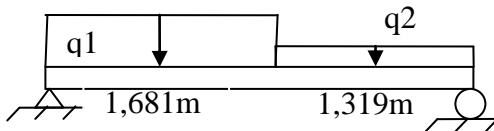
$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 19,74 \cdot 10^3 \cdot 4,36^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 77,63 \cdot 10^{-6}} = 0,0057 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0057 \Rightarrow \frac{L}{765} \text{ OK!}$$

5.9.1.2 Dörrar 3*norr & 1*söder 0,975 m (FD1)

Den totala spännvidden uppgår till 1,225 m. Denna dörrbalk kommer att utsättas för samma krafter som balken över skjutdörrarna dvs. brottlast 23,72 kN/m och bruklast 19,74 kN/m. Enligt H+H:s produktblad kan en u-balk med spännvidden 1400 mm klara brottlast 32,2 kN/m och bruklast 20,3 kN/m med en armering på 2Ø16. Denna lösning väljs.

5.9.1.3 Köksfönster öster 3 m (F2)

Köksfönstret har en spännvid på 3 m. Förutom utbredd last från vägg och tak, belastas fönstret med en punktlast från balken som bär upp bjälklagen. Eftersom punktlasten inte befinner sig direkt ovanför fönstret utan ca 1 m upp kommer denna att fördela sig med 45° ner till fönstret. Således kommer kraften att verka på en större yta. Punktlasten är belägen 0,581 m in från fönstrets högra sida. Enligt resonemanget ovan, att punktlasten fördelar sig, kommer lasten att verka på en yta som är 1,681 m. Eftersom lastfallet blir något komplext har Matlab använts för att ta fram max moment och upplagskrafter.



Figur 35

Laster:

Snö: $q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$

Tak & Balk: $q_{tak\&balk} = 0,5 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,15 \text{ kN/m}$

Vägg: $q_{vägg} = 4,5 \cdot 4,958 \cdot 0,365 \approx 8,15 \text{ kN/m}$

Punktlast: $P_{NLHL} = 33,17 \text{ kN} \Rightarrow q_P = \frac{33,17}{1,681} = 19,76 \text{ kN/m}$

Punktlast: $P_{NLejHL} = 20,95 \text{ kN} \Rightarrow q_P = \frac{20,95}{1,681} = 12,62 \text{ kN/m}$

Egentyngd: $q_{egentyngd} = 0,603 \text{ kN/m}$

De utbredda lasterna varierar då olika variabla laster är huvudlaster enligt:

Nyttig last som huvudlast ger

$$q_1 = 0,48 \cdot 0,7 + 0,15 + 8,15 + 19,76 + 0,1392 \cdot 0,25 = 28,74 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 0,48 \cdot 0,7 + 0,15 + 8,15 + 0,1392 \cdot 0,25 = 8,98 \text{ kN/m}$$

Snö som huvudlast ger

$$q_1 = 0,48 \cdot 1,3 + 0,15 + 8,15 + 12,62 + 0,1392 \cdot 0,25 = 21,89 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 0,48 \cdot 1,3 + 0,15 + 8,15 + 0,1392 \cdot 0,25 = 9,27 \text{ kN/m}$$

Då q_2 skiljer sig lite mellan de olika fallen och q_1 skiljer sig mer dimensioneras balken över köksfönstret för då nyttig last är huvudlast.

Tabell 7

NL Huvudlast	A	Fack	B
Stödmomen [kNm]	0	-	0
Fältmoment [kNm]	-	24,31	-
Upplagskraft [kN]	37,38	-	22,78
Tvärkraft [kN]	-37,38	-	22,78

Tabell 8

Snö Huvud last	A	Fack	B
Stödmomen [kNm]	0	-	0
Fältmoment [kNm]	-	19,45	-
Upplagskraft [kN]	29,18	-	19,85
Tvärcraft [kN]	-29,18	-	19,85

Brottgräns

Det väljs att anta en HEA 160 balk som gjuts in i en u-balk.

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 16,73 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 245 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 220 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,304 \text{ kN/m}$$

Moment

Det maximala verkliga momentet sker då nyttiglast är huvudlast och uppgår till 24,31 kNm

Momentkapaciteten för HEA 160 beräknas enligt följande:

$$M_{Rtd} = f_{yd} \cdot W \cdot \eta$$

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{245}{220} = 1,11$$

$$M_{Rtd} = 214 \cdot 10^6 \cdot 220 \cdot 10^{-6} \cdot 1,11 = 52,4 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det verkliga momentet i balken så kommer den att hålla.

Tvärcraft

Den maximala tvärcraften är i balkens vänsterkant och uppgår till 37,38 kN.

Tvärcraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 152 - 2 \cdot 9 = 134$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \cdot \frac{134}{9} \cdot \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,17 \Rightarrow w_v = 0,67$$

$$V_{Rtd} = w_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 804 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 115,3 \text{ kN}$$

Eftersom tvärcraftskapaciteten är klart större än den verkliga tvärcraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

Med alla variabla laster reducerade erhålls de utbredda lasterna till

$$q_1 = 0,48 \cdot 0,7 + 0,15 + 8,15 + 12,62 + 0,1392 \cdot 0,25 + 0,304 = 21,6 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 0,48 \cdot 0,7 + 0,15 + 8,15 + 0,1392 \cdot 0,25 + 0,304 = 8,98 \text{ kN/m}$$

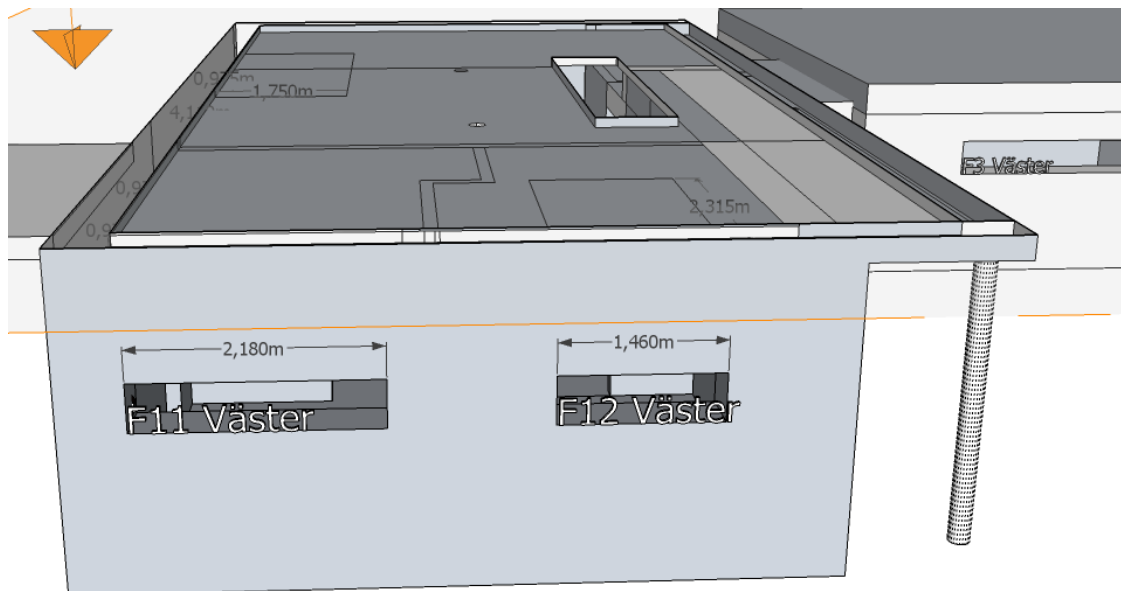
En förenkling görs så att $q_2 = q_1$ över hela balken.

$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 21,6 \cdot 10^3 \cdot 3^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 16,73 \cdot 10^{-6}} = 0,0064 \text{ m} \Rightarrow \frac{3}{x} = 0,0064 \Rightarrow \frac{L}{462} \text{ OK!}$$

HEA 160 klarar utifrån ovanstående beräkningar av givna laster.

5.9.1.4 Fönster väster 1,4 m (F12)

Den totala spännvidden uppgår med upplag till 1,71 m. Fönsterbalken kommer att ta last från halva centrumavståndet (600 mm) från taket och halva bjälklagslängden på 4,63m.



Figur 36

IPE 120 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 3,178 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 60,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 53 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$q_{egt} = 0,104$$

$$t_w = 4,4 \text{ mm}$$

$$t = 6,3 \text{ mm}$$

$$h = 120 \text{ mm}$$

$$A_w = 472 \text{ mm}^2$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{0,6}{2} = 0,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{vägg} = 4,5 \cdot 5,2 \cdot 0,365 \approx 8,541 \text{ kN/m}$$

$$\text{Bjälklag: } q_{bjälklag} = 1,6 \cdot \frac{4,63}{2} \approx 3,7 \text{ kN/m}$$

Nyttig last:

$$q_{NL,bunden} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,bunden} = 1$$

$$q_{NL,frī} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,frī} = 0,33$$

Brottgräns

Snö som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{tot} &= 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + (q_{NL,frī}\psi_{NL,frī} + q_{NL,bunden}\psi_{NL,bunden}) \cdot \frac{4,63}{2} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} + q_{IPE} \\ &= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,1392 + (0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot \frac{4,63}{2} + 0,25 + 8,541 + 3,7 + 0,104 \approx 15,56 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nyttig last som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{tot} &= \psi_{snö}q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + 1,3(q_{NL,frī} + q_{NL,bunden}) \cdot \frac{4,63}{2} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} + q_{IPE} \\ &= 10,7 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,1392 + 1,3(0,5 + 1,5) \cdot \frac{4,63}{2} + 0,25 + 8,541 + 3,7 + 0,16 \approx 18,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Eftersom nyttig last ger störst last räknas denna som huvudlast.

Moment

Dimensionerande moment:

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{18,98 \cdot 1,71^2}{8} = 6,93 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{60,7}{53} \approx 1,15$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 53 \cdot 10^{-6} \cdot 1,15 \approx 13,0 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är klart större än det dimensionerande momentet i balken så kommer den att hålla.

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{18,98 \cdot 1,71}{2} \approx 16,23 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 120 - 2 \cdot 6,3 = 107,4 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{107,4}{4,4} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,27$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{Rtd} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 472 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 67,7 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

$$q_{tot} = \psi_{snö} q_{snö} + \psi_{vind} q_{vind} + (q_{NL, fri} \psi_{NL, fri} + q_{NL, bunden} \psi_{NL, bunden}) \cdot \frac{4,63}{2} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} + q_{IPE}$$
$$= 0,7 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,1392 + (0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot \frac{4,63}{2} + 0,25 + 8,541 + 3,7 + 0,104 \approx 15,27 \text{ kN/m}$$

Den maximala utböjningen (v_{max}) för en fritt upplagd balk beräknas på följande sätt:

$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 15,27 \cdot 10^3 \cdot 1,65^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 1,71 \cdot 10^{-6}} = 0,00414 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0041 \Rightarrow \frac{L}{417} \text{ OK!}$$

5.9.1.5 Fönster väster 2,18 m (F11)

Den totala spännvidden uppgår med upplag till 2,43 m. Balkongen påverkar ej fönsterbalkarna. Detta beror på att balkongen kommer att få balkarna, och hela bjälklaget att

lyfta, som en vippbräda. Således kommer inte någon tryckande kraft påverka fönsterbalkarna som ligger under balkongbalkarna.

Laster:

Samma som för västra fönstret (F12) dvs. brottlast 18,98 kN/m och bruklast 15,27 kN/m, se ovan.

Ur produktbladet H+H väljs en IPE 160 med spännvidd 2,5 m som klarar lasterna 31,5 kN/m i brottlast och 19,9 kN/m bruklast.

5.9.1.6 Fönster söder 2,18 m (F1)

Fönstret får med upplagen en total spännvidd på 2,43 m. Dessa kommer att ta upp en last från halva taket (8,3/2 m) och dess takbalkar, snö, delar av bjälklaget på ca 1,56 m och den halva utkragande delen på 0,55 m som även bär den nyttiga lasten och 5,15 m vägg.



Figur 37

Laster:

Snö: $q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{8,3}{2} = 6,64 \text{ kN/m}$

Tak & Balk: $q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{8,3}{2} = 3,46 \text{ kN/m}$

Vägg: $q_{vägg} = 4,5 \cdot 5,15 \cdot 0,365 \approx 8,46 \text{ kN/m}$

Bjälklag: $q_{bjälklag} = 1,6 \cdot (1,56 + 0,55) \approx 3,38 \text{ kN/m}$

Nyttig last:

$$q_{NL,bunden} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,bunden} = 1$$

$$q_{NL,fri} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,fri} = 0,33$$

Brottgräns

Snö som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{tot} &= 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + (q_{NL,fri}\psi_{NL,fri} + q_{NL,bunden}\psi_{NL,bunden}) \cdot 1,56 + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} \\ &= 1,3 \cdot 6,64 + 0,25 \cdot 1,93 + (0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,56 + 3,46 + 8,46 + 3,38 = 25,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nyttig last som huvudlast:

$$\begin{aligned} q_{tot} &= q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + 1,3(q_{NL,fri} + q_{NL,bunden}) \cdot 1,56 + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} \\ &= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + 1,3(0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,56 + 3,46 + 8,46 + 3,38 = 24,49 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Snö som huvudlast ger värsta fallet med en last på 25,98 kN/m.

