

Påbyggnad av miljonprogrammets flervåningshus ur ett bärförmågeperspektiv



LUNDS
UNIVERSITET
Lunds Tekniska Högskola

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Institutionen för byggvetenskaper/Avdelningen för byggnadskonstruktion

Examensarbete:
Rickard Friberg
Victor Karlin

© Copyright Rickard Friberg, Victor Karlin

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Lunds universitet
Box 882
251 08 Helsingborg

LTH School of Engineering
Lund University
Box 882
SE-251 08 Helsingborg
Sweden

Tryckt i Sverige
Media-Tryck
Biblioteksdirektionen
Lunds universitet
Lund 2015

Sammanfattning

Under miljonprogrammet byggdes ungefär 100 000 lägenheter per år. Drygt 600 000 av dessa lägenheter är idag i akut behov av en upprustning för att kunna återställas till en rimlig boendestandard. Parallellt med en upprustning kan nya lägenheter byggas på dessa hus för att bidra till fler bostäder utan att bygga längre ut från stadskärnan.

Det var vanligt att stommarna i bostadshusen byggdes med betong med konstruktionen som kallas för bokhylllestomme, där den bärande konstruktionen i stommen utgörs av gavlar och tvärgående mellanväggar. Syftet med arbetet är att utreda möjligheterna, ur ett bärförmågeperspektiv, till att bygga på fler våningar på denna hustyp, samt att ge förslag på utförande av påbyggnadens utformning och stomme.

Arbetet är baserat på hur ett referenshus påverkas av en påbyggnad med träregel- eller lättbetongstomme. Kapaciteten kontrolleras för befintligt vindsbjälklag och befintliga väggar. Byggnaden kontrolleras också för stomstabilisering och grundtryck. Stomförslagen dimensioneras och jämförs mot varandra för att identifiera för- och nackdelar.

Slutsatsen av arbetet är att den befintliga stommen har mer kapacitet att utnyttja och att grundtrycket blir dimensionerande. För att avgöra om påbyggnad är möjlig för referenshuset måste en noggrannare utredning av grundläggningen göras.

Nyckelord: Miljonprogrammet, påbyggnad, våningspåbyggnad, bärförmåga, stomkonstruktion

Abstract

During the years 1965-1975 (miljonprogrammet) approximately 100,000 apartments a year were built. Today, about 600,000 of these apartments are in serious need of refurbishment to be restored to a reasonable standard of living. In parallel to a refurbishment there is the possibility to build new apartments on top of the already existing complex. This method allows for additional apartments without building further away from the city center.

The structural systems of these complexes were generally built with concrete and a construction type called "bookshelf frame", where the load-bearing elements consist of gables and transversal partition walls. The purpose of this work is to investigate different possibilities, from a load-bearing capacity point of view, to add additional floors and also suggestions on the implementation of the extension's design and structural system.

The work is based on how a reference building is affected by a wooden frame extension - or an aerated concrete frame. The capacity of existing roof slabs and walls is monitored. The building is also checked with respect to horizontal stabilization. The structural frame suggestions are designed and compared in order to identify possible pros and cons.

The conclusion of the work is that the existing structural frame is capable of bearing more loads and the foundation pressure is the limiting factor. To decide if it is possible to add more floors on the reference building a more thorough investigation of the foundation is needed.

Keywords: Storey extension, load-bearing, structural construction

Förord

Denna rapport är utförd som ett examensarbete på högskoleingenjörsutbildningen, inom Byggteknik med Arkitektur vid Lunds Tekniska Högskola, Campus Helsingborg. Den är genomförd på Institutionen för byggvetenskaper, Avdelningen för byggnadskonstruktion.

Vi vill rikta ett stort tack till vår kära handledare Susanne Heyden, LTH och Fredrik Karlsson på Tyréns i Helsingborg, som har visat ett stort engagemang för detta arbete och bidragit med många goda råd då vår kunskap inte räckt till.

Även ett stort tack till Rikshem, där Mats Ohlsson och Ivan Bosnjak bidragit med underlag för att göra detta arbete möjligt.

Till sist vill vi tacka våra nära & kära för ett gott stöd, samt varandra för många skratt under arbetets gång.

Lund, juni 2015

Rickard Friberg & Victor Karlin

Innehållsförteckning

1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	2
1.3 Avgränsningar	2
1.4 Metod	2
1.5 Arbetsfördelning	2
2 Förutsättningar	3
2.1 Miljonprogrammet	3
2.1.1 Avsikterna	3
2.1.2 Husen	3
2.1.3 Följderna	5
2.2 Förutsättningar och regelverk vid påbyggnad	6
2.2.1 Behovet.....	6
2.2.2 Boende	6
2.2.3 Förändring av arkitektur	6
2.2.4 Tredimensionell fastighetsindelning	6
2.2.5 Detaljplan	7
2.2.6 Befintlig byggnad	7
2.2.7 Tillgänglighet.....	7
2.2.8 Brandskydd	7
2.2.9 Bullerskydd	8
2.2.10 Energihushållning.....	8
2.2.11 Olyckslaster & Fortskridande ras.....	8
3 Referenshuset	9
3.1 Området	9
3.1.1 Detaljplan	11
3.1.2 Geotekniska undersökningar.....	11
3.2 Byggnaden	12
3.2.1 Okulär besiktning	13
3.2.2 Konstruktion	16
4 Påbyggnadsförslag	19
4.1 Utformning	19
4.1.1 Utformning med hänsyn till befintlig byggnad	19
4.1.2 Indragen takvåning.....	23
4.1.3 Fullskalig påbyggnad	24
4.2 Stomförslag	25
4.2.1 Tak.....	25
4.2.2 Takterrass	26
4.2.3 Bjälklag	26
4.2.4 Träregelvägg.....	27

4.2.5 Lättbetongvägg.....	28
4.2.6 Prefabricerade volymelement.....	30
5 Analys av referenshusets kapacitet.....	31
5.1 Vindsbjälklag.....	31
5.2 Prefabricerad betongvägg.....	31
5.2.1 Helt väggelement.....	32
5.2.2 Väggelement med dörrhål.....	32
6 Dimensionering av påbyggnad.....	33
6.1 Takkonstruktion.....	33
6.2 Bjälklagskonstruktion.....	34
6.2.1 Terrassbjälklag.....	34
6.2.2 Bjälklag bostäder.....	35
6.3 Väggar- träregelstomme.....	35
6.3.1 Stomstabilisering.....	36
6.3.2 Lägenhetsavskiljandevägg.....	36
6.3.3 Mellanvägg.....	37
6.3.4 Yttervägg.....	38
6.4 Väggar – lättbetongstomme.....	39
6.4.1 Stomstabilisering.....	39
6.4.2 Lägenhetsavskiljande vägg.....	39
6.4.3 Mellanvägg.....	39
6.4.4 Yttervägg.....	40
7 Kontroll av påbyggnadens belastning på befintlig byggnad.....	41
7.1 Vindsbjälklag.....	41
7.1.1 Träregelstomme.....	41
7.1.2 Lättbetongstomme.....	41
7.2 Prefabricerad betongvägg – helt väggelement.....	41
7.2.1 Träregelstomme.....	42
7.2.2 Lättbetongstomme.....	42
7.3 Prefabricerad betongvägg – väggelement med dörrhål.....	43
7.3.1 Träregelstomme.....	43
7.3.2 Lättbetongstomme.....	43
7.4 Grundtryck med hänsyn till endast vertikallaster.....	43
7.5 Övergripande stomstabilitet.....	43
7.5.1 Minsta vertikallast.....	44
7.5.2 Största vertikallast.....	44
8 Diskussion.....	45
9 Slutsats.....	49
10 Referenser.....	51
11 Bilagor.....	57

1 Inledning

I det första kapitlet presenteras bakgrunden till arbetet, vad målet med studien är och vilka avgränsningar som har gjorts. Sist beskrivs metoder och tillvägagångssätt som använts för att komma fram till slutsatserna.

1.1 Bakgrund

I många av Sveriges städer är det idag bostadsbrist, inte minst på Skånes västkust där man kan få köa till en bostad i flera år utan framgång. Det byggs nya bostäder hela tiden men ofta längre och längre ut från stadskärnan. Det här kan ha flera negativa aspekter; bland annat längre avstånd till centrum, mer omfattande samhällsplanering men också att det försvinner värdefull odlingsmark. Utöver bostadsbristen finns även problemet med energikrävande flerbostadshus i hela landet, som behöver upprustning för en hållbar utveckling. Typiska hus för det här problemet är de som byggdes under miljonprogrammet, majoriteten av dessa kvarter består av låghus med 2-3 våningar.

När man byggde husen på 60-talet var det trångbott i städernas centra och många lägenheter hade låg standard. Målet var att bygga rymliga och moderna lägenheter med rinnande vatten, avlopp och alla typer av installationer som idag anses som vara standard. För att bygga ca 100 000 lägenheter per år med den nya standarden så var man tvungen att bygga industrialiserat och rationellt, vilket krävde stora plana markytor som främst fanns eller kunde skapas i utkanten av städerna. Eftersom man aldrig byggt i sådant högt tempo tidigare krävdes det att man hittade nya material och byggmetoder, som inte varit beprövade i tidigare projekt. Detta ledde till att många byggnader blev utslitna inom bara några år och idag är i stort behov av renovering.

Vid stora och omfattande ingrepp som det innebär att renovera en äldre byggnad till modern energiprestanda, finns det även möjligheter att samtidigt bygga på fler våningar. Våningspåbyggnad innebär fler lägenheter som öppnar för en förtätning av samhället utan att göra anspråk på ny mark [1]. Detta betyder att förtätningen sker på en färdigetablerad mark och därmed slipper man ny samhällsplanering. Områden som är byggda under miljonprogrammet lämpar sig bra till våningspåbyggnad på grund av sina geometriskt identiska byggnader.

1.2 Syfte

Målet med arbetet är att utreda möjligheterna, ur ett bärförmågeperspektiv, till att bygga på fler våningar på denna hustyp, samt att ge förslag på utförande av påbyggnadens utformning och stomme med detaljlösningar. Vi hoppas också att våra slutsatser går att tillämpa på andra liknande objekt.

1.3 Avgränsningar

Våningspåbyggnad är ett väldigt omfattande projekt med många aspekter att ta hänsyn till, så som arkitektonisk utformning, konstruktionens bärighet, fuktprojektering, energiprojektering, ekonomiska förutsättningar och hänsynstagande till hyresgäster etc. Det här arbetet görs med ett bärförmågeperspektiv där den primärt bärande stommen är i fokus. Analysen av påbyggnads-stommen kommer att bestå av detaljlösningar och handberäkningar för den bärande konstruktionen. Påbyggnadsförslagen avgränsas till träregelstomme och lättbetongtomme för en våning, men kontroll av stjälpande moment utförs med påbyggnad med två våningar.

Arbetet beaktar ej fördjupningar av arkitektonisk utformning av påbyggnaden, fukt- och energiprojektering, installationer, geotekniska beräkningar, kontroll av fortskridande ras samt kostnadskalkylering.

1.4 Metod

En litteraturstudie om miljonprogrammet och samhällets regelverk genomfördes för att ta reda på vilka förutsättningar som måste tillgodoses för att kunna genomföra ett påbyggnadsprojekt. I arbetet användes ett referenshus som är beläget på Fredriksdal i Helsingborg och förvaltas av Rikshem. En granskning av referensområdet genomfördes. Där tittade vi på detaljplan, geotekniska undersökningar och gjorde en noggrann analys av husets uppbyggnad. När vi visste förutsättningarna togs olika förslag på stommar fram. Stommarna dimensionerades för att möjliggöra beräkningskontroll av hur befintlig byggnad påverkas. Samtliga beräkningar är baserade på Eurokod. Slutligen gjorde vi en jämförelse av påbyggnadens stomförslag för att kunna dra en slutsats om vilket som lämpar sig bäst för ändamålet.

1.5 Arbetsfördelning

Arbetet delas lika mellan författarna. Under arbetets gång har vissa moment fördelats mellan författarna för att sedan granskas gemensamt.

2 Förutsättningar

Kapitlet inleds med en litteraturstudie om miljonprogrammet. Den tar upp en byggtknisk undersökning av husen, samt en historisk undersökning och hur miljonprogrammet påverkar samhället idag. Därefter följer vilka aspekter som man bör ta hänsyn till vid en våningspåbyggnad, såsom regelverk, efterfrågan och detaljplaner.

2.1 Miljonprogrammet

2.1.1 Avsikterna

Sverige drevs av en högkonjunktur under efterkrigstiden med mycket stark tillväxt och industri som följd. Folk flyttade från landsbygden till de växande städerna och arbetstillfällena. Samtidigt skedde också en omfattande arbetskraftsinvandring från kontinenten för att tillfredsställa industriernas behov av arbetskraft. Till följd av detta ökade befolkningen i storstäderna kraftigt under 50-talet [2, 3].

Med stadigt växande befolkning och ekonomi krävdes fler bostäder, vilket det var brist på i Sverige vid den här tiden. Det rådde en låg standard i många kvarter i innerstäderna; folk var trångbodda och det saknades modern standard så som rinnande vatten och avlopp. Sverige var ett av de länder som hade sämst bostadsstandard fram till 40-talet. För att lösa bostadsbristen och öka standarden beslutade regeringen 1965 att man skulle bygga en miljon nya bostäder under en tioårs period. Det skulle bli nya moderna lägenheter för alla. Lägenheterna skulle vara stora och rymliga med flera rum. Separat wc, parkett och diskmaskin var några av bekvämligheterna. Denna satsning blev det vi idag kallar för miljonprogrammet [3].

2.1.2 Husen

Miljonprogrammets områden präglas ofta av storskalighet och massproduktion. En orsak kan vara att man byggde mer rationaliserat och industriellt än tidigare. Detta syns framför allt i byggnadernas konstruktionslösningar som utvecklades under epoken, där allt fler byggnadsdelar prefabricerades. Detta var en förutsättning för att klara av att producera hundratusen bostäder per år och hålla nere kostnaderna. En av de typiska stomkonstruktionerna under denna tid, där gavlar och tvärgående mellan-väggar utgör den bärande konstruktionen, kallas för bokhyllestomme [4].

Det byggdes framför allt tre olika typer av flerbostadshus. Dessa var lamellhus, skivhus och loftgångshus, där lamellhusen var den typ som det byggdes mest av [4].



Figur 2.1: Lamellhus i Lindeborg, Malmö [5].

Typiskt för lamellhusen är bostadslängor på tre våningar, *figur 2.1*, som är placerade i tydliga rektangulära mönster för att skapa gemensamma gårdar mellan husen. Förr bestämdes tillgänglighetskraven för hiss av antal våningar och våningshöjd. Detta utnyttjades för att minimera kostnaderna och det är därför ovanligt med hiss i dessa byggnader [4].



Figur 2.2: Skivhus i Fittja, Stockholm [6].

Skivhus karakteriseras av ett större antal våningar än de traditionella lamellhusen och var ofta placerade parallellt, *figur 2.2*. Inledningsvis byggdes skivhusen vanligen nio våningar höga, men efter mycket kritik mot höghusen sänkte man våningsantalet [4].



Figur 2.3: Loftgångshus på Vildanden, Lund (Fotograf: R.Friberg).

Loftgångshusens syfte var att begränsa antalet trapphus. Detta löste man genom att koppla trapphusen till gångar som löper längs byggnadens långsida, *figur 2.3*. Lägenheterna är alltid genomgående i denna typ av byggnad. Våningsantalet varierade från två till sju våningar och innefattade ofta hiss även om det inte fanns något krav [4].

Fasadmaterial som var vanliga på dessa byggnader var puts, tegel, skivmaterial, träpanel och fasadelement av betong. Under miljonprogrammet användes tegel som ytskikt till färdiga betongelement tillskillnad från det traditionella sättet att använda det som konstruktionsmaterial. Mot slutet av epoken blev betongelementen vanligare som fasadbeklädnad där man använde olika skivmaterial för att lyfta byggnadens arkitektur [4].

2.1.3 Följderna

”Miljonprogrammet var en vision som genomfördes, men som innan dess hann laddas om från att ses som en framtidsvision till att av många uppfattas som ett misslyckande” [7].

Aspekterna som gör det till ett misslyckande är många. Byggnaderna har idag utsatts för 40 till 50 års slitage, men redan i ett tidigt skede hade husen börjat bli skadade. Fukt trängde genom fasaderna som ofta hade otäta skarvar och sprickor som bildats på grund av att valda material inte tålt det svenska klimatet. Plana och låglutande tak med invändig takavvattning som är vanligt förekommande för perioden, drabbades ofta av läckage som skadade underliggande konstruktioner. Fönstren visade även tekniska brister då karmar och bågar ruttnade tidigt i byggnadernas livscykel. Idag är drygt hälften av bostäderna som byggdes i behov av en upprustning för att uppnå en rimlig levnadsstandard [8, 9].

Utöver de byggtekniska problemen har dessa områden väldigt ofta stora brister i den estetiska utformningen. Betong och plåt som förekommer ofta är känsliga för smuts och repor. Detta bidrog till att områdena blev oattraktiva och förknippades med gråa och sterila miljöer. De människor som hade råd valde att lämna miljonprogrammets stadsdelar och det var vanligt att man flyttade till billiga småhus som började bli allt mer populära på slutet av 70-talet. Många lägenheter stod därför tomma vilket resulterade i ett stort över-skott av hyreslägenheter [3, 4].

Miljonprogrammets områden präglas idag ofta av segregation. På 1970-talet började ett nytt mönster formas för hur invandringen såg ut mot vad man tidigare var van vid. Under den här perioden började antalet invandrare som inte hade europeiskt ursprung att öka. Dock var fortfarande invandringen under den här tiden en arbetskraftsinvandring och det var lätt att integreras på den svenska arbetsmarknaden. Men under 80-talet, och framförallt 90-talets krisår kom detta att förändras. Invandrare som kom till Sverige hade svårt att komma in på arbetsmarknaden. I och med detta var det inte längre arbets-tillfällena som reglerade bosättningen, utan tillgången till bostäder [3, 10].

Allmännyttans bostäder, som ofta ägs av de kommunala bostadsbolagen, blev de bostäder som ekonomiskt utsatta hänvisades till. Dessa var främst belägna i miljonprogramsområdena där det fanns ett överskott av bostäder. Områdena blev alltså till största del bebodda av hushåll från andra länder och kulturer med låga, eller inga inkomster. Detta har lett till att många av områdena fått en etnosocial segregering [11].

Drygt hälften av byggnaderna är idag som nämnt i stort behov av upprustning. Optimistiskt beräknas detta kosta ungefär 300 miljarder kronor. Om inte statliga medel tillsätts är det upp till företagen att avgöra om det är lönsamt att rusta upp husen. Det innebär att renoveringarna kommer göras i större utsträckning på de starka marknaderna. I Stockholm har fullskaliga reno-veringar gjorts där resultatet blev att hyran steg mellan 40 och 50 procent. I och med att många av hyresgästerna har sämre ekonomi tvingas de flytta, eftersom de sällan har råd till drastiska hyreshöjningar. Följden av detta blir att hyresgäster med starkare ekonomi flyttar in, vilket innebär en fortsatt segregation i bostadskvalitet [9].

2.2 Förutsättningar och regelverk vid påbyggnad

2.2.1 Behovet

För att en våningspåbyggnad ska vara intressant måste det även finnas ett behov. Ska det vara lönsamt för ett fastighetsbolag att expandera måste det finnas en efterfrågan i det aktuella området. Miljonprogramsområden anses ofta som oattraktiva både med sin estetik och med sin placering i städernas utkant, därmed är behovet av våningspåbyggnad inte så stort [12]. En efterfrågan kan dock skapas om hela områdets arkitektur projekteras om.

2.2.2 Boende

Kommunikation med de boende är A och O vid stora projekt där förändring av hela områden ska genomföras. Det krävs att de boende deltar genom hela projekteringen. Deras åsikter och tankar kan vara en stor tillgång eftersom de har god erfarenhet av områdets brister och värden [12, 13].

Det är viktigt att besluta om de boende i aktuell byggnad ska bo kvar eller flytta under produktionen. Ur ekonomisk synvinkel är det till fördel om de boende bor kvar då tillfälligt boende inte behöver anordnas. Detta medför dock att ramarna för projektet minskar drastiskt [12].

2.2.3 Förändring av arkitektur

Tillsammans med boendedialogen bör arkitekter kopplas in. Med detta samarbete ökar chanserna för att utveckla områdets fulla potential. Utbud av både bostäder och verksamheter kan skapa ett attraktivare område. Vid omfattande förändringar av områden bör även husens befintliga arkitektur omprojekteras, där våningspåbyggnad kan vara ett alternativ för att ge byggnaden ett nytt uttryck [12].

2.2.4 Tredimensionell fastighetsindelning

Tredimensionell fastighetsindelning innebär att våningsplanen i en byggnad kan delas in i flera fastigheter med olika ägare. Detta kan utnyttjas om en byggnad har många användningsområden. Tredimensionell fastighets-indelning kan vara

av fördel vid våningspåbyggnad då det öppnar möjligheter för fler potentiella investerare [14].

2.2.5 Detaljplan

En våningspåbyggnad medför att byggnadshöjden ökar. För många äldre byggnader blir detta ett problem då det är vanligt att byggnadshöjden är begränsad i detaljplanen. Detta går många gånger att lösa genom att ansöka om detaljplansändring hos kommunen. Ändring av detaljplan innebär ofta en lång process där kommunen gör en noggrann granskning av hur förslaget påverkar omkringliggande bebyggelse [12, 15].

2.2.6 Befintlig byggnad

För att en våningspåbyggnad ska vara möjlig är det viktigt att kontrollera bärförmågan i det befintliga huset. Våningspåbyggnad medför nya vertikallaster som framför allt påverkar den primärt bärande stommen. Man bör därför utreda hur lastfördelningen från påbyggnaden verkar på befintliga väggar och bjälklag. Under miljonprogrammet var det vanligt att husen byggdes med betongstommar och grundläggningen dimensionerades därefter. De extra vertikallasterna medför ett högre grundtryck som riskerar att brott i grundläggningen uppstår. Det är därför viktigt att kontrollera markens bärighet genom en geoteknisk undersökning [12, 16].

2.2.7 Tillgänglighet

Ett av dagens krav på tillgänglighet är att det ska finnas hiss för en byggnad med två våningar, eller fler. Vid omfattande ombyggnad av äldre hus måste dagens tillgänglighetskrav uppfyllas. Många av lamellhusen som byggdes under miljonprogrammet saknar hiss och trapphusen är därmed ofta trånga. En ombyggnad av dessa hus kan därför bli kostsam då en tillbyggnad med hiss krävs. Skiv- och loftgångshusen lämpas bättre för ombyggnader där hisschakt är installerat sedan tidigare [4, 17].

2.2.8 Brandskydd

För de regelverk som finns vid byggnation är brandprojekteringen ett av de avsnitt med flest punkter och krav som ska uppfyllas. Det omfattar, brandceller, utrymningsvägar, larmsystem etc. Hos BBR hittas vilka krav som ställs och rimligen anlitas en brandkonsult för projekteringen med avseende på brandskydd. Vid en påbyggnad är det viktigt att beakta om det nya våningsantalet överstiger åtta stycken. Är det åtta eller fler våningar måste trapphuset vara ett Tr2-trapphus. Det innebär högre krav för dimensionering av dörrar, konstruktion, brandceller m.m. [18].

2.2.9 Bullerskydd

Alla byggnader, där människor vistas, ska klara Boverkets krav på ljudnivå inomhus. Det innebär att byggnader ska vara konstruerade på så vis att störande ljud utifrån reduceras. Flervåningshus har särskilda krav på trapphus och korridorer som ska uppfyllas. Det finns olika klassningar för ljud-förhållanden i bostäder. En byggnad som uppfyller kraven för ljudklass C, uppfyller även kraven från BBR [19].

2.2.10 Energihushållning

Under 60-talet, när miljonprogrammet byggdes, var oljan billig och en vanlig energikälla för uppvärmning. De låga uppvärmningskostnaderna gjorde att energikraven främst baserades på en god komfort istället för energieffektiva konstruktionslösningar. Dagens energikrav är högre ställda och många av miljonprogrammets byggnader är i stort behov av renovering för att kunna uppfylla dessa. En energieffektivisering av husen kan kombineras med en våningspåbyggnad för att finansiera en del av projektet. Med nya bostäder och fler hyror kommer investeringen få en kortare återbetalningstid. Det är även viktigt att ha en god projektering och att följa Boverkets Byggregler för de nya bostädernas energihushållning [7, 20, 21].

2.2.11 Olyckslaster & Fortskridande ras

Vid dimensionering av byggnader är det viktigt att tänka på vad som händer då olyckor inträffar. Byggnaden måste vara konstruerad så att ett lokalt brott i en byggnadsdel inte fortskrider och får förödande konsekvenser, som att hela konstruktioner rasar. Det finns regler att förhålla sig till för att förhindra spridning av lokala brott genom konsekvensklasser. Det finns tre olika klasser där byggnader klassas beroende på antal våningar och verksamheter, CC1, CC2 och CC3 [22].

Flerbostadshus med fler än fyra våningar klassas som CC2. Om byggnadens stabilitet påverkas av brott i enskild vägg, måste byggnaden förses med antingen horisontella och vertikala dragband i samtliga bärande väggar och dimensioneras med en extra olyckslast [22].

3 Referenshuset

I följande kapitel presenteras området Fredriksdal med handlingar för detaljplansändring. Kapitlet fortsätter med en analys av referenshusets uppenbara brister och dess konstruktion.

3.1 Området

Fredriksdal är en stadsdel i Helsingborg och ligger i stadens nordöstra del. Området skapades i samband med miljonprogrammet. Vid besök i Fredriksdal kan man se en tydlig karaktär av miljonprogrambyggande, såsom loftgångar, infällda balkonger, tydlig stomme av betong och enkla fasadmateriäl, se *figur 3.1* och *3.2*.

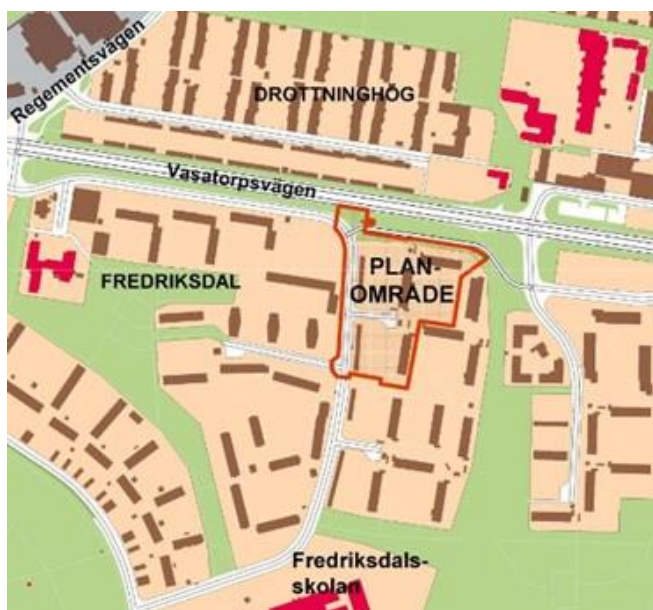


Figur 3.1: Loftgångshus i Fredriksdal (Fotograf: V.Karlin).



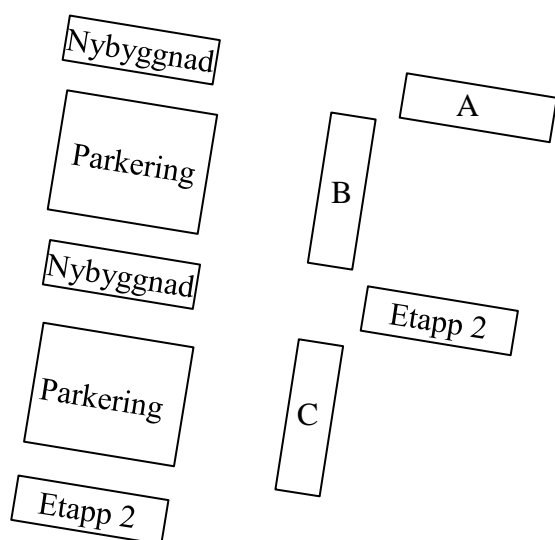
Figur 3.2: Loftgångshus i Fredriksdal (Fotograf: V.Karlin).

Fredriksdal är uppdelat i flera kvarter. Kvarteret som utreds för påbyggnad är en del av Brigaden 1, som innefattar tre hus, se *figur 3.3*. Av dessa hus har de två nordligaste husen fyra våningsplan varav de tre översta våningsplanen utgörs av lägenheter och bottenplanet av förråd, tvättstuga m.m. Det sydligaste huset utgörs av tre våningar med källare [23]. Alla husen har loftgångar och lägenheterna är i princip identiska. Den väsentliga skillnaden är att skiljeväggarna är dragna på olika sätt för att skapa lägenheter med olika storlekar [24].



Figur 3.3: Del av kvarteret Brigaden 1 inom den röda markeringen [23].

Husen har getts beteckningar med bokstäverna A, B och C för att göra det tydligt vilket hus som åsyftas i texten, se *figur 3.4*. Hus A och B är husen som i dagsläget har fyra våningar.



Figur 3.4: De tre befintliga husen med beteckningar A-C, samt planerade nybyggnader.

3.1.1 Detaljplan

Rikshem AB har tidigare ansökt om en planändring för fastigheten Brigaden 1. Planändringen omfattar nybyggnad av bostäder, påbyggnad av befintliga hus men också att göra anslutningar till Vasatorpsvägen, koppling till Drottninghög samt översyn av parkeringen [23].

Förslaget innebär att de tre befintliga husen kan byggas på med en eller två våningar, där högsta nockhöjd är 22 meter för hus A och B samt 19 meter för hus C [25]. Detaljplanen är fortfarande i granskingskede. Om den träder i laga kraft innebär det att våningspåbyggnad för husen inte möter några hinder från byggnadsnämndens sida [23].

3.1.2 Geotekniska undersökningar

Det har utförts en översiktlig geoteknisk undersökning på fastigheten Brigaden 1 av WSP Sverige AB på Rikshems AB begäran, i syfte att upprätta en detaljplan för våningspåbyggnader på befintliga flerbostadshus. Byggnad A och B är som tidigare nämnt utförda utan källare och har en grundläggning med krypgrund. Byggnad C är utförd med källare där grundläggningen är utförd med källarmur av betong på betongplatta [26].

Man kunde efter besök på plats i februari 2014 konstatera att byggnad B hade sprickor och sättningsskador i grundmurarna på flertalet ställen. Byggnad A hade på ett fåtal ställen sprickor i grundmurarna. På byggnad C var däremot källarmurarna intakta [26].

Man har borrar på området för att ta reda på hur jordprofilen ser ut vid byggnaderna. Vid byggnad A borrade man två hål. Den ena jordprofilen bestod av asfalt följt av grusig och sandig fyllning och därefter lermorän. Lermoränen underlagras av sedimentärt berg som påträffades vid 2,0 meters djup från markytan. Jordprofilen från det andra hålet bestod av mullhaltig siltig lera med tegelrester följt av fyllning med grus, sand och tegelrester och därefter lermorän. Lermoränen underlagras av sedimentärt berg och på-träffades vid 2,1 meters djup under markytan [26].

Man borrade även två hål vid byggnad B. Den ena jordprofilen bestod av fyllning som är mullhaltig, siltig och lerig. Fyllningen underlagras av en mer grusig och sandig fyllning med tegelrester följt av lermorän och därefter sedimentärt berg som påträffades vid 2,0 meters djup under markytan. Vid det andra hålet bestod jordprofilen av grus och sand följt av lermorän och slutligen sedimentärt berg som påträffades vid 1,55 meters djup under markytan. Efter borringarna kunde man dra slutsatsen att förhållandena runt byggnad B är sämre än i det övriga området, men inga borringar har gjorts under huset. Det kan vara så att man vid grundläggningen av byggnad B har grävt ur de lösare

lermoränmassorna och om så är fallet är förhållandena under byggnaden bättre än vad jordprofilerna säger. Dock tyder sprickorna i grundslorna på byggnad B att grundläggningen är sämre än för de övriga byggnaderna i området [26].

Enligt borrhningar vid byggnad C bestod jordprofilen av en fyllning som är siltig och lerig följt av lermorän som underlagras av sedimentärt berg som påträffades vid 1,6 meters djup under markytan. Då byggnad C har källare är det troligt att man har grundlagt byggnaden på det sedimentära berget [26].

Den mullhaltiga fyllningen med tegelrester som förekommer i området finns troligtvis inte under byggnaderna. Vid detaljprojekteringen ska detta utredas noggrannare och sättningsberäkningar för samtliga tre byggnader ska utföras med åtgärder för eventuella sättningar [26].

I rapporten dras efter de översiktliga undersökningarna slutsatsen att det finns goda förutsättningar för påbyggnader av hus A och C men att det är viktigt att göra mätningar på de befintliga grundslornas grundläggningsdjup och dimensioner för att kunna säga mer om markens bärighet och om risk för sättningar finns. För hus B är förutsättningarna sämre och troligen krävs det åtgärder i form av påbättring av grunden eller att man väljer en konstruktion som inte belastar den befintliga byggnaden och dess grund [26].

3.2 Byggnaden

Huset som kommer att användas som referensobjekt för påbyggnaden är Hus A, se *figur 3.5*.



Figur 3.5: Hus A Brigaden 1 (Fotograf: R. Friberg).

3.2.1 Okulär besiktning

Ett besök har gjorts vid referenshuset på Fredriksdal för att göra en okulär besiktning av byggnadens skick i dagsläget. Vid besöket dokumenterades synliga ytor för att bedöma byggnadens förutsättningar för en påbyggnad.

