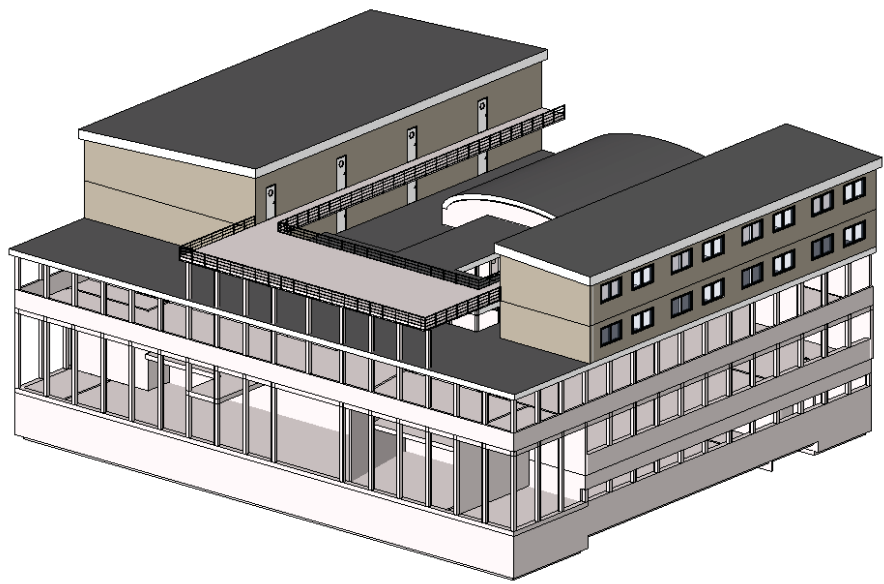




LUND
UNIVERSITY



FÖRTÄTNING GENOM PÅBYGGNAD

Utredning med hänsyn till bärförmågeaspekter

CHRISTIAN EBORN & FILIP ANDERSSON

Structural
Mechanics

Bachelor's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES

DIVISION OF STRUCTURAL MECHANICS

ISRN LUTVDG/TVSM--19/4007--SE (1-136) | ISSN 0281-6679

BACHELOR'S DISSERTATION | EXAMENSARBETE | HÖGSKOLEINGENJÖRSUTBILDNINGEN

FÖRTÄTNING GENOM PÅBYGGNAD

Utredning med hänsyn till bärförmågeaspekter

CHRISTIAN EBORN & FILIP ANDERSSON

Supervisor: **SUSANNE HEYDEN**, Associate Professor, Division of Structural Mechanics, LTH.

Assistant Supervisor: **KARL BONDESSON**, MSc, Sweco AB.

Examiner: Professor **OLA DAHLBLOM**, Division of Structural Mechanics, LTH.

Copyright © 2019 Division of Structural Mechanics,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.

Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, June 2019 (PI)

For information, address:

Division of Structural Mechanics,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.

Homepage: www.byggmek.lth.se

Sammanfattning

Det råder en utbredd bostadsbrist i Sverige, 243 av 288 svenska kommuner uppgav 2018 att de har ett stort behov av bostäder. För att lindra detta underskott krävs det att nya bostäder uppförs både med traditionella metoder men även att nya kreativa lösningar implementeras. En sådan kreativ lösning är förtätning i stadskärnor genom påbyggnad på befintliga hus. Denna förtätninglösning är idag dock ett ovanligt förfarande då städerna oftast expanderar utåt istället. Att bygga ovanpå befintliga hus kräver noggranna utredningar kring husets bärförmåga och hur det påverkas av de laster en påbyggnad medför.

Syftet med arbetet är att med hjälp av ett referensobjekt göra konstruktionsmässiga beräkningar och kontroller för att utreda dess bärförmåga och i vilken mån påbyggnad kan ske. Vidare syftar det till att dra en slutsats för i vilken utsträckning förtätning genom påbyggnad går att tillämpa på liknande hus.

Vid urvalsprocessen av referensobjekt valdes ett hus med grov betongstomme och relativt låg byggnadshöjd beläget centralt i Helsingborg då det kan tänkas utgöra en bra grund för en eventuell påbyggnad.

Den slutsats som kan dras är att byggnaden i dagsläget har potential för påbyggnad med vissa förstärkande åtgärder. I vilken mån påbyggnad är möjlig beror på hur stora insatser man är villig att göra för att förstärka.