Brukgräns

$$\begin{aligned} q_{tot} &= q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + (q_{NL,fri}\psi_{NL,fri} + q_{NL,bunden}\psi_{NL,bunden}) \cdot 1,56 + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} \\ &= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + (0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,56 + 3,46 + 8,46 + 3,38 = 21,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

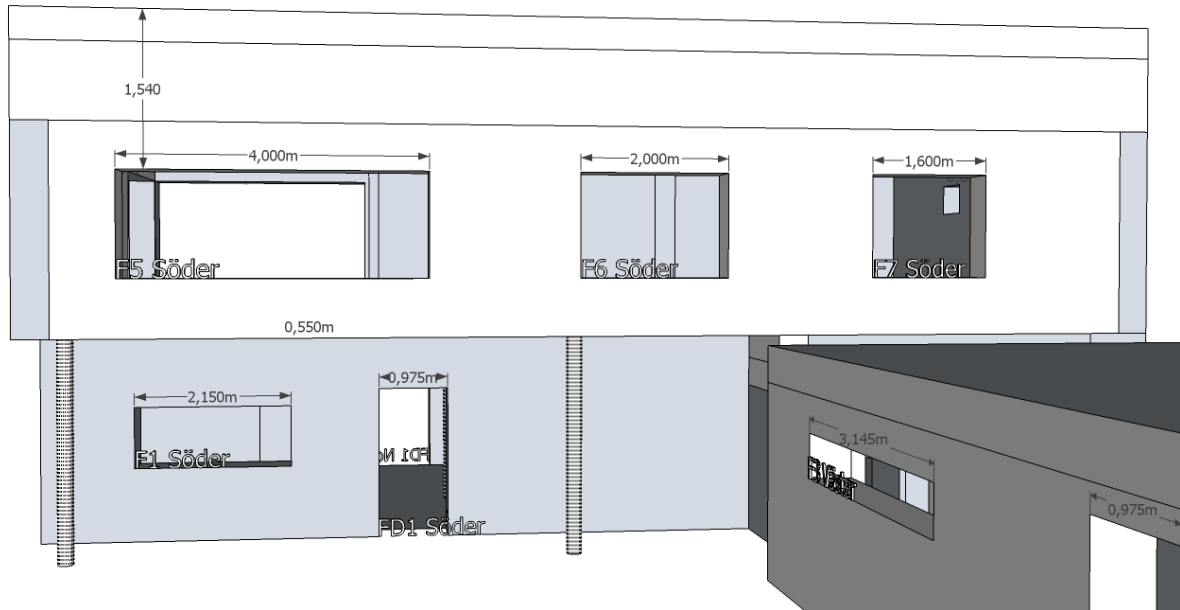
Enligt produktbladet H+H måste fönstret på 2,5 m förstärkas med en IPE 180 vilken klarar i brott 42,6 kN/m och bruk 30,6 kN/m. Denna lösning väljs.

5.9.2 Hus ovanvåning

Utsparningarna kommer att ta upp en last från halva taket och dess takbalkar samt snö.

5.9.2.1 Fönster söder 4 m (F5)

Fönstrets totala spännvidd om halva upplagslängden räknas med blir 4,25 m. Fönstret kommer att belastas med halva taklängden och med väggen ovanför fönstret som är 1,54 m högt. Det börjas med att undersöka om HEA 180 fungerar.



Figur 38

HEA 180 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 25,1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 325 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 294 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$q_{egt} = 0,355$$

$$t_w = 6 \text{ mm}$$

$$t = 9,5 \text{ mm}$$

$$h = 171 \text{ mm}$$

$$A_w = 912 \text{ mm}^2$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{8,3}{2} = 6,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{8,3}{2} = 3,46 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{vägg} = 4,5 \cdot 1,54 \cdot 0,365 \approx 3,53 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt}$$

$$= 1,3 \cdot 6,64 + 0,25 \cdot 1,93 + 3,46 + 2,53 + 0,355 = 15,455 \text{ kN/m}$$

Moment

Dimensionerande moment:

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{15,455 \cdot 4,25^2}{8} = 34,9 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{325}{294} \approx 1,105$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 294 \cdot 10^{-6} \cdot 1,105 \approx 69,55 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerande momentet ($69,55 > 34,9 \text{ kNm}$) så kommer balken att klara lasterna.

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{15,455 \cdot 4,25}{2} \approx 32,84 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 171 - 2 \cdot 9,5 = 152 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{152}{6} \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,297$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{Rd} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 912 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 130,76 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

$$\begin{aligned} q_{tot} &= q_{snö} \psi_{snö} + q_{vind} \psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt} \\ &= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + 3,46 + 2,53 + 0,355 = 11,455 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Den maximala utböjningen (v_{max}) för en fritt upplagd balk beräknas på följande sätt:

$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 11,455 \cdot 10^3 \cdot 4,25^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 25,1 \cdot 10^{-6}} = 0,0092 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0092 \Rightarrow \frac{L}{461} \text{ OK!}$$

HEA 180 väljs.

5.9.2.2 Fönster söder 2 m (F6)

Balken ovanför detta fönster kommer att belastas med samma laster som för fönster F5 söder (se ovan) dock utan egentynghden för HEA 180 balken som användes som förstärkning vid det fönstret. Detta fönster kommer att få en total spännvidd på 2,25 m med halva upplagslängden.

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$
$$= 1,3 \cdot 6,64 + 0,25 \cdot 1,93 + 3,46 + 2,53 = 15,1 \text{ N/m}$$

Bruklast:

$$q_{tot} = q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$
$$= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + 3,46 + 2,53 = 11,1 \text{ kN/m}$$

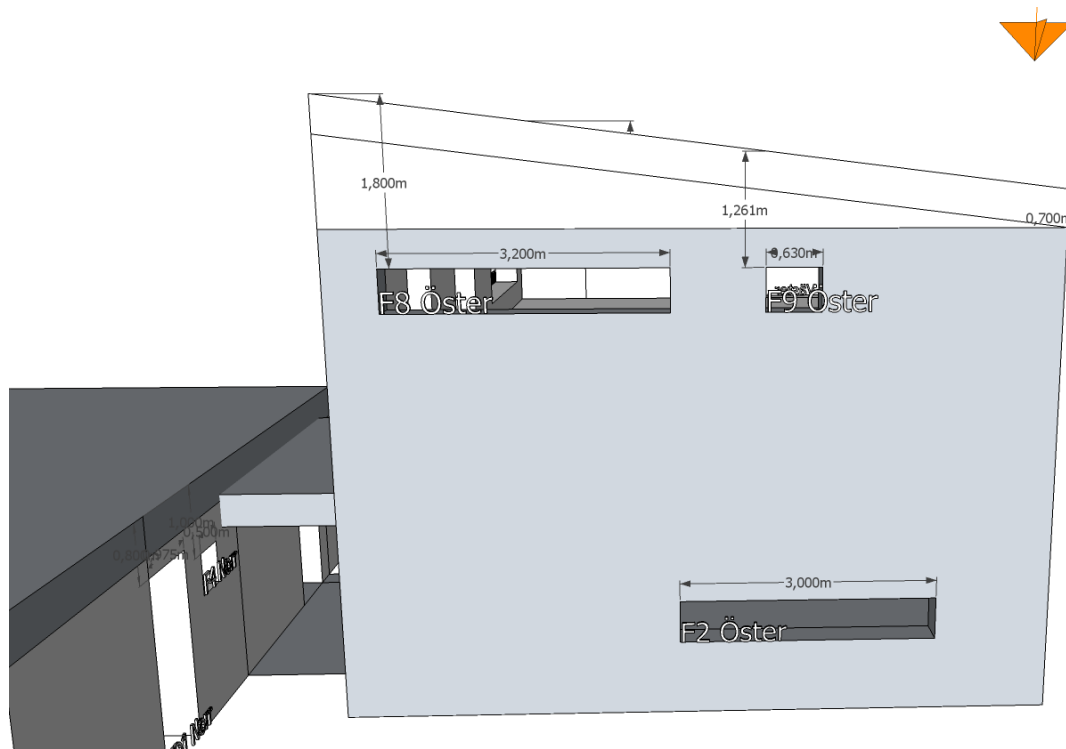
Enligt produktbladet H+H måste fönstret på 2,5 m förstärkas med en IPE 160 vilken klarar 31,8 kN i brottgränstillstånd och 20,1 kN i brukgränstillstånd, vid en spännvidd på 2,5m.

5.9.2.3 Fönster söder 1,6 m (F7)

Detta fönster har kortare spännvidd än fönstret F6 söder (se ovan). Dessutom kommer detta fönster att belastas med samma last som fönster F6 därför kommer detta fönster att dimensioneras på samma sätt dvs. med en IPE 160.

5.9.2.4 Fönster öster 3,2 m (F8)

Den totala spännvidden uppgår med upplag till 3,45 m. Fönstret kommer att belastas med gavelbalken som bär lasten från taket som sträcker sig till halva centrumavståndets mellan takbalkarna (0,6/2 m) och med väggen ovanför fönstret som är 1,8 m högt.



Figur 39

Laster:

Snö: $q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$

Tak & Balk: $q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{0,6}{2} = 0,25 \text{ kN/m}$

Vägg: $q_{v\ddot{a}gg} = 4,5 \cdot 1,8 \cdot 0,365 \approx 2,96 \text{ kN/m}$

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{sn\ddot{o}} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{v\ddot{a}gg}$$

$$= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,14 + 0,25 + 2,96 = 3,87 \text{ kN/m}$$

Bruklast:

$$q_{tot} = q_{sn\ddot{o}}\psi_{sn\ddot{o}} + q_{vind}\psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{v\ddot{a}gg}$$

$$= 0,48 \cdot 0,7 + 0,14 \cdot 0,25 + 0,25 + 2,96 = 3,87 \text{ kN/m}$$

Enligt produktbladet från H+H kan fönstret förstärkas med IPE 160 som då kommer klara en spännvidd på 3,5 m med last upp till 16,6 kN/m i brott och 7,3 kN/m i bruk.

5.9.2.5 Fönster öster 0,63 m (F9)

Den totala spännvidden uppgår med upplag till 0,88m. Fönstret kommer att belastas med gavelbalken som bär lasten från taket som sträcker sig till halva centrumavståndets mellan takbalkarna (0,6/2 m) och med väggen ovanför fönstret som är 1,3m högt (se figur 39).

Laster:

Snö: $q_{sn\ddot{o}} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$

Tak & Balk: $q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{0,6}{2} = 0,25 \text{ kN/m}$

Vägg: $q_{v\ddot{a}gg} = 4,5 \cdot 1,3 \cdot 0,365 \approx 2,13 \text{ kN/m}$

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{sn\ddot{o}} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{v\ddot{a}gg}$$

$$= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,14 + 0,25 + 2,13 = 3,04 \text{ kN/m}$$

Bruklast:

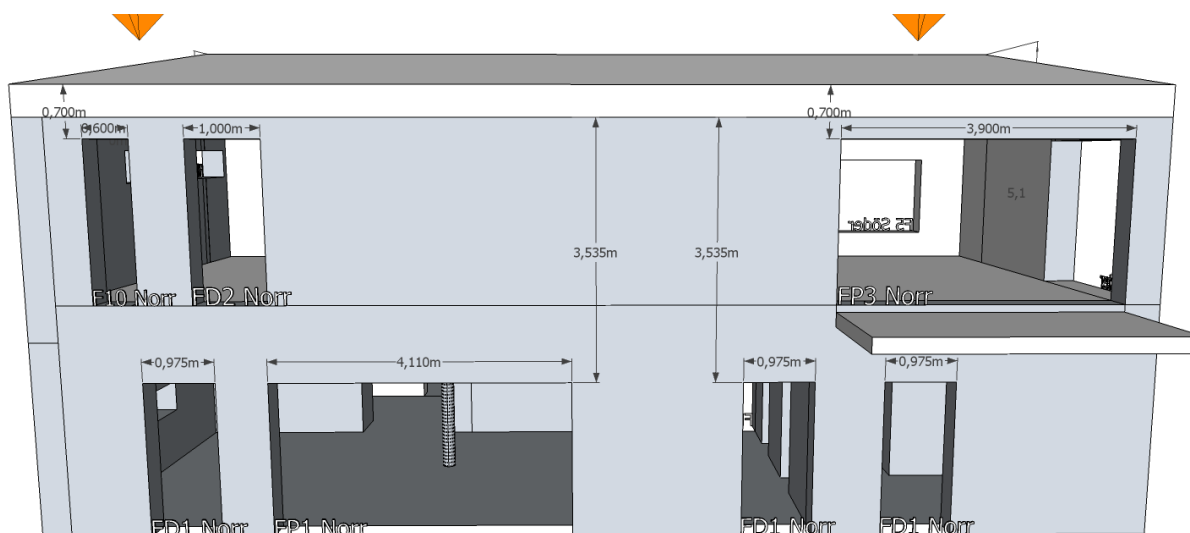
$$q_{tot} = q_{sn\ddot{o}}\psi_{sn\ddot{o}} + q_{vind}\psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{v\ddot{a}gg}$$

$$= 0,48 \cdot 0,7 + 0,14 \cdot 0,25 + 0,25 + 2,13 = 2,75 \text{ kN/m}$$

Enligt produktbladet från H+H kan fönstret förstärkas med 2Ø8 som då kommer klara, med en spännvidd på 1m, last upp till 32,1 kN/m i brott och 26,1 kN/m i bruk. Det inses att detta är överdimensionerat, dock används detta då det knappast går att dimensionera ner.

5.9.2.6 Fönster norr 1 m (FD2)

Fönstrets totala spännvidd om halva upplagslängden räknas med blir 1,25 m. Fönstret kommer att belastas med halva taklängden på (8,3/2 m) och med väggen ovanför fönstret som är 0,7 m högt.



Figur 40

Laster:

Snö: $q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{8,3}{2} = 6,64 \text{ kN/m}$

Tak & Balk: $q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{8,3}{2} = 3,46 \text{ kN/m}$

Vägg: $q_{vägg} = 4,5 \cdot 0,7 \cdot 0,365 \approx 1,15 \text{ kN/m}$

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$

$$= 1,3 \cdot 6,64 + 0,25 \cdot 1,93 + 3,46 + 1,15 = 13,72 \text{ kN/m}$$

Bruklast:

$$q_{tot} = q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$

$$= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + 3,46 + 1,15 = 9,76 \text{ kN/m}$$

Enligt produktbladet från H+H kan fönstret förstärkas med 2Ø8 som då kommer klara, med en spännvidd på 1,4 m, last upp till 15,8 kN i brott och 10,7 kN i bruk.

5.9.2.7 Fönster norr 0,6 m (F10)

Detta fönster belastas med samma last som fönstret FD2 norr (se ovan), dvs, med 13,72 kN/m i brott och 9,76 kN i bruk. Däremot har detta fönster en kortare spännvidd på 0,85 m med upplagen därför kommer det att räcka att förstärka med 2Ø8 som då kommer klara, med en spännvidd på 1 m, last upp till 23,1 kN/m i brott och 26,1 kN/m i bruk.

5.9.2.8 Fönster norr 3,9 m (FP3)

Fönstrets totala spännvidd om halva upplagslängden räknas med blir 4,15 m. Fönstret kommer att belastas med halva taklängden. Eftersom det är dåligt med utrymme över fönstret till tak, så väljs att direkt gjuta en betongbalk med en stålprofil inuti. Detta anses vara ett effektivt och enkelt sätt att använda. Det börjas med att undersöka om HEA 160 fungerar.