Genom inspektionsluckan till taket kan man se vattenansamlingar längs rännan till den invändiga takavvattningen samt vid ventilationsdonen, se *figur 3.6*. Detta kan i längden orsaka läckage och fuktskador i byggnaden.



Figur 3.6: Vattensamling på tak (Fotograf: R. Friberg).

I konsolbalkarna som bär balkonger och loftgångar har sprickor uppstått i skarvar, se *figur 3.7*. Kontroll av bärförmåga för ytterligare belastning bör genomföras med hänsyn till skadorna.



Figur 3.7: Sprickbildning i konsolbalkar (Fotograf: R. Friberg).

Infästningarna till konsolbalkarna som bär balkonger och loftgångar påvisar inga korrosionsskador, se *figur 3.8*.



Figur 3.8: Infästning av konsolbalk (Fotograf: V.Karlin).

Man kan tydligt, på ett flertal ställen, se att fogarna i den bärande tegelväggen till trapphuset är söndervittrade och behöver åtgärdas för att bibehålla en god bärförmåga, se *figur 3.9*. Söndervittrade fogar kan åtgärdas med omfogning, alternativt genom att putsa väggen.



Figur 3.9: Fogar i bärande tegelvägg (Fotograf: R. Friberg).

Längs marken syns tydligt att armeringen har korroderat och orsakat sprickor i grundmuren, se *figur 3.10*. Sprickorna försämrar betongens hållfasthet och bör åtgärdas. Det är viktigt att åtgärda skadan med reparationsbruk som är avsedd för den befintliga betongen.



Figur 3.10: Armeringskorrosion i grundmur (Fotograf: V. Karlin).

På bottenplanet i byggnaden kontrollerades sprickbildning i de platsgjutna väggarna. Väggarna påvisade inga tydliga brister, se *figur 3.11*.

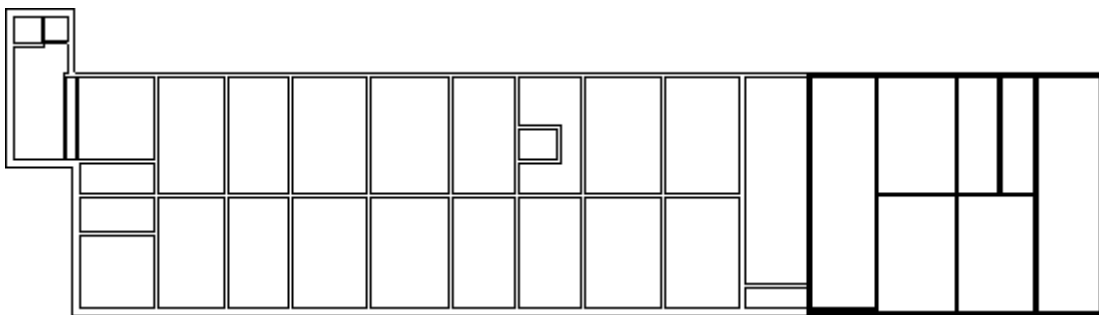


Figur 3.11: Bärande innervägg på bottenplan (Fotograf: R. Friberg).

3.2.2 Konstruktion

Grundläggningen i referenshuset är en kryppgrund. Grundmurarna samt sulorna är av betong och följer ett tydligt rutnätsmönster med varierande dimensioner och djup. Huset är grundlagt på mycket fast lermorän med odränerad skjuvhållfasthet mellan 150 och 350 kPa samt med sättning modul som varierar mellan 24 och 55 MPa [26].

Efter granskning av konstruktionsritningarna för byggnaden illustrerades bottenplanet, se *figur 3.12* [24]. Den svartmarkerade delen utgörs av bostäder och resterande av förråd och tvättstuga. Utrymmet mellan grundmurarna under förrådsdelen är uppfyllt med massor medan utrymmet under bostadsdelen är kryppbart. Det fribärande betonggolvet under förrådsdelen är en armerad plattsgjuten platta med tjocklek 160 mm och under bostadsdelen är det prefabricerade betongplattor med tjocklek 190 mm och hållfasthetsklass K250 med utförandeklass STD I.



Figur 3.12: Planvy över referenshuset.

För äldre betongklasser såsom K250 STD BTG I gällde norm B5 som fastställdes 1965. Hållfasthetsklasserna betecknades KXXX (t.ex. K250) där siffervärdet angav tryckhållfastheten som bestämdes genom tryckprovning på kuber. Kuberna som tryckprovas är vattenlagrade i fyra dygn och har dimensionen 150 mm. Tryckhållfastheten angavs i kilopond, där 100 kp/cm^2 ungefär motsvarar 10 MPa. Enligt norm B5 angavs aldrig någon dimensionerande tryckhållfasthet utan istället användes tillåtna spänningar [27].

Dagens Europaanpassade hållfasthetsklasser enligt SS-EN 1992 betecknas CXX/XX (t.ex. C20/25), där första siffervärdet anger den karakteristiska tryckhållfastheten för cylindrar och det andra för kuber. Vid dimensionering används den karakteristiska tryckhållfastheten som motsvarar femprocentsfraktilen som är bestämd på tryckprovning av cylindrar. Cylindrarna som tryckprovas är vattenlagrade i 20 grader i 28 dygn och har diametern 150 mm och höjden 300 mm [27].

Då provtryckningar för de gamla klasserna (KXXX) skiljer sig från dagens klasser (CXX/XX) går det inte direkt att översätta på grund av många faktorer.

Den karakteristiska tryckhållfastheten definieras olika, geometrin på provkropp skiljer sig och även lagring av provkropparna skiljer sig. Detta leder till att man tar olika hänsyn till reduktion av hållfasthet vid långtidseffekter. Med hänsyn till dessa faktorer har klassen K250 en hållfasthet som motsvarar något högre än dagens C16/20, därmed kommer hållfasthetsvärdena för C16/20 användas vid kommande beräkningar [27].

All prefabricerad betong i byggnaden har samma kvalitet. Uppgifter om kvalitet för platsgjuten betong saknas och därmed kommer fortsatta beräkningar endast genomföras för den prefabricerade stommen. Då de platsgjutna väggarna har grövre dimensioner antas de ha högre hållfasthet än de prefabricerade.

Den bärande stommen är uppbyggd av både platsgjuten betong och prefabricerade betongelement och är byggd med bokhyllstomme. På bottenplan i förrådsdelen har man valt att bygga den bärande stommen samt mellanbjälklaget ovanför i platsgjuten betong. Tjockleken på de armerade platsgjutna väggarna varierar från 150 mm till 300 mm. Tjockleken på det armerade platsgjutna mellanbjälklaget varierar från 160 mm till 300 mm, där det är kraftigare vid badrum.

I bostadsdelen har man dock valt att endast bygga med prefabricerade element precis som i resterande byggnaden. Tjockleken på de prefabricerade väggarna varierar från 120 mm till 160 mm och höjden är 2500 mm. Väggarna är armerade i under- och överkant med KS40. Det prefabricerade mellanbjälklaget är 190 mm tjockt och är armerat i underkant med armering av typen NPS50 alternativt KS40. Det är oklart var de olika armeringarna har använts. Betongkvaliteten på den prefabricerade betongen är som tidigare nämnts K250.

Loftgångarna som sträcker sig längs husets båda långsidor bärs av konsolbalkar som är infästa i mellanbjälklaget. Information om konsolbalkarna saknas. Trapphuset är byggt fristående från huset. Alla väggar i trapphuset är byggda i tegel och bjälklagen är av platsgjuten betong.

Det befintliga taket är ett uppstolpat motfallstak med takpapp som beklädnad och vilar på ett betongbjälklag med uppmätt dimension 190 mm. Det uppstolpade taket kommer att rivs för ge plats åt påbyggnaden. Då ritningsunderlaget är bristfälligt går det inte att uppskatta någon hållfasthetsklass på bjälklaget och därför antas det vara dimensionerat för endast snölast.

4 Påbyggnadsförslag

Kapitlet inleds med en diskussion kring hur påbyggnaden kan utformas med hänsyn till den befintliga byggnaden. Därefter följer en jämförelse mellan för- och nackdelar för en fullskalig påbyggnad mot en indragen takvåning.

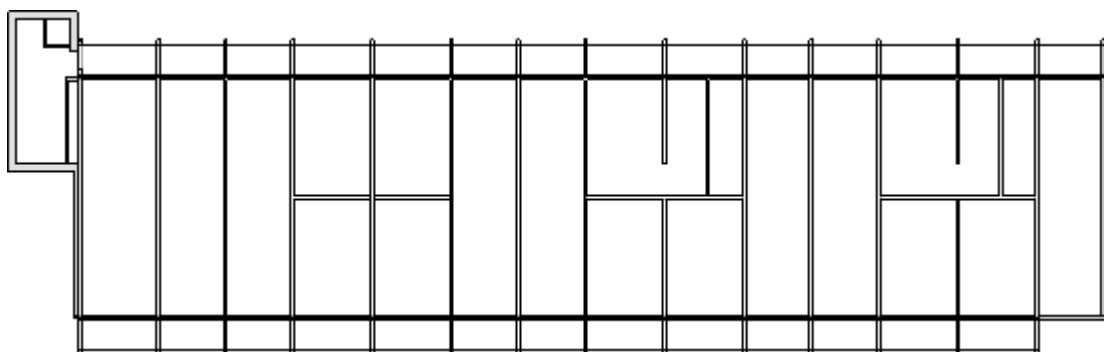
Andra delen presenterar olika stomförslag till påbyggnaden. Det som redovisas är stomme för tak och bjälklag följt av två alternativ för vägg-stommar; träregelstomme och en lättbetongstomme av massivelement. Avslutningsvis nämns lite kort om prefabricerade volymelement.

4.1 Utformning

4.1.1 Utformning med hänsyn till befintlig byggnad

När man projekterar en påbyggnad är det viktigt att tänka på hur lasterna från påbyggnaden kommer att verka på den befintliga byggnaden. Referenshuset har en stomme där de tvärgående väggarna bär majoriteten av de vertikala lasterna. Det är därför nödvändigt att fördela de tillkommande lasterna från påbyggnaden på dessa väggar.

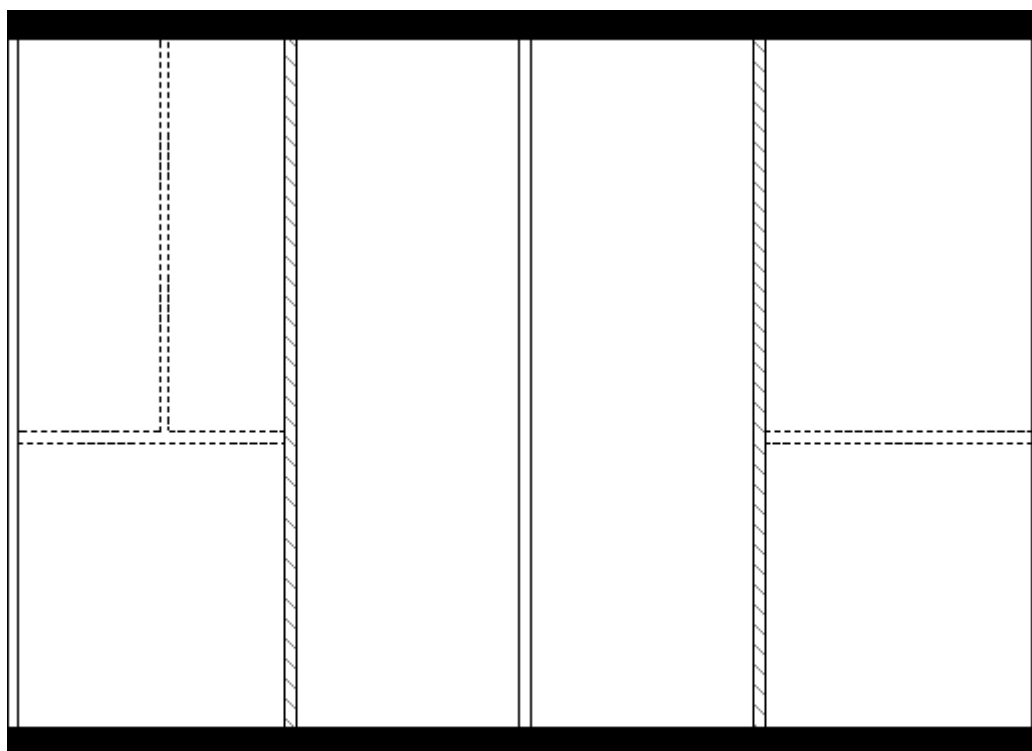
En stor del av de vertikala lasterna byggnaden utsätts för kommer från taket. Det är därför viktigt att konstruera taket så att dessa laster går ner i den befintliga byggnaden på bästa sätt. Sett till endast påbyggnaden är den bästa lösningen att montera takbalkarna tvärgående över byggnaden med en kompletterande hjärtvägg i mitten. En takbalk hade då fått tre upplag och därför blivit en kontinuerlig balk. För en kontinuerlig balk med tre upplag kommer upplaget i mitten att belastas hårdast. Eftersom det är en påbyggnad är det därför viktigt att beakta att den befintliga byggnaden har tillräcklig hållfasthet där de största lasterna uppstår, som i det här fallet är i hjärtväggen. Enligt ritningarna finns det ingen längsgående hjärtvägg genom hela byggnaden, vilket gör att denna konstruktionslösning inte är hållbar, se *figur 4.1*.







Figur 4.1: Illustration av de bärande väggarna för de tre översta planen.

Den bästa lösningen är att låta påbyggnadens laster gå ner i de tvärgående innerväggarna i den befintliga byggnaden. Detta görs genom att placera

påbyggnadens bärande väggar centriskt över de befintliga väggarna och sedan montera takbalkarna i husets längdriktning. Varje lägenhet sätts till en storlek av två fack, se *figur 4.2*.



-  Underliggande befintliga väggar
-  Påbyggnadens bärande mellanväggar
-  Påbyggnadens bärande lägenhetsavskiljande väggar
-  Påbyggnadens ytterväggar

Figur 4.2: Snitt ur plan för påbyggnad.

Takbalkarna vilar därmed på bärande mellan- respektive lägenhetsavskiljande väggar som för ned lasten centriskt i befintliga väggar. Utformningen på taket har valts till pulpettak.

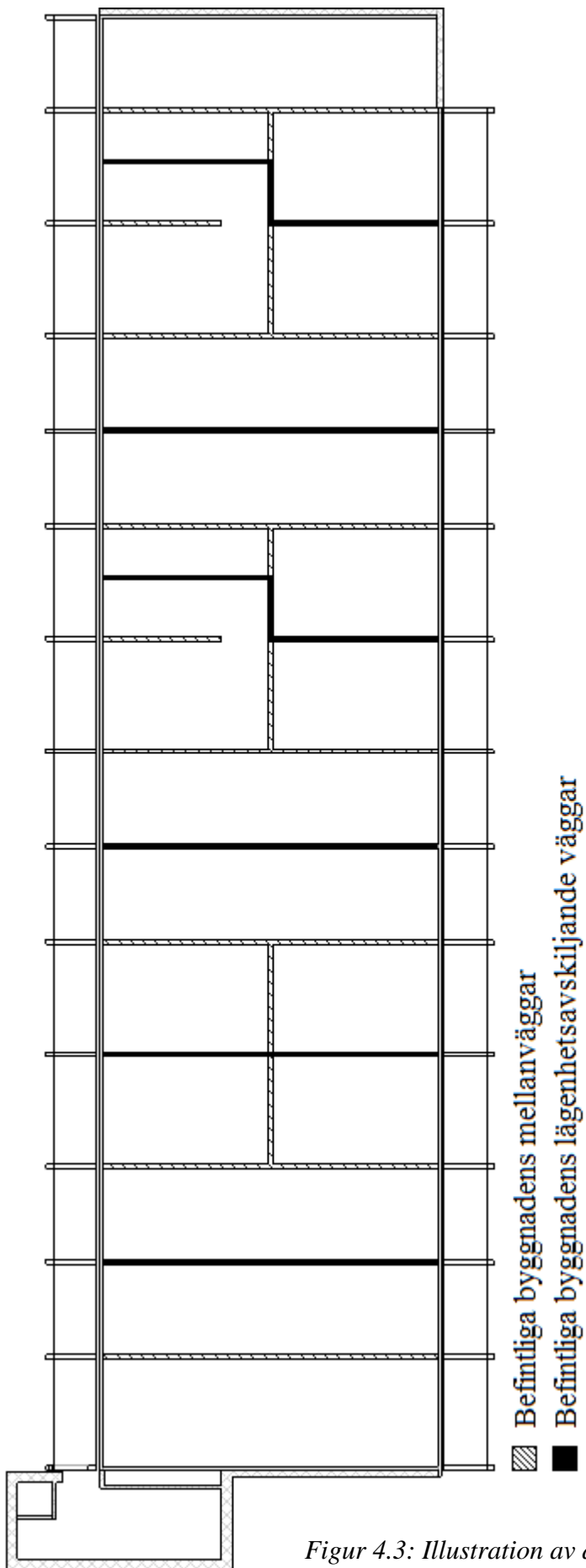
Som tidigare nämnt antas det befintliga vindsbjälklaget vara dimensionerat för endast snölast. För att ta reda på bjälklagets egentliga hållfasthet kan man göra provtagningar och utifrån resultatet göra en bedömning av hur man kan lösa utformningen av påbyggnaden. Om resultatet från provtagningen påvisar att betongbjälklaget inte håller för de tillkommande lasterna kan det vara aktuellt att göra en pågjutning för att förstärka det befintliga bjälklaget. I annat fall krävs det en konstruktionslösning för påbyggnaden där man inte belastar det befintliga bjälklaget. En lösning är att bygga ett upphöjt träbjälklag som spänner över betongplattan och vilar på de underliggande mellanväggarna. Man kan även välja att riva bort det befintliga bjälklaget och montera ett nytt och därmed skapa

ett utgångsläge med större möjligheter, där man kan utforma det nya bjälklaget efter det unika projektet.

I *figur 4.1* framgår det att två av de tvärgående väggarna i den befintliga byggnaden inte är genomgående. Detta avbrott har en längd på 1,6 meter. Till höger om dessa väggar har man istället valt att placera en ”extra” bärande vägg för att kompensera avbrottet. Anledningen till att man ritat väggarna på detta vis är för att skapa lägenheter med olika storlekar som kan ses i *figur 4.3* på nästa sida. Påbyggnadens bärande väggar som ritas enligt *figur 4.2* medför att mellanväggarna fortlöper över dessa hål. Det innebär att bjälklaget kommer fungera som en avvaxling och bära de påliggande mellanväggarna. Väljer man att behålla det befintliga vindsbjälklaget innebär det att mellanväggarna inte får belasta bjälklaget där avbrottet i den underliggande väggen förekommer, eftersom dess laster kommer överstiga snölasterna.

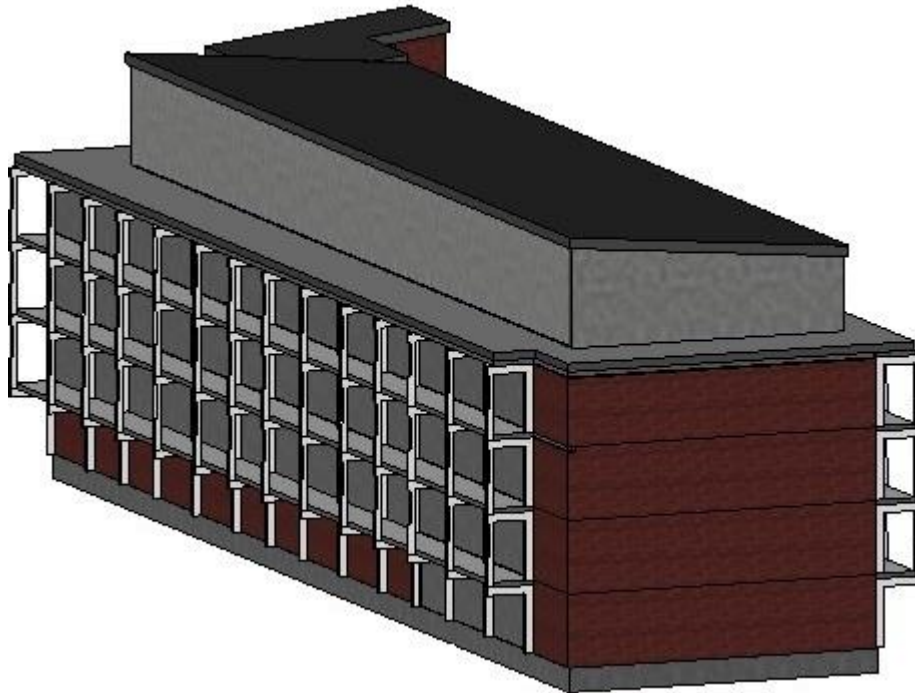
I *figur 4.3* på nästa sida framgår det vilka väggar som är lägenhetsavskiljande och vilka som är mellanväggar i en befintlig lägenhet. Eftersom det inte finns dörrhål i de lägenhetsavskiljande väggarna blir det väggen med ett avbrott (som nämns i föregående stycke) som utgör det dimensionerande fallet när väggarnas kapacitet ska kontrolleras. Mellanväggarna i lägenheterna har självklart dörrhål, dessa är dock inte utritade i *figur 4.3*. Dörrhålens bredd överstiger aldrig 1 meter och ovanför alla dörrhål är dörrbalkarna förstärkta med armering i dess underkant. Dörrbalkarnas kapacitet bör också kontrolleras.

Trapphusets påbyggnad fortskrider med den befintliga stommen av tegel och takkonstruktionen väljs även här till pulpettak med fall i motsatt riktning i förhållande till bostadsdelen.



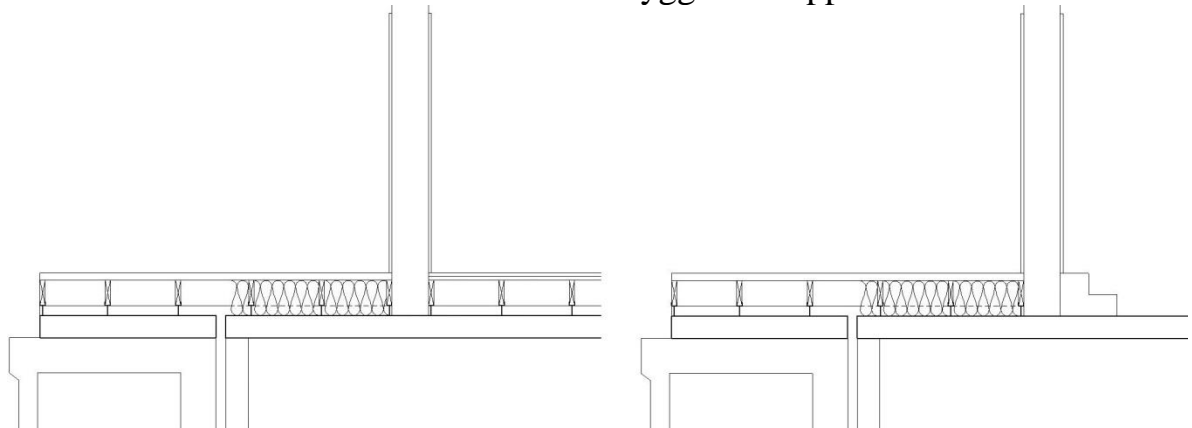
Figur 4.3: Illustration av den befintliga byggnadens väggtyper.

4.1.2 Indragen takvåning



Figur 4.4: Modell av Brigaden hus A med indragen takvåning.

Ett alternativ till utformning av påbyggnaden är att bygga en indragen takvåning. Det innebär att man inte utnyttjar hela byggnadsarean till bostäder, utan istället använder resterande area till takterrass. Ett problem för tak-terrasser är den höjdskillnad som uppstår på grund av att den måste isoleras. Den traditionella lösningen på detta är att bygga ett extra bjälklag för hela våningen alternativt att behålla nivåskillnaden och bygga en trappa.



Figur 4.5: Konstruktionslösning med ett extra bjälklag, alternativt en trappa.

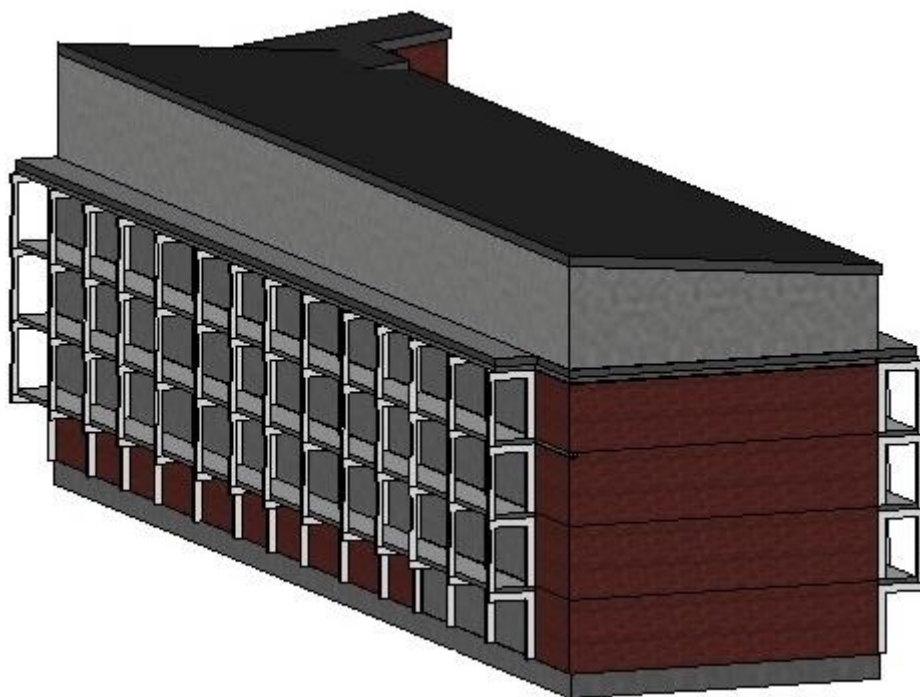
På senare år har det tillkommit en ny byggelementteknik som kan lösa problemet med höjdskillnader. En typ heter Koljern och är en prefabricerad elementbyggnadsteknik med element som består av en kärna av foamglas. Elementen är självbärande med en god isoleringsförmåga, vilket gör att ett betongbjälklag kan bytas ut mot dessa element utan vidare konstruktioner.

Förutsättningen för att tillämpa denna lösning är att en del av det befintliga takbjälklaget byts ut [28].

Väljer man att behålla den befintliga bjälklagsplattan kommer ett extra bjälklag att vara nödvändigt, eftersom plattan idag troligen endast är dimensionerad för snölast. Det är dock viktigt att understryka att i andra projekt där man erhåller mer information om vindsbjälklagets hållfasthet kan det vara möjligt belasta den befintliga plattan och använda den direkt som bjälklag till påbyggnaden.

En indragen takvåning innebär att ytterväggarna är indragna i förhållande till befintliga ytterväggar. Den mest optimala lösningen ur ett bärförhållningsperspektiv är att placera påbyggnadens ytterväggar centriskt över de underliggande väggarna. I vissa fall är det inte möjligt att genomföra med denna lösning. Ytterväggarna måste då stå på mellanbjälklaget med förskjutning i förhållande till de underliggande väggarna, det vill säga excentriskt.

4.1.3 Fullskalig påbyggnad



Figur 4.6: Modell på Brigaden hus A med fullskalig påbyggnad.

Ett annat alternativ är att utforma påbyggnaden fullskaligt med den befintliga byggnaden. Det vill säga att påbyggnadens ytterväggar byggs i liv med den befintliga byggnadens ytterväggar. Med denna utformning utnyttjar man hela byggnadsarean till boarea vilket medför antingen större eller fler lägenheter. Med fullskalig påbyggnad kommer man även undan problemet med nivåskillnader som beskrivs i föregående avsnitt om indragna takvåningar. Med tillgång till information som bekräftar att bjälklagets hållfasthet är tillräckligt

hög skulle man med denna utformning inte behöva komplettera bjälklaget på något sätt.

Då påbyggnaden blir bredare med denna utformning i jämförelse med indragen takvåning medför detta en något högre byggnadshöjd på grund av takets lutning på fem grader. Detta resulterar i ett större vindtryck mot byggnaden som måste beaktas.

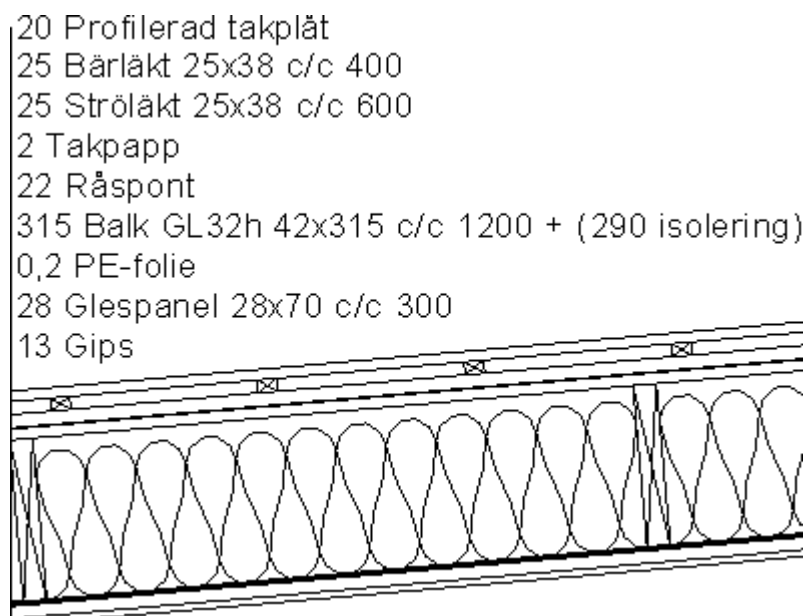
4.2 Stomförslag

Vid val av påbyggnadens utformning är det många aspekter som måste vägas in, så som budget, byggnadens läge, områdets utvecklingspotential etc. Stomförslagen kommer i detta fall att utformas för indragen takvåning med pulpettak. Ett extra bjälklag som spänner över det befintliga bjälklaget väljs då konsekvenserna med att ta bort det befintliga anses för stora.

4.2.1 Tak

Det nya taket väljs till ett pulpettak med fem graders lutning mot norr. Den låga lutningen har bland annat fördelarna att taket inte kommer att belastas av ogynnsamma vindlaster i någon större omfattning, samt att lutningen ger möjlighet för utvändigt avvattningssystem som är att föredra då ett eventuellt läckage är lättare att upptäcka samt åtgärda.

Takkonstruktionen utförs av bärande limträbalkar av GL32h med dimensionen 42x315 mm² c/c 1200 mm, *figur 4.7*.



Figur 4.7: Taksektion.

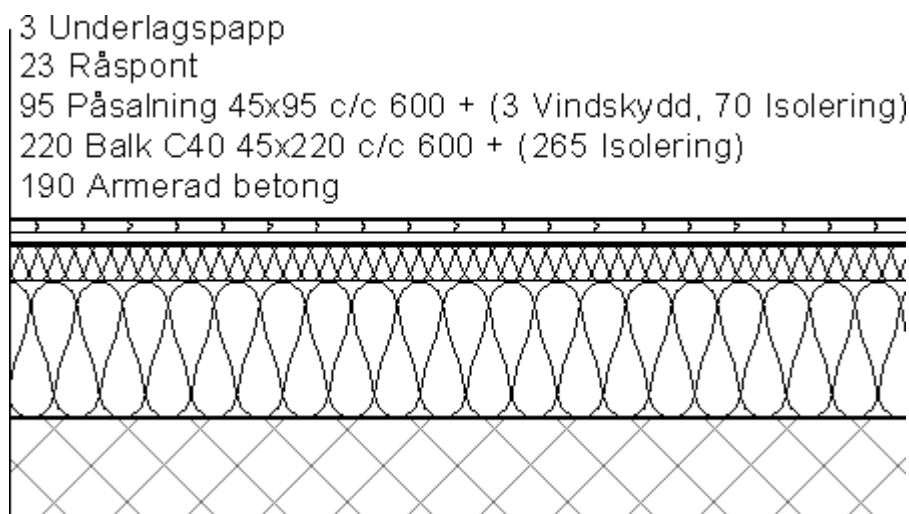
Eftersom takbalkarna blockerar luftflödet i konstruktionen krävs det att man monterar mögelstopp i råsponten för att åstadkomma god ventilation.

Mögelstopp är ett takventilationsbeslag med huv som är utvecklat för att ge en effektivnock- takfotsventilation för att minska risk för fukt och mögel-angrepp. För att uppfylla brandskyddsreglerna krävs det att varje lägenhet är en egen brandcell. Detta innebär att takbalkarna måste vara skilda från varandra i de lägenhetsskiljande väggarna.

Med 290 mm takisolering som har värmekonduktiviteten, λ , 0,035-0,040 W/m°C ger detta ett värmemotstånd, R , på 7,25-8,29 m²°C/W. Tillsammans med det yttre- och inre övergångsmotstånd för takkonstruktioner blir det totala värmemotståndet, R , 7,39-8,43 m²°C/W. Det ger takkonstruktionen ett ungefärligt u-värde på 0,13 W/m²°C.

4.2.2 Takterrass

Det påbyggda bjälklaget delas in i två olika konstruktioner, en för bjälklaget under bostäderna och en för takterrasserna. Bjälklaget för takterrasserna konstrueras med balkar av K-virke, kvalitet C40 med dimensionerna 45x220 mm². Detaljutförande enligt *figur 4.8* utförs enligt träguidens konstruktionslösning [29]. Balkarna ligger fritt upplagda mot syllar som är placerade centriskt över byggnadens underliggande väggar.



Figur 4.8: Takterrasssektion.

4.2.3 Bjälklag

Det påbyggda bjälklaget för lägenheterna utförs med limträbalkar av GL32h med dimensionerna 42x315 mm² c/c 600, *figur 4.9*. Stommen är uppbyggd på så sätt att balkarna ligger fritt upplagda mellan de tvärgående väggarna. Balkarna är fästa i balkskor som i sin tur är fästa i väggreglarna. Den kraftiga dimensionen används för att undvika nivåskillnad mellan terrass och bostad.

19 Parkett
22 Spånskiva
315 Balk GL32h 42x315 c/c 600
45 Luftspalt
190 Armerad betong

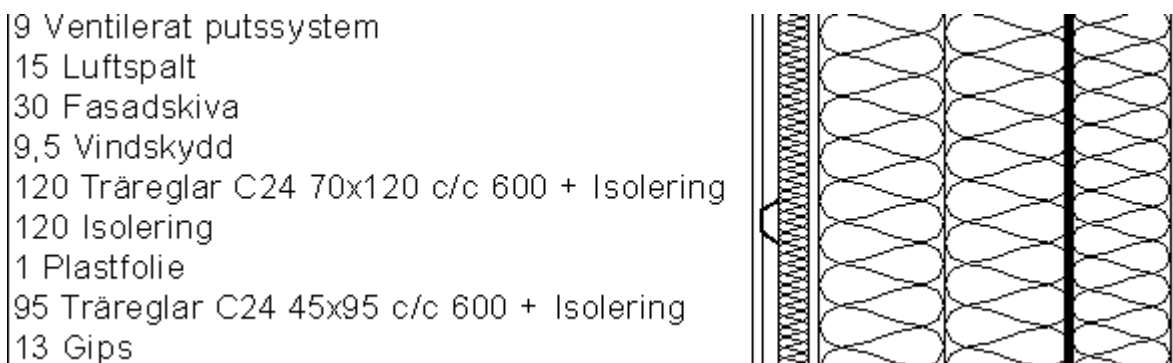


Figur 4.9: Bjälklagssektion.

4.2.4 Träregelvägg

De bärande ytterväggarna för träregelstommen utförs enligt Isovers lösning med ventilerat putssystem Y:311, konstruktionslösning nr 1, figur 4.10 [30].

9 Ventilerat putssystem
15 Luftspalt
30 Fasadskiva
9,5 Vindskydd
120 Träreglar C24 70x120 c/c 600 + Isolering
120 Isolering
1 Plastfolie
95 Träreglar C24 45x95 c/c 600 + Isolering
13 Gips

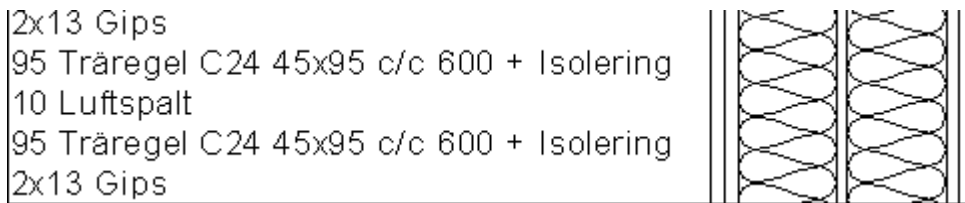


Figur 4.10: Ytterväggsektion Y:311.

För ytterväggarna är det endast gavelväggarna som har en bärande funktion avseende vertikala laster och konstruktionen utformas därför så att endast reglarna med dimensionen 70x120 mm² belastas. Då väggarna består av två separata regelstommar går det inte att beställa dem som färdigmonterade element utan de monteras på arbetsplatsen. I konstruktionen förutsätts det att fasaden har ett ventilerat putssystem med en luftspalt för att ventilera ut fukt som tränger igenom putssystemet. Innanför luftspalten monteras en heltäckande fasadskiva med få köldbryggor och skarvar, vilket minimerar otätheter och energiförluster. Denna tvåstegstätade fasad ger konstruktionen ett bra fuktskydd. Något som också gör konstruktionen fuktsäker är den indragna ångspärren, som gör att installationer kan dras utan att varken skada ångspärren eller påverka bärförmågan.

U-värdet för ytterväggarna är enligt Isover uppskattat till 0,1W/m²°C [30].

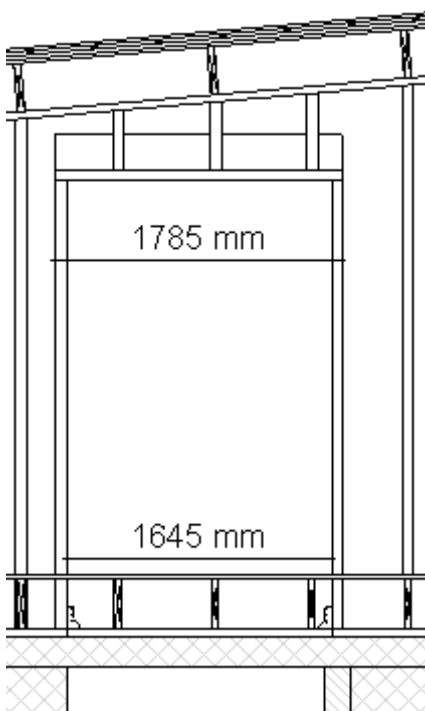
De lägenhetsavskiljande väggarna utförs enligt Isovers träregelstomme I:215 [31] med dimensionen 45x95 mm² c/c 600, *figur 4.11*. Övriga bärande mellanväggar utformas med 70x120 mm² c/c 600 reglar.



Figur 4.11: Lägenhetsavskiljande väggsektion I:215.

Den lägenhetsavskiljande väggen består av två stycken stommar av reglar med dimensionen 45x95 mm² med kompletterande kortlingar för stabilisering. Stommarna avskiljs med en luftspält på 10 mm. Reglarna är beklädda med dubbla gipsskivor. Väggen uppfyller akustikkraven från BBR då reduktionstalen är $R'_w=60$ och $R'_w+C_{50-3150}=54$, vilket uppfyller ljudklass A respektive B [31, 19]. Brandklassningen på väggen är REI60 [31] vilket uppfyller kravet från BBR [19].

I kapitel 4.1.1 *Utformning med hänsyn till befintlig byggnad*, nämns att



mellanväggarna inte får belasta den befintliga bjälklagsplattan, där underliggande vägg saknas. Den sträcka där underliggande vägg saknas uppgår till 1,6 meter. För att undvika att belasta bjälklagsplattan placeras en avväxling i påbyggnadens mellanväggar parallellt med öppning i befintlig byggnad, se *figur 4.12*. Avväxlingen väljs till K-virke, C24 med dimensionerna 45x220 mm² och spännvidden 1785 mm. Eftersom avväxlingen medför att det saknas reglar att fästa bjälklagsbalkarna i, krävs det även en avväxling i bjälklaget. Avväxlingen väljs till samma dimension som övriga balkar i kapitel 4.2.3 *Bjälklagstomme*. Spännvidden för avväxlingen blir 1645 mm.

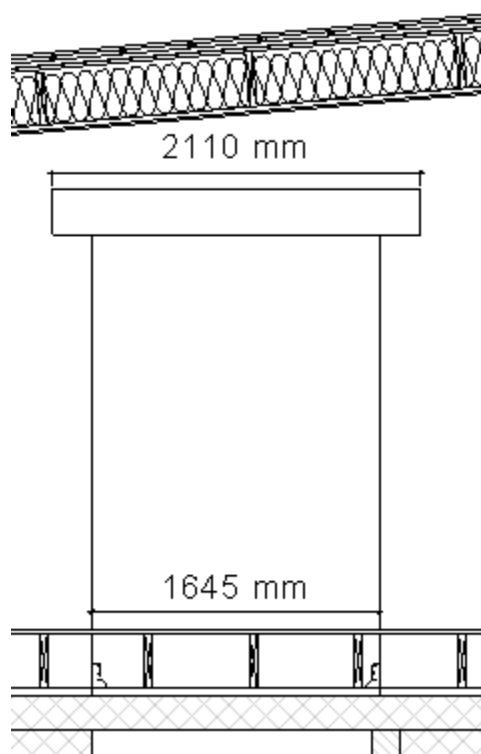
4.2.5 Lättbetongvägg

Figur 4.12: Avväxling i träregelstomme.

Ett alternativ till träregelstommen är att konstruera samtliga bärande väggar med lättbetong, t.ex. Ytong Massivelement, med densitet 390 kg/m³ som limmas ihop med Ytong Fix P lim, detta ger en konstruktion med hög tryckhållfasthet [32].

De våningshöga väggelementen tillverkas av råmaterial som sand, kalk, cement och vatten. Eftersom elementen är tillverkade av oorganiska material som är fuktbeständiga finns det ingen risk för fukt och mögel i konstruktionen. Det är dock viktigt att elementen skyddas mot fukt och nederbörd på byggarbetsplatsen för att minimera uttorkningstiden så att de når sin fulla isolerkapacitet tidigare. Väggelementen har en slät yta som man kan putsa direkt på och både utvändiga och invändiga ytor putsas med tunnputs. Elementen måttbeställs enligt önskemål och levereras direkt till bygg-arbetsplatsen och ställs på plats med kran där de monteras med lim. Detta innebär en snabb och effektiv montering [33].

Ytong massivelement har olika bra värmeisoleringsförmåga beroende på densitet, den valda densiteten, 390 kg/m^3 , har bättre isoleringsförmågan än övriga alternativ från tillverkaren. Ytterväggarna väljs att utföras i 365 mm tjocka element vilket motsvarar ett U-värde på $0,27 \text{ W/m}^2\text{°C}$. Då materialen i elementen inte är brännbara uppfyller de högsta brandklass A1 [34]. Elementen lämpar sig därmed även som lägenhetsavskiljande väggar. Konstruktionen för de lägenhetsavskiljande väggarna väljs att utföras med två 150 mm tjocka element som skiljs av en 20 mm luftspalt. Luftspalten är nödvändig för att klara akustikkraven från BBR [19, 35].



För dörrhål i lättbetongsstommen krävs en avvaxling. Förslaget utformas med en öppning i väggen parallellt med underliggande dörrhål med anledning enligt kapitel 4.1.1 *Utformning med hänsyn till befintlig byggnad*. Avväxlingen bär laster från taket och ovanliggande lättbetong, *figur 4.13*. Balken väljs förslagsvis från samma tillverkare som elementen. Om öppning i väggen efterfrågas placeras avvaxlingen enligt *figur 4.13*. I annat fall placeras av-växlingen i golvnivå där lättbetongelementen monteras. Avväxling i bjälklaget väljs även för lättbetongstomme till K-virke C24 med dimensionen $45 \times 300 \text{ mm}^2$.

Figur 4.13: Avväxling i lättbetong-stomme.

4.2.6 Prefabricerade volymelement

Vid våningspåbyggnadsprojekt eftersträvar man ofta kort byggtid. Att bygga med volymelement lämpar sig därför för sådana projekt. Beroende på prefabriceringsgraden kan man med volymelement montera ett flervåningshus på bara några få dagar. Det är möjligt att bygga med den effektiviteten på grund av att elementen prefabriceras med en så hög färdigställandegrad som möjligt. De produceras med små toleranser vilket gör att montaget på arbetsplatsen går fort [1].

De rumsfärdiga modulerna begränsar utformningen på planlösningen i lägenheterna på grund av att modulernas storlek begränsas av transporten. Detta medför att planlösningen kan kännas stängd med många väggar. En positiv aspekt detta medför, är ett större antal stabiliserande väggar som minskar koncentrationen av laster. Den spridda lasten gynnar stabiliseringen i byggnaden som helhet. Det går att lösa stora öppna planlösningar med avvaxlingar som dimensioneras från fall till fall, detta kan dock innebära att volymelementen tappar sin konkurrenskraft, då fler unika lösningar hämmar prefabriceringsgraden [1].

5 Analys av referenshusets kapacitet

Detta kapitel innehåller de resultat som erhållits vid kontroll av den befintliga byggnadens kapacitet. Beräkningarna för varje resultat redovisas i separata bilagor.

5.1 Vindsbjälklag

Vindsbjälklagets bärförmåga går inte att läsa ut från de bygghandlingar som finns tillgängliga. Med bristfällig information görs ett antagande att bjälklaget endast är dimensionerat för takets egentyngd samt snölast. Med en kontrollberäkning av vilka laster som bjälklagsplattan utsätts för i nuläget kan man approximera dessa laster som en kapacitet för plattan.

Takkonstruktionen är ett uppstolpat motfallstak och ses som ett lätt tak (oisolerat, med ytskikt av papp). Det lätta taket med snölast ger en koncentrerad punktlast till varje stolpe som sedan går ner i bjälklagsplattan. Stolparna har ett uppmätt centrumavstånd på 1040 mm i byggnadens längdriktning. Spännvidderna för bjälklagsplattan varierar mellan 3300 mm och 3900 mm. Detta innebär att stolparna inte följer samma mönster som spännvidderna. Hur mönstren förhåller sig till varandra är praktiskt omöjligt att uppskatta. Därför väljs två extremfall för beräkning; ett för beräkning av plattans momentkapacitet, och ett för tvärkraftskapacitet. Det största momentet som plattan utsätts för idag uppgår till 5,2 kNm per breddmeter platta (Bilaga G.1). Tvärkraftskapaciteten enligt beräkningsmodellen uppgår 5,5 kN per breddmeter platta (Bilaga G.1). Det är möjligt att plattan utsätts för en högre tvärkraft vid ett annat belastningsfall. Det skulle innebära en högre tvärkraftskapacitet, därmed är beräkningen på säkra sidan. Angivna värden ansätts som bjälklagsplattans kapacitet.

5.2 Prefabricerad betongvägg

De oarmerade prefabricerade betongväggarna håller hållfasthetsklass K250 som enligt beskrivning i kapitel 3.2.2 *Konstruktion*, motsvarar dagens klass C16/20 och har karakteristiska tryckhållfastheten 16 MPa. Enligt bygg-handlingar är högsta tillåtna excentricitet för väggelement 15 mm. Två olika kapacitetskontroller måste göras. En kontroll för ett helt väggelement och en kontroll för väggelement med dörrhål. Betongelementens kapacitet kommer att kontrolleras i brottgränstillståndet där andra ordningens effekter beaktas. Väggarna belastas med vertikala laster från egentyngder, snölast, eventuellt vindtryck från tak och nyttig last från ovanpåliggande mellanbjälklag.

5.2.1 Helt väggelement

Kapacitetskontroll för ett helt väggelement görs på ett snitt med bredden 1 meter. Elementet är 160 mm tjockt och 2500 mm högt och är oarmerat. Med hänsyn till andra ordningens effekter med excentricitet på 15 mm beräknas lastkapaciteten för väggen till 838 kN (Bilaga G.2).

5.2.2 Väggelement med dörrhål

Kapacitetskontroll för ett väggelement med dörrhål görs i den mest kritiska delen av väggen. Elementet har samma mått som föregående och dess svagaste punkt är givetvis i området ovanför dörrhålet. Approximerat kan det området ses som en balk som spänner över hålet fritt upplagt. Balken har höjden 400 mm och är armerad i underkant med KS40 1Ø10 mm som har den karakteristiska draghållfastheten 400 MPa. Balken har ingen tvärkrafts-armering.

Momentkapaciteten för dörrbalken beräknas till 10,3 kNm och tvärkraftskapaciteten till 16,1 kN (Bilaga G.3).

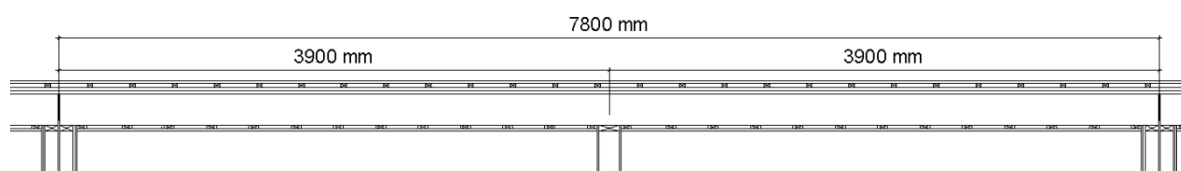
6 Dimensionering av påbyggnad

Följande kapitel innehåller de resultat som erhållits vid dimensionering av påbyggnadens delar. Beräkningarna för varje konstruktionsdel redovisas i separata bilagor.

6.1 Takkonstruktion

Takbalkarna i den nya takkonstruktionen kontrolleras i brottgränstillstånd för tvärkraft och moment samt för lyftkraft med gynnsam egentygnd. I bruksgränstillstånd kontrolleras balkarna för nedböjning. Balkarna belastas vertikalt av taktäckningens egentygnder och snölast. Då taklutningen endast är 5° uppstår inget utvändigt vindtryck för pulpettak, vindlast beaktas därför inte. Vid kontroll av lyftkraften belastas balkarna med ett utvändigt vindsug och ett invändigt vindtryck. Kontrollen utförs för en balk vid gaveln med taksprång.

De bärande innerväggarna som är väsentliga för påbyggnaden har ett återkommande mönster där tre väggar (två fack) har centrumavståndet 3900 mm, följt av tre väggar (två fack) med centrumavståndet 3300 mm. Lägenheterna, som kommer att delas in efter dessa fack, måste uppfylla krav enligt Boverkets byggregler. Ur brandskyddssynpunkt innebär det att takbalkarna inte får vara genomgående mellan lägenheterna. Takbalkarna kommer därför att monteras kontinuerligt över varje lägenhet med tre upplag. Den största spännvidden är över de väggar som har centrumavståndet 3900 mm. Detta lastfall används därmed vid dimensionering av balkarna i brottgränstillståndet, bruksgränstillståndet och takinfästningen (Bilaga H).



Figur 6.1: Takbalk upplagd på träregelväggar.

Takbalkarna som valts utföras i limträ, kvalitet GL32h med dimensionen $42 \times 315 \text{ mm}^2$ har momentkapaciteten 14,3 kNm och tvärkraftskapaciteten 14,4 kN. Det största momentet i balken uppstår över den bärande mellanväggen och uppgår till 4,5 kNm. Även den största upplagskraften uppstår här och är på 5,7 kN. Takbalkarna klarar därmed lasterna (Bilaga H.1).

Balkarna kan eventuellt klara lasterna med lägre dimensioner, men då taket ska kunna isoleras tillräckligt för att klara energikraven krävs en höjd på 315 mm.

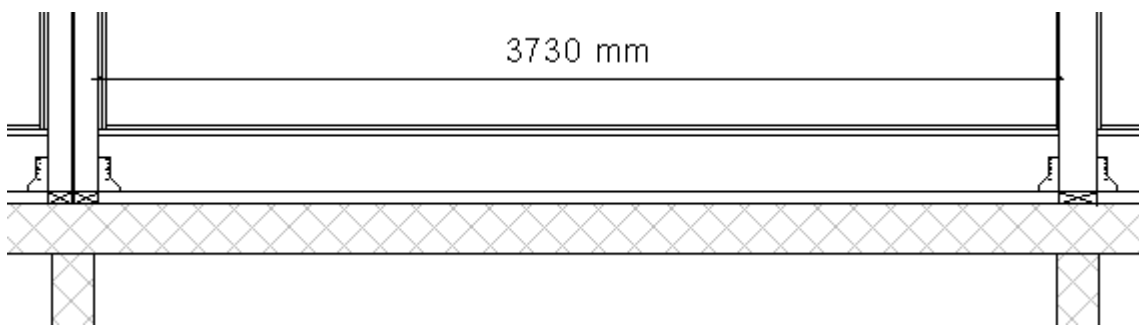
För ett tak är nedböjningskravet $L/500$, vilket motsvarar en maximal nedböjning på 7,8 mm i detta fall. Enligt beräkningar blir nedböjningen 2,3 mm,

vilket gör att balkarna har dimensionerats med god marginal för bruksgränstillståndet (Bilaga H.2).

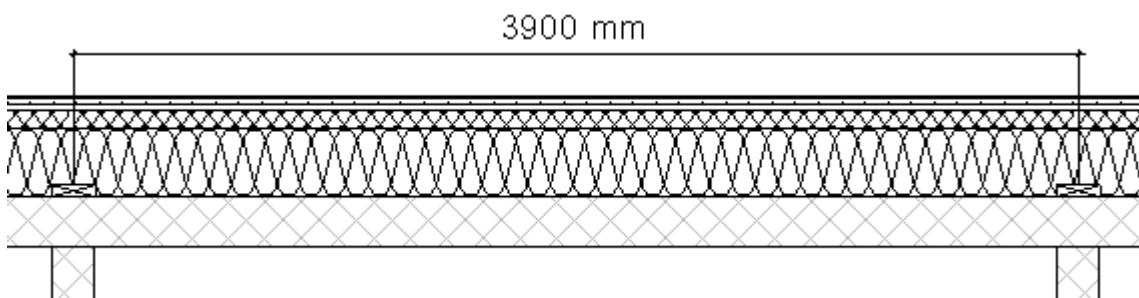
Takinfästningen måste dimensioneras för lyftkrafterna som uppstår av vinden. Den dimensionerande lyftkraften blir 13,3 kN (Bilaga H.3). Förslag på takinfästning är att använda två takåsfästen per förband av modellen Gunnebo takåsfäste 290. Detta förband har lyftkapaciteten 14,8 kN [36].

6.2 Bjälklagskonstruktion

Bjälklagsbalkarna för bostäderna ligger fritt upplagda med två olika spännvidder, 3130 mm respektive 3730 mm beroende på vilket fack de spänner över, *figur 6.2*. Terrassbjälklaget har en större spännvidd som uppgår till 3300 mm respektive 3900 mm, *figur 6.3*. Lastfallet för en balk med spännvidden 3900 mm i terrassbjälklaget, som belastas med nyttig last – balkonger, används därmed vid kontrollberäkning av brottsgränstillståndet och bruksgränstillståndet (Bilaga I.1).



Figur 6.2: Bjälklagssektion för bostäder.



Figur 6.3: Bjälklagssektion för terrass.

6.2.1 Terrassbjälklag

Balkarna, kvalitet C40 med dimensionen 45x220 mm², har momentkapaciteten 8,9 kNm och tvärkraftskapaciteten 10,9 kN. Det största momentet uppstår mitt på balken som uppgår till 8,5 kNm och den största tvärkraften uppstår vid upplagen till balken. Tvärkraften uppgår till 8,8 kN (Bilaga I.1.1).

För ett bjälklag är nedböjningskravet $L/300$. I detta fall motsvarar det en maximal nedböjning på 13,0 mm. Vid beräkning av nedböjningen tillgodo-

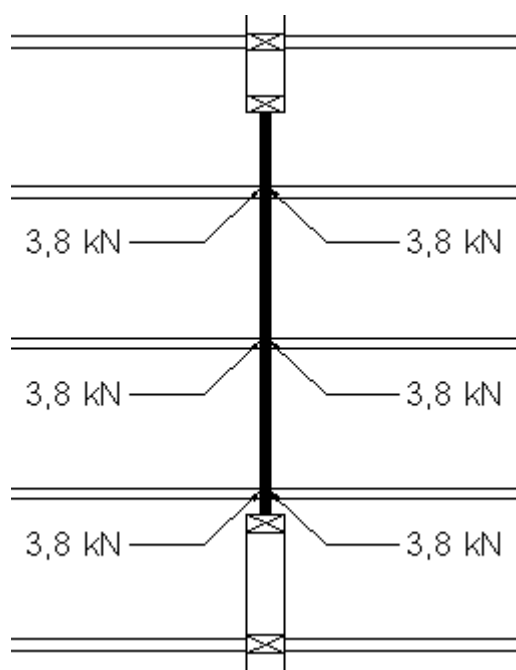
räknas även påsalningens tröghetsmoment, då det motverkar nedböjningen. Samverkan mellan balkarna tillgodoräknas inte. Enligt beräkningar blir nedböjningen 12,9 mm, vilket gör att balkarna precis klarar nedböjningskravet (Bilaga I.1.2).

Trycket mot syllen från terrassbjälklaget uppgår till 8,8 kN. Enligt beräkningar klarar den trycket precis med en kapacitet på 8,8 kN (Bilaga I.1.3).

6.2.2 Bjälklag bostäder

Krafterna som bjälklaget i bostäderna utsätts för är mindre än de krafter som verkar på terrassbjälklaget. Samtidigt har limträbalkarna i bjälklaget grövre dimension, 42x315 mm², än balkarna i terrassbjälklaget, 45x220 mm². Limträbalkarna av GL32h har något sämre hållfasthetsvärden än balkarna av konstruktionsvirke C40 (Bilaga A). Då tvärsnittshöjden har mycket stor inverkan på kapaciteten för balkar kan man trots sämre hållfasthetsvärden förutsätta utan beräkningar att balkarna klarar lasten i bjälklaget. Dock beräknas upplagskrafterna för balken för vidare beräkningar.

Avväxlingarna i bjälklaget belastas däremot av flera punktlaster. En beräkningskontroll av avvaxlingarna är därför nödvändig. I en avvaxling med längden 1645 mm är totalt sex balkar infästa. Varje balk verkar med en kraft på 3,8 kN. Vid friläggning för avvaxlingen ses dessa laster som tre punktlaster på 7,6 kN vardera.



Figur 6.4: Avväxling i bjälklag, horisontalsnitt.

Dessa laster skapar ett moment i balken på 4,7 kNm och tvärkrafterna uppgår till 10,1 kN respektive 12,7 kN. Då momentkapaciteten är 14,3 kNm och tvärkraftskapaciteten är 14,4 kN för avvaxlingen klarar den därmed belastningen (Bilaga I.2.2). Den dimensionerande upplagskraften uppgår till 12,7 kN (Bilaga I.2.2). Balkskorna väljs därmed till Gunnebo balksko kombi 320 45x137 med spikmönster 1. Vid pelarinfästning finns det krav för minimumavstånd mellan spikarna i fiberriktningen som måste beaktas [36].

6.3 Väggar- träregelstomme

Beräkningar för träregelväggarna görs för alla tre typer av väggar; ytter-, lägenhetsavskiljande- och mellanväggar. Den verkande kraften från taket kommer att

variera i de olika väggtyperna då balkarna är upplagda kontinuerligt på tre upplag. Dimensioneringen beaktar reglarnas tryckhåll-fasthet parallellt med fibrerna, med hänsyn till knäckning, samt lokalt tryck vid syll där även tyngd från bjälklaget verkar. Regeln i ytterväggen belastas även horisontalt av vindlast och kontrolleras därför för samtidigt böjmoment och normalkraft.

När det blåser på byggnadens långsida utsätts väggarna för skjuvkrafter. Dessa skjuvkrafter motverkas genom skivverkan, därför kontrolleras skivmaterialets kapacitet. Vindtrycket resulterar i en vertikal tryck- och dragkraft som träregelstommen måste dimensioneras för.

Det dimensionerande fallet är för reglarna vid högsta takfot. Dessa har längden 3800 mm och är de regler som belastas med mest egentyngd från väggen. Approximativt används denna egentyngd för hela väggen trots 5 graders lutning (Bilaga J).

6.3.1 Stomstabilisering

Vid stomstabilisering för träregelväggar delas väggarna in i väggenheter. Då stomstabiliseringsberäkningar görs med hänsyn till vind mot långsidan, då denna vindriktning bedöms vara kritisk, är det de tvärgående väggarna som ska kontrolleras.

Kapaciteten för väggskivorna beror på faktorer såsom; antalet skivor, material och centrumavstånd på skruvfästning. För att säkerställa om förankring av påbyggnaden är nödvändig för att den inte ska lyfta från det befintliga huset, kontrolleras påbyggnadens egentyngd mot lyftkraften. För att kontrollera lyftkraften för träregelstommen måste lasterna i varje vägg identifieras. Vid beräkning i brottgränstillståndet kan en förenklad beräkningsmetod användas. Den totala vindlasten som verkar mot ytterväggen delas upp i komponenter parallellt med innerväggarnas väggskivor. Lasten fördelas till innerväggarna proportionellt med deras bärförmåga. Vid osymmetriskt placerade innerväggar måste man kontrollera att excentricitetsmomentet mellan yttre laster och de beräknade upplagskrafterna kan tas upp av lämpliga väggar utan att överskrida kapaciteten. Då referenshuset i detta fall har god symmetri vid placering av innerväggar kan excentricitetsmomentet försummas [37].

Det totala vindtrycket mot byggnadens långsida är 182,6 kN och den sammanlagda kapaciteten för alla väggar är 234 kN (Bilaga J.1).

6.3.2 Lägenhetsavskiljandevägg

Eftersom de lägenhetsavskiljande väggarna har en konstruktion med två separata regelstommar som skiljs med en luftspalt är även takbalkarna skilda från varandra. Därmed vilar takbalkarna på varsin stomme i väggen.

Reglarna i väggen är av konstruktionsvirke, kvalitet C24 med dimensionen 45x95 mm². Dessa har en tryckkapacitet på 9,3 kN, parallellt med fibrerna med hänsyn till knäckning. Reglarna hindras att knäckas ut i veka riktningen av gipsskivorna på ena sidan samt av kortlingar mellan reglarna. Därmed kan den styva riktningen tillgodoräknas [38, 39]. Den dimensionerande egentyngden, verkande kraften från tak och vindlast på grund av skivverkan uppgår till 8,0 kN, vilket betyder att reglarna klarar belastningen (Bilaga J.2.1).

Längst ned på reglarna är balkarna för bjälklaget infästa. Dessa ger ingen större inverkan på regelns hållfasthet eftersom kraften inte verkar genom hela regelns längd. Däremot bör trycket (vinkelrätt) mot syllen kontrolleras för den extra last som bjälklaget medför.

Den dimensionerande lasten som verkar på syllen uppgår till 11,8 kN med bjälklagets tyngder och stomstabilitetens inverkan. Då kapaciteten för tryck vinkelrätt mot fibrerna endast är 8,2 kN för vald dimension måste antingen syllen och reglarna dimensioneras upp för att få en större influensarea, alternativt får man välja stålsyll. Då den verkande lasten på syllen är mycket större än dess kapacitet krävs det en orimligt kraftig dimension på syll och regler för att inte brott ska uppstå, därmed väljs stålsyll (Bilaga J.2.2).

Enligt beräkningar är förankring av väggen nödvändig då egentyngden inte är tillräcklig för att motverka lyftkraften som uppstår av vindtrycket (Bilaga J.2.3). Eventuellt kan annan beräkningsmodell tillämpas där större del av väggen tillgodoräknas för att motverka lyftkraft.

6.3.3 Mellanvägg

Mellanväggarna har inget krav på brandskydd då de endast fungerar som bärande väggar i en och samma lägenhet. Den verkande kraften från takbalkarna blir större än vid de lägenhetsavskiljande väggarna eftersom de fungerar som mittupplag för takkonstruktionen. Det krävs därför en större dimension på dessa regler än de i de lägenhetsavskiljande väggarna.

Reglarna i väggen är av konstruktionsvirke C24 med dimension 70x120 mm². Med hänsyn till knäckning är tryckkapaciteten för dessa 27,9 kN parallellt med fibrerna.

Egentyngden samt last från taket verkar med en dimensionerande kraft på 20,0 kN. Träreglarna klarar därmed belastningen (Bilaga J.3.1).

Även på dessa regler är bjälklaget fäst längst ned. Eftersom mellanväggarna inte kan ses som två stommar måste man beakta att två balkar har sina upplag i regeln, vilket resulterar i dubbel last.

Den dimensionerande lasten som verkar på syllen är 27,6 kN med bjälklagets tyngder och stomstabiliseringens inverkan. Syllens kapacitet för tryck vinkelrätt mot fibrerna är endast 16,2 kN, vilket gör att syllen och reglarna även här måste dimensioneras upp, alternativt välja stålsyll (Bilaga J.3.2). Med motiveringen enligt kapitel 6.3.2 *lägenhetsavskiljande vägg*, väljs stålsyll.

Enligt beräkningar är förankring av väggen nödvändig då egentygden inte är tillräcklig för att motverka lyftkraften som uppstår av vindtrycket (Bilaga J.3.3). Eventuellt kan annan beräkningsmodell tillämpas där större del av väggen tillgodoräknas för att motverka lyftkraft.

I mellanväggarna finns det ett valv med öppningen 1645 mm, vilket kräver en avvaxling. Avväxlingen för valvet belastas med en punktlast från taket på 11,4 kN som verkar asymmetriskt, *figur J.3* (Bilaga J.3.4). En beräkningskontroll krävs för att bestämma avvaxlingens dimension. En balk med dimensionen 45x220 mm² och längden 1785 mm kontrolleras i brottgränstillståndet.

Punktlasten på balken ger upphov till ett verkande moment på 5,0 kNm. Tvärkrafterna vid upplagen uppgår till 5,0 kN respektive 6,3 kN. Avväxlingens momentkapacitet beräknas till 5,4 kNm och tvärkraftskapacitet till 10,9 kN (Bilaga J.3.4).

6.3.4 Yttervägg

Vid dimensionering av ytterväggarna kontrolleras en gavelvägg då den utsätts för både vertikala och horisontella laster. De vertikala krafterna verkar från snö, tak och väggens egentygder, medan de horisontella krafterna uppstår av vindtrycket när det blåser. Beräkningarna måste göras med hänsyn till snölast som huvudlast och vindlast som huvudlast för att kontrollera vilket fall som är farligast. De vertikala lasterna som verkar på ytterväggen kommer också att bli annorlunda jämfört mot mellanväggarna, då det finns ett taksprång. Ett nytt lastfall behöver därför analyseras, *figur J.5* (Bilaga J.4.1).