HEA 160 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 16,73 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 245 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 220 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$q_{egt} = 0,304 \text{ kN/m}$$

$$t_w = 6,0 \text{ mm}$$

$$t = 9,0 \text{ mm}$$

$$h = 152 \text{ mm}$$

$$A_w = 804 \text{ mm}^2$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{8,3}{2} = 6,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{8,3}{2} = 3,46 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{vägg} = 4,5 \cdot 0,7 \cdot 0,365 \approx 1,15 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt}$$
$$= 1,3 \cdot 6,64 + 0,25 \cdot 1,93 + 3,46 + 1,15 + 0,262 = 14 \text{ kN/m}$$

Moment

Dimensionerande moment:

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{14 \cdot 4,15^2}{8} = 30,14 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{245}{220} \approx 1,11$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 220 \cdot 10^{-6} \cdot 1,11 \approx 52,26 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerade momentet ($52,26 > 30,14 \text{ kNm}$) så kommer balken att klara lasterna.

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{14 \cdot 4,15}{2} \approx 29,05 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 220 - 2 \cdot 9,0 = 202 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{202}{6,0} \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,39$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{\text{red}} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 804 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 115,3 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brugräns

$$\begin{aligned} q_{\text{tot}} &= q_{\text{snö}} \psi_{\text{snö}} + q_{\text{vind}} \psi_{\text{vind}} + q_{\text{tak\&balk}} + q_{\text{vägg}} + q_{\text{egt}} \\ &= 6,64 \cdot 0,7 + 1,93 \cdot 0,25 + 3,46 + 1,15 + 0,262 = 10 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

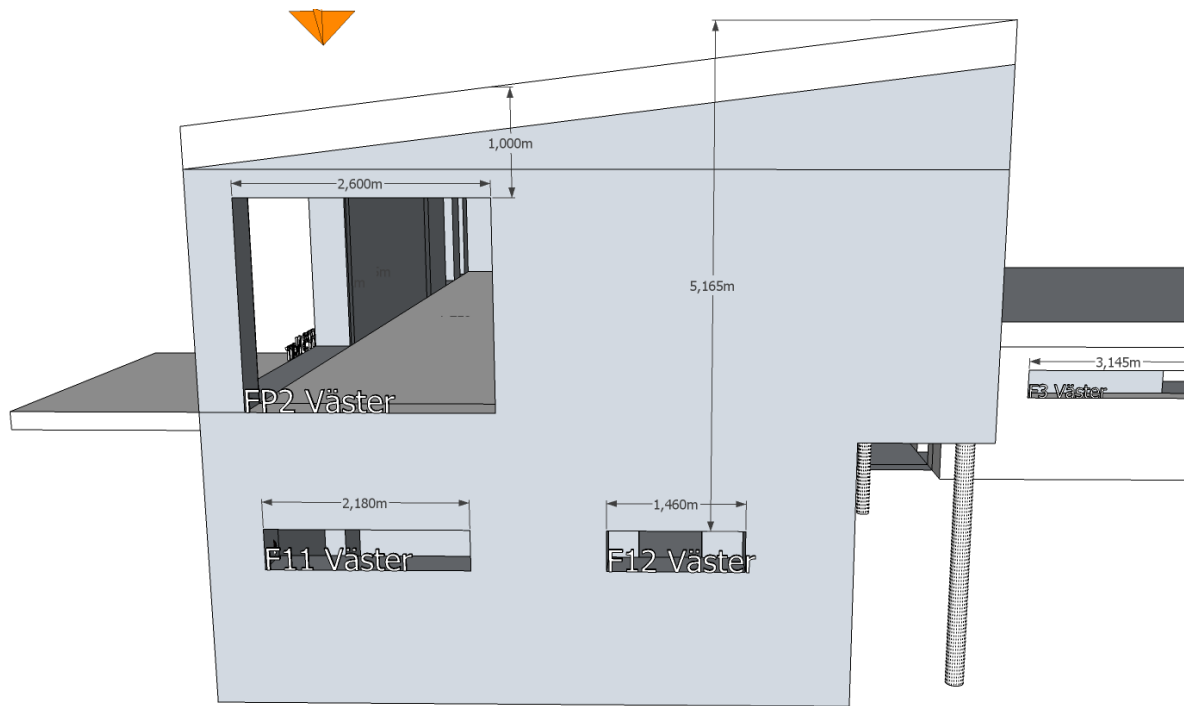
Den maximala utböjningen (v_{\max}) för en fritt upplagd balk beräknas på följande sätt:

$$v_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 10 \cdot 10^3 \cdot 4,15^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 16,73 \cdot 10^{-6}} = 0,011 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,011 \Rightarrow \frac{L}{377} \text{ OK!}$$

Utböjningen på L/377 klarar våra krav, därmed kommer HEA 160 att väljas.

5.9.2.9 Fönster väster 2,6 m (FP2)

Fönstrets totala spännvidd om halva upplagslängden räknas med blir 2,85 m. Fönstret kommer att belastas med gavelbalken som bär lasten från taket som sträcker sig till halva centrumavståndets mellan takbalkarna (0,6/2 m) och med väggen ovanför fönstret som är 1 m hög. Först undersöks om IPE 100 fungerar.



Figur 41

IPE 100 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 1,71 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 39,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 34,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$q_{egt} = 0,081 \text{ kN/m}$$

$$t_w = 4,1 \text{ mm}$$

$$t = 5,7 \text{ mm}$$

$$h = 100 \text{ mm}$$

$$A_w = 363 \text{ mm}^2$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{tak\&balk} = \frac{0,5}{0,6} \cdot \frac{0,6}{2} = 0,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{vägg} = 4,5 \cdot 1 \cdot 0,365 \approx 1,64 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt}$$
$$= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,14 + 0,25 + 1,64 + 0,081 = 2,63 \text{ kN/m}$$

Moment

Dimensionerande moment:

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{2,63 \cdot 2,85^2}{8} = 2,67 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{39,4}{34,2} \approx 1,15$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 34,2 \cdot 10^{-6} \cdot 1,15 \approx 8,43 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerande momentet ($8,43 > 2,67 \text{ kNm}$) så kommer balken att klara lasterna.

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{max} = \frac{qL}{2} = \frac{2,63 \cdot 2,85}{2} \approx 3,75 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 100 - 2 \cdot 5,7 = 88,6 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{88,6}{4,1} \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,25$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{Rtd} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 363 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 52 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

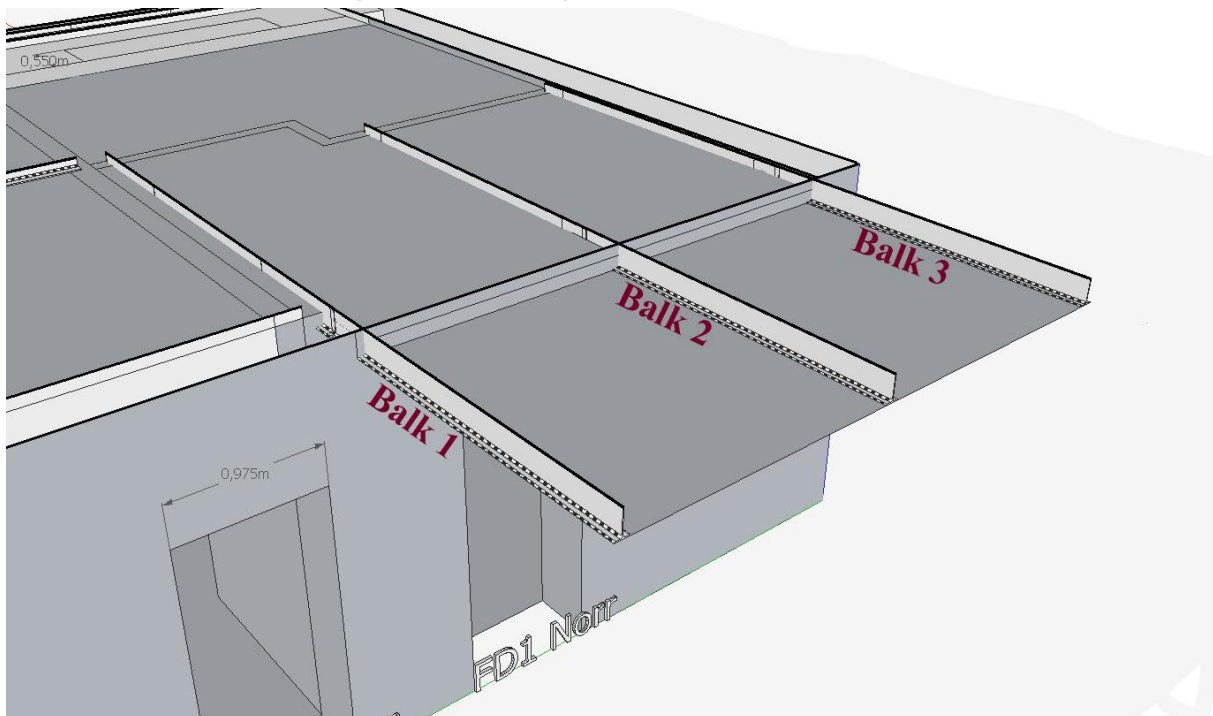
$$q_{tot} = q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt}$$
$$= 0,48 \cdot 0,7 + 0,14 \cdot 0,25 + 0,25 + 1,64 + 0,081 = 2,341 \text{ kN/m}$$

Den maximala utböjningen (v_{max}) för en fritt upplagd balk beräknas på följande sätt:

$$v_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 2,341 \cdot 10^3 \cdot 2,85^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 1,71 \cdot 10^{-6}} = 0,0054 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0054 \Rightarrow \frac{L}{527} \text{ OK!}$$

IPE 100 väljs.

5.10 Dimensionering av balkongbalkar



Figur 42

Balkongen bärs upp av tre stycken kontinuerliga balkar av IPE profil. Balk 2 och 3 är lika långa, det som skiljer dem från varandra är att balk 2 tar upp mer last än balk 3. På grund av detta väljs det att endast kontrollera att balk 1 och 2 klarar av de nedan givna lasterna.

Laster:

Bjälklag: $q_{bjälklag} = 1,6 \text{ kN/m}^2$

Nyttig last:

$$q_{NL,bunden} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,bunden} = 1$$

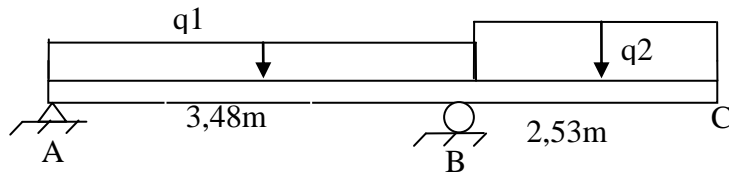
$$q_{NL,fri} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{NL,fri} = 0,33$$

Snö: $q_{Snö} = 1,6 \text{ kN/m}^2$

$$\psi_{snö} = 0,6$$

Balk 1



Figur 43

Nyttig last som huvudlast:

$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot \frac{1,95}{2} = 5,362 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} + q_{snö} \cdot \psi_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot \frac{1,95}{2} + 1,6 \cdot 0,6 \cdot \frac{1,95}{2} = 6,298 \text{ kN/m}$$

Snö som huvudlast:

$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} \cdot \psi = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot \frac{1,95}{2} = 3,8 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} \cdot \psi + q_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot \frac{1,95}{2} + 1,6 \cdot 1,3 \cdot \frac{1,95}{2} = 5,83 \text{ kN/m}$$

Analys av momentkrafter för de två olika fallen ger.

Tabell 9

	A	Fack 1	B	Fack 2
Fall 1 NL HL				
Stödmoment [kNm]	0	-	-20,1	-
Fältmoment [kNm]	-	1,17	-	0
Upplagskraft [kN]	3,54	-	30,97	-
	A, höger	B, vänster	B, höger	C, vänster
Tvärkrafter [kN]	-3,54	15,1	-15,9	0

Fall 2 Snö HL				
Stödmoment [kNm]	0	-	-18,6	-
Fältmoment [kNm]	-	0,21	-	0
Upplagskraft [kN]	1,3	-	26,7	-
	A, höger	B, vänster	B, höger	C, vänster
Tvärkrafter [kN]	-1,26	11,94	-14,71	0

Värsta fallet är då nyttig last är huvudlast ur alla avseenden.

Brottgräns

Kontroll av IPE 240. Denna dimension väljs främst för att bjälklaget ska få plats.

IPE 240 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 38,92 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 367 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W = 324 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,307 \text{ kN/m}$$

Det värsta fallet konstaterades till då nyttig last är huvudlast.

$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot \frac{1,95}{2} = 5,362 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} + q_{snö} \cdot \psi_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot \frac{1,95}{2} + 1,6 \cdot 0,6 \cdot \frac{1,95}{2} = 6,298 \text{ kN/m}$$

Moment

Störst moment är stödmomentet vid B, $M_B = -20,1 \text{ kNm}$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{367}{324} \approx 1,13$$

$$M_{Rtd} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 324 \cdot 10^{-6} \cdot 1,13 \approx 78,5 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerande momentet ($78,5 > 20,1 \text{ kNm}$) så kommer balken att klara lasterna.

Tvärkraft

Störst tvärkraft sker vid stödmoment B från höger och uppgår till $15,9 \text{ kN}$.

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 240 - 2 \cdot 9,8 = 220,4 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{220,4}{9,8} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,25$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{Rd} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1366 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 195 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

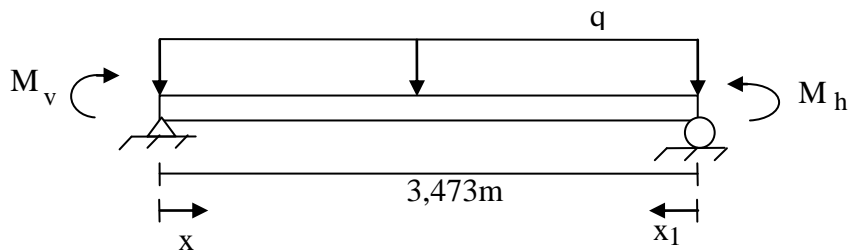
$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot \frac{1,95}{2} = 3,8 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} + q_{snö} \cdot \psi_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot \left(\frac{1,95}{2} + 0,6 \right) + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot \frac{1,95}{2} + 1,6 \cdot 0,6 \cdot \frac{1,95}{2} = 4,73 \text{ kN/m}$$

Tabell 10

	A	Fack 1	B	C
Fall 1 NL HL				
Stödmoment [kNm]	0	-	-15,1	-
Utböjning [m]	-	?	-	0,0029

För att beräkna utböjningen i fack 1 delas det upp i två fall. Ett med stödmoment och ett med en utbredd last. Dessa två summeras sedan för att få den totala utböjningen.