Reglarna i väggen är av konstruktionsvirke, kvalitet C24 med dimensionen 70x120 mm². Enligt beräkningar klarade denna dimension både snölast och vindlast som huvudlast med goda marginaler (Bilaga J.4.1).

Även på ytterväggen är bjälklaget infäst längst ned. För ytterväggen kommer dock terrassbjälklaget vara infäst vid väggens utsida, vilket bidrar med en större normalkraft än det invändiga bjälklaget.

Den dimensionerande lasten som verkar på syllen uppgår till 18,1 kN med bjälklagets tyngder och stomstabiliseringens inverkan. Syllens kapacitet för tryck vinkelrätt mot fibrerna är endast 16,2 kN och därmed väljs stålsyll även här (Bilaga J.4.2).

Förankring av väggen är inte nödvändig då egentyngheten är tillräcklig för att motverka lyftkraften som uppstår av vindtrycket (Bilaga J.4.3).

6.4 Väggar – lättbetongstomme

Beräkningar för lättbetongstommen görs liksom för träregelstommen för alla tre typer av väggar; ytterväggar, lägenhetsavskiljande väggar och mellan-väggar. Den verkande kraften från taket kommer även här att variera i de olika väggtyperna då balkarna är upplagda kontinuerligt på tre upplag.

Beräkningarna görs närmast högsta takfot där väggen är 3,8 meter hög, för att ta hänsyn till maximal egentynghet. Lättbetongelementen i samtliga väggar kontrolleras mot lokalt tryck i brottgränstillstånd samt mot knäcklasten. Då ytterväggen även utsätts för horisontella krafter kontrolleras den mot maximal tryck- respektive dragkraft med hänsyn till andra ordningens effekter.

6.4.1 Stomstabilisering

Det är ej motiverat att kontrollera lättbetongstommens egentynghet mot lyftkraften då denna stomme är relativt tung. Detta bekräftar kontrollberäkningarna för lyftkraft i träregelväggarna. Elementen bör kontrolleras mot sprickbildning runt öppningar i elementen. Dessa beräkningar är komplexa och kräver datorbaserade hjälpmedel som arbetet ej innefattar.

6.4.2 Lägenhetsavskiljande vägg

Det är ej motiverat att kontrollera de lägenhetsavskiljande väggarna då den har samma dimensioner som mellanväggen och belastas mindre. Därmed är mellanväggen dimensionerande.

6.4.3 Mellanvägg

Mellanväggarna är konstruerade med ett enkelt element med tjockleken 150 mm. För anliggningsstryck har väggarna tryckkapaciteten 0,75 MPa. På dessa element monteras en lejd med dimensionen 45x145 mm² som takbjälkarna fästs i. Anliggningsstrycket från balkar fördelas ut genom lejden till en större kontaktyta mot lättbetongelementen. Enligt beräkningar är kontaktytan tillräcklig för att inte kontakttrycket ska överstiga kapaciteten (Bilaga K.1.1).

Väggelementen kontrolleras även mot knäcklast och påvisar god kapacitet och är därmed säkrade mot knäckning (Bilaga K.1.2).

Avväxlingen i väggen väljs till Ytongbalk 150/260/2110 som är dimensionerad för en maximal öppning på 1860 mm och klarar 9,9 kN/m [40]. Öppningen i väggen är 1645 mm och balken belastas med 9,9 kN/m. Då balken är dimensionerad för en större spännvidd anses detta vara godkänt. Om ingen

öppning i väggen efterfrågas krävs det en balk med högre hållfasthet, då balken belastas av en större tyngd från väggen.

6.4.4 Yttervägg

Ytterväggarna av lättbetongelement dimensioneras för både drag- och tryckspänning med hänsyn till knäckning och andra ordningens effekter, då de vertikala krafterna (tak, bjälklag och egentygder) verkar med centriskt tryck och vindtrycket skapar böjmoment i elementet. Tryckspänningen dimensioneras för maximalt vertikalt tryck med samtidigt böjmoment. Dragspänningen dimensioneras för minimalt vertikalt tryck där alla vertikala laster försummas. Detta för att få så stor dragspänning som möjligt på insidan av väggen.

Vid beräkning av maximal tryckpåkänning har två fall kontrollerats; vindlast – huvudlast och snölast – huvudlast.

Tryckspänningen uppgick som mest till 0,1 MPa vilket inte överskrider kapaciteten på 2,5 MPa (Bilaga K.2.1). Dragspänningen i elementen är 0,1 MPa och kapaciteten för dragspänning är 0,64 MPa (Bilaga K.2.2). Då spännvidden för den högsta väggen är 3,8 meter och elements maximala höjd är 3,0 meter krävs det att man även limmar elementen på höjden. Skarvningen mellan elementen är en kritisk punkt för dragspänning och därför bör limmets hållfasthet också kontrolleras. Dock uppstår den maximala dragspänningen mitt på elementet på grund av momentet. Därför utsätts skarvningen för en mindre dragspänning än 0,1 MPa.

7 Kontroll av påbyggnadens belastning på befintlig byggnad

Kapitlet innehåller de resultat som erhållits vid kontroll av påbyggnadens effekter på den befintliga byggnaden. Beräkningarna för varje resultat redovisas i separata bilagor.

7.1 Vindsbjälklag

Vindsbjälklaget kommer inte att belastas av påbyggnadens bärande väggar eftersom de är placerade centriskt över de befintliga väggarna. Det extra bjälklaget som spänner över plattan gör att även den nyttiga lasten förbigår den befintliga bjälklagsplattan. Den indragna ytterväggen för påbyggnaden ligger däremot direkt på plattan utan några underliggande, bärande väggar. Ytterväggen är inte bärande, med dess egentyngd måste kontrolleras gentemot plattans kapacitet (Bilaga L).

7.1.1 Träregelstomme

Egentynngen för ytterväggen som inte är bärande får inte överstiga plattans kapacitet. En träregelstomme som är förhållandevis lätt utsätter plattan för ett moment på 4,6 kNm/m och en tvärkraft på 4,7 kN/m (Bilaga L.1). Detta överstiger inte momentkapaciteteten på 5,2 kNm/m eller tvärkraftskapaciteten på 5,5 kN/m (Bilaga G.1). Det är därmed möjligt att montera en yttervägg med träregelstomme direkt på plattan.

7.1.2 Lättbetongstomme

En lättbetongstomme är tyngre än en träregelstomme och utsätter plattan för större krafter. Momentet uppgår till 13,8 kNm/m (Bilaga L.2) som överstiger kapaciteteten på 5,2 kNm/m (Bilaga G.1).

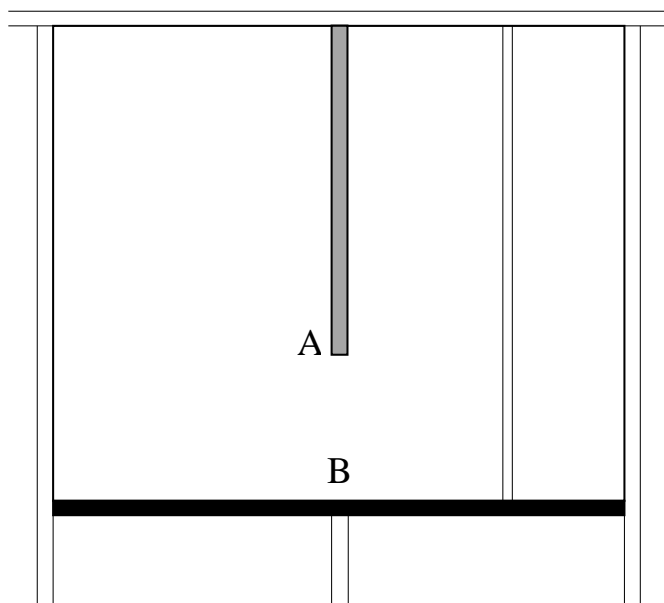
En yttervägg av lättbetong är för tung och kan därmed inte monteras direkt på den befintliga bjälklagsplattan, utan kräver en styv balk som spänner över bjälklaget som väggelementen sen monteras på.

7.2 Prefabricerad betongvägg – helt väggelement

För att kontrollera att de befintliga väggarna håller för de extra påfrestningarna som påbyggnaden medför identifieras det mest kritiska fallet. Därför väljs en vägg på bottenplan med ett avbrott på 1,6 meter. Väggen bär last från fyra ovanliggande väggar, bjälklag med nyttig last samt tak med snölast. De befintliga bjälklagen antas ligga fritt upplagda i facken och har en influensbredd på 3,9 m.

I mellanväggen i påbyggnaden som står centriskt över de befintliga väggarna har en avvaxling placerats mitt över underliggande väggavbrott enligt *figur 4.12*

och 4.13. Då lasten från taket inte verkar centriskt på avvaxlingen medför det att upplagskraften blir högre i höger upplag, *B*. Parallellt med avvaxlingen i väggen finns även en avvaxling i det påbyggda bjälklaget enligt *figur 7.4*. Även här verkar krafterna asymmetriskt vilket medför att upplagskraften i punkten *B* blir högre. Upplagskrafterna i punkten *B* blir därmed större än i punkten *A*.



Figur 7.1: Identifiering av mest belastad vägg.

Som beskrivits skulle det vara den svartmarkerade väggen, med upplag *B*, som är det dimensionerande fallet. Men då den gråmarkerade väggen, med upplag *A*, belastas mer av påbyggnaden blir detta fall istället dimensionerande. Kontrollberäkningarna görs för ett snitt i väggen på 0,5 meter. Lasterna från den befintliga byggnaden beräknas till 90 kN (Bilaga M.1).

7.2.1 Träregelstomme

Enligt ovanstående scenario beräknas mellanväggen belasta den befintliga stommen vertikalt med 34,8 kN. Sammanlagt belastas väggelementet på bottenplan med en last på ungefär 125 kN (Bilaga M.1.1). Väggelementet håller för påbyggnaden då kapaciteten tidigare beräknats till 419 kN (Bilaga G.2).

7.2.2 Lättbetongstomme

Om man istället väljer att bygga med lättbetong beräknas mellanväggen belasta den befintliga stommen vertikalt med 28,0 kN. Tillsammans med tyngderna från befintlig byggnad belastas väggelementet på bottenplan med en last på ungefär 118 kN (Bilaga M.1.2). Väggelementet håller för påbyggnaden då kapaciteten tidigare beräknats till 419 kN (Bilaga G.2).

7.3 Prefabricerad betongvägg – väggelement med dörrhål

För att kontrollera att de befintliga väggelementen med dörrhål håller för de extra påfrestningarna som påbyggnaden medför identifieras det mest kritiska fallet. Kontrollberäkningarna görs på ett väggelement på fjärde våningen med ett dörrhål på en meter. Den mest kritiska delen i väggen är som beskrivit i kapitel 5.2.2 *Väggelement med dörrhål*, dörrbalken ovanför hålet. Dörrbalken bär last från ovanliggande lägenhetsavskiljande vägg samt från det befintliga bjälklaget. Den lägenhetsavskiljande väggen bär last från tak och det påbyggda bjälklaget. Det befintliga bjälklaget antas ha en influensarea på 3,9 m².

7.3.1 Träregelstomme

Med en lägenhetsavskiljande vägg med träregelstomme belastas dörrbalken med en kraft på 45,1 kN/m. Med denna kraft överbelastas balken och brott riskerar att uppstå (Bilaga M.2.1). Här krävs en balk som spänner över dörrhålet och placeras i det påbyggda bjälklaget. Kapaciteten av balken kan utnyttjas till fullo då även det befintliga bjälklaget har en okänd bärförmåga som kan tillgodoräknas.

7.3.2 Lättbetongstomme

Då den lägenhetsavskiljande väggen av lättbetong väger mer än träregel-väggen belastas dörrbalken av en högre linjelast på ungefär 48,0 kN/m. Det innebär givetvis att balken även här överbelastas och brott riskerar att uppstå (Bilaga M.2.2). Här tillämpas samma lösning som för träregelstomme *avsnitt 7.3.1*.

7.4 Grundtryck med hänsyn till endast vertikallaster

Kontrollen utförs för ett vertikalsnitt i påbyggnadens mellanvägg då det är den vägg som belastas hårdast. Enligt beräkningar blev grundtrycket för träregelstomme 212 kPa och 215 kPa för lättbetongstomme. De utförda beräkningarna har ej beaktat reducering av variabla laster och antalet våningar. Det beräknade grundtrycket är därmed överdimensionerat och ligger i intervallet för grundläggningens uppskattade hållfasthet. Enligt beräkningar riskerar det tillåtna grundtrycket att överskridas. Det bör därför genomföras en noggrannare geoteknisk undersökning.

7.5 Övergripande stomstabilitet

Stomstabilisering syftar på en byggnads förmåga att motstå horisontella laster som för det mesta handlar om vindlaster. Risk för stjälpning kommer att beaktas och kontrolleras för en påbyggnad med två våningar. En påbyggnad med två våningar kontrolleras för att undersöka hur mycket det är möjligt att belasta den befintliga byggnaden. För att inte risk för stjälpning ska föreligga krävs det att byggnadens vertikala krafter motverkar det moment i grundkonstruktionen som de horisontella vindlasterna ger upphov till, och att grundläggningen har

kapacitet för det extra trycket som uppstår. Vid kontroll-beräkningen kommer byggnaden approximerat att ses som en enhet, inkluderat befintlig byggnad och påbyggnad, i ett vertikalsnitt. Två olika kontroller för stjälpning måste utföras, en för minimal och en för maximal vertikallast. För både träregel- och lättbetongstomme antas vindlasten fördelas i förhållande till varje väggs andel av fasadytan [41]. Grundtrycket antas vara konstant och verka på en sträcka motsvarande dubbla längden från lastresultantens angreppspunkt till kanten på huset.

7.5.1 Minsta vertikallast

Kontroll av stjälpning med minimal vertikallast utförs med påbyggnad av träregelstomme, i påbyggnadens lägenhetsavskiljande vägg.

De vertikala lasterna som tillgodoräknas är endast egentyngderna. Då lasterna verkar gynnsamt utförs beräkningarna med lastkombination EQU. Enligt beräkningar verkar kraftresultanten från grunden 0,8 meter från byggnadens mittpunkt, det vill säga innanför byggnaden. Grundtrycket beräknas till 140 kPa (Bilaga N.1). Byggnaden är därmed säkrad mot stjälpning då grundtrycket inte överstiger den odränerade skjuvhållfastheten på 150 kPa.

7.5.2 Största vertikallast

Kontroll av stjälpning med maximal vertikallast utförs med påbyggnad av lättbetongstomme, i påbyggnadens mellanvägg.

Högre vertikallast medför en mindre excentricitet för grundens kraftresultant. Därmed är det grundtrycket som är dimensionerande för högre vertikallaster. Grundtrycket beräknas till 268 kPa. De utförda beräkningarna har ej beaktat reducering av variabla laster och antalet våningar. En reducering innebär att de vertikala lasterna blir mindre men även att den tillgodoräknade kontaktarean mot grundläggningen minskar. Med största sannolikhet resulterar detta i ett mindre grundtryck än det beräknade, eftersom de vertikala lasterna har större inverkan på grundtrycket. Trots detta ligger grundtrycket i intervallet för grundläggningens uppskattade kapacitet. Därför kan man inte vara säker på att byggnaden är säkrad mot stjälpning (Bilaga N.2).

8 Diskussion

Här diskuteras de resultat som erhållits från arbetet samt för- och nackdelar för de olika stomförslagen.

Konstruktionslösningar och beräkningar som gjorts i arbetet visar att en påbyggnad av träregel- eller lättbetongstomme är möjlig ur ett tekniskt perspektiv. Vissa av konstruktionslösningarna kan innebära komplikationer i produktionskedet, vilket medför extra kostnader. Det som ger upphov till dessa komplikationer är den bristfälliga informationen om vindsbjälklagets hållfasthet. Ett rimligt antagande är att man i praktiken hade analyserat bjälklagets hållfasthet mer utförligt innan ett beslut fattas. Om det visar sig att bjälklagets hållfasthet inte är tillräcklig finns alternativ på lösningar som presenterats i kapitel 4.1.1 *Utformning med hänsyn till befintlig byggnad*.

Pågjutning av bjälklagsplattan hade medfört ett längre produktionsavbrott under betongens torktid. En förutsättning för pågjutning är att befintlig takkonstruktion är nedmonterad och därmed är bjälklaget oisolerat. Det är därför endast lämpligt att utföra en pågjutning under sommarhalvåret. Fördelen är att när betongen har härdat är plattan dimensionerad för nyttig last och inga extra åtgärder behöver vidtas.

Även ett *träbjälklag som spänner över betongplattan* (det alternativ som valts i arbetet) innebär att vindsbjälklaget förblir oisolerat under en period och att arbetet bara går att utföra under sommarhalvåret. Denna tid är dock kortare än för pågjutningen då produktionen kan fortlöpa när befintligt tak är nedmonterat. Nackdelen med denna konstruktion är att många åtgärder krävs för att inte belasta den befintliga plattan.

Att *montera ned det befintliga bjälklaget* ger bäst förutsättningar för en påbyggnad då hållfastheten kan dimensioneras för varje unikt projekt. Med detta alternativ behöver inte den befintliga plattan kontrolleras. Detta kräver dock att de nuvarande hyresgästerna på översta plan får lämna sina bostäder och därmed förlorar hyresvärden hyresintäkter.

Man bör tidigt i projekteringsskedet göra en kostnads kalkyl på de olika alternativen för att avgöra vilken lösning som är mest lönsam.

I arbetet har påbyggnaden utformats med indragen takvåning. Detta har medfört att de nya lägenheterna inte är identiska med de befintliga och det har även visat sig skapa problem. Den kritiska punkten blir när befintliga oarmerade väggelement med dörrhål belastas av påbyggnadens genomgående väggar. Ur ett bärformågeperspektiv hade det mest gynnsamma varit att utforma påbyggnadens lägenheter i enlighet med de befintliga (d.v.s. dörrhål etc.).

Huruvida det är aktuellt idag att planera en planlösning efter 60-talets standard bör ifrågasättas, då behoven har förändrats.

Nedan listas för- och nackdelar för de olika stomförslagen för att sedan väga dem mot varandra.

Fördelar:

Träregelstomme

- Låg egentyngd – mindre belastning på enskilda bärverksdelar
- Installationer kan dras utan att påverka bärförmåga
- Låg byggfukt
- Goda förutsättningar för bra ljudreduktion

Lättbetongstomme

- Hög egentyngd – gynnsamt för att motverka stjälpande moment
- Hög tryckhållfasthet
- Enkel montering
- Fuktbeständigt material
- Icke brännbart material – hög brandklass

Volymelement

- Många stabiliserande väggar
- Hög prefabriceringsgrad – kort byggtid
- God lastfördelning

Nackdelar:

Träregelstomme

- Låg egentyngd – ogynnsamt för att motverka stjälpande moment
- Monteras på plats
- Brännbart material – låg brandklass

- Lättbetongstomme*
 - Hög egentyngd – större belastning på enskilda bärverksdelar
 - Låg draghållfasthet
 - Installationer – påverkar hållfastheten

- Volymelement*
 - Många väggar – stängd planlösning

Den viktigaste egenskapen för stomförslagen ur ett bärförmågeperspektiv är deras egentyngd. En lättare påbyggnad av träregelstomme är mer gynnsam för grundläggningen av byggnaden men har även större risk för stjälpning. Då den befintliga betongstommen har en hög egentyngd föreligger det ingen risk för stjälpning med två extra våningar, utan risken ligger i att påbyggnaden vill lyfta. Därmed krävs det förankring av en lättare påbyggnad som belastar befintlig byggnad. Dragkrafterna i förankringen bör därför kontrolleras gentemot betongstommens draghållfasthet.

En tyngre stomme av lättbetong ger en stabilare byggnad men påverkar befintliga väggar och grundtrycket i större utsträckning. Bortsett från belastning av element med dörrhål har övriga väggelement goda förutsättningar för vertikala laster, då endast ungefär 20 procent av kapaciteten är utnyttjad. Det är alltså grundläggningens kapacitet som är dimensionerande för vertikala laster och som begränsar antalet våningar det är möjligt att bygga på.

Vid val av stomme är det även andra faktorer som spelar in, såsom montering, material- och transportkostnader och krantid, som måste vägas mot varandra. Vid val av träregelstomme blir byggtiden längre då den måste monteras på plats. Transporten till byggarbetsplatsen blir mer effektiv, vilket leder till mindre transportkostnader och materialkostnaderna är relativt låga. För lättbetongstomme blir transporten istället en nackdel då elementen är stora och tar mycket plats, vilket kan leda till fler transporter. Materialet är även relativt dyrt. Det som ändå talar för lättbetongen är att byggtiden förkortas då montage går snabbt och enkelt vilket förkortar byggtiden. Om man istället väljer prefabricerade volymelement kan man förkorta byggtiden ytterligare. Det som talar mot volymelementen är transport- och materialkostnader.

Man bör alltså tidigt i projekteringsstadiet göra en omfattande kostnadskalkyl för varje stomalternativ och kan då identifiera de totala kostnaderna för varje kostnadspost för att sedan dra en slutsats.

9 Slutsats

Efter de studier som gjorts i arbetet går det att dra slutsatsen att den befintliga betongstommen ger goda möjligheter för våningspåbyggnad då kapaciteten för betongväggarna endast är utnyttjad till cirka 20 procent, med förutsättningen att väggelement med dörrhål ej belastas nämnvärt.

Förutsättningarna för vindsbjälklaget är i dagsläget inte goda då hållfastheten är okänd. Grundläggningen för byggnaden bör genomgå en utförligare undersökning för varje enskilt hus på området, för att kunna bestämma en mer korrekt grundkapacitet. En slutsats är att grundläggningen blir dimension-erande vid påbyggnad.

Med påbyggnad av träregelstomme blir slutsatsen att en lättare förankring krävs för att motverka lyftkraften. Den befintliga betongstommen hjälper till att stabilisera byggnaden som helhet och därmed föreligger ingen risk för stjälpning. Kontrollerna i arbetet är genomförda med två extra våningar och eventuellt finns det möjlighet för fler, beroende på erhållen kapacitet för grundläggningen. Fler våningar medför större dragspänning i förankringarna, till påbyggnaden, som betongen ska motverka.

Med påbyggnad av lättbetongstomme blir slutsatsen att egentyngheten är tillräcklig för att motverka lyftkrafterna. Byggnaden som helhet blir tyngre med lättbetongpåbyggnad och därmed föreligger inte heller här någon risk för stjälpning.

Vid kontroll av grundtrycket blev det uppenbart att stomvalet av påbyggnaden inte påverkar grundläggningen i större utsträckning. Stomvalet kommer främst att påverka belastningen för enskilda bärverksdelar.

Referenshuset har en bokhyllstomme av låg betongkvalité som påvisar god kapacitet för ytterligare belastning. Detta är vanligt förekommande i hus som byggdes under miljonprogrammet. Slutsatsen av detta är att påbyggnad med träregel- eller lättbetongstomme går att tillämpa även på andra liknande objekt med fast grundläggning.

10 Referenser

- [1] A. Gustafsson, P. Eriksson, S. Enström, T. Wik och E. Serrano, ”Handbok: för beställare och projektörer av flervånings bostadshus i trä,” Davidssons Tryckeri, Växjö, 2013.
- [2] K. Österberg och J. Andersson, ”Del I - Ett land som alla andra?: Den svenska modellen,” i *Sveriges historia 1965-2012*, Norstedts, 2013, pp. 29-31.
- [3] K. Österberg och J. Andersson, ”Del I - Ett land som alla andra?: Det goda hemmet,” i *Sveriges Historia 1965-2012*, Norstedts, 2013, pp. 36-40.
- [4] B. Roos och H. Gelotte, ”Bebyggelsens utformning,” i *Hej Bostad - om bostadsbyggande i Storstockholm 1961-1972*, Länsstyrelsen i Stockholms län, 2004.
- [5] Jorchr, ”wikipedia.org,” 17 06 2006. [Online]. Available: http://sv.wikipedia.org/wiki/Lindeborg#/media/File:Lindeborg,_Malm%C3%B6.jpg. [Använd 21 05 2015].
- [6] H. Ellgaard, ”wikimedia.org,” 2007. [Online]. Available: http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Fittja_2007a.jpg. [Använd 21 05 2015].
- [7] B. Johansson, Miljonprogrammet - utveckla eller avveckla?, Forskningsrådet Formas, 2012.
- [8] T. Hall, ”Vård och förändring av hus och utemiljöer,” i *Rekordåren en epok i svenskt bostadsbyggande*, Boverket, 1999, pp. 150-152.
- [9] M. Wikstrand, ”Omöjliga krav på renovering av miljonprogrammen,” *Dagens Samhälle*, 3 Oktober 2012.
- [10] K. Österberg och J. Andersson, ”Del I - Ett land som alla andra?: Invandring och utvandring,” i *Sveriges historia 1965-2012*, Norstedts, 2013, pp. 81-84.
- [11] K. Österberg och J. Andersson, ”Del VI - Ett nytt millenium: Gerner, K Sverige i världen, världen i Sverige,” i *Sveriges historia 1965-2012*, Norstedts, 2013, pp. 445-452.

- [12] C. Lidgren och C. Widerberg, ”Våningspåbyggnad av hus från miljonprogrammet,” 16 05 2010. [Online]. Available: <http://vpp.sbuf.se/Public/Documents/ProjectDocuments/650e245c-315d-4186-a9b3-6246e0c03cf1/FinalReport/SBUF%2012194%20Slutrapport%20V%C3%A5ningsp%C3%A5byggnad%20av%20hus%20fr%C3%A5n%20miljonprogrammet.pdf>. [Använd 20 05 2015].
- [13] K. Gerdin, ”white.se,” White, 10 03 2014. [Online]. Available: <http://www.white.se/aktuellt-press/858-white-i-europeiskt-forskningsprojekt-boendedialog-i-renoveringen-av-miljonprogram>. [Använd 22 05 2015].
- [14] Lantmäteriet, ”lantmateriet.se,” [Online]. Available: <http://www.lantmateriet.se/sv/Fastigheter/Andra-fastighet/Tredimensionell-fastighetsindelning/>. [Använd 19 05 2015].
- [15] Svensk författningssamling, *Plan- och bygglag*, Svensk författningssamling, 2010.
- [16] O. Dahlblom, *Kompendium i geoteknik*, Institutionen för byggvetenskaper, LTH, 2014.
- [17] ”Boverkets byggregler, BBR 22, Avsnitt 3 Tillgänglighet,” Boverket, 2015.
- [18] ”Boverkets byggregler, BBR 22, Avsnitt 5 Brandskydd,” Boverket, 2015.
- [19] ”Boverkets byggregler, BBR 22, Avsnitt 7 Bullerskydd,” Boverket, 2015.
- [20] Boverkets byggregler, BBR 22, Avsnitt 9 Energihushållning, 2015, 2015.
- [21] Ola Westberg, ”energimyndigheten.se,” 02 06 2010. [Online]. Available: <https://www.energimyndigheten.se/Press/Pressmeddelanden/Pressmeddelanden-2010/Det-gar-att-halvera-energibehovet-i-miljonprogramshus/>. [Använd 21 05 2015].

- [22] Swedish Standards Institute, "Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-7: Allmänna laster - Olyckslast," Swedish Standards Institute, 2008.
- [23] "Detaljplan för del av fastigheten Brigaden 1 MFL Fredriksdal, Helsingborg," Helsingborgs stad, 2014.
- [24] A. Björklund, "Kvarteret Brigaden 1 o 3 Konstruktionsritningar," Ingenjörfirman Jacobson & Widmark AB, 1966.
- [25] B. Bendsorp-Redestam, "Detaljplan över fastigheten Brigaden 1 m.fl," Stadsbyggnadsförvaltningen, 2014.
- [26] A. Jons, "PM Geoteknik: Rikshem AB - Påbyggnad med 2-3 våningsplan på befintliga flerbostadshus," WSP AB, 2014.
- [27] O. Esping, Interviewee, [Intervju]. 07 04 2015.
- [28] "koljern.se," Koljern, 2014. [Online]. Available: <http://www.koljern.se/se/koljern/mainnavigation/byggelement/terrass/>. [Använd 30 3 2015].
- [29] "Traguiden.se," Träguiden, [Online]. Available: <http://www.traguiden.se/konstruktion/konstruktionsexempel/bjalklag/>. [Använd 04 05 2015].
- [30] "isover.se," Isover, [Online]. Available: <http://www.isover.se/konstruktionsl%C3%B6sningar/ytterv%C3%A4ggar/y-c3-311+tr%C3%A4regelstomme,+ventilerat+putssystem.> [Använd 20 03 2015].
- [31] "isover.se," Isover, [Online]. Available: <http://www.isover.se/konstruktionsl%C3%B6sningar/mellanv%C3%A4ggar/i-c3-215+tr%C3%A4regelstomme+60+db.> [Använd 20 03 2015].
- [32] Xella, "xella.se," [Online]. Available: http://www.xella.se/se/content/ytong_system_wandelement.php. [Använd 20 03 2015].
- [33] Xella, "xella.se," 12 2008. [Online]. Available: http://www.xella.se/se/docs/flash/102137_2_YTONG_MASSIVELEMENT_DATABLAD_SE.pdf. [Använd 20 03 2015].

- [34] Xella, "xella.se," YTONG-SILKA, [Online]. Available: <http://www.xella.se/se/content/1874.php>. [Använd 01 04 2015].
- [35] B. Sharp, "Noise Control Engineering," i *Prediction methods for the sound transmission of building elements*, 1978, pp. 53-63.
- [36] Tyréns AB, "Byggbeslag dimensioneringshanbok," Gunnebo Fastening AB, 2012.
- [37] O. Carling et al., Dimensionering av träkonstruktioner, Svensk Byggtjänst, 1992.
- [38] Träguiden, "träguiden.se," Träguiden, 21 09 2014. [Online]. Available: <http://www.traguiden.se/konstruktion/dimensionering/barverk/barverk/reglar/>. [Använd 20 05 2015].
- [39] Gyproc, "Gyproc Handbok 7 - Gyproc Teknik," [Online]. Available: http://www.bkl.lth.se/fileadmin/byggnadskonstruktion/education/VS_MF10/referenslitteratur/Stomstabiliseringgyproc.pdf. [Använd 20 05 2015].
- [40] Xella, "xella.se," Ytong, [Online]. Available: http://www.xella.se/se/content/ytong_sturz_tragend.php. [Använd 19 05 2015].
- [41] O. Sjöstrand, "Horisontalstabilisering," i *Konstruktionshandbok: Bärande tegelmurverk*, Svensk byggtjänst, 1997, pp. 72-73.
- [42] T. Isaksson och A. Mårtensson, Byggkonstruktion: regel- och formelsamling, Lund: Studentlitteratur, 2010.
- [43] Swedish Standards Institute, "Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner –Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader," i *Kapitel 6.2.2 - Tryck i vinkel mot fiberriktningen*, Swedish Standards Institute, 2009.
- [44] Swedish Standards Institute, "Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader," i *kapitel 12.3.1 Betong; tillkommande dimensioneringsförutsättningar*, Stockholm, Swedish Standards Institute, 2008.

- [45] Xella, "ytong.dk," 1 2009. [Online]. Available: http://www.ytong.dk/dk/docs/102244_14_YTONG_MASSIVELEMENT_DATABLAD.pdf. [Använd 20 03 2015].
- [46] Software Engineering AB, "Betongpelare," Software Engineering AB, Göteborg.
- [47] Swedish Standards Institute, "Eurokod: Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk," Eurokoder, SIS/TK 203, 2014.
- [48] "Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)," Lars Brask, 2008.
- [49] Swedish Standards Institute, "Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-3: Allmänna laster – Snölast," Eurokoder, SIS/TK 203, 2009.
- [50] Swedish Standards Institute, "Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-4: Allmänna laster - Vindlast," Eurokoder, SIS/TK 203, 2010.
- [51] Moelven, "Moelven.se," Moelven, [Online]. Available: <http://iat.inadire.se/WebLagerbalk/Lagerbalk.aspx>. [Använd 19 05 2015].
- [52] "beijerbygg.se," Beijer byggmaterial, [Online]. Available: <http://www.beijerbygg.se/store/privat/tr%C3%A4produkter/virke/glespanel-/glespanel-28x70-mm>. [Använd 04 05 2015].
- [53] "beijerbygg.se," Beijer byggmaterial, [Online]. Available: <http://www.beijerbygg.se/store/privat/byggmaterial/Gipsskivor/v%C3%A4gg-och-takgipsskivor/gipsskiva-dn-bredd-1200-mm>. [Använd 04 05 2015].
- [54] "Traguiden.se," Traguiden, [Online]. Available: <http://www.traguiden.se/om-tra/materialet-tra/traets-egenskaper/densitet1/densitet-traprodukter/>. [Använd 04 05 2015].
- [55] "beijerbygg.se," Beijer byggmaterial, [Online]. Available: <http://www.beijerbygg.se/store/privat/golv/parkettgolv/ek-3-stav-lackning-14mm>. [Använd 04 05 2015].

- [56] Weber Saint Gobain, "weber.se," 08 06 2011. [Online]. Available: http://www.weber.se/uploads/tx_weberproductpage/weber_ventisol_arbanv.pdf. [Använd 04 05 2015].
- [57] "isover.se," Isover, [Online]. Available: <http://www.isover.se/produkter/Produktvisning?id=29534>. [Använd 04 05 2015].
- [58] Gyproc, "gyproc.se," Gyproc, [Online]. Available: <http://gyproc.se/produkter/byggskivor/ytterv%C3%A4ggsskivor/ghse-vindskyddsgipsskivor>. [Använd 04 05 2015].
- [59] "isover.se," Isover, [Online]. Available: <http://www.isover.se/produkter/Produktvisning?id=38994>. [Använd 04 05 2015].
- [60] "isover.se," Isover, [Online]. Available: <http://www.isover.se/produkter/Produktvisning?id=20915>. [Använd 04 05 2015].
- [61] Weber Saint Gobain, "weber.se," Weber, 2015. [Online]. Available: <http://www.weber.se/fasad-puts-och-murbruk/produkter-och-system/putsbruk/weberbase-138-tunnputs.html>. [Använd 11 05 2015].
- [62] Svensk Byggtjänst, Bestämmelser för betongkonstruktioner; Material och utförande; Armering, Stockholm: Svensk byggtjänst, 1968.
- [63] S. Heyden, O. Dahlblom, A. Olsson och G. Sandberg, Introduktion till strukturmekaniken, Lund: Studentlitteratur, 2007.
- [64] YXHULT AB, Lättbetonghandboken, YXHULT AB, 1993.
- [65] A. Leijten, S. Frake, P. Quenneville och R. Gupta, "Bearing Strength Capacity of Continuous Supported Timber Beams: Unified Approach for Test Methods and Structural Design Codes," Journal of Structural Engineering, 2012.

11 Bilagor

Bilaga A: Materialdata.....	58
Bilaga B: Lastkombinationer.....	60
Bilaga C: Variabla laster	61
Bilaga D: Permanenta laster av befintlig byggnad – tabell för karakteristiska egentygder.....	62
Bilaga E: Permanenta laster av våningspåbyggnad.....	63
Bilaga F: Horisontella laster på långsida	66
Bilaga G: Kapacitet för befintlig byggnad	69
Bilaga H: Dimensionering av takbalkar	76
Bilaga I: Dimensionering av bjälklag	83
Bilaga J: Kontrollberäkning av träregelstomme	90
Bilaga K: Kontrollberäkning av lättbetongstomme	107
Bilaga L: Kontroll av belastning på vindsbjälklag	113
Bilaga M: Kontroll av belastning på befintlig byggnad	114
Bilaga N: Övergripande stomstabilitet	121

Bilaga A: Materialdata

Konstruktionsvirke	Källa
Partialkoefficient γ_M	1,3 [42]
k_{c90}	1,25 [43]
β_c	0,2 [42]
k_{mod} Lastvarighet (S) klimatklass 1	0,9 [42]
k_{mod} Lastvarighet (M) klimatklass 2	0,8 [42]
k_{mod} Lastvarighet (M) klimatklass 1	0,8 [42]
k_{def} Klimatklass 1	0,6 [42]
k_{def} Klimatklass 2	0,8 [42]
C24	
Böjning parallellt fiber f_{mk}	24 MPa [42]
Tryck parallellt fiber f_{ck}	21 MPa [42]
Tryck vinkelrätt fiber f_{c90k}	2,5 MPa [42]
Längssskjuvning f_{vk}	4,0 MPa [42]
Elasticitetsmodul E_{Rk}	7400 MPa [42]
Elasticitetsmodul parallellt fibrerna E_{mean}	11000 MPa [42]
C40	
Böjning parallellt fiber f_{mk}	40 MPa [42]
Tryck parallellt fiber f_{ck}	26 MPa [42]
Tryck vinkelrätt fiber f_{c90k}	2,9 MPa [42]
Längssskjuvning f_{vk}	4,0 MPa [42]
Elasticitetsmodul E_{Rk}	9400 MPa [42]
Elasticitetsmodul parallellt fibrerna E_{mean}	14000 MPa [42]

Limträ GL32h	Källa
Partialkoefficient γ_M	1,25 [42]
k_{mod} Lastvarighet (M) klimatklass 2	0,8 [42]
k_{mod} Lastvarighet (M) klimatklass 1	0,8 [42]
k_{def} Klimatklass 2	0,8 [42]
Böjning parallellt fiber f_{mk}	32 MPa [42]
Tryck parallellt fiber f_{ck}	29 MPa [42]
Tryck vinkelrätt fiber f_{c90k}	3,3 MPa [42]
Längssskjuvning f_{vk}	3,8 MPa [42]
Elasticitetsmodul parallellt fibrerna E_{mean}	13700 MPa [42]

Prefabricerad Betong C16	Källa
Partialkoefficient γ_C	1,5 [42]
Partialkoefficient γ_{CE}	1,2 [42]
Tryckhållfasthet f_{ck}	16 MPa [42]
Elasticitetsmodul E_{cm}	29 GPa [42]
α_{cc}	1 [42]
$\alpha_{cc,pl}$	0,8 [44]
ϵ_{cu}	3,5 ‰ [42]

Lättbetongelement	Källa
Tryckhållfasthet f_{ck}	2,5 MPa [45]
Draghållfasthet f_{ctk}	0,64 MPa [45]
Elasticitetsmodul E	2024 MPa [45]

Armeringsstål KS40	Källa
Partialkoefficient γ_s	1,15 [42]
Karakteristisk sträckgräs f_{yk}	400 MPa [46]
Elasticitetsmodul E_s	200 GPa [42]

Bilaga B: Lastkombinationer

För verifiering av brottgränstillståndet används lastkombination STR B, ekvation 6.10b med ogynnsam egentygnd enligt SS-EN 1990 [47].

Permanent last G

- ogynnsam $G_{kj,sup}$ $\gamma_d 1,2 G_{kj,sup}$

Variabel last Q

- huvudlast Q_1 $\gamma_d 1,5 Q_{k,1}$
- övriga variabla laster $\Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$ $\gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$

För verifiering av brottgränstillståndet vid förlust av statisk jämvikt (stjälpling) används lastkombination EQU A, ekvation 6.10 enligt SS-EN 1990 [47].

Permanent last G

- gynnsam $G_{kj,inf}$ $0,9 G_{kj,inf}$

Variabel last Q

- huvudlast Q_1 $\gamma_d 1,5 Q_{k,1}$
- övriga variabla laster $\Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$ $\gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$

För verifiering av bruksgränstillståndet används kvasi-permanent lastkombination ekvation 6.16b enligt EN 1990 om inget annat anges [47].

- Permanent last $G_{k,j}$ $1,0 G_{k,j}$

Variabel last Q

- huvudlast Q_1 -
- övriga variabla laster $\Sigma \psi_{j,i} Q_{k,i}$ $\psi_{2,i} Q_{k,i}$

γ_d beror av säkerhetsklassen vid dimensionering i brottgränstillståndet enligt EKS1 [48], enligt nedan.

Säkerhetsklass	Konsekvens av brott	γ_d
3	(Hög), stor risk för allvarliga personskador	1,0
2	(Normal), någon risk för allvarliga personskador	0,91
1	(Låg), liten risk för allvarliga personskador	0,83

Vid beräkning av samtliga laster används säkerhetsklass 3 om inget annat anges.

Bilaga C: Variabla laster

Värden för reduktionsfaktorn, ψ enligt SS-EN 1990 och EKS1 [47, 48].

Bet.	Beskrivning			q_k [kN/m ²]	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
------	-------------	--	--	----------------------------	----------	----------	----------

Snölast beräknas enligt SS-EN 1991 1-3 [49].

s_k	Snölastens grundvärde på mark			1			
μ_i	Formfaktor för tak	< 30°	0,8				
C_e	Exponeringsfaktor	Normal	1				
C_t	Termisk koefficient		1				
s	Karakteristisk snölast			0,8	0,6	0,3	0,1

Vindlast beräknas enligt SS-EN 1991 1-4 [50].

v_b	Referensvindhastighet	26 m/s					
	Terrängtyp	III					
	Byggnadshöjd	15/17 m					
q_p	Karakteristiskt vindtryck			0,76/0,80	0,3	0,2	-

Karakteristisk nyttig last enligt EKS1 [48].

Kategori A, bostäder							
-	Bjälklag			2,0	0,7	0,5	0,3
-	Trappor			2,0	0,7	0,5	0,3
-	Balkonger			3,5	0,7	0,5	0,3
-	Vindsbjälklag I			1,0	0,7	0,5	0,3
-	Vindsbjälklag II			0,5	0,7	0,5	0,3

Bilaga D: Permanenta laster av befintlig byggnad – tabell för karakteristiska egentygnder

	ρ (kg/m ³)	b (m)	h (m)	Q (kN/m ²)	q (kN/m)	Källa
<i>Uppstolpat tak</i>						
Papptak utan isolering	-	-	-	0,25	-	[51]
<i>Bjälklag</i>						
Armerad betong	2500	-	0,19	4,66	-	[27]
<i>Väggelement 120 mm</i>						
Betong	2400	0,12	2,5	-	7,1	[27]
<i>Väggelement 160 mm</i>						
Betong	2400	0,16	2,5	-	9,43	[27]

Bilaga E: Permanenta laster av våningspåbyggnad

Bilaga E.1 Karakteristiska egentyngder, tak & bjälklag

	ρ (kg/m ³)	M (kg/m ²)	l (m)	b (m)	h (m)	cc (m)	cc^{-1} (1/m)	m (kg)	P (kN)	Q (kN/m ²)	q (kN/m)	Källa
<i>Tak, Egentyngd per meter balk, balkar c/c 1,2 m</i>												
Plåt, isolering	-	-	-	1,2	-	-	-	-	-	0,45	0,54	[51]
Balk	420	-	7,8	0,042	0,315	-	-	43,34	0,433	-	0,05	[42]
Glespanel	460	-	1,2	0,028	0,07	0,3	3,33	1,08	0,01	-	0,04	[52]
Gips	-	-	9	-	1,2	-	-	-	-	-	0,11	[53]
Totalt											0,74	
<i>Terrassbjälklag, Egentyngd per meter balk, balkar c/c 0,6 m</i>												
Takterrass	-	-	-	1,2	-	-	-	-	-	0,6	0,72	[29]
Balk	420	-	3,9	0,045	0,22	0,6	-	16,22	0,16	-	0,04	[42]
Totalt											0,76	
<i>Bjälklag, Egentyngd per meter balk, balkar c/c 0,6 m</i>												
Balk	420	-	3,9	0,042	0,315	0,6	-	21,67	0,21	-	0,05	[42]
Spånskiva	730	-	-	0,6	0,022	-	-	-	-	0,16	0,09	[54]
Parkett	-	8,2	-	0,6	-	-	-	-	-	0,08	0,05	[55]
Totalt											0,20	

Bilaga E.2 Karakteristiska egentyngder, träregelstomme

	ρ (kg/m ³)	M (kg/m ²)	l (m)	b (m)	h (m)	cc (m)	cc^{-1} (1/m)	m (kg)	P (kN)	q (kN/m)	Källa
<i>Lägenhetsavskiljande vägg 45x70 mm²</i>											
Regel	420	-	5,0	0,045	0,095	0,6	1,67	8,98	0,09	0,15	[42]
Isolering	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Gips	-	9	3,8	0,6	-	-	-	20,52	0,2	0,34	[53]
Gips	-	9	3,8	0,6	-	-	-	20,52	0,2	0,34	[53]
Totalt										0,82	
<i>Mellanvägg 45x120 mm²</i>											
Gips	-	9	3,8	0,6	-	-	-	20,52	0,20	0,34	[53]
Regel	420	-	5,0	0,07	0,12	0,6	1,67	17,64	0,17	0,29	[42]
Isolering	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Gips	-	9	3,8	0,6	-	-	-	20,52	0,20	0,34	[53]
Totalt										0,96	
<i>Yttervägg 45x120 mm²</i>											
Putssystem	-	17	3,4	0,6	-	-	-	34,68	0,34	0,57	[56]
Fasadskiva	60	-	3,8	0,6	0,03	-	-	4,10	0,04	0,07	[57]
Glasroc	-	7,6	3,8	0,6	-	-	-	17,33	0,17	0,28	[58]
Regel	420	-	5,0	0,07	0,12	0,6	1,67	17,64	0,17	0,29	[42]
Uniskiva 35	19	-	3,8	-	0,12	-	-	-	-	0,09	[59]
Uniskiva 33	35	-	3,8	-	0,12	-	-	-	-	0,16	[60]
Regel	420	-	5,0	0,045	0,095	0,6	1,67	8,98	0,09	0,15	[42]
Uniskiva 35	19	-	3,8	-	0,095	-	-	-	-	0,07	[59]
Gips	-	9	3,8	0,60	-	-	-	20,52	-	-	[53]
Totalt								0,72		2,00	

Bilaga E.3 Karakteristiska egentyngder, lättbetongstomme

	ρ (kg/m ³)	M (kg/m ²)	b (m)	h (m)	q (kN/m)	Källa
Lägenhetsavskiljande vägg 150 mm						
Puts	-	10	-	3,8	0,37	[61]
Lättbetong	390	-	0,15	3,8	2,18	[45]
Totalt					2,56	
Mellanvägg 150 mm						
Puts	-	10	-	3,8	0,37	[61]
Lättbetong	390	-	0,15	3,8	2,18	[45]
Puts	-	10	-	3,8	0,37	[61]
Totalt					2,93	
Yttervägg 365 mm						
Puts	-	10	-	3,8	0,37	[61]
Lättbetong	390	-	0,365	3,8	5,31	[45]
Puts	-	10	-	3,8	0,37	[61]
Totalt					6,06	

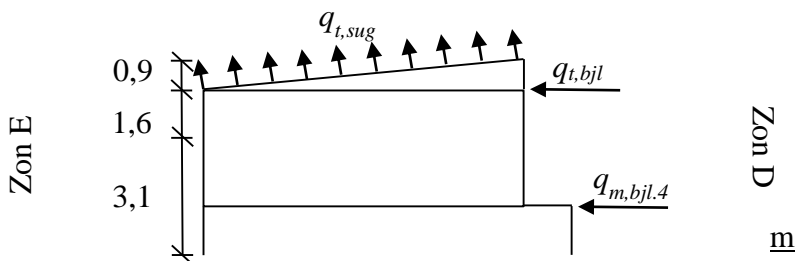
Bilaga F: Horisontella laster på långsida

Bilaga F.1 Laster på påbyggnad

Förutsättningar:

Krafterna som verkar på de stomstabiliserande väggarna i påbyggnaden är $q_{t,bjl}$ och $q_{t,sug}$. Resterande krafter verkar i den befintliga byggnadens bjälklag.

$$q_p = 0,76 \text{ kN/m}^2 \text{ (Bilaga C)}$$



Figur F.1: Verkande krafter på påbyggnadens långsida.

Formfaktorer för väggar:

$$h \approx 15 \text{ m} \quad d = 10,5 \text{ m} \quad h/d = 1,43$$

$$\text{Zon D } c_{pe,10} = 0,8 \quad \text{Zon E } c_{pe,10} = 0,5 + \frac{1,43-1}{5-1} \cdot 0,2 = 0,52$$

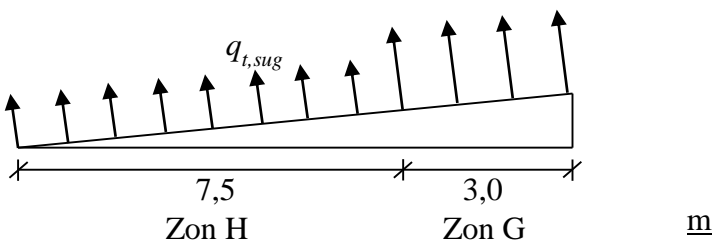
Horisontell last i bjälklag:

$$q_{t,bjl} = \left. \begin{array}{l} \text{Zon D: } 1 \cdot 1,5 \cdot 0,76 \cdot 0,8 \cdot (0,9 + 1,6) = 2,28 \text{ kN/m} \\ \text{Zon E: } 1 \cdot 1,5 \cdot 0,76 \cdot 0,52 \cdot 1,6 = 0,95 \text{ kN/m} \end{array} \right\} = 3,23 \text{ kN/m}$$

Formfaktorer för tak:

$$\text{Zon F försummas} \quad \text{Zon G } c_{p,10} = -1,3 \quad \text{Zon H } c_{pe,10} = -0,8$$

$$\left. \begin{array}{l} b = 43,5 \text{ m} \\ 2h = 30 \text{ m} \end{array} \right\} e = 30 \text{ m} \quad \text{Zon G verkar på längden } \frac{30}{10} = 3 \text{ m}$$



Figur F.2: Zonindelning för taket.

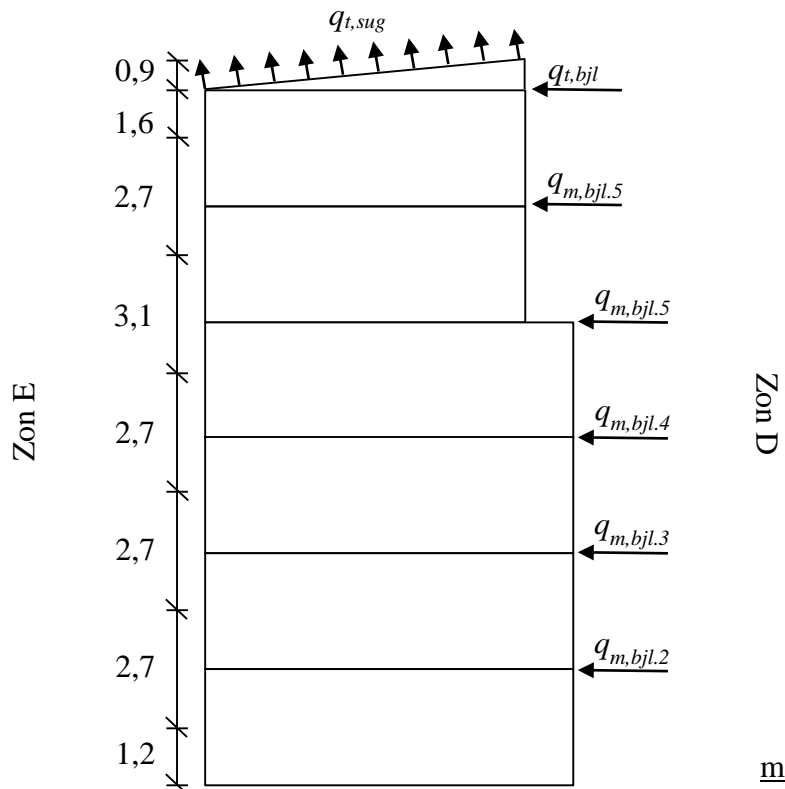
Total horisontell last på tak:

$$q_{t,sug} = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,76 \cdot \left(1,3 \cdot \frac{\sin 5 \cdot 3}{\cos 5} + 0,8 \cdot \frac{\sin 5 \cdot 7,5}{\cos 5} \right) = 0,99 \text{ kN/m}$$

Bilaga F.2 Laster på byggnad med två våningar

Förutsättningar:

$$q_p = 0,80 \text{ kN/m}^2 \text{ (Bilaga C)}$$



Figur F.3: Verkande krafter på byggnadens långsida.

Formfaktorer för väggar:

$$h \approx 17,6 \text{ m} \quad d = 10,5 \text{ m} \quad h/d = 1,68$$

$$\text{Zon D } c_{pe,10} = 0,8 \quad \text{Zon E } c_{pe,10} = 0,5 + \frac{1,68-1}{5-1} \cdot 0,2 = 0,53$$

Horisontell last i bjälklag:

$$q_{m,bjl.1,2,3} = \left. \begin{array}{l} \text{Zon D: } 1 \cdot 1,5 \cdot 0,80 \cdot 0,8 \cdot 2,7 = 2,59 \text{ kN/m} \\ \text{Zon E: } 1 \cdot 1,5 \cdot 0,80 \cdot 0,53 \cdot 2,7 = 1,72 \text{ kN/m} \end{array} \right\} = 4,31 \text{ kN/m}$$

$$q_{m,bjl.4} = \left. \begin{array}{l} \text{Zon D: } 1 \cdot 1,5 \cdot 0,80 \cdot 0,8 \cdot 3,1 = 2,98 \text{ kN/m} \\ \text{Zon E: } 1 \cdot 1,5 \cdot 0,80 \cdot 0,53 \cdot 3,1 = 1,97 \text{ kN/m} \end{array} \right\} = 4,95 \text{ kN/m}$$

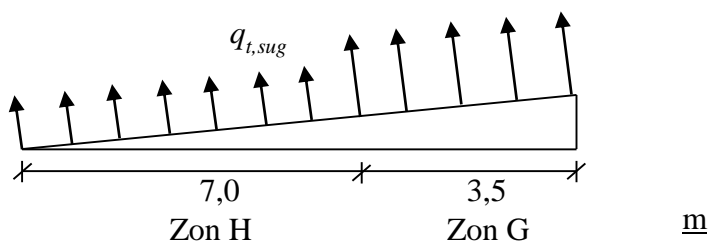
$$q_{m,bjl.5} = \left. \begin{array}{l} \text{Zon D: } 1 \cdot 1,5 \cdot 0,80 \cdot 0,8 \cdot 2,7 = 2,59 \text{ kN/m} \\ \text{Zon E: } 1 \cdot 1,5 \cdot 0,80 \cdot 0,53 \cdot 2,7 = 1,72 \text{ kN/m} \end{array} \right\} = 4,31 \text{ kN/m}$$

$$q_{t,bjl} = \left. \begin{array}{l} \text{Zon D: } 1 \cdot 1,5 \cdot 0,80 \cdot 0,8 \cdot (1,6 + 0,9) = 2,40 \text{ kN/m} \\ \text{Zon E: } 1 \cdot 1,5 \cdot 0,80 \cdot 0,53 \cdot 1,6 = 1,02 \text{ kN/m} \end{array} \right\} = 3,42 \text{ kN/m}$$

Formfaktor tak:

Zon F försummas Zon G $c_{pe,10} = -1,3$ Zon H $c_{pe,10} = -0,8$

$$\left. \begin{array}{l} b = 43,5 \text{ m} \\ 2h = 35 \text{ m} \end{array} \right\} e = 35 \text{ m} \quad \text{Zon G verkar på längden } \frac{35}{10} = 3,5 \text{ m}$$



Figur F.4: Zonindelning för taket.

Total horisontell last på taket:

$$q_{t,sug} = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,8 \cdot \left(1,3 \cdot \frac{\sin 5 \cdot 3,5}{\cos 5} + 0,8 \cdot \frac{\sin 5 \cdot 7}{\cos 5} \right) = 1,07 \text{ kN/m}$$

Bilaga G: Kapacitet för befintlig byggnad

G.1 Kapacitet för befintligt vindsbjälklag

Förutsättningar:

Bjälklaget antas vara dimensionerat för endast snölast och takets egentyngd.

Varje stolpe har en uppmätt influensarea på 1040x1760 mm².

Karakteristisk snölast: 0,8 kN/m² (Bilaga C).

Takets karakteristiska egentyngd: 0,25 kN/m² (Bilaga D).

Dimensionerande last för befintligt tak:

$$q_d = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,25 + 1 \cdot 1,5 \cdot 0,8 = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Verkande last i takstolpar: } 1,5 \cdot 1,04 \cdot 1,76 = 2,75 \text{ kN}$$

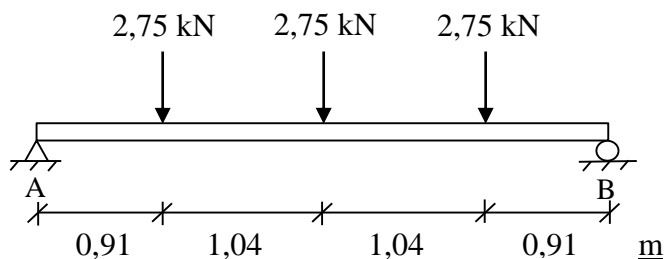
Den medverkande bredden av plattan anses vara 1 meter. Punktlaster verkar därmed på 1 breddmeter på plattan.

De befintliga punktlaster som verkar på bjälklagsplattan är 2,75 kN/m. Spännvidden för en platta är som störst 3,9 m och avståndet mellan punktlaster är 1,04 m. Antalet punktlaster på en spännvidd beräknas då till:

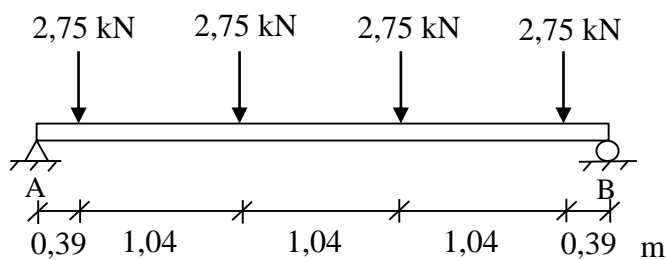
$$\frac{3,9}{1,04} = 3,75 \text{ st}$$

Det innebär att plattan belastas antingen med 4 eller 3 punktlaster som medför två olika extrempfall för moment och tvärkraft.

De två extrempfall som analyseras visas i *figur G.1* och *G.2*



Figur G.1: Fall 1 - Lastfall för momentkapacitet av vindsbjälklag.



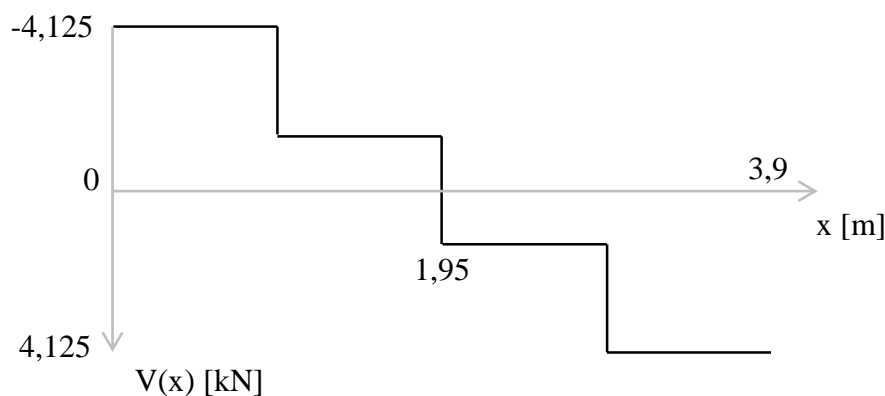
Figur G.2: Fall 2 – Lastfall för tvärkraftskapacitet av vindsbjälklag.

Fall 1 – verkande tvärkraft:

Upplagskrafterna räknas ut genom att ställa upp momentjämvikt kring A.

$$\overline{R}_A: -0,91 \cdot 2,75 - 1,95 \cdot 2,75 - 2,99 \cdot 2,75 + 3,9 \cdot R_B = 0$$

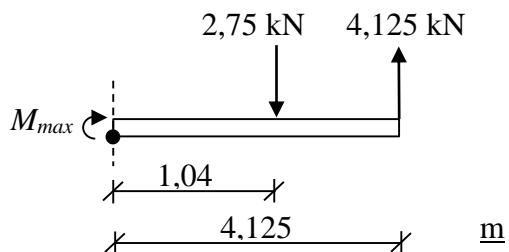
$$R_B = 4,125 \text{ kN} \quad R_A = 2,75 \cdot 3 - 4,125 = 4,125 \text{ kN}$$



Figur G.3: Tvärkraftsdiagram – Fall 1.

Fall 1 – verkande moment:

Det största momentet uppstår i $x_{max} = 1,95 \text{ m}$



Figur G.4: Snitt i x_{max} – Fall 1.

Momentjämvikt i punkten x_{max} ger:

$$\tilde{x}_{max}: -M_{max} - 1,04 \cdot 2,75 + 4,125 \cdot 1,95 = 0$$

$$M_{max} = 5,2 \text{ kNm}$$

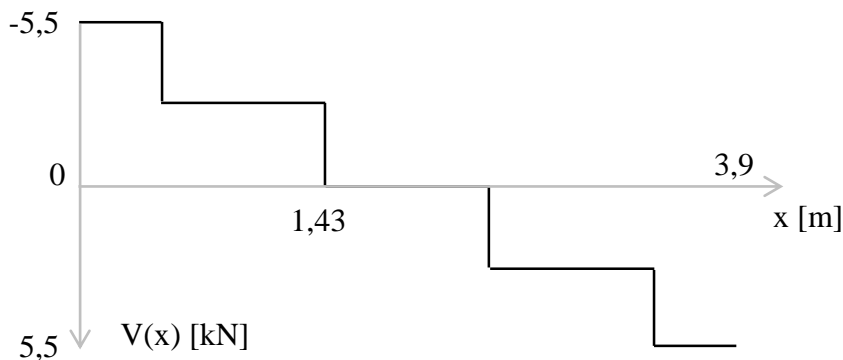
I fall 1 blir tvärkraften 4,125 kN och momentet 5,2 kNm.

Fall 2 – verkande tvärkraft:

Upplagskrafterna räknas ut genom att ställa upp momentjämvikt kring A.

$$\overline{R}_A: -0,39 \cdot 2,75 - 1,43 \cdot 2,75 \cdot -2,47 \cdot 2,75 + 3,51 \cdot 2,75 + 3,9 \cdot R_B = 0$$

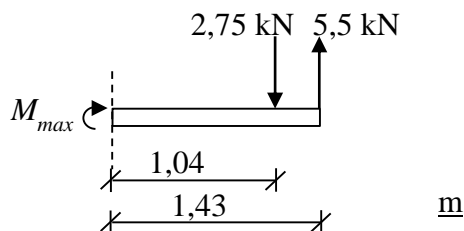
$$R_B = 5,5 \text{ kN} \quad R_A = 2,75 \cdot 4 - 5,5 = 5,5 \text{ kN}$$



Figur G.5: Tvärkraftsdiagram – Fall 2.

Fall 2 – verkande moment:

Det största momentet uppstår i $x_{max} = 1,43 \text{ m}$



Figur G.6: Snitt i x_{max} – Fall 2.

Momentjämvikt i punkten x_{max} ger:

$$\tilde{x}_{max}: -M_{max} - 1,04 \cdot 2,75 + 5,5 \cdot 1,43 = 0$$

$$M_{max} = 5,01 \text{ kNm}$$

I fall 2 blir tvärkraften 5,5 kN och momentet 5,01 kNm.

Det största momentet uppstår i fall 1 med 5,2 kNm/m och den största tvärkraften i fall 2 med 5,5 kN/m vilket kan sättas som en gräns för plattans kapacitet.

G.2 Kapacitet för befintliga prefabricerade betongväggar

Förutsättningar:

Väggens tjocklek: 160 mm Väggens längd: 2500 mm

Beräkningarna görs per meter vägg.

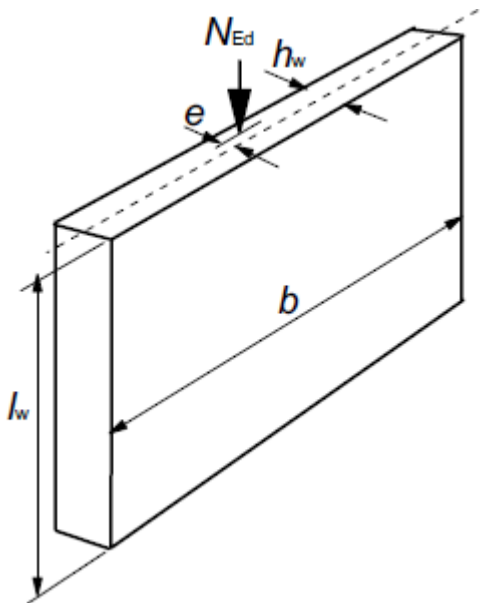
Karakteristisk egentyngd: 9,43 kN/m (Bilaga D)

Högsta tillåtna excentricitet e_{tot} : 15 mm

$$\text{Betong C16} \begin{cases} f_{ck} = 16 \text{ MPa} \\ \gamma_C = 1,5 \\ \alpha_{cc,pl} = 0,8 \end{cases} \quad (\text{Bilaga A})$$

Väggens lastkapacitet med hänsyn till andra ordningens effekter beräknas enligt SS-EN 1992-1-1:2005 avsnitt 12.6.1.

$$N_{Rd} = b \cdot h \cdot f_{cd,pl} \cdot \Phi$$



Figur G.7: Lastfall för oarmerade väggar [44].

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc,pl} \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 0,8 \cdot \frac{16}{1,5} = 8,53 \text{ MPa}$$

$$\Phi = 1,14 \cdot \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w}\right) - 0,02 \cdot \frac{l_0}{h_w} \leq \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w}\right)$$

$$l_0 = \beta \cdot l_w = 1 \cdot 2,5 = 2,5,$$

där $\beta = 1$ då väggen endast har sidostöd längs två kanter, under- och överkant.

$$\phi = 1,14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,015}{0,16}\right) - 0,02 \cdot \frac{2,5}{0,16} \leq \left(1 - \frac{2 \cdot 0,015}{0,16}\right) =$$

$$= 0,614 \leq 0,813 \text{ OK!}$$

$$N_{Rd} = 1 \cdot 0,16 \cdot 8,53 \cdot 10^6 \cdot 0,614 = 838 \text{ kN/m}$$

Väggens lastkapacitet med tillåten excentricitet på 15 mm är 838 kN/m.

G.3 Kapacitet för prefabricerad betongvägg med dörrhå

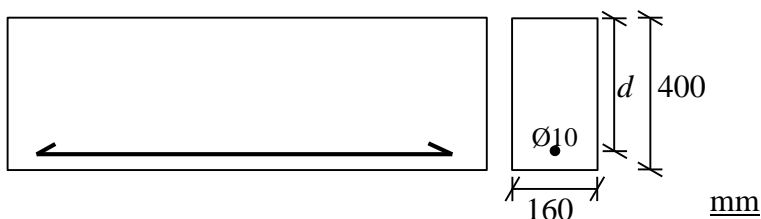
Förutsättningar:

$$\text{Betong C16} \begin{cases} f_{ck} = 16 \text{ MPa} \\ \gamma_C = 1,5 \\ \alpha_{cc} = 1 \end{cases} \quad (\text{Bilaga A})$$

$$\text{Armeringsstål KS40} \begin{cases} f_{yk} = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_S = 1,15 \\ E_s = 200 \text{ GPa} \end{cases} \quad (\text{Bilaga A})$$

Armeringens diameter, \emptyset : 10 mm

Kontrollberäkningarna för elementets kapacitet görs för delen ovanför dörrhålet. Den utskurna delen kan ses som en balk som är armerad i underkant. Balken har höjden 400mm.