Figur 44

Stödmomenten kring andra facket är

$$M_h = -15,1 \text{ kNm}$$

$$M_v = 0 \text{ kNm}$$

Utböjningen sker i två fall som slås ihop, den första med utbredd last och den andra med momenten vid stöden.

$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{L}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(M_v \cdot x_1 \cdot \left(1 - \frac{x_1^2}{L^2} \right) + M_h \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x^2}{L^2} \right) \right)$$

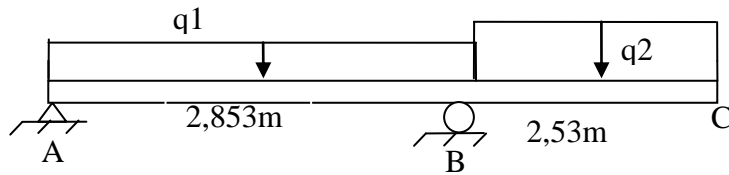
$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot 3,8 \cdot 10^3 \cdot 3,473^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 38,92 \cdot 10^{-6}} + \frac{3,473}{6 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 38,92 \cdot 10^{-6}} \cdot \left(0 \cdot 1,74 \cdot \left(1 - \frac{1,74^2}{3,473^2} \right) - 15,1 \cdot 10^3 \cdot 1,74 \cdot \left(1 - \frac{1,74^2}{3,473^2} \right) \right) = -0,00052 \text{ m}$$

$$\frac{L}{x} = 0,00052 \Rightarrow \frac{L}{6770} \text{ Ok!}$$

Utböjningen sker uppåt i fack 1 vilket är riskabelt då bjälklagselementen är armerade i underkant mot moment. Utböjningen är däremot endast $L/6770$ vilket bjälklaget kommer klara av. Utböjningen i konsoldelen av balken är på 0,0029m.

$$\frac{L}{x} = 0,0029 \Rightarrow \frac{L}{870} \text{ Ok!}$$

Balk 2



Figur 45

Nyttig last som huvudlast:

$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot 1,95 = 8,5 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} + q_{snö} \cdot \psi_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot 1,95 + 1,6 \cdot 0,6 \cdot 1,95 = 10,37 \text{ kN/m}$$

Snö som huvudlast:

$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} \cdot \psi = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,95 = 5,37 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} + q_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,95 + 1,6 \cdot 1,3 \cdot 1,95 = 9,43 \text{ kN/m}$$

Analys av momentkrafter för de två olika fallen ger.

Tabell 11

	A	Fack 1	B	Fack 2
Fall 1 NL HL				
Stödmoment [kNm]	0	-	-33	-
Fältmoment [kNm]	-	Inget max	-	0
Upplagskraft [kN]	-0,56	-	49,9	-
	A, höger	B, vänster	B, höger	C, vänster
Tvärkrafter [kN]	-0,56	23,7	-26,16	0

Fall 2 Snö HL				
Stödmoment [kNm]	0	-	-30	-
Fältmoment [kNm]	-	Inget max	-	0
Upplagskraft [kN]	2,86	-	41,97	-
	A, höger	B, vänster	B, höger	C, vänster
Tvärkrafter [kN]	2,86	18,18	-23,79	0

Värsta fallet är då nyttig last är huvudlast ur alla avseenden.

Brottgräns

Kontroll av IPE 240. Denna dimension väljs främst för att bjälklaget ska få plats.

IPE 240 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 38,92 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 367 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W = 324 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\gamma_n = 1,1$$

$$q_{\text{egentyngd}} = 0,307 \text{ kN/m}$$

Det värsta fallet konstaterades till då nyttig last är huvudlast.

$$q_1 = q_{\text{egt}} + q_{\text{bjl}} + q_{\text{NL}} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot 1,95 = 8,5 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{\text{egt}} + q_{\text{bjl}} + q_{\text{NL}} + q_{\text{snö}} \cdot \psi_{\text{snö}} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5) \cdot 1,3 \cdot 1,95 + 1,6 \cdot 0,6 \cdot 1,95 = 10,37 \text{ kN/m}$$

Moment

Störst moment är stödmomentet vid B, $M_B = -33 \text{ kNm}$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{367}{324} \approx 1,13$$

$$M_{\text{Rtd}} = f_{yd} W \eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 324 \cdot 10^{-6} \cdot 1,13 \approx 78,5 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerande momentet ($78,5 > 33 \text{ kNm}$) så kommer balken att klara lasterna.

Tvärkraft

Störst tvärkraft finns vid stödmoment B från höger och uppgår till $26,2 \text{ kN}$.

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 240 - 2 \cdot 9,8 = 220,4 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E_k}} = 0,35 \frac{220,4}{9,8} \sqrt{\frac{214 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,25$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v , med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{\text{Rtd}} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 1366 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 195 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

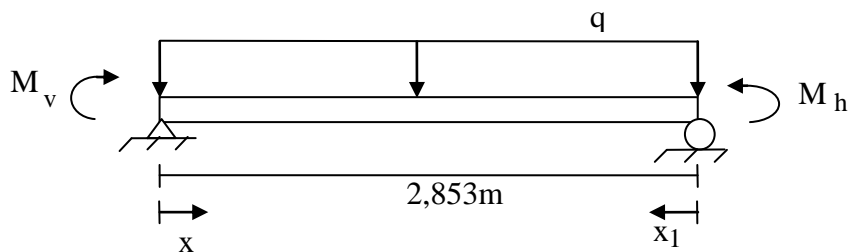
$$q_1 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,95 = 5,37 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{egt} + q_{bjl} + q_{NL} + q_{snö} \cdot \psi_{snö} = 0,307 + 1,6 \cdot 1,95 + (0,5 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,95 + 1,6 \cdot 0,6 \cdot 1,95 = 7,24 \text{ kN/m}$$

Tabell 12

	A	Fack 1	B	C
Fall 1 NL HL				
Stödmoment [kNm]	0	-	-23,1	-
Utböjning [m]	-	?	-	-0,0096

För att beräkna utböjningen i fack 1 delas det upp i två fall. Ett med stödmoment och ett med en utbredd last. Dessa två summeras sedan för att få den totala utböjningen.



Figur 46

Stödmomenten kring andra facket är

$$M_h = -23,1 \text{ kNm}$$

$$M_v = 0 \text{ kNm}$$

Utböjningen sker i två fall som slås ihop, den första med utbredd last och den andra med momenten vid stöden.

$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{L}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(M_v \cdot x_1 \cdot \left(1 - \frac{x_1^2}{L^2} \right) + M_h \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x^2}{L^2} \right) \right)$$

$$v(0,5L) = \frac{5 \cdot 5,37 \cdot 10^3 \cdot 2,853^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 38,92 \cdot 10^{-6}} + \frac{2,853}{6 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 38,92 \cdot 10^{-6}} \cdot \left(0 \cdot 1,43 \cdot \left(1 - \frac{1,43^2}{2,853^2} \right) - 23,1 \cdot 10^3 \cdot 1,43 \cdot \left(1 - \frac{1,43^2}{2,853^2} \right) \right) = -0,0087 \text{ m}$$

$$\frac{L}{x} = 0,00087 \Rightarrow \frac{L}{3270} \text{ Ok!}$$

Utböjningen sker uppåt vilket är riskabelt då bjälklagselementen är armerade i underkant mot moment. Utböjningen är däremot endast L/3270 vilket bjälklaget kommer klara av.

Utböjningen i konsoldelen av balken är på 0,0096 m.

$$\frac{L}{x} = 0,0096 \Rightarrow \frac{L}{264}$$

Denna utböjning är relativt stor och överstiger egentligen vårt utböjningskrav. Men p.g.a. den relativt korta spännvidden tillåts denna utböjning.

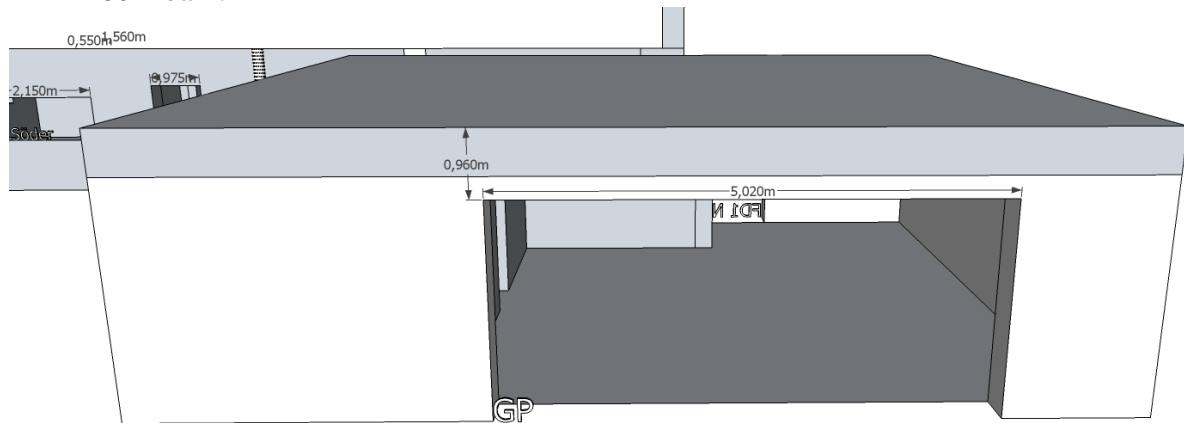
Balk 3 tar upp hälften av de utbredda lasterna jämför med balk 2. Med betydligt lägre laster kommer balk 3 att klara sig bra i både brott och bruk och kan därför också väljas till IPE 240

5.11 Garage

Garagetaket bärs upp av samma balkar som användes i huset, dvs. 450 mm höga HI-lättbalkar från Byggma group med ett centrumavstånd på 600 mm. På taket kommer ett sedumtak att läggas så takets totala egentynghd har uppskattats till 1 kN/m^2 .

5.11.1 Garageport 5,02 m (GP)

Vid dimensioneringen av garageporten har det antagits att den tar upp en last från taket $0,6 / 2 \text{ m}$, dvs. halva centrumavståndet mellan takbalkarna. Ovanför garageporten är väggen ca $0,96 \text{ m}$ hög. Den totala spännvidden uppgår med upplag till $5,27 \text{ m}$. Beräkningen genomförs för en HEA 160 – balk.



Figur 47

HEA 160 =>

$$f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I = 16,73 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$Z = 245 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_t = 220 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$q_{egt} = 0,304 \text{ k N/m}$$

$$t_w = 6 \text{ mm}$$

$$t = 9 \text{ mm}$$

$$h = 152 \text{ mm}$$

$$A_w = 804 \text{ mm}^2$$

Laster:

$$\text{Snö: } q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tak \& Balk: } q_{tak\&balk} = \frac{1}{0,6} \cdot \frac{0,6}{2} = 0,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vägg: } q_{vägg} = 4,5 \cdot 0,96 \cdot 0,365 \approx 1,58 \text{ kN/m}$$

$$\text{HEA 160: } q_{HEA160} = 0,304 \text{ kN/m}$$

Brottgräns

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt} \\ = 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,14 + 0,5 + 1,58 + 0,304 = 3,043 \text{ kN/m}$$

Moment

Dimensionerande moment:

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{3,043 \cdot 5,27^2}{8} \approx 10,56 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

$$\eta = \frac{Z}{W} = \frac{245}{220} \approx 1,11$$

$$M_{Rtd} = f_{yd}W\eta = 214 \cdot 10^6 \cdot 220 \cdot 10^{-6} \cdot 1,11 \approx 52,26 \text{ kNm}$$

Eftersom momentkapaciteten är större än det dimensionerande momentet ($52,26 > 10,56$ kNm) så kommer balken att klara lasterna.

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{max} = \frac{qL}{2} = \frac{3,043 \cdot 5,27}{2} \approx 8,02 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$h_w = h - 2t = 152 - 2 \cdot 9 = 134 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = 0,35 \frac{134}{6} \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,26$$

Med antagandet om enkel avstyvning ger detta reduktionsfaktorn ω_v , med hänsyn till skjuvbuckling vid tvärkraft $\omega_v = 0,67$

$$V_{Rd} = \omega_v A_w f_{yd} = 0,67 \cdot 804 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 115,3 \text{ kN}$$

Eftersom tvärkraftskapaciteten är klart större än den dimensionerande tvärkraften i balken så kommer den att hålla.

Brukgräns

$$q_{tot} = q_{snö} \psi_{snö} + q_{vind} \psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt}$$
$$= 0,48 \cdot 0,7 + 0,14 \cdot 0,25 + 0,5 + 1,58 + 0,304 = 2,755 \text{ kN/m}$$

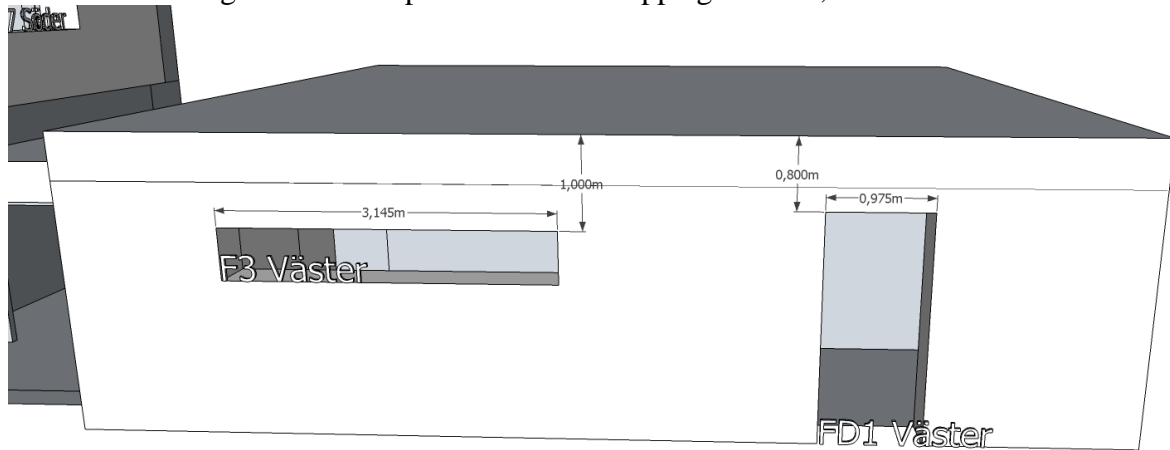
Den maximala utböjningen (v_{max}) för en fritt upplagd balk beräknas på följande sätt:

$$v_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 2,755 \cdot 10^3 \cdot 5,27^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 16,73 \cdot 10^{-6}} \approx 0,0079 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{x} = 0,0079 \Rightarrow \frac{L}{669} \text{ OK!}$$

HEA 160 väljs.