Figur G.8: Dörrbalk i prefabricerad vägg.

$$\text{Armeringens area: } A_s = \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} = \frac{\pi \cdot 10^2}{4} = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensionerande tryckhållfasthet: } f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 1 \cdot \frac{16}{1,5} = 10,67 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensionerande sträckgräns } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

Täckskiktets tjocklek beror på vidhäftning, korrosionsskydd av armering och brandmotstånd. Då balken är inomhus bestäms täckskiktet, c till 15 mm enligt byggnormerna 1968 [62].

$$c = 15 \text{ mm} \quad d = h - c - 0,5\emptyset = 400 - 15 - 5 = 385 \text{ mm}$$

Armeringen antas flyta det vill säga $\sigma_s = f_{yd}$

Momentkapacitet:

Momentkapaciteten för dörrbalken beräknas enligt sambandet:

$$M_{Rd} = F_s(d - 0,4x)$$

$$\text{Kraftjämvikt: } F_s = A_s \sigma_s = f_{cd} 0,8xb$$

$$78,54 \cdot 10^{-6} \cdot 347,83 \cdot 10^6 = 347,83 \cdot 10^6 \cdot 0,8x \cdot 0,16 \rightarrow$$

$$x = 0,02 \text{ m} = 20 \text{ mm}$$

Armeringen flyter om $\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x} = 3,5 \cdot 10^{-3} \frac{0,385 - 0,02}{0,02} = 0,064$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{347,83 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^9} = 0,0017$$

$0,064 > 0,0017$, det vill säga stålet flyter!

$$M_{Rd} = 78,54 \cdot 10^{-6} \cdot 347,83 \cdot 10^6 (0,385 - 0,4 \cdot 0,02) = 10,3 \text{ kNm}$$

Tvärkraftskapacitet:

Tvärkraftskapaciteten för dörrbalken beräknas enligt formeln:

$$V_{Rdc} = (C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho_l f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d, \text{ med } f_{ck} \text{ i MPa samt } b_w \text{ och } d \text{ i mm.}$$

$\sigma_{cp} = 0$, då armeringen inte antas vara förspänd.

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 = 1 + \sqrt{\frac{200}{385}} = 1,72 \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{78,54 \cdot 10^{-6}}{0,16 \cdot 0,385} = 0,0013$$

$$V_{Rdc} = (0,12 \cdot 1,72^3 \sqrt{100 \cdot 0,0013 \cdot 16}) 160 \cdot 385 = 16,1 \text{ kN}$$

Bilaga H: Dimensionering av takbalkar

Taket har en lutning på 5° , detta gör att på en horisontell meter verkar takets egentyngd på en längre sträcka.

$$\cos 5 = \frac{1}{x} \rightarrow x = \frac{1}{\cos 5} = 1,004 \text{ m}$$

Taklutningens inverkan är därmed försumbar.

H.1 Brottgränstillståndet

Förutsättningar:

$$\text{Limträ GL32h} \begin{cases} f_{mk} = 32 \text{ MPa} \\ f_{vk} = 3,8 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Bilaga A})$$

Limträ GL32h ger $\gamma_M = 1,25$ (Bilaga A)

Lastvarighet (M) för limträ i klimatklass 2 ger $k_{mod} = 0,8$ (Bilaga A)

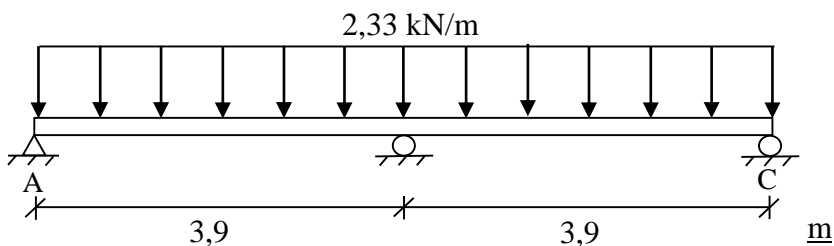
Dimension $42 \times 315 \text{ mm}^2$ med längden 7800 mm, c/c 1200 mm.

Takets karakteristiska egentyngd: $0,74 \text{ kN/m}$ (Bilaga E.1)

Karakteristisk snölast: $0,8 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0,96 \text{ kN/m}$ (Bilaga C)

Balkarna utsätts för en dimensionerade utbredd vertikal last:

$$q_d = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,74 + 1 \cdot 1,5 \cdot 0,96 = 2,33 \text{ kN/m}$$



Figur H.1: Lastfall för takbalk.

Maximalt moment (vid mittstöd):

$$M_{max} = \frac{q_d \cdot L^2}{8} = \frac{2,33 \cdot 3,9^2}{8} = 4,45 \text{ kNm}$$

Verkande tvärkraft:

$$V_{A,C} = 0,375 \cdot q_d \cdot L = 0,375 \cdot 2,33 \cdot 3,9 = 3,41 \text{ kN}$$

Upplagskraften är densamma som tvärkraften i upplag A och C.

$$V_B = 0,625 \cdot q_d \cdot L = 0,625 \cdot 2,33 \cdot 3,9 = 5,7 \text{ kN}$$

Upplagskraften i upplag B blir den dubbla mot tvärkraften: $5,7 \cdot 2 = 11,4 \text{ kN}$

Balkarnas bärförmåga kontrolleras med hänsyn till böjmoment och tvärkraft.

Momentkapacitet:

$$M_{Rd} = f_{md} \cdot W \cdot k_{crit}$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 32 \cdot 10^6}{1,25} = 20,48 \text{ MPa}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,042 \cdot 0,315^2}{6} = 0,000695 \text{ m}^3$$

$k_{crit} = 1$ Då råspont är fäst i balkarnas överkant och gles + gips i balkarnas underkant, stabiliseras balkarna mot risk för vippning.

$$M_{Rd} = 20,48 \cdot 10^6 \cdot 0,000695 \cdot 1 = 14,25 \text{ kNm}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{vd}}{1,5}$$

$$f_{vd} = \frac{k_{mod} \cdot f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 3,8 \cdot 10^6}{1,25} = 2,43 \text{ MPa}$$

$$A = 0,67 \cdot b \cdot h = 0,67 \cdot 0,042 \cdot 0,315 = 0,00886 \text{ m}^2$$

$$V_{Rd} = \frac{0,00886 \cdot 2,43 \cdot 10^6}{1,5} = 14,37 \text{ kN}$$

$4,45 \text{ kNm} < 14,25 \text{ kNm}$ OK!

$5,7 \text{ kN} < 14,37 \text{ kN}$ OK!

H.2 Bruksgränstillståndet

Förutsättningar:

Limträ GL32h ger $E_{mean} = 13700$ MPa (Bilaga A)

Limträ i klimatklass 2 ger $k_{def} = 0,8$ (Bilaga A)

Dimension 42×315 mm² med längden 7800 mm, c/c 1200 mm.

Takets karakteristiska egentynngd: 0,74 kN/m (Bilaga E.1)

Karakteristisk snölast: 0,8 kN/m² → 0,96 kN/m (Bilaga C)

Snölasten verkar som övrig last och reduceras därför med en faktor på 0,1. (Bilaga C)

Balkarna utsätts för en dimensionerade utbredd vertikal last:

$$q_d = 1 \cdot 0,74 + 0,96 \cdot 0,1 = 0,836 \text{ kN/m}$$

Nedböjning för lastfallet beräknas enligt:

$$v_{mitt} = 0,521 \frac{qL^4}{100EI}$$

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + k_{def}} = \frac{13700 \cdot 10^6}{1 + 0,8} = 7611 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,042 \cdot 0,315^3}{12} = 0,000109 \text{ m}^4$$

$$v_{mitt} = 0,521 \frac{836 \cdot 3,9^4}{100 \cdot 7611 \cdot 10^6 \cdot 0,000109} = 2,3 \text{ mm}$$

Kravet för nedböjning är:

$$\frac{L}{500} = \frac{3,9}{500} = 7,8 \text{ mm}$$

2,3 mm < 7,8 mm OK!

H.3 Förankring av takbalkar

Förutsättningar:

Balkarnas dimension är 42x315 mm² med centrumavstånd 1200 mm.

Takets karakteristiska egentyngd: 0,74 kN/m (Bilaga E.1)

Karakteristiskt vindtryck: $q_p = 0,76 \text{ kN/m}^2$ (Bilaga C)

Vindriktning: $\theta = 180^\circ$

$$e \text{ är minst av } b \text{ och } 2h \quad \left. \begin{array}{l} h = 15 \text{ m} \rightarrow 2h = 30 \text{ m} \\ b = 43,5 \text{ m} \end{array} \right\} e = 30 \text{ m}$$

Zonindelningen $\frac{e}{10} = \frac{30}{10} = 3 \text{ m}$ gör att tre balkar med centrumavståndet 1200 mm befinner sig i zon F och G. Dessa blir dimensionerande vid beräkningen. $\frac{e}{4} = \frac{30}{4} = 7,5 \text{ m}$ gör att zon F verkar på 7,5 m av balken och på resterande 0,5 m verkar zon G.

Influensarean för en balk är $1,2 \cdot 8 = 9,6 \text{ m}^2$ ger c_{10} som formfaktor.

$$\text{Zon F: } c_{pe,10} = -2,3 \quad c_{pi} = 0,2$$

$$w_F = 0,76 \cdot 2,3 + 0,76 \cdot 0,2 = 1,9 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 1,9 \cdot 1,2 = 2,28 \text{ kN/m}$$

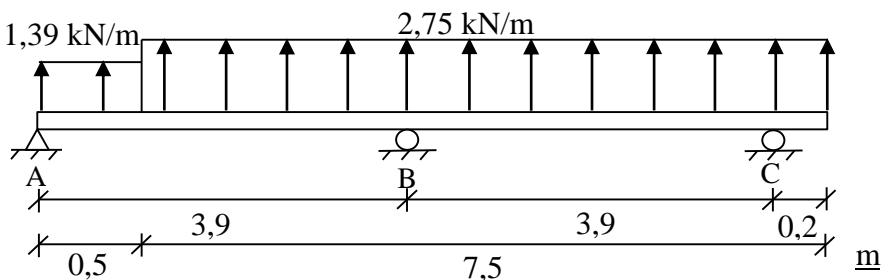
$$\text{Zon G: } c_{pe,10} = -1,3 \quad c_{pi} = 0,2$$

$$w_G = 0,76 \cdot 1,3 + 0,76 \cdot 0,2 = 1,14 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 1,14 \cdot 1,2 = 1,37 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande utbredd last över takbalk:

$$q_F = -0,9 \cdot 0,74 + 1,5 \cdot 2,28 = 2,75 \text{ kN/m}$$

$$q_G = -0,9 \cdot 0,74 + 1,5 \cdot 1,37 = 1,39 \text{ kN/m}$$

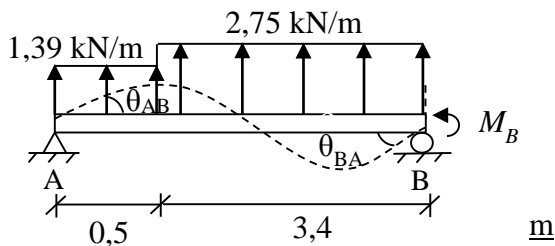


Figur H.2: Verkande vindlast på takbalk i zon F och G.

Den kontinuerliga balken snittas vid varje upplag och varje del friläggs. Momentet vid varje upplag bestäms med hjälp av stödvinkeln för olika lastfall där det gäller att vinkeln är lika stor på båda sidor av upplaget [63]. När momenten är kända kan upplagskrafterna beräknas genom momentjämvikt.

Moment:

På balkdel A-B verkar två olika stora utbredda laster och därför krävs det två friläggningar med respektive last. För att bestämma stödvinkeln vid upplag B används lastfall 4 och 6 [63].

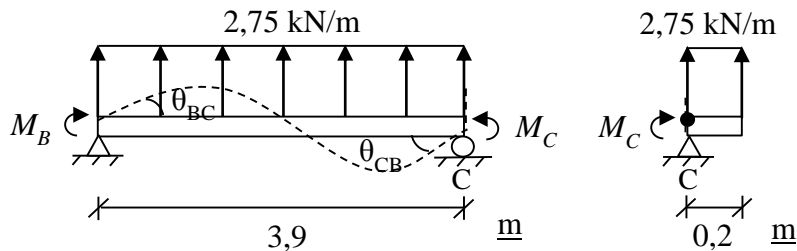


Figur H.3: Balkdel A-B.

För att bestämma stödvinkeln för balkdel A-B beräkningarna innefatta två delsatser på grund av den utbredda lasten.

$$\begin{aligned} \theta_{BA} &= -\frac{qca_2L}{6EI} \left(1 - \frac{a_2^2}{L^2} - \frac{c^2}{4L^2} \right) - \frac{qca_2L}{6EI} \left(1 - \frac{a_2^2}{L^2} - \frac{c^2}{4L^2} \right) \\ &+ \frac{L}{6EI} (2M_B - M_A) \\ \theta_{BA} &= -\frac{1,39 \cdot 0,5 \cdot 0,25 \cdot 3,9}{6} \left(1 - \frac{0,25^2}{3,9^2} - \frac{0,5^2}{4 \cdot 3,9^2} \right) \\ &- \frac{2,75 \cdot 3,4 \cdot 2,2 \cdot 3,9}{6} \left(1 - \frac{2,2^2}{3,9^2} - \frac{3,4^2}{4 \cdot 3,9^2} \right) + \frac{3,9}{6} (2M_B - 0) = \\ &= -6,69 + 1,3M_B \end{aligned}$$

I snittet B-C verkar endast en utbredd last och för att bestämma stödvinkeln vid upplag B används lastfall 3 och 6. För snittet C kan momentet bestämmas direkt med jämvikt.



Figur H.4: Balkdel B-C och balkdel C.

$$\theta_{BC} = \frac{qL^3}{24EI} + \frac{L}{6EI}(-2M_B - M_C) = \frac{2,75 \cdot 3,9^3}{24} + \frac{3,9}{6EI}(-2M_B - M_C) =$$

$$= 6,80 - 1,3M_B - 0,65M_C$$

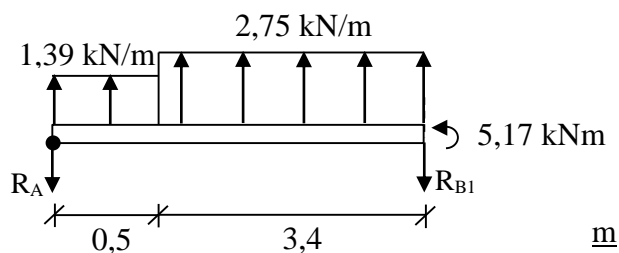
$$\overrightarrow{R_C}: M_C - \frac{2,75 \cdot 0,2^2}{2} = 0 \rightarrow M_C = 0,055 \text{ kNm}$$

$$\theta_{BC} = 6,80 - 1,3M_B + 0,65 \cdot -0,055 = 6,76 - 1,3M_B$$

$$\theta_{BA} = \theta_{BC} = -6,69 + 1,3M_B = 6,76 - 1,3M_B \rightarrow 2,6M_B = 13,45$$

$$M_B = 5,17 \text{ kNm}$$

Upplagskrafter:

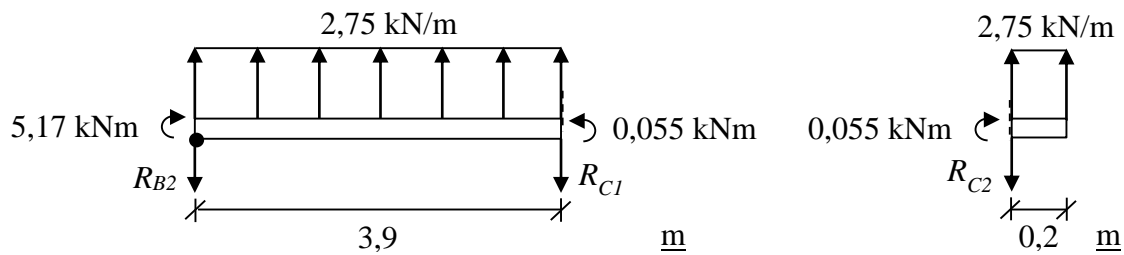


Figur H.5: Balkdel A-B – momentjämvikt.

$$\overrightarrow{R_A}: -\frac{1,39 \cdot 0,5^2}{2} - 2,75 \cdot 3,4 \cdot 2,2 - 5,17 + 3,9R_{B1} = 0$$

$$R_{B1} = 6,64 \text{ kN}$$

$$R_A = 1,39 \cdot 0,5 + 2,75 \cdot 3,4 - 6,64 = 3,40 \text{ kN}$$



Figur H.6: Balkdel B-C och C – momentjämvikt.

$$\overrightarrow{R_B}: -\frac{2,75 \cdot 3,9^2}{2} - 0,055 + 5,17 + 3,9R_{C1} = 0$$

$$R_{C1} = 4,05 \text{ kN}$$

$$R_{B2} = 2,75 \cdot 3,9 - 4,05 = 6,68 \text{ kN}$$

$$R_{C2} = 2,75 \cdot 0,2 = 0,55 \text{ kN}$$

Summering av upplagskrafter:

$$R_A = 3,40 \text{ kN}$$

$$R_B = R_{B1} + R_{B2} = 6,64 + 6,68 = 13,32 \text{ kN}$$

$$R_C = R_{C1} + R_{C2} = 4,05 + 0,55 = 4,60 \text{ kN}$$

Takinfästningen ska dimensioneras för en last på 13,32 kN.

Bilaga I: Dimensionering av bjälklag

I.1 Terrassbjälklag

I.1.1 Brottgränstillståndet

Förutsättningar:

$$\text{Konstruktionsvirke C40} \begin{cases} f_{mk} = 40 \text{ MPa} \\ f_{vk} = 4 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Bilaga A})$$

Konstruktionsvirke ger $\gamma_M = 1,3$ (Bilaga A)

Lastvarighet (M) för massivt trä i klimatklass 2 ger $k_{mod} = 0,8$ (Bilaga A)

Dimension 45x220 mm² med längden 3900 mm, c/c 600 mm.

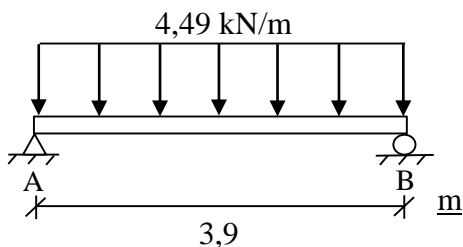
Terrassens karakteristiska egentyngd: 0,76 kN/m (Bilaga E.1)

Karakteristisk nyttig last balkong: 3,5 kN/m² → 2,1 kN/m (Bilaga C)

Karakteristisk snölast: 0,8 kN/m² → 0,48 kN/m (Bilaga C)

Balkarna utsätts för en dimensionerade utbredd vertikal last:

$$q_d = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,76 + 1 \cdot 1,5 \cdot 2,1 + 1 \cdot 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,48 = 4,49 \text{ kN/m}$$



Figur I.1: Lastfall terrassbjälklag.

Verkande moment:

$$M_{Max} = \frac{q_d \cdot L^2}{8} = \frac{4,49 \cdot 3,9^2}{8} = 8,54 \text{ kNm}$$

Verkande tvärkraft:

$$V_{A,B} = \frac{q_d \cdot L}{2} = \frac{4,49 \cdot 3,9}{2} = 8,76 \text{ kN}$$

Momentkapacitet:

$$M_{Rd} = f_{md} \cdot W \cdot k_{crit}$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 40 \cdot 10^6}{1,3} = 24,6 \text{ MPa}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,045 \cdot 0,22^2}{6} = 0,000363 \text{ m}^3$$

$k_{crit} = 1$ Då råspons är fäst i balkarna stabiliseras balkarna mot risk för vippning.

$$M_{Rd} = 24,6 \cdot 10^6 \cdot 0,000363 \cdot 1 = 8,9 \text{ kNm}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{vd}}{1,5}$$

$$f_{vd} = \frac{k_{mod} \cdot f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 4 \cdot 10^6}{1,3} = 2,46 \text{ MPa}$$

$$A = 0,67 \cdot b \cdot h = 0,67 \cdot 0,045 \cdot 0,22 = 0,006633 \text{ m}^2$$

$$V_{Rd} = \frac{0,006633 \cdot 2,46 \cdot 10^6}{1,5} = 10,9 \text{ kN}$$

8,54 kNm < 8,9 kNm OK!

8,76 kN < 10,9 kN OK!

1.1.2 Bruksgränstillståndet

Förutsättningar:

Konstruktionsvirke C40 ger $E_{mean} = 14000 \text{ MPa}$ (Bilaga A)

Massivt trä i klimatklass 2 ger $k_{def} = 0,8$ (Bilaga A)

Dimension för balk: 45x220 mm² med längden 3900 mm, c/c 600 mm.

Dimension för påsalning: 45x95 mm² med längden 3900 mm, c/c 600 mm.

Terrassens karakteristiska egentygnd: 0,76 kN/m (Bilaga E.1)

Karakteristisk nyttig last balkong: 3,5 kN/m² → 2,1 kN/m (Bilaga C)

Karakteristisk snölast: $0,8 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0,48 \text{ kN/m}$ (Bilaga C)

Eftersom balken ska dimensioneras i bruksgränstillståndet ska de variabla lasterna reduceras. Den nyttiga lasten reduceras med en faktor på 0,3 och snölasten reduceras med en faktor på 0,1 (Bilaga C).

Balkarna utsätts för en dimensionerande utbredd vertikal last:

$$q_d = 1 \cdot 0,76 + 0,3 \cdot 2,1 + 0,1 \cdot 0,48 = 1,44 \text{ kN/m}$$

Nedböjning för lastfallet beräknas med formeln:

$$v_{max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + k_{def}} = \frac{14000 \cdot 10^6}{1 + 0,8} = 7778 \text{ MPa}$$

$$I_{balk} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,045 \cdot 0,22^3}{12} = 3,993 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{påsalning} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,045 \cdot 0,095^3}{12} = 3,215 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$v_{max} = \frac{5 \cdot 1440 \cdot 3,9^4}{384 \cdot 7778 \cdot 10^6 \cdot (3,993 \cdot 10^{-5} + 3,215 \cdot 10^{-6})} = 12,9 \text{ mm}$$

Kravet för nedböjning är:

$$\frac{L}{300} = \frac{3,9}{300} = 13 \text{ mm}$$

$12,9 \text{ mm} < 13 \text{ mm}$ OK!

I .1.3 Kontroll av syll

Förutsättningar

Syllen utsätts för en last på 8,8 kN från varje balk.

Konstruktionsvirke C40: $f_{c90k} = 2,9$ MPa (Bilaga A)

Konstruktionsvirke ger $\gamma_M = 1,3$ (Bilaga A)

Lastvarighet (M) för massivt trä i klimatklass 1 ger $k_{mod} = 0,8$ (Bilaga A)

Dimension 45x195 mm²

På en syll vilar två balkar med dimensionen 45x220 mm².

Arean för det lokala trycket mot syllen från en balk blir 45x97,5 mm².

Massivt barrträ ger $K_{c90} = 1,25$ (Bilaga A)

$$N_{Rc90d} = K_{c90} f_{c90d} A$$

$$f_{c90d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c90k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 2,9 \cdot 10^6}{1,3} = 1,78 \text{ MPa}$$

$$N_{Rc90d} = 1,25 \cdot 0,045 \cdot 0,0975 \cdot 1,78 \cdot 10^6 = 9,8 \text{ kN}$$

8,8 kN < 9,8 kN OK!

I.2 Mellanbjälklag – bostäder

I.2.1 Upplagskrafter

Förutsättningar:

Bjälklagets karakteristiska egentyngd: 0,2 kN/m (Bilaga E.1)

Karakteristisk nyttig last: 2 kN/m² → 1,2 kN/m (Bilaga C)

Balkarna utsätts för en dimensionerade utbredd vertikal last:

$$q_d = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,2 + 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 = 2,04 \text{ kN/m}$$

Verkande tvärkraft:

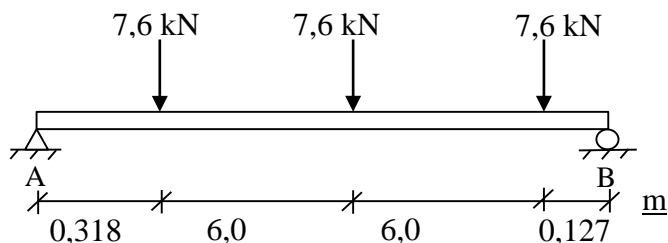
$$V_{A,B} = \frac{q_d \cdot L}{2} = \frac{2,04 \cdot 3,73}{2} = 3,8 \text{ kN}$$

Upplagskraften är densamma som tvärkraften och uppgår till 3,8 kN.

I.2.2 Kontroll av avvaxling – brottsgränstillståndet

Förutsättningar:

En avvaxling för bjälklaget med längden 1,645 meter belastas med tre punktlaster på 7,6 kN vardera. Lasterna har ett centrumavstånd på 0,6 meter. Punktlasten närmast upplag A verkar 0,318 meter från upplaget. Punktlasten närmast upplag B verkar 0,127 meter från upplaget.



Figur I.2: Avvaxling i bjälklaget.

$$\text{Limträ GL32h} \begin{cases} f_{mk} = 32 \text{ MPa} \\ f_{vk} = 3,8 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Bilaga A})$$

Limträ ger $\gamma_M = 1,25$ (Bilaga A)

Lastvarighet (M) för limträ i klimatklass 1 ger $k_{mod} = 0,8$ (Bilaga A)

Dimension 42x315 mm² med längden 1645 mm

Verkande tvärkraft:

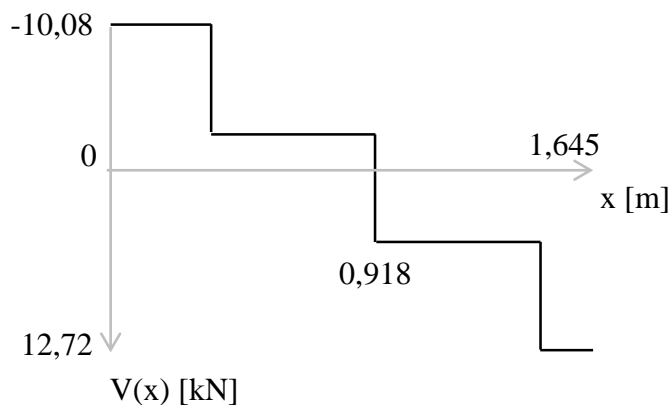
Upplagskrafterna räknas ut genom att ställa upp momentjämvikt kring A och B.

$$\overline{R}_A: -0,318 \cdot 7,6 - 0,918 \cdot 7,6 - 1,518 \cdot 7,6 + 1,645 \cdot R_B = 0$$

$$R_B = 12,72 \text{ kN}$$

$$\overline{R}_B: -1,327 \cdot 7,6 - 0,727 \cdot 7,6 - 0,127 \cdot 7,6 + 1,645 \cdot R_B = 0$$

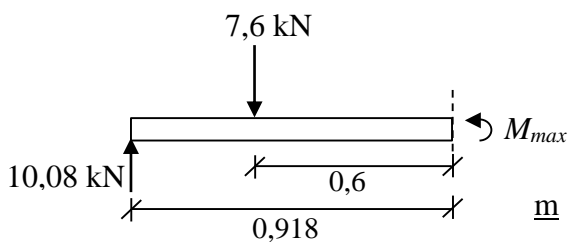
$$R_A = 10,08 \text{ kN}$$



Figur I.3: Tvärkraftsdiagram.

Verkande moment:

Det största momentet uppstår i $x_{max} = 0,918 \text{ m}$



Figur I.4: Snitt i x_{max} .

Momentjämvikt i punkten x_{max} ger:

$$\tilde{x}_{max}: +M_{max} + 0,6 \cdot 7,6 - 0,918 \cdot 10,08 = 0$$

$$M_{max} = 4,69 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet:

Tvärkrafts- och momentkapaciteten är desamma som i takbjälklagets beräkningskontroll med dimensionen 42x315 mm². Att takbjälklaget räknas som klimatklass 2 ger ingen skillnad för $k_{mod} = 0,8$.

$$M_{Rd} = 14,25 \text{ kNm (Bilaga H.1)}$$

$$V_{Rd} = 14,37 \text{ kN (Bilaga H.1)}$$

$$4,69 \text{ kNm} < 14,25 \text{ kNm OK!}$$

$$12,72 \text{ kN} < 14,37 \text{ kN OK!}$$

Bilaga J: Kontrollberäkning av träregelstomme

J.1 Stomstabilisering

Beräkningen utförs enligt Gyproc handbok 7 [39]. Sträckan som skapar en väggenhet är 1,2 m, d.v.s. 3 reglar. En tvärgående vägg på 10,5 meter i påbyggnaden har 8 väggenheter.

För en yttervägg försvinner uppskattningsvis 3 väggenheter på grund av fönster; 5 väggenheter. En lägenhetsavskiljande vägg måste vara genomgående; 8 väggenheter. I en mellanvägg uppskattas också att 3 väggenheter försvinner på grund av dörrhål; 5 väggenheter.

Väggsnivornas skjuvkapacitet beror på material och skruvfästning. Glasroc vindskyddsskiva med skruvfästning c/c 200 har kapaciteten 1 kN/vägg
[39]. Gips med skruvfästning c/c 200 har kapaciteten 1,6 kN/vägg
[39]. Lägenhetsavskiljande väggar utförs med dubbla gipsskivor. Då man inte kan tillgodoräkna full skjuvkapacitet för de yttre skivorna tillgodoräknas endast en skiva i beräkningarna.

Den totala kapaciteten för påbyggnaden är summan av antalet väggar multiplicerat med deras kapacitet; 234 kN.

Den verkande vindlasten är $q_{t.bjl} + q_{t.sug} = 3,23 + 0,99 = 4,22$ kN/m (Bilaga F.1).

Total vindlast mot långsida: $4,22 \cdot 43,2 = 182,3$ kN

	Yttervägg	Lgh. Vägg 1	Lgh. Vägg 2	Mellanvägg
Väggenheter	5	8	8	5
Kapacitet per väggenhet (kN)	1	1,6	1,6	3,2
Kapacitet för en vägg (kN)	5	12,8	12,8	16
Antal väggar i byggnaden	2	5	5	6
Andel av total kapacitet	2,1 %	5,5 %	5,5 %	6,8 %
Verkande kraft per vägg (kN)	3,9	10,0	10,0	12,5
Verkande kraft per väggenhet (kN)	0,77	1,25	1,25	2,5

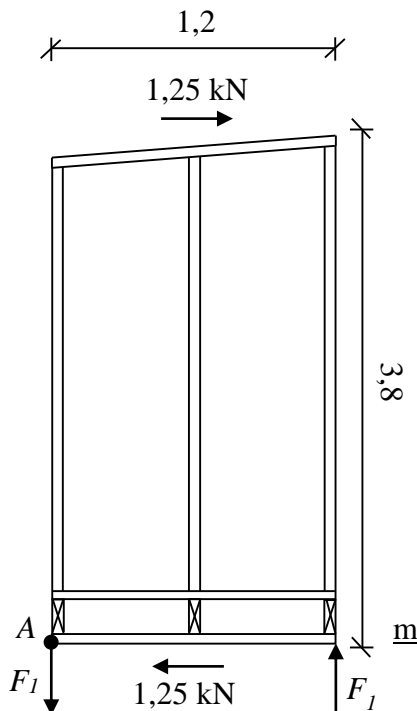
Total verkande kraft (kN)	182,3
Total kapacitet (kN)	234

182,3 < 234 kN OK!

J.2 Bärande lägenhetsskiljande vägg

Beräkningarna utförs utan reduceringstalet ψ för övriga variabla laster (säkra sidan).

En lägenhetsavskiljande vägg belastas med 1,25 kN i horisontell last (Bilaga J.1).



Figur J.1: Verkande krafter i en lägenhetsavskiljande vägg på grund av vindlast.

Momentjämvikt ställs upp kring punkten A.

$$\vec{A}: 1,25 \cdot 3,8 - F_1 \cdot 1,2 = 0 \rightarrow F_1 = 3,96 \text{ kN}$$

J.2.1 Kontroll av tryck parallellt fibrerna med hänsyn till knäckning

Förutsättningar:

Regeln utsätts för tre vertikala krafter: Last från takbalkar, väggens egentyngd samt resulterande vertikalkraft på grund av vindtryck.

$$\text{Konstruktionsvirke C24} \begin{cases} f_{ck} = 21 \text{ MPa} \\ E_{0,05} = 7400 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Bilaga A})$$

Konstruktionsvirke ger $\gamma_M = 1,3$ (Bilaga A)

Lastvarighet (M) för massivt trä i klimatklass 1 ger $k_{mod} = 0,8$ (Bilaga A)

Dimension 45x95 mm² med längden 3800 mm, c/c 600 mm.

Väggens karakteristiska egentygnd per regel: 0,49 kN (Bilaga E.2)

Reglarna utsätts alltså för en dimensionerade vertikal punktlast:

$$q_d = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,49 = 0,59 \text{ kN}$$

Verkande kraft från takbalk: 3,4 kN (Bilaga H.1)

Extra belastning på grund av vindtryck: 3,96 kN (Bilaga J.2)

Total dimensionerande last: 0,59 + 3,4 + 3,96 = 7,95 kN

Reglarnas bärförmåga kontrolleras med hänsyn till tryck parallellt fiberriktningen:

$$N_{c,Rd} = f_{cd} \cdot A \cdot k_c$$

$$f_{cd} = \frac{k_{mod} \cdot f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 21 \cdot 10^6}{1,3} = 13 \text{ MPa}$$

$$A = b \cdot h = 0,045 \cdot 0,095 = 0,00428 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \beta L/i \quad \beta = 1$$

Då gipsskivor är fästa i reglarna är de stagade i veka riktningen.

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,095}{\sqrt{12}} \text{ för rektangulära tvärsnitt}$$

$$\lambda = \frac{1 \cdot 3,8}{\frac{0,095}{\sqrt{12}}} = 138,56$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{ck}}{E_{0,05}}} = \frac{138,56}{\pi} \sqrt{\frac{21}{7400}} = 2,35$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2)$$

$\beta_c = 0,2$ för konstruktionsvirke

$$k = 0,5(1 + 0,2(2,35 - 0,3) + 2,35^2) = 3,47$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{3,47 + \sqrt{3,47^2 - 2,35^2}} = 0,166$$

$$N_{c,Rd} = 13 \cdot 10^6 \cdot 0,00428 \cdot 0,166 = 9,25 \text{ kN}$$

7,95 kN < 9,25 kN OK!

J.2.2 Kontroll av syll

Syllen utsätts för fyra vertikala krafter: Last från takbalkar, väggens egentyngd, last från mellanbjälklag samt resulterande vertikalkraft från vindtryck.

Dimensionerande last från takbalkar: 3,4 kN (Bilaga H.1)

Dimensionerande last från väggens egentyngd: 0,59 kN (Bilaga J.2.1)

Dimensionerande last från mellanbjälklag: 3,8 kN (Bilaga I.2.1)

Dimensionerande last från vindtryck: 3,96 kN (Bilaga J.2)

Total dimensionerande last: $3,4 + 0,59 + 3,8 + 3,96 = 11,76 \text{ kN}$

Konstruktionsvirke C24: $f_{c90k} = 2,5 \text{ MPa}$ (Bilaga A)

Konstruktionsvirke ger $\gamma_M = 1,3$ (Bilaga A)

Lastvarighet (M) för massivt trä i klimatklass 1 ger $k_{mod} = 0,8$ (Bilaga A)

Dimension 45x95 mm²

Massivt barrträ ger $K_{c90} = 1,25$ (Bilaga A)

$$N_{Rc90d} = K_{c90} f_{c90d} A$$

$$f_{c90d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c90k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 2,5 \cdot 10^6}{1,3} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$N_{Rc90d} = 1,25 \cdot 0,045 \cdot 0,095 \cdot 1,54 \cdot 10^6 = 8,2 \text{ kN}$$

11,76 kN > 8,2 kN INTE OK, stålsyll krävs.

J.2.3 Kontroll av lyftkraft

För att säkerställa om förankring av påbyggnaden är nödvändig för att inte påbyggnaden ska lyfta från det befintliga huset, kontrolleras påbyggnadens egentyngd mot lyftkraften.

Lyftkraften som uppstår av vindtryck: 3,96 kN (Bilaga J.2).

Beräkning av verkande egentyngd:

Väggens karakteristiska egentyngd för en regel: 0,49 kN (Bilaga E.2)

Väggens dimensionerande egentyngd för en regel: $0,49 \cdot 0,9 = 0,44$ kN

Takets karakteristiska egentyngd: 0,74 kN/m (Bilaga E.1)

Takets dimensionerande egentyngd: $0,74 \cdot 0,9 \cdot 0,375 \cdot 3,9 = 0,97$ kN

Bjälklagets karakteristiska egentyngd: 0,2 kN/m (Bilaga E.1)

Bjälklagets dimensionerande egentyngd: $\frac{0,2 \cdot 0,9 \cdot 3,73}{2} = 0,34$ kN

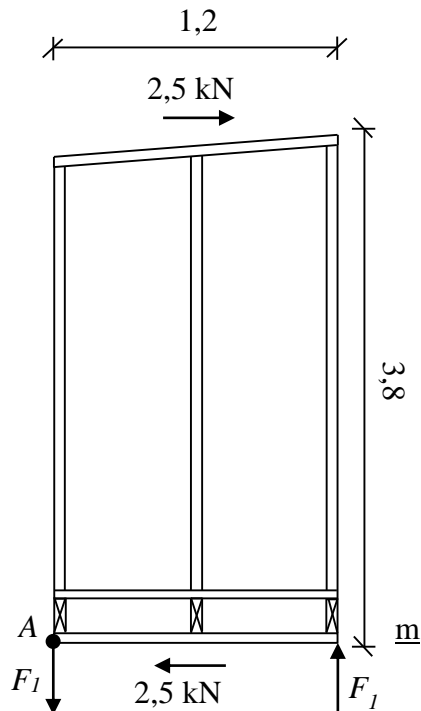
Total egentyngd: $0,44 + 0,97 + 0,34 = 1,75$ kN

$1,75$ kN < $3,78$ kN

J.3 Bärande mellanvägg

Beräkningarna utförs utan reduceringstalet ψ för övriga variabla laster (säkra sidan).

En mellanvägg belastas med 2,5 kN i horisontell last.



Figur J.2: Verkande krafter i mellanvägg på grund av vindlast.

Momentjämvikt ställs upp kring punkten A.

$$\vec{A}: 2,5 \cdot 3,8 - F_1 \cdot 1,2 = 0 \rightarrow F_1 = 7,92 \text{ kN}$$

J.3.1 Kontroll av tryck parallellt fibrerna med hänsyn till knäckning

Förutsättningar:

Regeln utsätts för tre krafter: Last från takbalkar, väggens egentyngd samt resulterande vertikalkraft på grund av vindtryck.

$$\text{Konstruktionsvirke C24} \begin{cases} f_{ck} = 21 \text{ MPa} \\ E_{0,05} = 7400 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Bilaga A})$$

Konstruktionsvirke ger $\gamma_M = 1,3$ (Bilaga A)

Lastvarighet (M) för massivt trä i klimatklass 1 ger $k_{mod} = 0,8$ (Bilaga A)

Dimension 70x120 mm² med längden 3800 mm, c/c 600 mm.

Väggens karakteristiska egentygnd per regel: 0,58 kN (Bilaga E.2)

Reglarna utsätts för en dimensionerade vertikal punktlast:

$$q_d = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,58 = 0,7 \text{ kN}$$

Verkande kraft från takbalk: 11,4 kN (Bilaga H)

Extra belastning på grund av horisontella krafter: 7,92 kN (Bilaga J.3).

Total dimensionerande last: $0,7 + 11,4 + 7,92 = 20,02 \text{ kN}$

Reglarnas bärförmåga kontrolleras med hänsyn till tryck parallellt fiberriktningen:

$$N_{c,Rd} = f_{cd} \cdot A \cdot k_c$$

$$f_{cd} = \frac{0,8 \cdot 21 \cdot 10^6}{1,3} = 12,9 \text{ MPa}$$

$$A = 0,07 \cdot 0,12 = 0,0084 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{1 \cdot 3,8}{\frac{0,12}{\sqrt{12}}} = 109,7$$

$$\lambda_{rel} = \frac{109,7}{\pi} \sqrt{\frac{21}{7400}} = 1,86$$

$$k = 0,5(1 + 0,2(1,86 - 0,3) + 1,86^2) = 2,39$$

$$k_c = \frac{1}{2,39 + \sqrt{2,39^2 - 1,86^2}} = 0,26$$

$$N_{c,Rd} = 12,9 \cdot 10^6 \cdot 0,0084 \cdot 0,26 = 27,9 \text{ kN}$$

20 kN << 27,9 kN OK!

J.3.2 Kontroll av syll

Syllen utsätts för fyra vertikala krafter: Last från takbalkar, väggens egentyngd, last från mellanbjälklag (två upplag) samt resulterande vertikalkraft från vindtryck.

Dimensionerande last från takbalkar: 11,4 kN (Bilaga H.1)

Dimensionerande last från väggens egentyngd: 0,7 kN (Bilaga J.3.1)

Dimensionerande last från mellanbjälklag: 3,8 kN (Bilaga I.2.1)

Dimensionerande last från vindtryck: 7,92 kN (Bilaga J.3)

Total dimensionerande last: $11,4 + 0,7 + 3,8 \cdot 2 + 7,92 = 27,62$ kN

Konstruktionsvirke C24: $f_{c90k} = 2,5$ MPa (Bilaga A)

Konstruktionsvirke ger $\gamma_M = 1,3$ (Bilaga A)

Lastvarighet (M) för massivt trä i klimatklass 1 ger $k_{mod} = 0,8$ (Bilaga A)

Dimension 70x120 mm²

Massivt barrträ ger $K_{c90} = 1,25$ (Bilaga A)

$$N_{Rc90d} = K_{c90} f_{c90d} A$$

$$f_{c90d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c90k}}{\gamma_M} \rightarrow f_{cd} = \frac{0,8 \cdot 2,5 \cdot 10^6}{1,3} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$N_{Rc90d} = 1,25 \cdot 0,07 \cdot 0,12 \cdot 1,54 \cdot 10^6 = 16,2 \text{ kN}$$

27,6 kN > 16,2 kN INTE OK, stålsyll krävs.

J.3.3 Kontroll av lyftkraft

För att säkerställa om förankring av påbyggnaden är nödvändig för att inte påbyggnaden ska lyfta från det befintliga huset, kontrolleras påbyggnadens egentyngd mot lyftkraften.

Lyftkraften som uppstår av vindtryck: 7,92 kN (Bilaga J.3).

Beräkning av verkande egentyngd:

Väggens karakteristiska egentyngd för en regel: 0,58 kN (Bilaga E.2)

Väggens dimensionerande egentyngd för en regel: $0,58 \cdot 0,9 = 0,52$ kN

Takets karakteristiska egentyngd: 0,74 kN/m (Bilaga E.1)

Takets dimensionerande egentyngd: $0,74 \cdot 0,9 \cdot 0,625 \cdot 3,9 \cdot 2 = 3,25$ kN

Bjälklagets karakteristiska egentyngd: 0,2 kN/m (Bilaga E.1)

Bjälklagets dimensionerande egentyngd: $\frac{0,2 \cdot 0,9 \cdot 3,73}{2} \cdot 2 = 0,67$ kN

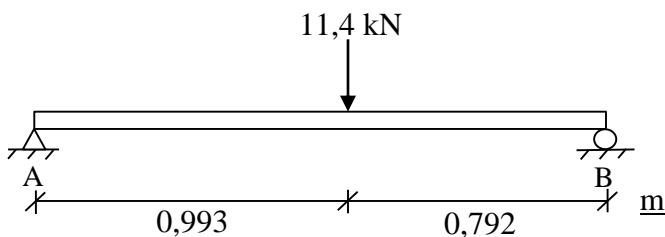
Total egentyngd: $0,52 + 3,25 + 0,67 = 4,44$ kN

$4,44$ kN < $7,56$ kN

J.3.4 Kontroll av avvaxling – brottsgränstillståndet

Förutsättningar:

En avvaxling för ett dörrhål med längden 1,785 meter belastas med 11,4 kN från taket. Lasten verkar 0,993 meter från upplag A och 0,792 meter från upplag B.



Figur J.3: Avvaxling i mellanvägg.

Konstruktionsvirke C24 $\begin{cases} f_{mk} = 24 \text{ MPa} \\ f_{vk} = 4 \text{ MPa} \end{cases}$ (Bilaga A)

Konstruktionsvirke ger $\gamma_M = 1,3$ (Bilaga A)

Lastvarighet (M) för massivt trä i klimatklass 1 ger $k_{mod} = 0,8$ (Bilaga A)

Dimension 45×220 mm² med längden 1785 mm.

För att bestämma upplagskrafter och det största momentet används lastfall 2 [63].

Verkande moment:

$$M_{max} = \frac{Pab}{L} = \frac{11,4 \cdot 0,993 \cdot 0,792}{1,785} = 5,02 \text{ kNm}$$

Verkande tvärkraft:

$$V_A = \frac{Pb}{L} = \frac{11,4 \cdot 0,792}{1,785} = 5,06 \text{ kN}$$

$$V_B = \frac{Pa}{L} = \frac{11,4 \cdot 0,993}{1,785} = 6,34 \text{ kN}$$

Momentkapacitet:

$$M_{Rd} = f_{md} \cdot W \cdot k_{crit}$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 24 \cdot 10^6}{1,3} = 14,8 \text{ MPa}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,045 \cdot 0,22^2}{6} = 0,000363 \text{ m}^3$$

$k_{crit} = 1$ Då reglar är fästa i avvaxlingen stabiliseras avvaxlingen mot risk för vippning.

$$M_{Rd} = 14,8 \cdot 10^6 \cdot 0,000363 \cdot 1 = 5,4 \text{ kNm}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{vd}}{1,5}$$

$$f_{vd} = \frac{k_{mod} \cdot f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 4 \cdot 10^6}{1,3} = 2,46 \text{ MPa}$$

$$A = 0,67 \cdot b \cdot h = 0,67 \cdot 0,045 \cdot 0,22 = 0,006633 \text{ m}^2$$

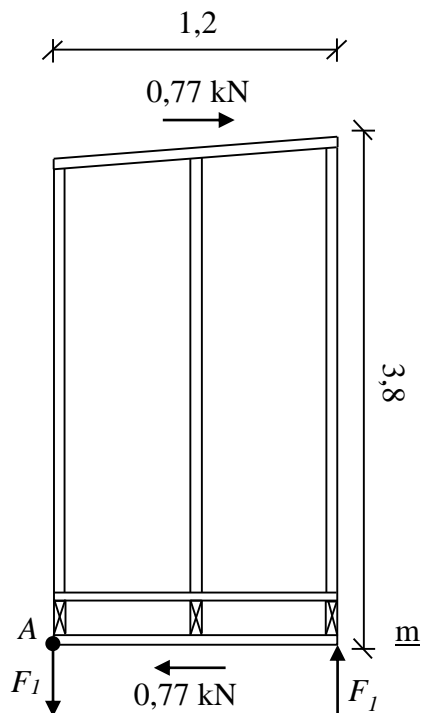
$$V_{Rd} = \frac{0,006633 \cdot 2,46 \cdot 10^6}{1,5} = 10,9 \text{ kN}$$

5,02 kNm < 5,4 kNm OK!

6,34 kN < 10,9 kN OK!

J.4 Bärande yttervägg

En yttervägg belastas med 0,77 kN i horisontell last.



Figur J.4: Verkande krafter i en yttervägg på grund av vindlast.

Momentjämvikt ställs upp kring punkten A.

$$\vec{A}: 0,77 \cdot 3,8 - F_1 \cdot 1,2 = 0 \rightarrow F_1 = 2,44 \text{ kN}$$

J.4.1 Kontroll av tryck parallellt fibrerna med hänsyn till knäckning med samtidigt böjmoment

Förutsättningar:

$$\text{Konstruktionsvirke C24} \begin{cases} f_{mk} = 24 \text{ MPa} \\ f_{ck} = 21 \text{ MPa} \\ E_{0,05} = 7400 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Bilaga A})$$

Konstruktionsvirke ger $\gamma_M = 1,3$ (Bilaga A)

Lastvarighet (S) för massivt trä i klimatklass 1 ger $k_{mod} = 0,9$ (Bilaga A)

Dimension 45x120 mm² med längden 3800 mm, c/c 600 mm.

Reglarna i ytterväggen kommer att kontrolleras för två olika fall, snölast-huvudlast och vindlast huvudlast. Detta görs på grund av att reglarna kommer

att utsättas för böjmoment från vindlasterna och normalkraft från snölasten och dessa laster verkar samtidigt. Regeln kontrolleras enligt interaktions-sambandet:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} + \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

Regelns bärförmåga med hänsyn till böjmoment: $M_{Rd} = f_{md} \cdot W \cdot k_{crit}$

$$f_{md} = \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 24 \cdot 10^6}{1,3} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,07 \cdot 0,12^2}{6} = 0,000168 \text{ m}^3$$

$k_{crit} = 1$ Då vindskyddsskivan är fäst i reglarna stabiliserar reglarna mot risk för vippning.

$$M_{Rd} = 16,62 \cdot 10^6 \cdot 0,000168 \cdot 1 = 2,79 \text{ kNm}$$

Reglarnas bärförmåga kontrolleras med hänsyn till tryck parallellt fiberriktningen:

$$N_{c,Rd} = f_{cd} \cdot A \cdot k_c$$

$$f_{cd} = \frac{0,9 \cdot 21 \cdot 10^6}{1,3} = 14,5 \text{ MPa}$$

Då reglarna i ytterväggen har samma tvärsnittsarea och längd som reglarna i den bärande innerväggen (mellanvägg), används samma area och k_c som i Bilaga J.3.1

$$A = 0,0084 \text{ m}^2 \text{ (Bilaga J.3.1)}$$

$$k_c = 0,26 \text{ (Bilaga J.3.1)}$$

$$N_{c,Rd} = 14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,0084 \cdot 0,26 = 31,67 \text{ kN}$$

Fall 1. Vindlast - huvudlast

Karakteristiskt vindtryck $q_p = 0,76 \text{ kN/m}^2$ (Bilaga C)

$$\text{Zon D: } \left. \begin{array}{l} h = 15 \\ d = 43,5 \text{ m} \end{array} \right\} h/d = 0,345$$

$$c_{pe,10} = 0,7 + \frac{0,8 - 0,7}{0,75} \cdot (0,345 - 0,25) = 0,71$$

I detta fall anses det inte motiverat att uppskatta den relativa öppningsarean μ och därför väljs $c_{pi} = -0,3$ då det ger det mest ogynnsamma fallet.

$$\text{Karakteristisk vindlast } w = 0,76 \cdot 0,71 + 0,76 \cdot 0,3 = 0,77 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Dimensionerande vindlast } w_d = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,77 = 1,15 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0,69 \text{ kN/m}$$

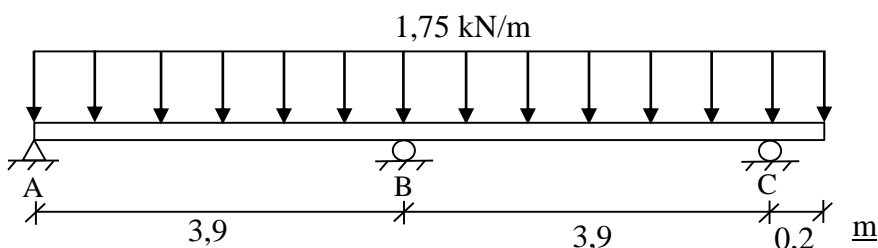
$$\text{Karakteristisk snölast } q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2 = 0,96 \text{ kN/m (Bilaga C)}$$

$$\text{Takets karakteristiska egentyngd } q_k = 0,74 \text{ kN/m (Bilaga E.1)}$$

Snölasten verkar som sekundärlast och reduceras därför med en faktor på 0,6 (Bilaga C).

$$q_d = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,74 + 1 \cdot 1,5 \cdot 0,96 \cdot 0,6 = 1,75 \text{ kN/m}$$

Takbalkarna som vilar på ytterväggarna är längre än övriga takbalkar för att utgöra ett taksprång på 0,2 m. Detta gör att upplagskraften i upplag C som representerar ytterväggen blir större än i övriga fall.



Figur J.5: Lastfall för balk vid en yttervägg, snölast - sekundärlast.

Balken snittas i upplag C vilket ger två beräkningsfall. Det ena fallet blir en statiskt bestämd kontinuerlig balk och det andra som en konsolbalk. Denna beräkning är en förenkling av verkligheten och är något på osäkra sidan.

$$0,375 \cdot 1,75 \cdot 3,9 + 1,75 \cdot 0,2 = 2,91 \text{ kN}$$

Verkande kraft från takbalk i ytterväggen blir 2,91 kN

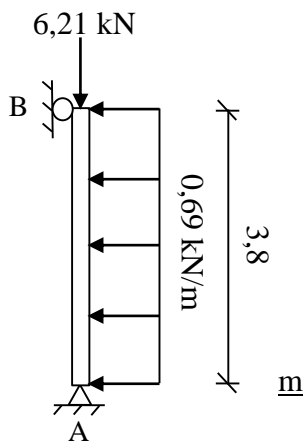
Ytterväggens karakteristiska egentyngd per regel: 0,72 kN (Bilaga E.2).

Ytterväggens dimensionerande egentyngd per regel: $1 \cdot 1,2 \cdot 0,72 = 0,86 \text{ kN}$

Extra belastning på grund av horisontella krafter: 2,44 kN (Bilaga J.4).

Total dimensionerande normalkraft i ytterväggen blir:

$$N_{Ed} = 2,91 + 0,86 + 2,44 = 6,21 \text{ kN}$$



Figur J.6: Lastfall för en regel i yttervägg, vindlast – huvudlast.

$$M_{Ed} = \frac{0,69 \cdot 3,8^2}{8} = 1,25 \text{ kNm}$$

$$\frac{1,25}{2,79} + \frac{6,21}{31,67} = 0,64 \leq 1 \text{ OK!}$$

Fall 2. Snölast – huvudlast

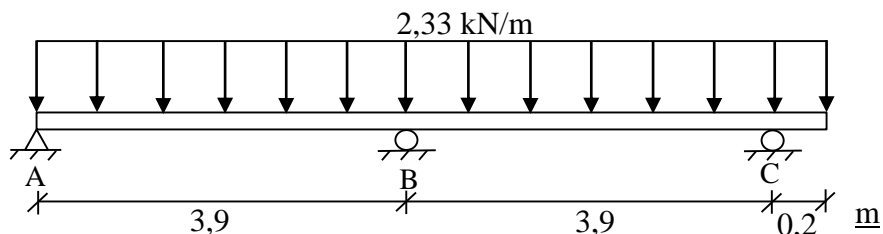
Vindlasten verkar som sekundärlast och reduceras därför med en faktor på 0,3 (Bilaga C).

$$w_d = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,77 \cdot 0,3 = 0,35 \text{ kN/m}^2 = 0,21 \text{ kN/m}$$

Karakteristisk snölast $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2 = 0,96 \text{ kN/m}$ (Bilaga C)

Takets karakteristiska egentygnd $q_k = 0,74 \text{ kN/m}$ (Bilaga E.1)

$$q_d = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,74 + 1 \cdot 1,5 \cdot 0,96 = 2,33 \text{ kN/m}$$



Figur J.7: Lastfall för balk vid en yttervägg, snölast – huvudlast.

Balken snittas i upplag C och samma förenkling gör som lastfall – vindlast huvudlast.

$$0,375 \cdot 2,33 \cdot 3,9 + 2,33 \cdot 0,2 = 3,87 \text{ kN}$$

Verkande kraft från takbalk i ytterväggen blir 3,87 kN

Ytterväggens karakteristiska egentyngd per regel: 0,72 kN (Bilaga E.2).

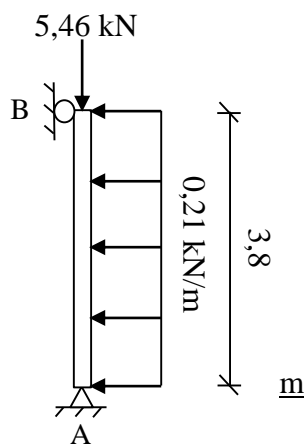
Ytterväggens dimensionerande egentyngd per regel: $1 \cdot 1,2 \cdot 0,72 = 0,86 \text{ kN}$

Extra belastning på grund av horisontella krafter: 2,44 kN (Bilaga J.4).

Vindlast sekundärlast gör att den extra belastningen ska reduceras med 0,3 (Bilaga C) $2,44 \cdot 0,3 = 0,73 \text{ kN}$

Total dimensionerande normalkraft i ytterväggen blir:

$$N_{Ed} = 3,87 + 0,86 + 0,73 = 5,46 \text{ kN}$$



Figur J.8: Lastfall för en regel i yttervägg, snölast – huvudlast.

$$M_{Ed} = \frac{0,21 \cdot 3,8^2}{8} = 0,38 \text{ kNm}$$

$$\frac{0,38}{2,79} + \frac{5,46}{31,67} = 0,31 \leq 1 \text{ OK!}$$

J.4.2 Kontroll av syll

Vid dimensionering av syll för yttervägg blir snölast – huvudlast dimensionerande.

Syllen utsätts för fem vertikala krafter: Last från takbalkar, väggens egentyngd, last från terrass- och mellanbjälklag samt resulterande vertikalkraft från vindtryck.

Dimensionerande last från takbalkar: 3,87 kN (Bilaga J.4.1)

Dimensionerande last från väggens egentyngd: 0,86 kN (Bilaga J.4.1)

Dimensionerande last från terrassbjälklag: 8,8 kN (Bilaga I.1.1)

Dimensionerande last från mellanbjälklag: 3,8 kN (Bilaga I.2.1)

Dimensionerande last från vindtryck: 0,73 kN (Bilaga J.4.1)

Dimensionerande last: $3,87 + 0,86 + 8,8 + 3,8 + 0,73 = 18,06$ kN

Konstruktionsvirke C24: $f_{c90k} = 2,5$ MPa (Bilaga A)

Konstruktionsvirke ger $\gamma_M = 1,3$ (Bilaga A)

Lastvarighet (M) för massivt trä i klimatklass 1 ger $k_{mod} = 0,8$ (Bilaga A)

Dimension 70x120 mm²

Massivt barrträ ger $K_{c90} = 1,25$ (Bilaga A)

$$N_{Rc90d} = K_{c90} f_{c90d} A$$

$$f_{c90d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c90k}}{\gamma_M} \rightarrow f_{cd} = \frac{0,8 \cdot 2,5 \cdot 10^6}{1,3} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$N_{Rc90d} = 1,25 \cdot 0,07 \cdot 0,12 \cdot 1,54 \cdot 10^6 = 16,2 \text{ kN}$$

18,06 kN > 16,2 kN INTE OK, stålsyll krävs.

J.4.3 Kontroll av lyftkraft

För att säkerställa om förankring av påbyggnaden är nödvändig för att inte påbyggnaden ska lyfta från det befintliga huset, kontrolleras påbyggnadens egentyngd mot lyftkraften.

Lyftkraften som uppstår av vindtryck: 2,44 kN (Bilaga J.4).

Beräkning av verkande egentyngd:

Väggens karakteristiska egentyngd för en regel: 0,72 kN (Bilaga E.2)

Väggens dimensionerande egentyngd för en regel: $0,72 \cdot 0,9 = 0,65$ kN

Takets karakteristiska egentyngd: 0,74 kN/m (Bilaga E.1)

Takets dimensionerande egentyngd (överslagsberäkning): $0,74 \cdot 0,9 \cdot 0,375 \cdot 3,9 = 0,97$ kN

Bjälklaget för bostäders karakteristiska egentyngd: 0,2 kN/m (Bilaga E.1)

Bjälklaget för bostäders dimensionerande egentyngd: $\frac{0,2 \cdot 0,9 \cdot 3,73}{2} = 0,34$ kN

Terrassbjälklagets karakteristiska egentyngd: 0,76 kN/m (Bilaga E.1)

Terrassbjälklagets dimensionerande egentyngd: $\frac{0,76 \cdot 0,9 \cdot 3,9}{2} = 1,33$ kN

Total egentyngd: $0,65 + 0,97 + 0,34 + 1,33 = 3,29$ kN

$3,29$ kN > $2,44$ kN Det krävs ingen förankring av väggar.

Bilaga K: Kontrollberäkning av lättbetongstomme

K.1 Bärande mellanvägg

K.1.1 Kontroll av kontaktryck

Förutsättningar:

Tryckspänningen för anliggningstryck får inte överstiga 30 % av materialets tryckhållfasthet, f_{ck} . [64].

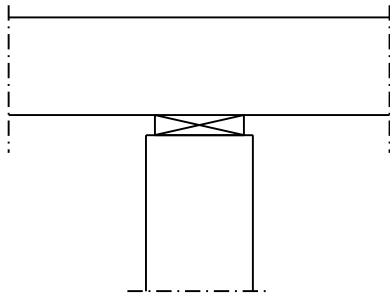
$$f_{ck} = 2,5 \text{ MPa (Bilaga A)} \quad f_{cd} = 2,5 \cdot 0,3 = 0,75 \text{ MPa}$$

Takbalkarna verkar med en kraft på 11,4 kN och har bredden 42 mm (Bilaga H.1).

$$\sigma = \frac{N}{A} \rightarrow A = \frac{N}{\sigma} = \frac{11400}{0,75 \cdot 10^6} = 0,0152 \text{ m}^2$$

Lejden har bredden 145 mm. Den minsta tillåtna bredden för kraftfördelning i lejden blir: $0,0152/0,145 = 0,105 \text{ m}$. Från balkens kontaktyta måste kraften sprida sig minst 31,5 mm åt varje sida.

I förhållande till lejdens höjd på 45 mm blir lastspridningen 35 grader. Med last vinkelrätt fibrerna har tester påvisat att man kan tillgodose lastspridning upp till 45 grader [65].



Figur K.1: Takbalk på lejd.

K.1.2 Kontroll av tryck i element med hänsyn till knäckning

Förutsättningar:

$$\text{Lättbetong} \begin{cases} f_{ck} = 2,5 \text{ MPa} \\ E = 2024 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Bilaga A})$$

Lättbetongelement i mellanvägg har dimensionen 150x750mm².

Mellanväggen anses vara ledat infäst i båda ändar, knäcklasten är:

$$N_B = \pi^2 \frac{EI}{L^2} = \pi^2 \frac{2024 \cdot 10^6 \cdot (0,75 \cdot 0,15^3 / 12)}{3,8^2} = 292 \text{ kN}$$

Karakteristisk egentyngd för mellanväggen: 2,93 kN/m (Bilaga E.3)

Dimensionerande egentyngd för mellanväggen: $1 \cdot 1,2 \cdot 2,93 = 3,52 \text{ kN/m}$

$$N_{egt} = 3,52 \cdot 0,75 = 2,64 \text{ kN}$$

Total vertikal kraft: $N_{Ed} = 2,64 + 11,4 = 14 \text{ kN}$

Väggen är säkrad mot knäckning då $N_{Ed} < N_B$.

K.1.3 Kontroll av avvaxling

Förutsättningar:

Ytongbalk 150/260/2110 kapacitet: 9,9 kN/m

Dimensionerande last från takbalkar c/c 1,2 meter: 11,4 kN/ balk (Bilaga H.1)

Lättbetongelement densitet: 390 kg/m³ (Bilaga A)

På balken belastar ett lättbetongelement med höjden 0,55 meter.

Dimensionerande last på balk:

$$q_d = \frac{0,55 \cdot 0,15 \cdot 390 \cdot 9,82}{1000} \cdot 1,2 + \frac{11,4}{1,2} = 9,88 \text{ kN/m}$$

$$9,9 \text{ kN/m} \leq 9,9 \text{ kN/m}$$

K.2 Bärande yttervägg

Väggarna är byggda med element som har dimensionen 365x750 mm², med höjden 3800 mm

Maximal tryck- och dragspänning bestäms enligt formel:

$$\sigma_{tot} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

K.2.1 Kontroll av tryck i element med hänsyn till knäckning

Förutsättningar:

$$\text{Lättbetong} \begin{cases} f_{ck} = 2,5 \text{ MPa} \\ E = 2024 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Bilaga A})$$

Ytterväggen anses vara ledat infäst i båda ändar, knäcklasten är:

$$N_B = \pi^2 \frac{EI}{L^2} = \pi^2 \frac{2024 \cdot 10^6 \cdot (0,75 \cdot 0,365^3 / 12)}{3,8^2} = 4200 \text{ kN}$$

Karakteristisk egentygnd för ytterväggen: 6,06 kN/m (Bilaga E.3)

Dimensionerande egentygnd för ytterväggen: $1 \cdot 1,2 \cdot 6,06 = 7,27 \text{ kN/m}$

$$N_{egt} = 7,27 \cdot 0,75 = 5,45 \text{ kN}$$

Vindlast huvudlast:

Last från tak: 2,91 kN (Bilaga J.4.1)

Då takbalkarna ligger med centrumavståndet 1200 mm kan endast en balk förekomma på ett lättbetongelement med bredden 750 mm.

$$N_{tak} = 2,91 \text{ kN}$$

Totalt vertikalt tryck:

$$\frac{N}{A} = \frac{5450 + 2910}{0,75 \cdot 0,365} = 0,03 \text{ MPa}$$

Vindtryck: 1,15 kN/m² (Bilaga J.4.1)

$$1,15 \cdot 0,75 = 0,86 \text{ kN/m}$$

Momentet som uppstår av vindkraften:

$$\frac{0,86 \cdot 3,8^2}{8} = 1,55 \text{ kNm}$$

Andra ordningens moment beräknas approximativt enligt:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed}/N_B)}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_B} = \frac{8,36}{4200} = 0,002$$

Andra ordningens moment försummas, då den verkande kraften är så liten i förhållande till knäcklasten.

Böjmotstånd:

$$W = \frac{0,75 \cdot 0,365^2}{6} = 0,017 \text{ m}^3$$

$$\frac{M}{W} = \frac{1550}{0,0167} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tot} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = 0,03 + 0,09 = 0,12 \text{ MPa (Tryck)}$$

0,12 MPa < 2,5 MPa OK!

Snölast huvudlast:

Last från tak: 3,87 kN (Bilaga J.4.1)

Då takbalkarna ligger med centrumavståndet 1200 mm kan endast en balk förekomma på ett lättbetongelement med bredden 750 mm.

$$N_{tak} = 3,87 \text{ kN}$$

Egentyngd och last från bjälklag är oförändrat.