5.11.2 Dörr 0,975 m väster (FD1)

Enligt tidigare beräkningar på garagetaket kom det fram att upplagskraften på den västra väggen blev en uppåtriktad kraft (se sidan 20). Det kommer därför i detta fall att bortses från takets vikt. Därmed kommer den enda lasten som belastar fönstret vara väggen ovanför dörren som är ca 1m hög. Den totala spännvidden med upplagen blir 1,225 m.



Figur 48

$$q_{tot} = 4,5 \cdot 0,365 \cdot 1 = 1,64 \text{ kN/m}$$

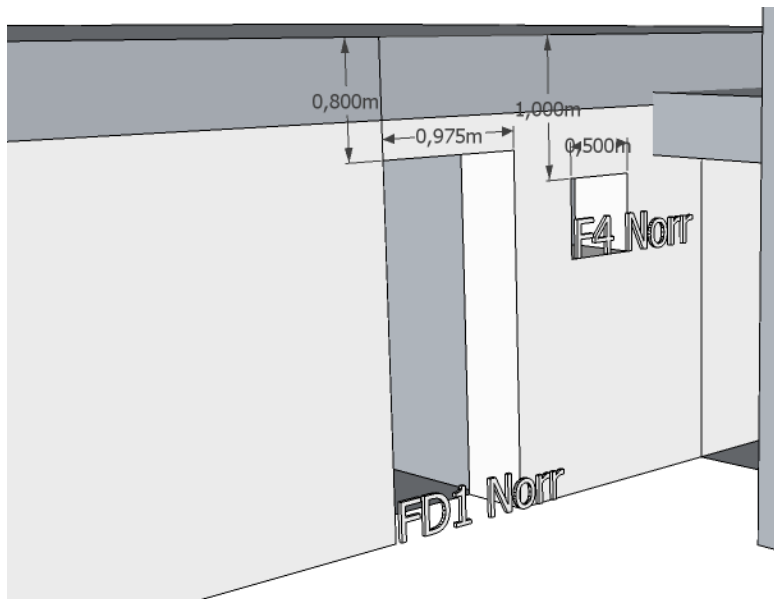
Enligt H+H:s produktblad räcker det att armera med 2Ø8 vilket klarar en brottlast på 15,8 kN/m och bruklast på 11,3 kN/m vid en spännvidd på 1,4 m.

5.11.3 Fönster 3,145 m väster (F3)

Enligt samma resonemang som för den västra dörren på garaget (se ovan) så kommer lasten från taket att bortses från. Väggen sträcker sig ca 1m ovanför fönstret vilket ger samma belastning som dörren ovan, dvs. 1,64 kN/m. Den totala spännvidden med upplagen blir 3,395 m. Enligt H+H:s produktblad kan det förstärkas med en IPE 160, vilket vid en spännvidd på 3,5 m klarar en brottlast på 16,4 kN/m och bruklast på 7 kN/m.

5.11.4 Dörr 0,975 m norr (FD1)

Dörren kommer att ta upp en last från halva cc-avståndet (0,6 m/2) från ovanförliggande takbalk. Ovanför dörren är väggen ca 1 m hög. Den totala spännvidden uppgår med upplag till 1,225 m.



Figur 49

Laster:

Snö: $q_{snö} = 1,6 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$

Tak & Balk: $q_{tak\&balk} = \frac{1}{0,6} \cdot \frac{0,6}{2} = 0,5 \text{ kN/m}$

Vägg: $q_{vägg} = 4,5 \cdot 1 \cdot 0,365 \approx 1,64 \text{ kN/m}$

Snö som huvudlast:

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$

$$= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,1392 + 0,5 + 1,64 = 2,8 \text{ kN/m}$$

Bruklast:

$$q_{tot} = q_{snö}\psi_{snö} + q_{vind}\psi_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$

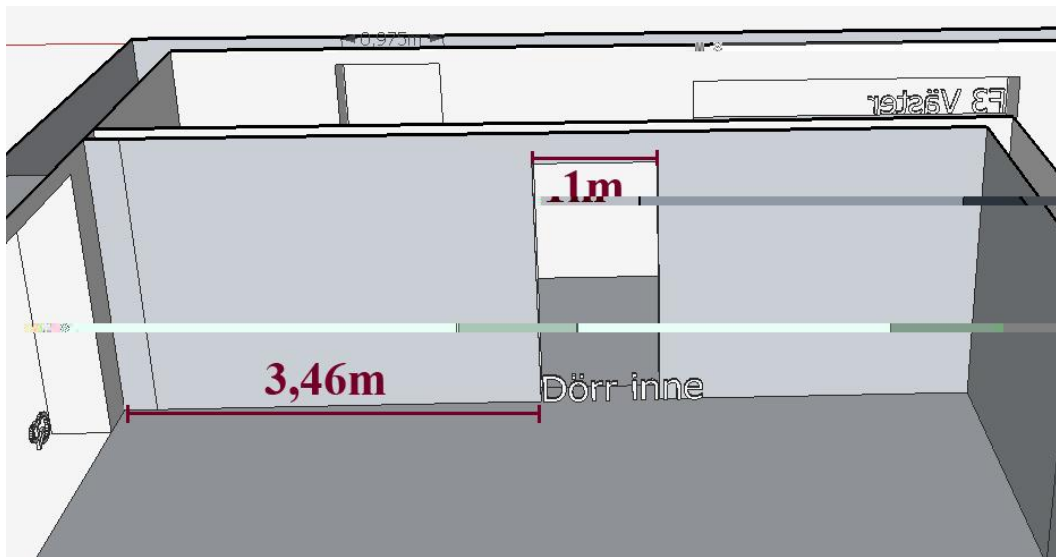
$$= 0,48 \cdot 0,7 + 0,1392 \cdot 0,25 + 0,5 + 1,64 = 2,51 \text{ kN/m}$$

Enligt produktbladet från H+H kan dörren förstärkas med en armerad U-balk med 2Ø8 vilken ska klara 20,8kN/m i brott och 17,3kN/m i bruk.

5.11.5 Fönster 0,495 m norr (F4)

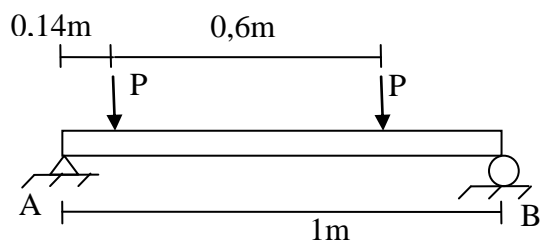
Fönstret kommer att ta upp samma last som fönstret ovan (FD1 norr). Lasten i brottgränstillstånd blir således 2,8 kN/m och lasten i brukgränstillstånd blir 2,51 kN/m. Eftersom fönstret endast har en total spännvidd på 0,745 m räcker det med att förstärka med 2Ø8. Detta kommer att klara 28,4 kN i brott och 27,3 kN i bruk vid en spännvidd på 1 m.

5.11.6 Dörr inomhus i garage



Figur 50

Dörren som är belägen inne i garaget har en spännvidd på 1 m. Första takbalken är belägen längst in till vänster på den vägg som visas och de är sedan upplagda med cc-600. Detta ger att första takbalken som påverkar ovanför dörren är den sjunde takbalken. Denna ligger 3,6 m in från den vänstra väggen. Alltså hamnar denna takbalk 3,6 m - 3,46 m = 0,14 m in på balken som kommer ligga ovanför dörren. Det kommer även rymmas en takbalk till över dörren, den åttonde, och denna ligger 0,14 m + 0,6 m = 0,74 m. Se figur 51.



Figur 51

Punktlasterna P kommer från de takbalkar som ligger ovanpå balken. Dessa punktlaster uppgår till 15,14 kN. Med dessa punktlaster fås genom analys med Matlab:

Tabell 13

	A	Fack	B
Stödmoment [kNm]	0	-	0
Fältmoment [kNm]	-	3,46	
Upplagskraft [kN]	16,96	-	13,32
Tvärkraft [kN]	-16,96	-1,82	13,32

Brottgräns

En H+H U-balk med tjockleken 365 mm, 2Φ10 och längden 1m klarar av ett moment på

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{34 \cdot 1^2}{8} \approx 4,25 \text{ kNm}$$

Se H+H produktblad för U-balk.

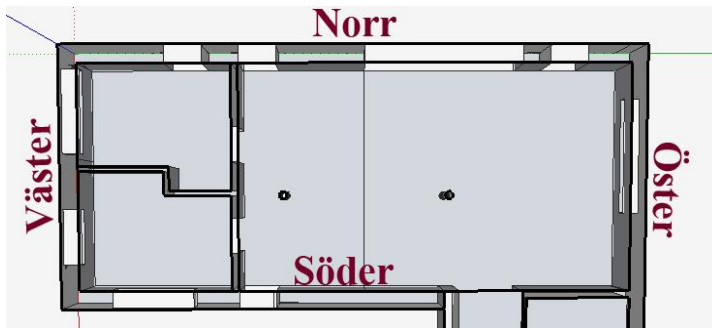
Då det dimensionerande momentet på balken ovan uppgår till 3,46 kNm kommer balken klara av detta.

5.12 Grund

Grunden, sulor och fundament dimensioneras för att trycket inte ska överstiga 50 kPa

5.12.1 Husets väggar

Huset delas upp i fyra väggar i de olika väderstrecken samt två väggar inomhus.



Figur 52

Norr

Lasterna är identiska med de som är för skjutdörrar, Norr, FP1, fast med extra last för den resterande delen av väggen som dörrpartiet utgör.

$$q_{\text{tot}} = 1,3q_{\text{snö}} + \psi_{\text{vind}}q_{\text{vind}} + \frac{(q_{\text{NL},\text{fri}}\psi_{\text{NL},\text{fri}} + q_{\text{NL},\text{bunden}}\psi_{\text{NL},\text{bunden}}) \cdot 3,5}{2} + q_{\text{tak\&balk}} + q_{\text{vägg}} + q_{\text{bjälklag}} + q_{\text{egentyngd}}$$
$$= 6,64 \cdot 0,7 + 1,3 \cdot 1,93 + \frac{(0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 3,5}{2} + 3,46 + 4,5 \cdot 0,365 \cdot (3,6 + 2,244) + 2,8 + 0,603 = 27,41 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den norra väggen bör då vara

$$50 \text{ kPa} = \frac{q}{b} \Rightarrow b = \frac{27,41 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,55 \text{ m}$$

Söder

Lasterna är identiska med de som är för Fönster F1 söder, fast med extra last för den resterande delen av väggen som är belägen under fönstrets övre del.

$$q_{\text{tot}} = 1,3q_{\text{snö}} + \psi_{\text{vind}}q_{\text{vind}} + (q_{\text{NL},\text{fri}}\psi_{\text{NL},\text{fri}} + q_{\text{NL},\text{bunden}}\psi_{\text{NL},\text{bunden}}) \cdot 1,56 + q_{\text{tak\&balk}} + q_{\text{vägg}} + q_{\text{bjälklag}}$$
$$= 1,3 \cdot 6,64 + 0,25 \cdot 1,93 + (0,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,33) \cdot 1,56 + 3,46 + 8,46 + 4,5 \cdot 0,365 \cdot 1,972 + 3,38 = 29,22 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{29,22 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,59 \text{ m}$$

Väster

Lasterna är identiska med de som är för Fönster F11 väster, fast med extra last för den resterande delen av väggen som är belägen under fönstrets övre del.

$$q_{tot} = \psi_{snö} q_{snö} + \psi_{vind} q_{vind} + 1,3(q_{NL, fri} + q_{NL, bunden}) \cdot \frac{4,63}{2} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{bjälklag} + q_{IPE}$$
$$= 10,7 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,1392 + 1,3(0,5 + 1,5) \cdot \frac{4,63}{2} + 0,25 + 8,541 + 4,5 \cdot 0,365 \cdot 1,972 + 3,7 + 0,104 \approx 22,22 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{22,22 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,45 \text{ m}$$

Öster

Lasterna är identiska med de som är för Fönster F11 väster, fast med extra last för den resterande delen av väggen som är belägen under fönstrets övre del.

$$q = \psi_{snö} q_{snö} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{HEA, upplag} + \psi_{vind} q_{vind}$$
$$= 0,48 \cdot 0,7 + 0,15 + 8,15 + 4,5 \cdot 0,365 \cdot 1,37 + 19,76 + 0,1392 \cdot 0,25 = 30,64 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{30,64 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,63 \text{ m}$$

Slutgiltig bredd för sula under husets ytterväggar

För att förenkla byggandet av huset väljs att sulorna under husdelens väggar har samma bredd. Denna bredd måste då anpassas till den värst utsatta väggens bredd, vilket betyder en bredd på 0,63 m.