Totalt vertikalt tryck:

$$\frac{N}{A} = \frac{5450 + 3870}{0,75 \cdot 0,365} = 0,03 \text{ MPa}$$

Vindtryck: 0,35 kN/m² (Bilaga J.4.1)

$$0,35 \cdot 0,75 = 0,26 \text{ kN/m}$$

Momentet som uppstår av vindkraften:

$$\frac{0,26 \cdot 3,8^2}{8} = 0,47 \text{ kNm}$$

Böjmotstånd:

$$W = \frac{0,75 \cdot 0,365^2}{6} = 0,017 \text{ m}^3$$

$$\frac{M}{W} = \frac{470}{0,0167} = 0,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tot} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = 0,03 + 0,03 = 0,06 \text{ MPa (Tryck)}$$

$$0,06 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa OK!}$$

K.2.2 Kontroll av drag i element

Förutsättningar:

För att åstadkomma maximal dragkraft i väggelementet väljs det vertikala trycket till 0 kN.

$$\frac{F}{A} = 0 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0,64 \text{ MPa (Bilaga A)}$$

Karakteristiskt vindtryck $q_p = 0,76 \text{ kN/m}^2$ (Bilaga C)

$$\text{Zon D: } \left. \begin{array}{l} h = 15 \text{ m} \\ d = 10,5 \text{ m} \end{array} \right\} h/d = 1,43$$

$$c_{pe,10} = 0,8$$

I detta fall anses det inte motiverat att uppskatta den relativa öppningsarean μ och därför väljs $c_{pi} = -0,3$ då det är ger det mest ogynnsamma fallet.

$$w = 1 \cdot 1,5 \cdot (0,76 \cdot 0,8 + 0,76 \cdot 0,3) = 1,254 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d = 1,254 \cdot 0,75 = 0,94 \text{ kN/m}$$

Momentet som uppstår av vindkraften:

$$\frac{0,94 \cdot 3,8^2}{8} = 1,70 \text{ kNm}$$

Böjmotstånd:

$$W = \frac{0,75 \cdot 0,365^2}{6} = 0,0167 \text{ m}^3$$

$$\frac{M}{W} = \frac{1700}{0,0167} = 0,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tot} = \frac{F}{A} \pm \frac{M}{W} = 0 - 0,10 = -0,10 \text{ MPa (Drag)}$$

0,1 MPa < 0,64 MPa OK!

Bilaga L: Kontroll av belastning på vindsbjälklag

Momentkapacitet för vindsbjälklaget är 5,2 kNm/m (Bilaga G.1).

Tvärkraftskapacitet för vindsbjälklaget är 5,5 kN/m (Bilaga G.1).

L.1 Träregelstomme

Ytterväggen i träregelstomme har en karateristisk egentygnd på 2,0 kN/m (Bilaga E.2).

Dimensionerande egentygnd: $1 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 2,4$ kN/m

Då plattan antas ha en medverkande bredd på 1 meter blir den dimensionerande egentygnden 2,4 kN/m².

Moment som uppstår av ytterväggen:

$$M_{max} = \frac{2,4 \cdot 3,9^2}{8} = 4,56 \text{ kNm/m}$$

4,56 kNm/m < 5,2 kNm/m OK!

Tvärkraft som uppstår av ytterväggen

$$V_{max} = \frac{2,4 \cdot 3,9}{2} = 4,68 \text{ kN/m}$$

4,68 kN/m < 5,5 kN/m OK!

L.2 Lättbetongstomme

Dimensionerande egentygnd yttervägg: 7,27 kN/m (Bilaga K.2.1)

Då plattan antas ha en medverkande bredd på 1 meter blir den dimensionerande egentygnden 7,27 kN/m².

Moment som uppstår av ytterväggen:

$$M_{max} = \frac{7,27 \cdot 3,9^2}{8} = 13,8 \text{ kNm/m}$$

13,8 kNm/m > 5,2 kNm/m INTE OK!

Plattans momentkapacitet överskrids och tvärkraft behöver inte kontrolleras.

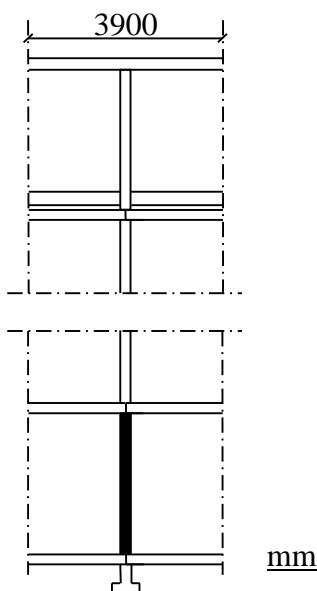
Bilaga M: Kontroll av belastning på befintlig byggnad

M.1 Prefabricerad betongvägg – helt väggelement

Beräkningarna utförs utan reduceringstalet ψ för övriga variabla laster samt reduceringsfaktor för nyttig last för flera våningar (säkra sidan).

Beräkningarna görs på ett snitt i en bärande vägg på bottenplan med bredden 0,5 meter. Väggen bär last från en mellanvägg i påbyggnaden, påbyggda bjälklaget samt ovanliggande befintliga väggar och bjälklag. Väggen bär fyra bjälklag och fyra väggar inklusive sin egentygnd. Inverkan av vindtryck som ger upphov till vertikal tryckkraft beaktas ej i denna kontroll. De befintliga bjälklagen antas ligga fritt upplagda i facken och har en influensbredd på 3,9 m.

Tryckkraftskapaciteten med tillåten excentricitet på 15 mm är 838 kN/m (Bilaga G.2).



Figur M.1: Vertikalsnitt för prefabricerad vägg på bottenplan.

Tryckkraftskapaciteten för väggsnittet: $838 \cdot 0,5 = 419$ kN

Karakteristisk egentygnd betongvägg 160 mm: 9,43 kN/m (Bilaga D)

Karakteristisk egentygnd bjälklag: 4,66 kN/m² (Bilaga D)

Karakteristisk nyttig last bjälklag: 2 kN/m² (Bilaga C)

Total dimensionerande last från befintlig byggnad på vägg:

$$q_d = 4(1 \cdot 1,2(9,43 + (4,66 \cdot 3,9)) + 1 \cdot 1,5 \cdot 2 \cdot 3,9) = 179 \text{ kN/m}$$

Ett snitt med bredden 0,5m ger:

$$N_d = 179 \cdot 0,5 = 90 \text{ kN}$$

För hela husets bredd blir lasten:

$$N_d = 179 \cdot 11,6 = 2076 \text{ kN}$$

M.1.1 Träregelstomme

I mellanväggen utgör varannan bärande regel ett upplag till takbalkarna. Dessa regler är dimensionerande vid kontroll av belastning på befintliga väggar. Då kontrollberäkningen görs på ett snitt på 0,5 meter förekommer endast en regel. Det tillkommer även extra last från avvaxlingen i mellanväggen samt från avvaxlingen i bjälklaget.

Dimensionerande last från regel som bär tak, bjälklag samt egentyngd:

$$11,4 + 0,7 + 3,8 \cdot 2 = 19,7 \text{ kN (Bilaga J.3.2)}$$

Last från avvaxling i mellanvägg: 5,06 kN (Bilaga J.3.4)

Last från avvaxling i bjälklag: 10,08 kN (Bilaga I.2.2)

Verkande last från mellanvägg: $19,7 + 5,06 + 10,08 = 35 \text{ kN}$

Total dimensionerande last på befintlig bärande vägg:

$$90 + 35 = 125 \text{ kN}$$

$125 \text{ kN} < 419 \text{ kN}$ OK!

M.1.2 Lättbetongstomme

Liksom för trästommen utgör även här mellanväggen ett upplag för takbalkarna. Takbalkarna påverkar mellanväggen med en dimensionerande last på 11,4 kN (Bilaga K.1.1) och ligger med centrumavstånd 1200 mm. Bjälklaget vilar på båda sidor av väggen med en dimensionerande kraft på 3,8 kN (Bilaga I.2.1) vardera och ligger med centrumavstånd 600 mm.

Dimensionerande last från tak på mellanvägg:

$$\frac{11,4}{1,2} = 9,5 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande last från bjälklag på mellanvägg:

$$\frac{3,8 \cdot 2}{0,6} = 12,67 \text{ kN/m}$$

Mellanväggens dimensionerande egentyngd: 3,52 kN/m (Bilaga K.1.2)

Då beräkningarna görs på ett snitt på 0,5 meter krävs det en omvandling av den utbredda lasten från mellanväggen.

$$(9,5 + 12,7 + 3,52) \cdot 0,5 = 12,86 \text{ kN}$$

Det tillkommer extra last från avvaxlingen i mellanväggen samt avvaxlingen i bjälklaget.

Last från avvaxling i mellanvägg: 5,06 kN (Bilaga K.2.3)

Last från avvaxling i bjälklag: 10,08 kN (Bilaga I.2.2)

Total verkande last från mellanvägg: $12,86 + 5,06 + 10,08 = 28,0 \text{ kN}$

Total dimensionerande last på befintlig prefabricerad betongvägg:

$$90 + 28 = 118 \text{ kN}$$

$$118 \text{ kN} < 419 \text{ kN OK!}$$

M.2 Prefabricerad betongvägg – väggelement med dörrhål

Beräkningarna görs för en befintlig mellanvägg på fjärde våningen. Den kritiska delen i väggelementet som kontrollberäkningen bör göras mot är dörrbalken. Dörrbalken bär last från den centriskt placerade väggen ovanför samt egentyngd från befintligt bjälklag.

Momentkapacitet för dörrbalk: 15,9 kNm (Bilaga G.3)

Tvärkraftskapacitet för dörrbalk: 19,4 kN (Bilaga G.3)

Karakteristisk egentyngd för betongbjälklag: 4,66 kN/m² (Bilaga D)

Karakteristisk egentyngd för dörrbalk: $2500 \cdot 0,4 \cdot 0,16 \cdot 9,82 = 1,57 \text{ kN/m}$

Dimensionerande egentyngd för betongbjälklag: $1 \cdot 1,2 \cdot 4,66 \cdot 3,9 = 21,8 \text{ kN/m}$

Dimensionerande egentyngd för dörrbalk: $1 \cdot 1,2 \cdot 1,57 = 1,89 \text{ kN/m}$

M.2.1 Träregelstomme

Dörrbalken utsätts för punktlaster som verkar från reglarna. Då man inte vet var punktlasterna verkar på balken approximeras träregelväggen verka som en linjelast.

Karakteristisk egentyngd lgh-avskiljande vägg: 0,82 kN/m (Bilaga E.2)

Dimensionerande egentyngd lgh-avskiljande vägg:

$$1 \cdot 1,2 \cdot 0,82 = 0,98 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande last från tak: 3,4 kN (Bilaga H.1)

$$\frac{3,4}{1,2} = 2,83 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande last från bjälklag på lägenhetsavskiljande vägg: 3,8 kN (Bilaga I.2.1)

$$\frac{3,8}{0,6} = 6,33 \text{ kN/m}$$

Eftersom den lägenhetsavskiljande väggen är delad i två blir kraften som verkar på dörrbalken dubbel.

Total verkande last från lgh-avskiljande vägg: $2(0,98 + 2,83 + 6,33) = 21,42 \text{ kN/m}$

Total dimensionerande last som verkar på dörrbalk:

$$q_d = 21,42 + 21,81 + 1,89 = 45,1 \text{ kN/m}$$

Moment som uppstår i balken:

$$M_{Ed} = \frac{45,1 \cdot 1,5^2}{8} = 12,7 \text{ kNm}$$

12,7 kNm > 10,3 kNm INTE OK!

Tvärkraft som uppstår i balken:

$$V_{Ed} = \frac{45,1 \cdot 1,5}{2} = 33,8 \text{ kN}$$

33,8 kN > 16,1 kN INTE OK!

M.2.2 Lättbetongstomme

Takbalkarna påverkar väggen med en dimensionerande last på 3,4 kN (Bilaga H.1) och ligger med centrumavstånd 1200 mm. Bjälklaget verkar med en dimensionerande kraft på 3,8 kN (Bilaga I.2.1) vardera och ligger med centrumavstånd 600 mm.

Dimensionerande last från tak på lägenhetsavskiljande vägg:

$$\frac{3,4}{1,2} = 2,83 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande last från bjälklag på mellanvägg:

$$\frac{3,8}{0,6} = 6,33 \text{ kN/m}$$

Lgh-avskiljande väggens karakteristiska egentyngd: 2,56 kN/m (Bilaga E.3)

Lgh-avskiljande väggens dimensionerande egentyngd:

$$1 \cdot 1,2 \cdot 2,56 = 3,01 \text{ kN/m}$$

Eftersom den lägenhetsavskiljande väggen är delad i två blir kraften som verkar på dörrbalken dubbel.

Total verkande last från lgh-avskiljande vägg:

$$2(2,83 + 6,33 + 3,01) = 24,34 \text{ kN/m}$$

Total dimensionerande last som verkar på dörrbalk:

$$q_d = 24,34 + 21,81 + 1,89 = 48,0 \text{ kN/m}$$

Moment som uppstår i balken:

$$M_{Ed} = \frac{48 \cdot 1,5^2}{8} = 13,5 \text{ kNm}$$

13,5 kNm > 10,3 kNm INTE OK!

Tvärkraft som uppstår i balken:

$$V_{Ed} = \frac{48 \cdot 1,5}{2} = 36 \text{ kN}$$

36,0 kN > 16,1 kN INTE OK!

M.3 Grundtryck med hänsyn till endast vertikallaster

Beräkningarna utförs utan reduceringsstalet ψ för övriga variabla laster samt reduceringsfaktor för nyttig last för flera våningar (säkra sidan).

Total dimensionerande last från befintlig byggnad: 2076 kN (Bilaga M.1)

Av byggnadens bredd på 11,6 m utgörs 10,5 m av påbyggnaden bostäder och resterande 1,1 m av terrass.

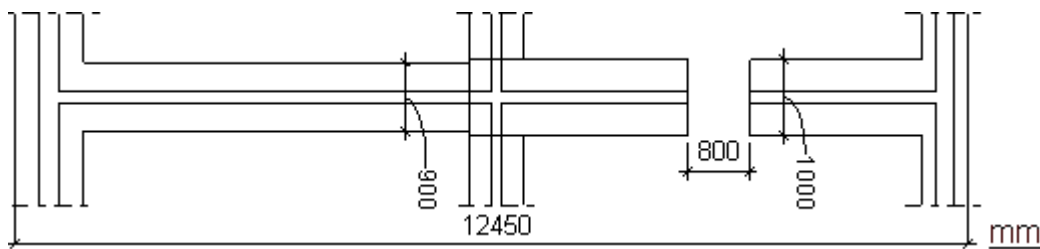
Dimensionerande last på takterrass: 4,49 kN/m (Bilaga I.1.1)

Varje balk verkar med: $4,49 \text{ kN/m} \cdot 3,9 \text{ m} = 17,5 \text{ kN}$

På 1,1 meter förekommer 2 balkar då de har c/c 600 mm.

Dimensionerande last från takterrass: $17,5 \cdot 2 = 35 \text{ kN}$

På grund av ett kryphål i grundmuren är halva grundsulan förstärkt med en bredd på 1000 mm. Övriga grundsulor har bredden 900 mm, *figur M.2*.



Figur M.2: Area grundsula.

Grundsulan area: $(12,450 - 0,8 - 5,945) \cdot 1 + 5,945 \cdot 0,9 = 11,1 \text{ m}^2$

M.3.1 Träregelstomme

Förutsättningar:

Dimensionerande last från tak: 11,4 kN/regel (Bilaga H.1)

Dimensionerande last från bjälklag: 3,8 kN/regel (Bilaga I.2.1)

Dimensionerande egentyngd mellanvägg: 0,70 kN/regel (Bilaga J.3.1)

Då två balkar är infästa i samma regel blir den verkande kraften från bjälklag den dubbla, 7,6 kN.

Påbyggnadens dimensionerande last på befintlig byggnad:

$$\frac{11,4 + 2 \cdot 7,6 + 2 \cdot 0,7}{1,2} = 23,3 \text{ kN/m} \rightarrow 23,3 \cdot 10,5 = 245 \text{ kN}$$

Total vertikallast som verkar på grundläggning:

$$N_{Ed} = 2076 + 245 + 35 = 2356 \text{ kN}$$

Det maximala grundtrycket blir:

$$\frac{N_{Ed}}{A} = \frac{2356 \cdot 10^3}{11,1} = 212 \text{ kPa}$$

$$150 \text{ kPa} < 212 \text{ kPa} < 350 \text{ kPa}$$

M.3.2 Lättbetongstomme

Förutsättningar:

Dimensionerande last från tak: 9,5 kN/m (Bilaga M.1.2)

Dimensionerande last från bjälklag: 12,67 kN/m (Bilaga M.1.2)

Dimensionerande egentyngd mellanvägg: 3,52 kN/m (Bilaga K.1.2)

Påbyggnadens dimensionerande last på befintlig byggnad:

$$9,5 + 12,67 + 3,5 = 25,7 \text{ kN/m} \rightarrow 25,7 \cdot 10,5 = 270 \text{ kN}$$

Total vertikallast som verkar på grundläggning:

$$N_{Ed} = 2076 + 270 + 35 = 2381 \text{ kN}$$

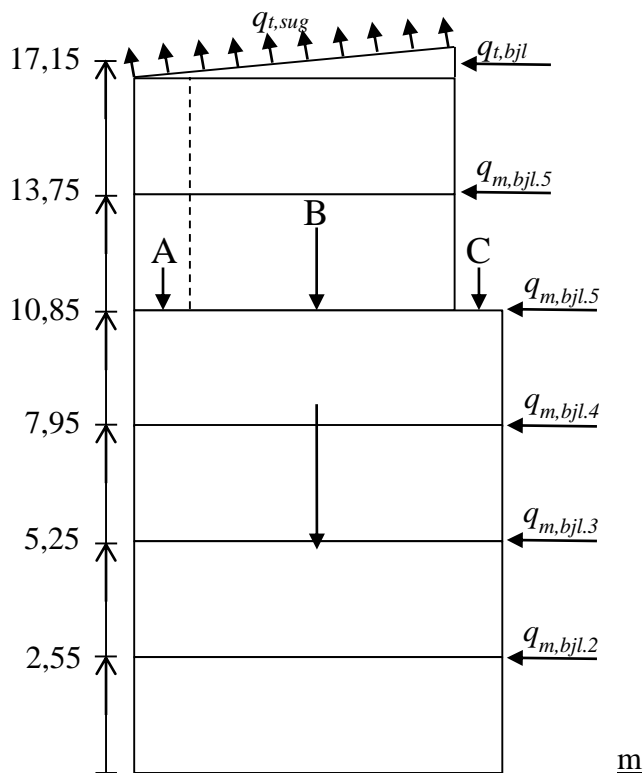
Det maximala grundtrycket blir:

$$\frac{N_{Ed}}{A} = \frac{2381 \cdot 10^3}{11,1} = 215 \text{ kPa}$$

$$150 \text{ kPa} < 215 \text{ kPa} < 350 \text{ kPa}$$

Bilaga N: Övergripande stomstabilitet

Byggnaden kontrolleras mot stjälpande moment med en påbyggnad med två våningar. Beräkningsmodellen för kontrollen görs enligt *figur N.1*. På grund av den indragna takvåningen verkar lasterna från påbyggnaden med excentricitet. Del B av påbyggnaden verkar med en centriskt vertikal last och Del A bidrar med ett stjälpande moment samtidigt som takterrassen, C, bidrar med ett motverkande moment. För aktuell vägg antas vindlasten fördelas i förhållande till dess andel av fasadytan, som är 3,9 meter.



Figur N.1: Beräkningsmodell av stjälpande byggnad.

Vindlaster som verkar längs respektive bjälklag (Bilaga F.2):

$$q_{t,sug} = 1,07 \text{ kN/m} \quad q_{t,bjl} = 3,42 \text{ kN/m} \quad q_{m,bjl.5} = 4,31 \text{ kN/m}$$

$$q_{m,bjl.4} = 4,95 \text{ kN/m} \quad q_{m,bjl.1,2,3} = 4,31 \text{ kN/m}$$

Vindlaster som verkar till respektive bjälklag:

$$F_{t,bjl} = (1,07 + 3,42) \cdot 3,9 = 17,5 \text{ kN}$$

$$F_{m,bjl.5} = 4,31 \cdot 3,9 = 16,8 \text{ kN}$$

$$q_{m,bjl.4} = 4,95 \cdot 3,9 = 19,3 \text{ kN}$$

$$F_{m,bjl.3,2,1} = 4,31 \cdot 3,9 = 16,8 \text{ kN}$$

N.1 Minimal vertikallast

För kontroll av stjälpande moment med minimal vertikallast används påbyggnad med träregelstomme. Den vägg i påbyggnaden som belastas minst vertikalt är ytterväggen. Den lägenhetsavskiljande väggen väger lite mer än ytterväggen men samtidigt belastas den med ungefär 5 gånger så mycket vindlast. Detta medför det högsta moment och därför kontrolleras det stjälpande momentet i ett vertikalsnitt för den lägenhetsavskiljande väggen.

Dimensionerande last från tak: 0,97 kN/regel (Bilaga J.2.3)

Dimensionerande last från bjälklag: 0,34 kN/regel (Bilaga J.2.3)

Dimensionerande egentygnd lgh-vägg: 0,44 kN/regel (Bilaga J.2.3)

Då den lägenhetsavskiljande väggen är uppdelad i två stommar blir lasten den dubbla. Beräkningen görs med hänsyn till två våningar vilket medför dubbel last från bjälklag och väggens egentygnd. Slutligen är reglarna placerade med c/c 600 mm vilket gör att två regler förekommer på väggbredd 1,2 meter (gäller ej last från tak). Påbyggnadens dimensionerande last på befintlig byggnad:

$$2 \left(\frac{0,97 + 2(2 \cdot 0,34 + 2 \cdot 0,44)}{1,2} \right) = 6,82 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande last från Del A: $6,82 \cdot 1,1 = 7,5 \text{ kN}$

Dimensionerande last från Del B: $6,82 \cdot 9,4 = 64,1 \text{ kN}$

Karakteristisk egentygnd takterrass: 0,76 kN/m (Bilaga E.1)

Dimensionerande egentygnd takterrass $0,9 \cdot 0,76 = 0,68 \text{ kN/m}$

Varje balk verkar med: $0,68 \text{ kN/m} \cdot 3,9 \text{ m} = 2,67 \text{ kN}$

På 1,1 meter förekommer 2 balkar då de har c/c 600 mm.

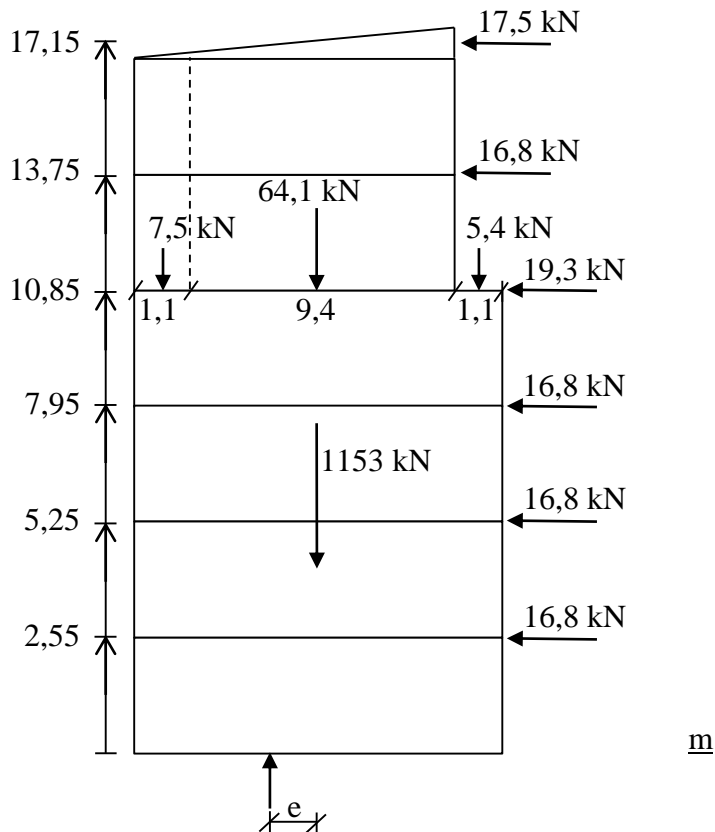
Dimensionerande last från takterrass: $2,67 \cdot 2 = 5,4 \text{ kN}$

Dimensionerande last från befintlig byggnad:

$$q_d = 4 \left(0,9(9,43 + (4,66 \cdot 3,9)) \right) = 99,37 \text{ kN/m}$$

Total last från befintlig byggnad: $99,37 \text{ kN/m} \cdot 11,6 \text{ m} = 1153 \text{ kN}$

Kontroll av stjälpande moment:



Figur N.2: Verkande krafter på byggnad med påbyggnad av träregelstomme.

$$\begin{aligned} M &= (16,8 \cdot 2,55 + 16,8 \cdot 5,25 + 16,8 \cdot 7,95 + 19,3 \cdot 10,85 + 16,8 \cdot 13,75 \\ &\quad + 17,5 \cdot 17,15) + 7,5 \cdot 5,25 - 5,4 \cdot 5,25 = 1005 + 39 - 28 \\ &= 1016 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Total vertikallast = $1153 + 64 + 7,5 + 5,4 = 1230 \text{ kN}$

Kraftresultanten i grunden verkar med excentriciteten:

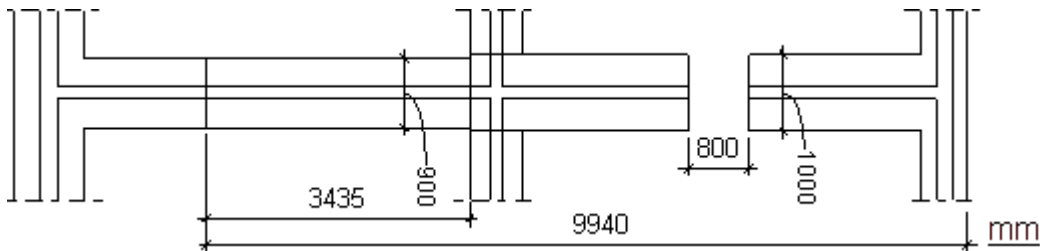
$$e = \frac{1016}{1230} = 0,83 \text{ m}$$

De vertikala lasterna verkar med excentricitet på 0,83 meter, det vill säga innanför husets bredd. För att kontrollera att byggnaden är säkrad mot stjälpning

får inte grundläggningens kapacitet överskridas. Den medverkande bredden i grundsulan blir:

$$\text{Medverkande bredd} = \left(\frac{L}{2} - e\right) \cdot 2 = \left(\frac{11,6}{2} - 0,83\right) \cdot 2 = 9,94 \text{ m}$$

På grund av ett kryphål i grundmuren är halva grundsulan förstärkt med en bredd på 1000 mm. Övriga grundsulor har bredden 900 mm, *figur N.3*.



Figur N.3: Medverkande area för grundsula.

$$\text{Grundsulans area: } (9,94 - 0,8 - 3,435) \cdot 1 + 3,435 \cdot 0,9 = 8,80 \text{ m}^2$$

Det maximala grundtrycket blir:

$$\frac{N}{A} = \frac{(1217 + 5,4 + 7,5) \cdot 10^3}{8,80} = 140 \text{ kPa}$$

140 kPa < 150 kPa OK!

N.2 Maximal vertikallast

Beräkningarna utförs utan reduceringstalet ψ för övriga variabla laster samt reduceringsfaktor för nyttig last för flera våningar (säkra sidan).

Förutsättningar:

För kontroll av stjälpande moment med maximal vertikallast används påbyggnad med lättbetongstomme. Den vägg i påbyggnaden som belastas mest vertikalt är mellanväggen. Detta medför det högsta grundtrycket.

Dimensionerande last från tak: 9,5 kN/m (Bilaga M.1.2)

Dimensionerande last från bjälklag: 12,67 kN/m (Bilaga M.1.2)

Dimensionerande egentygnd mellanvägg: 3,52 kN/m (Bilaga K.1.2)

Påbyggnadens dimensionerande last på befintlig byggnad:

$$9,5 + 2(12,67 + 3,52) = 41,9 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande last från Del A: $41,9 \cdot 1,1 = 46 \text{ kN}$

Dimensionerande last från Del B: $41,9 \cdot 9,4 = 394 \text{ kN}$

Dimensionerande last från takterrass: 35 kN (Bilaga M.3)

Total dimensionerande last från befintlig byggnad: 2076 kN (Bilaga M.1)

Vindlast som verkar längs husets långsida.

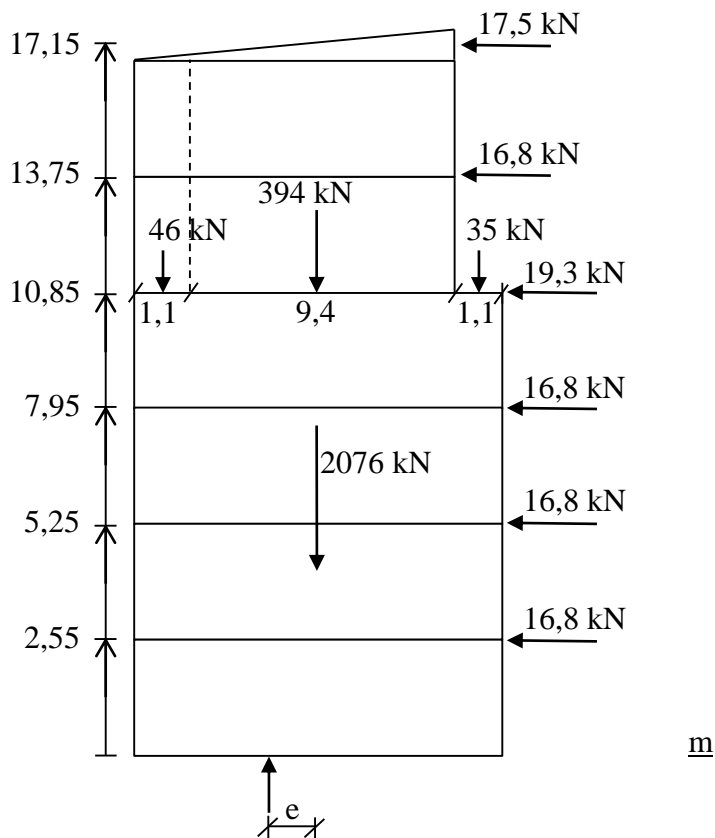
$$F_{t,bjl} = (1,07 + 3,42) \cdot 3,9 = 17,5 \text{ kN}$$

$$F_{m,bjl.5} = 4,31 \cdot 3,9 = 16,8 \text{ kN}$$

$$q_{m,bjl.4} = 4,95 \cdot 3,9 = 19,3 \text{ kN}$$

$$F_{m,bjl.3,2,1} = 4,31 \cdot 3,9 = 16,8 \text{ kN}$$

Kontroll av stjälpande moment:



Figur N.4: Verkande krafter på byggnad med påbyggnad av lättbetong.

$$\begin{aligned} M &= (16 \cdot 2,55 + 16 \cdot 5,25 + 16 \cdot 7,95 + 18,4 \cdot 10,85 + 16 \cdot 13,75 + 16,6 \\ &\quad \cdot 17,15) + 46 \cdot 5,25 - 35 \cdot 5,25 = 1016 + 242 - 184 \\ &= 1074 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Total vertikallast = $2076 + 394 + 46 + 35 = 2551 \text{ kN}$

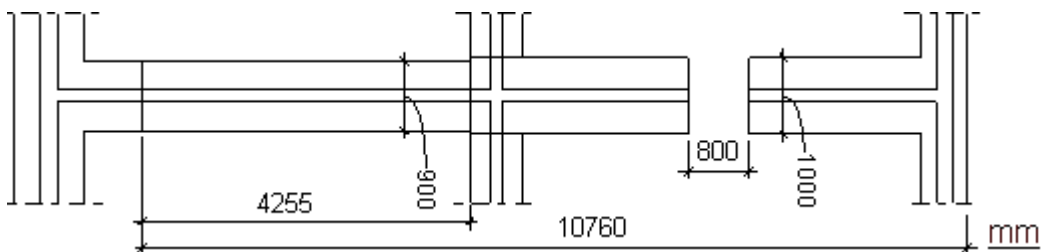
Kraftresultanten i grunden verkar med excentriciteten:

$$e = \frac{1074}{2551} = 0,42 \text{ m}$$

De vertikala lasterna verkar med excentricitet på 0,43 meter, det vill säga innanför husets bredd. För att kontrollera att byggnaden är säkrad mot stjälpning får inte grundläggningens kapacitet överskridas. Den medverkande bredden i grundsulan blir:

$$\text{Medverkande bredd} = \left(\frac{L}{2} - e\right) \cdot 2 = \left(\frac{11,6}{2} - 0,42\right) \cdot 2 = 10,76 \text{ m}$$

På grund av ett kryphål i grundmuren är halva grundsulan förstärkt med en bredd på 1000 mm. Övriga grundsulor har bredden 900 mm, *figur N.5*.



Figur N.5: Medverkande area för grundsula.

$$\text{Grundsulan area: } (10,74 - 0,8 - 4,235) \cdot 1 + 4,235 \cdot 0,9 = 9,52 \text{ m}^2$$

Det maximala grundtrycket blir:

$$\frac{N}{A} = \frac{(2470 + 46 + 35) \cdot 10^3}{9,52} = 268 \text{ kPa}$$

$$150 \text{ kPa} < 268 \text{ kPa} < 350 \text{ kPa}$$