Denna bredd är dock inte beräknad för sulans egentyngd, utan måste därför breddas med

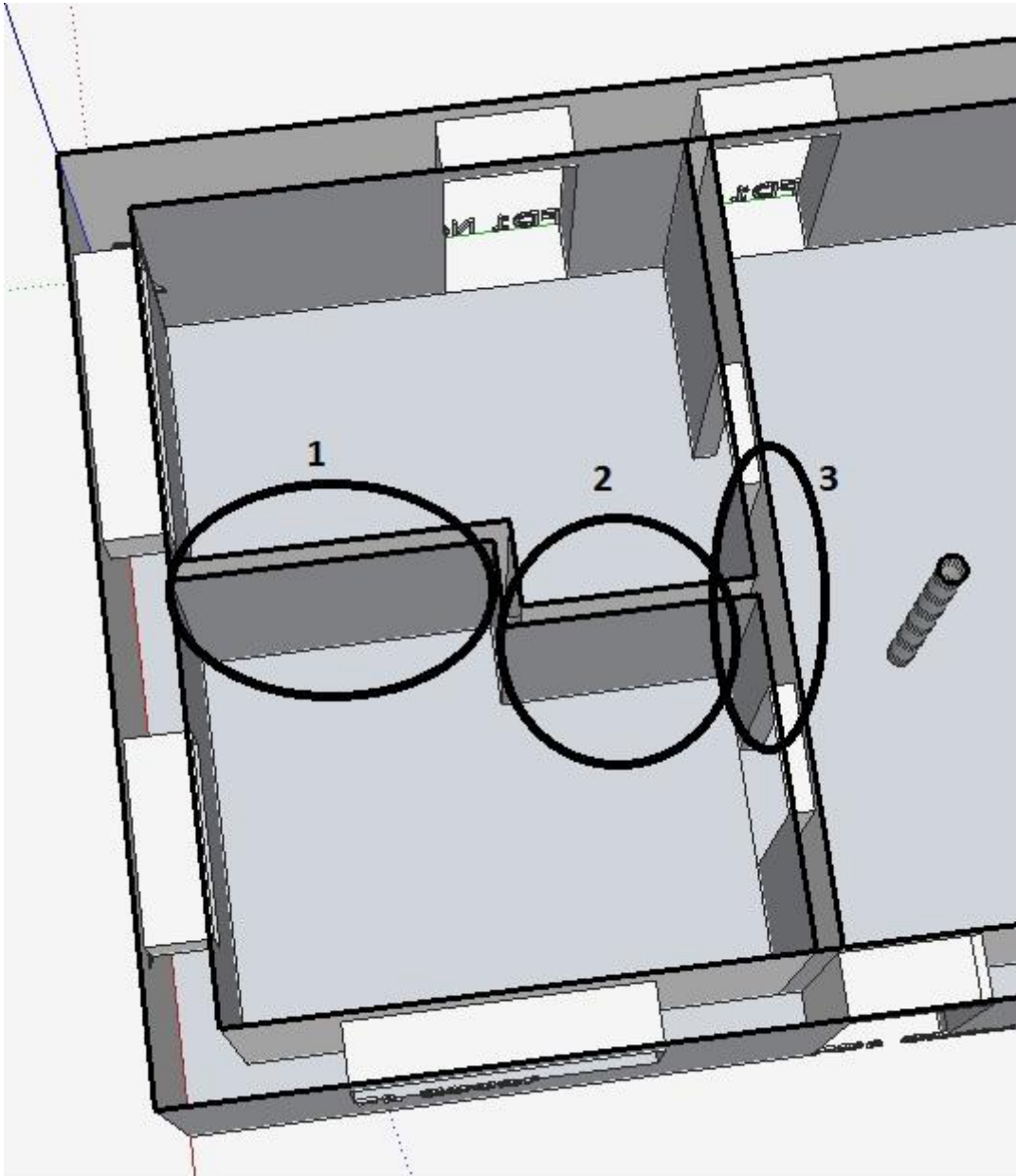
$$q_{sula} = 0,3 \cdot 0,65 \cdot 24 = 4,68 \text{ kN/m}$$

$$b = \frac{4,68 + 30,64}{50} = 0,71 \text{ m}$$

Bredden för sulorna under husets väggar ska vara 0,71 m.

5.11.2 Bärande väggar i huset

Inne i huset finns det tre stycken bärande väggar. Vägg 1 och 2 är bärande för både bjälklag och för där balkongbalkarna fästs in. Vägg nummer 3 är endast bärande åt den HEA-balk som bär upp resterande delen av bjälklaget (se figur 53).



Figur 53

Vägg 1

Sulan under vägg 1 påverkas av laster från nyttig last, bjälklag, balkongbalkarnas infästningar samt väggens egentyngd. Punktlaster från de två balkongbalkarna som fästs in i väggen kommer spridas genom väggen för att i botten fördela ut lasten på väggens längd (2,359 m). Därför summeras punktlasterna och fördelas på längden för väggen.

$$q = q_{bjl} + q_{NL} + q_{vägg} + \frac{P_{balkong}}{2,359}$$

$$= (1,6 + (1,5 + 0,5) \cdot 1,3) \cdot \left(\frac{2,605}{2} + \frac{3,14}{2} \right) + 2,952 \cdot 4,5 \cdot 0,365 + \frac{0,313}{2,359} = 17,05 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under vägg 1 bör då vara:

$$b = \frac{17,05 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,34 \text{ m}$$

Vägg 2

Sulan under vägg 2 påverkas av laster från nyttig last, bjälklag, balkongbalkens infästning samt väggens egentyngd. Punktlaster från balkongbalken som fästs in i väggen kommer spridas genom väggen för att i botten fördela ut lasten på väggens längd (1,62 m). Därför summeras punktlaster och fördelas på längden för väggen.

$$q = q_{bjl} + q_{NL} + q_{vägg} + \frac{P_{balkong}}{1,62}$$
$$= (1,6 + (1,5 + 0,5) \cdot 1,3) \cdot \left(\frac{2,505}{2} + \frac{3,225}{2} \right) + 2,952 \cdot 4,5 \cdot 0,365 + \frac{2,86}{1,62} = 18,65 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under vägg 2 bör då vara

$$b = \frac{18,65 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,373 \text{ m}$$

Vägg 3

Sulan under vägg 3 påverkas av laster från HEA-balkens infästning samt väggens egentyngd. Punktlaster från HEA-balken som fästs in i väggen kommer spridas genom väggen för att i botten fördela ut lasten på väggens längd (1,43 m).

$$q = q_{vägg} + \frac{P_{HEA-balk}}{1,46} = 2,952 \cdot 4,5 \cdot 0,365 + \frac{10,31}{1,46} = 11,91 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under vägg 3 bör då vara

$$b = \frac{11,91 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,239 \text{ m}$$

Slutgiltig bredd för sula under innerväggar

För att förenkla byggandet av huset väljs därför att sulor under husets innenväggar till samma bredd. Denna bredd måste då anpassas till den värst utsatta väggens bredd, vilket betyder en bredd på 0,373 m.

Denna bredd är dock inte beräknad för sulans egentyngd, utan det måste därför läggas till en utbredd last på

$$q_{sula} = 0,3 \cdot 0,373 \cdot 24 = 2,69 \text{ kN/m}$$

$$b = \frac{2,69 + 18,65}{50} = 0,43 \text{ m}$$

Bredden för sulorna under husets innenväggar ska vara 0,43 m.

5.11.3 Pelarfundament



Figur 54

I huset finns det fyra stycken pelare som bär upp HEA-balken samt IPE-balken. Pelarna har en tryckande kraft på $P_1=26,4$ kN, $P_2=80,4$ kN, $P_3=200$ kN och $P_4=105$ kN mot de fundament som pelarna sitter fast i.

Dimensionering av fundament till pelare 1

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{26}{50} = 0,52m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{1,61} = 0,73m$$

Bredden på fundamentet uppgår till 0,73 m. Till detta måste läggas till ytterligare en utbredd last för att få med fundamentets egentynngd.

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{26 + 0,52 \cdot 0,3 \cdot 24}{50} = 0,63m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{0,63} = 0,79m$$

Dimensionering av fundament till pelare 2

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{80,4}{50} = 1,61m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{1,61} = 1,27m$$

Bredden på fundamentet uppgår till 1,27 m. Till detta måste läggas till ytterligare en utbredd last för att få med fundamentets egentynngd.

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{80,4 + 1,61 \cdot 0,3 \cdot 24}{50} = 1,84m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{1,840} = 1,36m$$

Dimensionering av fundament till pelare 3

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{200}{50} = 4m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{4} = 2m$$

Bredden på fundamentet uppgår till 2 m. Till detta måste läggas till ytterligare en utbredd last för att få med fundamentets egentyngd.

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{200 + 4 \cdot 0,3 \cdot 24}{50} = 4,58m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{4,58} = 2,14m$$

Dimensionering av fundament till pelare 4

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{105}{50} = 2,1m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{2,1} = 1,45m$$

Bredden på fundamentet uppgår till 1,45m. Till detta måste läggas till ytterligare en utbredd last för att få med fundamentets egentyngd.

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{\sigma} = \frac{105 + 2,1 \cdot 0,3 \cdot 24}{50} = 2,4m^2$$

$$A = b^2 \Rightarrow b = \sqrt{2,4} = 1,55m$$

Fundamentens dimensioner

Till pelare 1 behövs ett kvadratisk fundament med bredden 1,36 m och en höjd på 0,3 m.

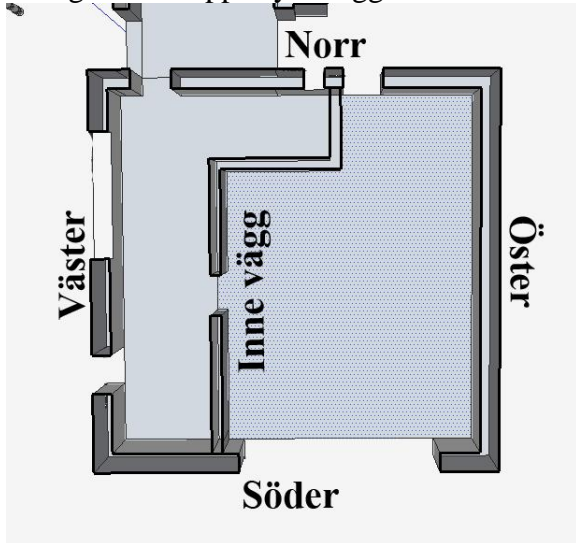
Till pelare 2 behövs ett kvadratisk fundament med bredden 0,79 m och en höjd på 0,3 m.

Till pelare 3 behövs ett kvadratisk fundament med bredden 2,14 m och en höjd på 0,3 m.

Till pelare 4 behövs ett kvadratisk fundament med bredden 1,55 m och en höjd på 0,3 m.

5.11.4 Garagets väggar

Garaget delas upp i fyra väggar i de olika väderstrecken samt en vägg inomhus.



Figur 55

Norr

Lasterna är identiska med de som är för Dörr FD1, Norr, fast med extra last för den resterande delen av väggen som dörrpartiet utgör.

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg}$$
$$= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,1392 + 0,5 + 1,64 + 2,257 \cdot 4,5 \cdot 0,365 = 6,51 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den norra väggen bör då vara

$$50 \text{ kPa} = \frac{q}{b} \Rightarrow b = \frac{6,51 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,1302 \text{ m}$$

Söder

Lasterna är identiska med de som är för garageporten GP, söder, fast med extra last för den resterande delen av väggen som är belägen under garageportens övre del.

$$q_{tot} = 1,3q_{snö} + \psi_{vind}q_{vind} + q_{tak\&balk} + q_{vägg} + q_{egt}$$
$$= 1,3 \cdot 0,48 + 0,25 \cdot 0,14 + 0,5 + 1,58 + 0,304 + 2,257 \cdot 4,5 \cdot 0,365 = 6,75 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{6,75 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,135 \text{ m}$$

Väster

Lasterna för den västra väggen är de som härstammar från taket samt väggens höjd. Dock kommer taket att medföra en lyftande kraft och därav bortses detta från beräkning av sulans bredd.

$$q_{tot} = 3,06 \cdot 4,5 \cdot 0,365 = 5,03 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{5,03 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,1 \text{ m}$$

Öster

Lasterna för den östra väggen är de som härstammar från taket samt från väggen. Punktlaster från taket nedkommer med ett cc-avstånd på 0,6 m. Detta ses som om att punktlasten fördelas genom väggen ner till det cc-avstånd som är givet.

$$q = \frac{P_{tak}}{0,6} + q_{vägg} = \frac{8,39}{0,6} + 3,06 \cdot 4,5 \cdot 0,365 = 19 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{19 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,38 \text{ m}$$

Innervägg

Lasterna för väggen inomhus är de som härstammar från taket samt väggens egentyngd. Punktlaster från taket nedkommer med ett cc-avstånd på 0,6 m. Detta ses som om att punktlasten fördelas genom väggen ner till det cc-avstånd som är givet.

$$q = \frac{P_{tak}}{0,6} + q_{vägg} = \frac{15,14}{0,6} + 2,432 \cdot 4,5 \cdot 0,365 = 29,23 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den södra väggen bör då vara

$$b = \frac{29,23 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,59 \text{ m}$$

Denna bredd är dock inte beräknad för sulans egentyngd, utan måste därför breddas med

$$q_{sula} = 0,3 \cdot 0,59 \cdot 24 = 4,3 \text{ kN/m}$$

$$b = \frac{4,3 + 29,23}{50} = 0,68 \text{ m}$$

Bredden under garagets innervägg ska vara 0,68 m.

Slutgiltig bredd för sula under garagets ytterväggar

För att förenkla byggandet av huset väljs att sulorna under garagets ytterväggar har samma bredd. Denna bredd måste då anpassas till den värst utsatta ytterväggens bredd, vilket betyder en bredd på 0,38 m.

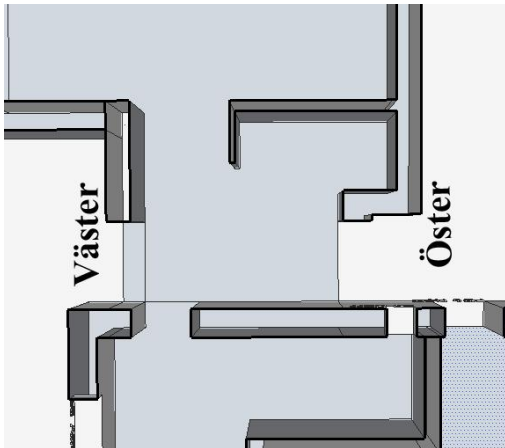
Denna bredd är dock inte beräknad för sulans egentyngd, utan måste breddas med

$$q_{sula} = 0,3 \cdot 0,38 \cdot 24 = 2,74 \text{ kN/m}$$

$$b = \frac{2,74 + 19}{50} = 0,44 \text{ m}$$

Bredden för sulorna under garagets ytterväggar ska vara 0,44 m.

5.11.5 Passagens ytterväggar



Figur 56

De två ytterväggarna är båda belastade med varsin punktlast från ovanförliggande IPE-balken vid den utkragande delen. Punktlasterna uppgår till $P_{\text{väster}} = 69,12 \text{ kN}$ och $P_{\text{öster}} = 35,75 \text{ kN}$.

Väster

Den västra sulan har en längd på 1,62 m och bär upp egentyngd för väggen samt den punktlast som sprids ut på 1,62 m.

$$q_{\text{tot}} = q_{\text{vägg}} + \frac{P_{\text{väster}}}{1,62} = 2,57 \cdot 4,5 \cdot 0,365 + \frac{69,12}{1,62} = 46,89 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den norra väggen bör då vara

$$50 \text{ kPa} = \frac{q}{b} \Rightarrow b = \frac{46,89 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,94 \text{ m}$$

Öster

Den västra sulan har en längd på 1,71 m och bär upp egentyngd för väggen samt den punktlast som sprids ut på 1,71 m.

$$q_{\text{tot}} = q_{\text{vägg}} + \frac{P_{\text{öster}}}{1,71} = 2,57 \cdot 4,5 \cdot 0,365 + \frac{37,5}{1,71} = 26,16 \text{ kN/m}$$

Bredden b på sulan under den norra väggen bör då vara

$$50 \text{ kPa} = \frac{q}{b} \Rightarrow b = \frac{26,16 \cdot 10^3}{50 \cdot 10^3} = 0,53 \text{ m}$$

Slutgiltig bredd för sula under entréns ytterväggar

För att underlätta utförandet av sulgjutning vid entré, kommer samma bredd på sula användas på vardera sida. Alltså, sulorna under ytterväggarna, vid entrén, kommer ha samma bredd på 0,94 m. Denna bredd är dock inte beräknad för sulans egentyngd, utan måste breddas med:

$$q_{\text{sula}} = 0,3 \cdot 0,93 \cdot 24 = 6,7 \text{ kN/m}$$

$$b = \frac{6,7 + 46,89}{50} = 1,08 \text{ m}$$

Bredden för sulorna under entréns ytterväggar ska vara 1,08 m.

6 Resultat

Tabell 14

Element	F _{dim}	M _{dim} (kNm)	V _{dim} (kN)	Utböjning	Lösning
Hustak	1,82 kN/m	14,56	7,28	L/358	HI-450
Garagetak	2,23 kN/m	10,16	9,38	L/570	HI-450
Bjälklag	3,25 kN/m ²	-	-	-	Leca 200 mm
Upplagsbalk vid trappa – lång	Se beräkn.	5,88	11,25	L/3340	IPE 220
Upplagsbalk vid trappa – kort	Se beräkn.	8,1	13,2	L/890	IPE 220
Upplagsbalk för bjälklag	Se beräkn.	35,84	55,1	L/1690	HEA 240
Pelare för bjälklagsbalk	80 kN	-	-	-	VKR 100x100x4
Upplagsbalk för utkragande del	Se beräkn.	77,16	128,9	L/464	IPE 240
Pelare till balk för utkragande del	200 kN	0,11	-	-	VKR 100x100x5
Utsparningar bottenvåning					
Skjutdörrar (FP1)	23,72 kN/m	56,36	51,7	L/765	HEA 240
Köksfönster (FD1) Norr och söder	23,72 kN/m	-	-	-	H+H 2φ16
Fönster (F2) Öster	Se beräkn.	24,31	37,38	L/462	HEA 160
Fönster (F12) Väster	18,98 kN/m	6,93	16,23	L/417	IPE 120
Fönster (F11) Väster	18,98 kN/m	-	-	-	H+H IPE 160
Fönster (F1) Söder	25,98 kN/m	-	-	-	H+H IPE 180
Utsparningar ovanvåning					
Fönster (F5) Söder	15,46 kN/m	34,9	32,84	L/461	HEA 180
Fönster (F6) Söder	15,1 kN/m	-	-	-	H+H IPE 160
Fönster (F7) Söder	15,1 kN/m	-	-	-	H+H IPE 160
Fönster (F8) Öster	3,87 kN/m	-	-	-	H+H IPE 160
Fönster (F9) Öster	3,04 kN/m	-	-	-	H+H 2 φ8
Fönster (FD2) Norr	13,72 kN/m	-	-	-	H+H 2 φ8
Fönster (F10) Norr	13,72 kN/m	-	-	-	H+H 2 φ8
Fönster (FP3) Norr	14 kN/m	30,14	29,05	L/377	HEA 160
Fönster (FP2) Väster	2,63 kN/m	2,67	3,75	L/527	IPE 100
Balkongbalkar					
Balk 1	Se beräkn.	20,1	15,9	L/870	IPE 240
Balk 2	Se beräkn.	33	26,2	L/264	IPE 240
Balk 3	Se beräkn.	-	-	-	IPE 240
Garage					
Garageport (GP)	3,05 kN/m	10,56	8,02	L/669	HEA 160
Dörr (FP1) Väster	1,64 kN/m	-	-	-	H+H 2 φ8
Fönster (F3) Väster	1,64 kN/m	-	-	-	H+H IPE 160
Dörr (FD1) Norr	2,8 kN/m	-	-	-	H+H 2 φ8
Fönster (F4) Norr	2,8 kN/m	-	-	-	H+H 2 φ8
Dörr inomhus garage	Se beräkn.	-	-	-	H+H 2 φ8
Grund					
Väggar kring hus	35,3 kN	-	-	-	b=0,71 m
Hjärteväggar i hus	21,3 kN	-	-	-	b=0,43 m

Pelare 1	29,75 kN	-	-	-	b=0,79 m
Pelare 2	92 kN	-	-	-	b=1,36 m
Pelare 3	228,8 kN	-	-	-	b=2 m
Pelare 4	120,1 kN	-	-	-	b=1,55 m
Väggar kring garage	21,74 kN	-	-	-	b=0,44 m
Väggar passage	53,59 kN	-	-	-	b=0,8 m

7 Diskussion och slutsats

7.1 Diskussion

Systemet som använts är ett relativt enkelt system. Det består till stor del av prefabricerade element, så som Leca bjälklag och H+H balkar. Detta är ett aktivt val som gjorts för att underlätta dimensioneringsarbetet och för att förkorta byggtiden. Mycket prefab används nu för tiden just p.g.a. tidsbesparingen som görs, således kändes det naturligt för oss att använda mycket prefab. Annars har det bärande systemet till största delen utgjorts av stålprofiler, huvudsakligen för att detta är ett lätt material som även är enkelt att räkna på. I taken har dock träbalkar använts för att undvika köldbryggor. Dimensionerna blir där större än med stål. Dock anses detta inte göra någonting, då höjden på balkarna kommer väl till pass då isoleringen kan läggas mellan facken. Väggarna var från början specificerade till lättbetong och dessa utgör en stor del av den bärande stommen. Detta anses vara en bra lösning då den förutom att vara bärande är isolerande till viss del. Således är stommen utav relativt lätt karaktär även om den är ganska massiv för att befinna sig i en villa.

Alternativa lösningar hade exempelvis kunnat vara att använda mer trä. Detta hade kanske känts mer naturligt i en villa och hade haft fördelar såsom en lättare konstruktion och förmodligen billigare material. Om det valts att platstillverka bjälklagen skulle detta medföra att bygget skulle tagit längre tid och detta skulle lett till en högre kostnad. Det går alltid att väga olika alternativ mot varandra och de flesta är bra på sitt sätt. En genomgående betongkonstruktion har fördelen att den är en termiskt väldigt trög byggnad med god ljudisolering och brandmotstånd. Men den är något dyrare dels beroende på materialkostnader dels p.g.a. tidsåtgången. Då det inte funnits några större krav på ekonomi, förutom sunt förnuft, har en stomme som varit dels intressant att räkna på och dels känts passande för villan i fråga valts. Som framgår ovan har detta blivit en kombination av materialval och relativt mycket prefab.

Efter att ha sammanställt arbetet efter att dimensioneringen är avslutad så inses att det finns vissa mindre felaktigheter och vissa tillkortakommanden i beräkningarna och i bygghandlingarna generellt. Eftersom det är ett kandidatarbete är det viktigt att avgränsa uppgiften för att det inte ska bli allt för omfattande. Detta dels för att erforderliga kunskaper för en total genomgång inte finns hos författarna och dels att för att tiden är begränsad

Som nämndes ovan har det under arbetes gång dykt upp en del felaktigheter i dels antaganden, dels beräkningar. Det största felet som uppmärksammats är vindlasten på taket. Denna ska egentligen inte existera då en vindlast ger en lyftande kraft på ett pulpettak. Detta fel upptäcktes i slutskedet och skulle innebära otroligt mycket merarbete att rätta till och det valdes därför att förbises. Detta främst eftersom det insågs att det enda detta innebär var en mindre överdimensionering på vissa element. Då vindlasten var väldigt liten gjorde denna mycket liten inverkan och det är tveksamt om den ens i något fall bidrog till en överdimensionering.

Det anses att resultaten är rimliga och går att bygga efter. Generellt anses att bra materialval gjorts utifrån de anvisningar arkitekten givit. Det har som nämnts ovan använts mycket prefab, men även mer ovanliga lösningar återfinns, såsom exempel HI-balkarna från Byggmagroup. Villan är i många avseende ovanlig i sitt utförande. Förutom att den får anses som väldigt robust, med murade lättbetongblock som stomme, återfinns sedumtak på garaget.

Detta har medfört en utmaning avseende dimensionering och materialval. Detta har varit väldigt givande.

7.2 Slutsats

Syftet med vårt kandidatarbete var att applicera våra kunskaper inom ett visst område på ett verkligt projekt. Det känns som att detta syfte verkligen blivit uppfyllt och det har gett stor utdelning i form av ökad kunskap och nya insikter om bredden i dimensioneringsfasen. Det inses att dimensionering av en villa och upprättande av bygghandlingar är ett stort projekt som är mycket brett. Det är allt från helhetslösningen till detaljer för att säkerhetsställa olika funktioner på huset. Vikten av att göra vissa steg parallellt inses, då de är beroende av varandra. Det kan handla om att det finns åtanke om andra byggnadsdelar vid dimensionering av en specifik byggnadsdel. Detta för att många byggnadsdelar ofta måste samverka. Det kan även handla om att vid beräkningar ha ritningar i åtanke för att få en bra lösning. Detta är inte alltid så lätt och mycket dubbelarbete och trippelarbete hade kunnat undvikas genom att göra fler saker parallellt.

Efter att vara färdiga med detta arbete känner vi oss tryggare och säkrare att angripa nya stora projekt. Det har verkligen gett oss en bra erfarenhet att få angripa ett så här stort problem med så fria händer som givits. Det känns otroligt roligt att arbeta med någonting så verklighetsorienterat som detta har varit.

Som diskuteras ovan i diskussionen, har villan i många avseende varit ovanlig i sitt utförande. Faktumet att stommen utgjorts helt i lättbetong har medfört stora laster. Vissa möten och detaljanslutningar har krävt mycket uppmärksamhet för att säkerhetsställa ett bra utförande. Detta främst där takbalkarna möter lättbetongväggarna. Denna komplikation hade helt eliminerats om exempelvis stål balkar valts. Dock hade andra problem uppstått, så som köldbryggor, och detta anses som ett större problem. Vi känner oss nöjda med materialvalen som gjorts, då de anses genomtänkta och anpassade till de specifikationer som givits. Dock ska nämnas att dimensionering och ritningsarbete att i många avseende förenklats om villan utgjorts av en träregelstomme. Det hade dels blivit mindre laster och dels mindre problematiska möten mellan organiska och oorganiska material. Dock har det varit väldigt intressant att arbeta med denna typ av lösning och många lärdomar har gjorts.

Källförteckning

Isaksson T, Mårtensson A (2007) *byggkonstruktion – regel och formelsamling*, Lund

H+H Sverige, www.hplush.se, 2010-09-04

Byggmagroup, www.byggmagroup.se, 2010-09-04

Veg Tech AB, www.vegtech.se, 2010-09-15

Weber group, www.weber.se, 2010-09-04

Xella International GmbH, www.silka.se, 2010-09-04

Produktblad

Byggma Group (2009:1) Projekteringsanvisningar balk, Masonite

Tillgänglig: http://byggmagroup.fi/dt_article.aspx?m=2461

Maxit group, Produkt-, Projekt- och Monteringsanvisning LECA Bjälklagselement, 2007-10-19

Tillgänglig: http://www.maxit.se/media/22/pdf/leca/broschyror/LECA_Bjalklagselement.pdf

H+H, Produktdata för U-balk (2008:5)

Tillgänglig:

http://www.hplush.se/c/document_library/get_file?folderId=19585&name=DLFE-4813.pdf

Internet

Vegtech 2010-05-09

<http://www.vegtech.se/>

Bilagor

Bilaga 1

TEKNISKA DATA

Dimensionerande kapaciteter enligt BKR

Lasttyp B

Säkerhetsklass 2 / klimatklass 1

Beteckning	Enhet	Beskrivning
N_{cd}	kN	Dim tryckkapacitet
N_{td}	kN	Dim dragkapacitet
V_d	kN	Dim tvärkraftskapacitet
M_{xd}	kNm	Dim momentkapacitet i styva riktningen
$E_d I_x$	kNm ²	Dim styvhetskapacitet i styva riktningen (brukgränstillstånd)
GA_d	kN	Dim skjuvstyvhetskapacitet i styva riktningen (brukgränstillstånd) (A=livets area)

Typ	Fläns-material	N_{cd} [kN]	N_{td} [kN]	V_d [kN]	M_{xd} [kNm]	$E_d I_x$ [kNm ²]	GA_d [kN]
H 200	C30+	83,7	57,7	5,1	5,0	275	1259
H 220	C30+	84,7	58,4	5,7	5,7	350	1443
H 250	C30+	86,3	59,5	6,5	6,6	480	1720
H 300	C24+	76,8	53,4	7,8	7,1	638	2183
H 350	C24+	79,4	55,2	9,1	8,5	923	2645
H 400	C24+	81,9	57,0	10,4	9,9	1264	3107

Typ	Fläns-material	N_{cd} [kN]	N_{td} [kN]	V_d [kN]	M_{xd} [kNm]	$E_d I_x$ [kNm ²]	GA_d [kN]
HI 200	C30+	123,3	85,1	5,1	7,3	402	1259
HI 220	C30+	124,4	85,8	5,7	8,2	510	1443
HI 250	C30+	125,9	86,8	6,5	9,6	698	1720
HI 300	C24+	110,2	76,6	7,8	10,3	920	2183
HI 350	C24+	112,8	78,4	9,1	12,2	1323	2645
HI 400	C24+	115,4	80,2	10,4	14,1	1805	3107
HI 450	C24+	117,9	82,0	11,7	15,9	2366	3603
HI 500	C24+	120,5	83,8	13,0	17,8	3010	4065

Typ	Fläns-material	N_{cd} [kN]	N_{td} [kN]	V_d [kN]	M_{xd} [kNm]	$E_d I_x$ [kNm ²]	GA_d [kN]
R 170	C18	57,0	34,8	1,2	3,0	125	485
R 200	C18	57,8	35,3	1,5	3,7	190	622
R 220	C18	58,4	35,7	1,7	4,2	242	714
R 240	C18	58,9	36,0	1,9	4,7	300	805
R 300	C18	60,6	37,0	2,5	6,1	515	1080

Bilaga 2

U-balken

Produktdata



U-balken är en transportarmerad, U-formad lättbetongbalk som används över öppningar i ytter- och innerväggar.

Balken läggs i H+H tunnfoljslim på upplagen, armering monteras och betong fylls på. Vid öppningar med större spännvidd än 1,5 meter anordnas stöd c/c 1,5 m till dess den armerade betongen fått erforderlig hållfasthet.

Limmet är baserat på sulfatresistent cement och det läggs på med en tandad skopa. Fogens tjocklek är ca 2 mm.

Beteckning	P4,4-0,60
Densitetsklass	600
Hållfasthetsklass	4,0
Deklarerad värmekonduktivitet λ_{dek} W/mK	0,160
Leveransdensitet kg/m ³	700

Mått

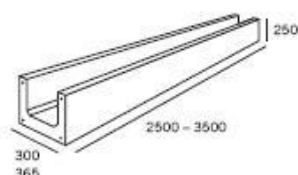
Tjocklek mm	Höjd mm	Längd mm	Största öppningsmått mm	Minsta upplagslängd mm
300	250	2500	2000	250
300	250	3500	3000	250
365	250	2500	2000	250
365	250	3500	3000	250

Värmegenomgångskoefficient, brandteknisk klass

Tjocklek mm Oberäknat puts	Korrigerad värmegenomgångskoefficient U_{kor} W/m ² K*	Brandteknisk klass
300	0,46	R 60
365	0,42	R 60

Bärförmåga

Se armeringstabell på sidan 2.



Toleransen Tjocklek $\pm 1,5$ mm.
Höjd $-1,0 \pm 1,0$ mm. Längd $\pm 5,0$ mm.

Angivna upplagslängder är minimimått. Upplagslängden måste ökas i den mån påkänningarna i väggen under upplaget fordrar detta. Balken får kapas. Den stötts c/c 1,5 meter till dess den igjutna betongen fått erforderlig hållfasthet.

* Yttervägg med 15 mm puts.
Isolering med 50 mm expanderad polystyren-cellplast, $\lambda_{400} = 0,038$ W/mK

Armeringstabell, förutsättningar

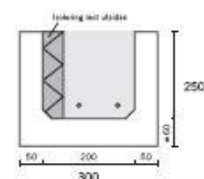
Betongbalk	
Betongkvalitet	C25/30
Armeringskvalitet	B 500B
Säkerhetsklass	2
Livslängdklass	L2
Deformation	≤ L/320
Upplagslängd	250 mm
Täckskikt	1,5 ∅ +10 mm
Brandteknisk klass	R 60

Stålbalk IPE	
Stålkvalitet	S275JR
Den undre flänsens båda sidor samt undersida rostskyddsbehandlas med alkydfärg en gång.	
Cellplast	
Expanderad polystyren EPS	

U-balk med tjocklek 300 mm

Betongbalk 140 x 180 mm

Dimensionerande bärförmåga (kN/m) i brottgränstillstånd / bruksgränstillstånd för angivet öppningsmått i mm oöver U-balkens och betongbalkens egentvngd.

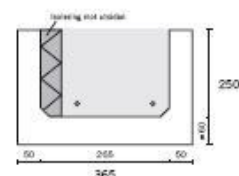


Armering	Öppningsmått	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000
2 ∅ 8	Brottgränstillstånd	23,1	19,1	15,8	12,3	9,9	8,0	6,6	5,6	4,7	4,0	3,4
2 ∅ 8	Bruksgränstillstånd	26,1	16,5	10,7	7,1	4,8	3,4	2,5	1,8	1,3	0,9	0,6
2 ∅ 10	Brottgränstillstånd	25,1	20,6	17,4	15,0	13,2	12,0	10,0	8,5	7,2	6,2	5,3
2 ∅ 10	Bruksgränstillstånd	35,0	22,6	14,5	9,4	6,5	4,6	3,2	2,4	1,8	1,3	0,9
2 ∅ 12	Brottgränstillstånd	27,7	22,8	19,3	16,7	14,7	13,1	11,8	10,7	9,7	8,4	7,3
2 ∅ 12	Bruksgränstillstånd	40,1	23,9	15,6	10,5	7,2	5,0	3,6	2,6	1,9	1,4	1,0
2 ∅ 16	Brottgränstillstånd	33,9	27,9	23,7	20,5	18,1	16,1	14,6	13,3	11,5	9,9	8,6
2 ∅ 16	Bruksgränstillstånd	45,4	28,0	18,0	12,4	8,5	5,9	4,2	3,1	2,2	1,7	1,2

U-balk med tjocklek 365 mm

Betongbalk 190 x 180 mm

Dimensionerande bärförmåga (kN/m) i brottgränstillstånd / bruksgränstillstånd för angivet öppningsmått i mm oöver U-balkens och betongbalkens egentvngd.



Armering	Öppningsmått	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000
2 ∅ 8	Brottgränstillstånd	28,4	20,8	15,8	12,3	9,8	7,9	6,5	5,4	4,5	3,8	3,2
2 ∅ 8	Bruksgränstillstånd	27,3	17,3	11,3	7,5	5,1	3,6	2,7	1,9	1,4	1,0	0,7
2 ∅ 10	Brottgränstillstånd	34,0	27,9	23,6	18,8	15,0	12,3	10,2	8,5	7,2	6,1	5,2
2 ∅ 10	Bruksgränstillstånd	35,8	23,3	15,0	9,8	6,8	4,8	3,3	2,5	1,8	1,3	0,9
2 ∅ 12	Brottgränstillstånd	37,7	31,0	26,2	22,7	20,0	16,8	14,0	11,8	10,0	8,6	7,4
2 ∅ 12	Bruksgränstillstånd	43,8	26,3	17,3	11,8	8,1	5,7	4,1	3,0	2,1	1,5	1,1
2 ∅ 16	Brottgränstillstånd	46,2	38,0	32,2	27,9	24,6	22,0	19,8	18,1	15,6	13,5	11,7
2 ∅ 16	Bruksgränstillstånd	50,8	31,3	20,3	14,1	9,6	6,8	4,8	3,5	2,5	1,9	1,3

U-balken
Produktdata

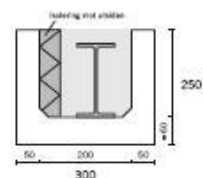


U-balk med tjocklek 300 mm

Stålbalk IPE 160/180

Dimensionerande bärförmåga (kN/m) i brottgränstillstånd /
bruksgränstillstånd för angivet öppningsmått i mm utöver
U-balkens, stålbalkens och betongens egentyngd.

Eftersom stålbalken IPE 180 är 1 mm högre än det fria måttet
i U-balken, måste botten i U-balken eventuellt slipas ned något.



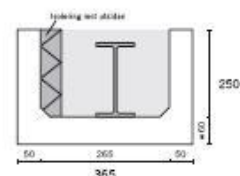
Stålbalk	Öppningsmått	2500	2750	3000	3250	3500	3750	4000	4250	4500	4750	5000
IPE 160	Brottgränstillstånd	31,8	26,5	22,5	19,2	16,6	14,5	12,7	11,2	10,0	8,9	8,0
IPE 160	Bruksgränstillstånd	20,2	15,3	11,8	9,2	7,3	5,9	4,7	3,8	3,1	2,5	2,0
IPE 180	Brottgränstillstånd	42,9	35,8	30,4	26,1	22,6	19,7	17,3	15,4	13,7	12,3	11,0
IPE 180	Bruksgränstillstånd	30,9	23,6	18,2	14,4	11,5	9,4	7,6	6,2	5,2	4,3	3,6

U-balk med tjocklek 365 mm

Stålbalk IPE 160/180

Dimensionerande bärförmåga (kN/m) i brottgränstillstånd /
bruksgränstillstånd för angivet öppningsmått i mm utöver
U-balkens, stålbalkens och betongens egentyngd.

Eftersom stålbalken IPE 180 är 1 mm högre än det fria måttet
i U-balken, måste botten i U-balken eventuellt slipas ned något.



Stålbalk	Öppningsmått	2500	2750	3000	3250	3500	3750	4000	4250	4500	4750	5000
IPE 160	Brottgränstillstånd	31,5	26,3	22,3	19,0	16,4	14,3	12,5	11,0	9,8	8,7	7,8
IPE 160	Bruksgränstillstånd	19,9	15,0	11,5	8,9	7,0	5,6	4,4	3,5	2,8	2,2	1,7
IPE 180	Brottgränstillstånd	42,6	35,5	30,1	25,8	22,3	19,4	17,0	15,1	13,4	12,0	10,7
IPE 180	Bruksgränstillstånd	30,6	23,3	17,9	14,1	11,2	9,1	7,3	5,9	4,9	4,0	3,3

Bilaga 3

Dimensioneringstabell

Dimensionerande last utöver egentyngd i kN/m²

Tjocklek	15 cm	20 cm	25 cm Extraamerat*
LECA Bjälklag Standardlängder	Egenvikt 120 kg/m ² Transportvikt ca 130 kg/m ²	Egenvikt 160 kg/m ² Transportvikt ca 170 kg/m ²	Egenvikt 260 kg/m ² Transportvikt ca 290 kg/m ²
Langd i meter	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
2,38	6,0	8,5	
2,48	5,5	8,0	
2,58	5,5	8,0	
2,68	5,0	7,5	
2,78	5,0	7,0	
2,88	4,5	7,0	
2,98	4,5	6,5	12,5
3,08	4,0	6,5	12,0
3,18	4,0	6,0	11,5
3,28	3,5	6,0	11,0
3,38	3,5	5,5	10,5
3,48	3,5	5,5	10,0
3,58	3,5	5,0	10,0
3,68	3,0	5,0	9,5
3,78	2,5	5,0	9,0
3,88	2,5	4,5	9,0
3,98	2,0	4,5	8,5
4,08		4,5	8,5
4,18		4,5	8,0
4,28		4,0	8,0
4,38		4,0	7,5
4,48		4,0	7,5
4,58		3,5	7,0
4,68		3,5	7,0
4,78		3,0	7,0
4,88		3,0	6,5
4,98		3,0	6,5
5,08		2,5	6,5
5,18		2,5	6,0
5,28		2,5	6,0
5,38		2,0	6,0
5,48			5,5
5,58			5,5
5,68			5,5
5,78			5,0
5,88			5,0
5,98			5,0
6,08			4,5
6,18			4,5
6,28			4,5
6,38			4,0
6,48			4,0
6,58			4,0
6,68			4,0
6,78			4,0
6,88			3,5
6,98			3,5
7,08			3,5
7,18			3,0
7,28			3,0
7,38			3,0
7,48			3,0
7,58			2,5
7,68			2,5
7,78			2,5
7,88			2,5
7,98			2,0
8,08			

*Extraamerat bjälklag 11 st, 7 mm, standard ar 6 st, 7 mm.

maxit AB

Box 707, Gårdsvägen 18

130 00 00 1

Bilaga 4



Pladen placeres straks på væggen 2 cm fra forrige plade. Nederste række kan evt. understøttes med monterings-skinne.



Med et passende tryk presses pladen mod væggen og op mod den tilstødende plade. Pladerne monteres i forbandt.



Tilpasning kan udføres med fintandet sav og slibebræt.



Leichtmörtel til fastgørelse af armeringsvæv påføres med tandspartel, vævet lægges på i baner med 20 cm overlap og arbejdes ind i mørtelen med spartel.



Når alle plader er monteret, fastgøres pladerne evt. yderligere med egnede dybler. 4 stk./m². Dybelhoved min. 60 mm.

Bilaga 5



2 - Kontrollera tätskikt och anslutningsdetaljer

Takvegetationen monteras ovanpå ett tätskikt som är godkänt för nordiskt klimat. Tätskiktet skall monteras av en auktoriserad tätskiktentreprenör. Syna av tätskiktet före montage och sopa av ytan noggrant. Kontrollera att avrinningen fungerar. Se över anslutande plåtdetaljer samt eventuella takfotsdetaljer. Om du använder Veg Techs kantavslut så skall detta monteras innan byggnationen av takvegetationen börjar. Kantavslutet bör monteras av tätskiktentreprenören.


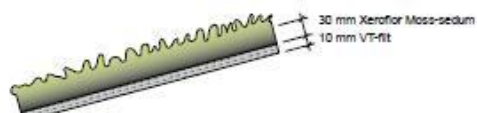


3 - Montera dränerande-/vattenhållande lager

Veg Techs dräneringslager är välbeprövade med låg vikt och minimal bygghöjd. Det dränerande och vattenhållande lagret monteras kant i kant direkt på tätskiktet.



Montering på ett lutande tak med VT-filt som underlag

Uppbyggnad

System XMS Taklutning: 0-4°	System XMS Taklutning: 2-27°
	
NOPHADRAIN 5+1  <p>OBS! Nophadrain 5+1 levereras på rullar. Dessa hamnar på fel håll vid utrullning. Var noga med att placera dräneringsmattan så att den svarta filten är vänd uppåt enligt bilden till vänster. Mått/rulle: 1,25 * 20m (25m²)</p>	VT-FILT  <p>Används som underlag till lutande tak. Har en vattenhållande och dränerande funktion. Mått/rulle: 1,1*20m (22 m²)</p>



Veg Tech

Veg Tech AB
Fagerås
S-342 52 Vislanda

www.vegtech.se
info@vegtech.se

Tel: 0472-363 00
Fax: 0472-300 23

Org nr: 556301-3472
Innehar F-skattebevis