Nyckelord: Bostadsbrist, förtätning, påbyggnad, bärförmåga, betongkonstruktion.

Abstract

At the current time there is a widespread shortage of housing in Sweden, 243 out of 288 Swedish municipalities reported a large demand for housing in 2018. To reduce this deficit, it is required that new dwellings are constructed, both by traditional methods as well as new with creative solutions. One such creative solution is densification of urban centers by constructing new buildings on top of existing buildings. This method of densification is at the time being quite unusual as cities more often expand outwards instead. To build on top of existing buildings requires thorough investigations of the properties of the existing building and how it is affected by loads brought on by a vertical expansion.

The purpose of this work is to examine a reference object and analyse its ability to carry loads and to what extent a vertical expansion is possible. Moreover, the intention of this work is to come to a conclusion about to what extent densification by vertical expansion is applicable to similar buildings.

In the process of selecting a reference object, a building with a concrete structure and a relatively low building height located in the central parts of Helsingborg was chosen as it could provide a good foundation for such a solution.

The conclusion that can be made is that the inspected building has the potential for vertical expansion with certain reinforcing measures. To what extent an expansion is possible depends on how much reinforcement is considered feasible.

Keywords: Housing shortage, urban densification, vertical expansion, load bearing capacity, concrete structure.

Förord

Detta examensarbete avslutar vår högskoleingenjörsutbildning inom Byggteknik med arkitektur på Lunds Tekniska Högskola. Arbetet omfattar 22,5 högskolepoäng och har genomförts på Institutionen för byggvetenskaper på LTH.

Ett stort tack riktas till vår handledare Susanne Heyden och examinator Ola Dahlblom som under arbetets gång varit till stöd och väglett oss. Eftersom arbetet har genomförts med assistans från Sweco vill vi även tacka för att de gav oss tillgång till deras lokaler och expertis. Särskilt stor tacksamhet vill vi rikta till vår externa handledare inom Sweco, Karl Bondesson som under arbetets gång svarat på frågor då vår kunskap inom området var begränsat. En riktig klippa är vad han är.

Allra sist skulle vi vilja tacka våra nära och kära för stödet under arbetsprocessen och inte minst varandra för ett väl utfört arbete.

Helsingborg, Maj 2018

Christian Eborn & Filip Andersson

Innehållsförteckning

1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte och målsättning	1
1.3 Avgränsningar	2
1.4 Metod	2
1.5 Arbetsfördelning	2
2 Bostadsbrist	3
2.1 Sveriges bostadsbrist under 1900-talet	3
2.2 Bostadsbrist i dagens Sverige	4
2.3 Vilken typ av bostäder efterfrågas?	5
2.4 Förslag på lösningar	5
3 Förtätning	7
3.1 Begreppet förtätning	7
3.2 Begränsningar	7
3.3 Förtätning i olika områden i städer	7
3.4 Exempel på genomförda förtättningsprojekt	8
3.4.1 Nya Söderpunkten Helsingborg	8
3.4.2 Studentbostäder ovanpå Willys Malmö	9
4 Referensobjekt	11
4.1 Kriterier för referensobjektet	11
4.1.1 Kontakt med Sweco	11
4.2 Tillvägagångssätt för val av objekt	11
4.3 Slutligt val av objekt	12
4.4 Inspiration från Swecos påbyggnadsprojekt	12
4.5 Okulär besiktning	13
4.6 Referensobjektets förutsättningar	13
5 Lastberäkning och kontroll av bärförmåga	15
5.1 Beskrivning av tak	15
5.2 Beskrivning av plan 2	18
5.3 Beskrivning av plan 1 & entresolplan	19
5.4 Beskrivning av källarplan	20
5.5 Val av vilka byggnadsdelar som ska kontrolleras	21
5.6 Regelverk - Eurokod och BKR	22
5.7 Vertikala laster	22

5.8 Stomstabilisering och horisontella laster	23
5.8.1 Principer för byggnadens stomstabilisering	23
5.8.2 Stabiliserande element	24
5.8.3 Fördelning av horisontella laster	32
5.8.3.1 Fördelning av horisontella laster i plan 2	34
5.8.3.2 Fördelning av horisontella laster i plan 1	36
5.8.3.3 Fördelning av horisontella laster i källarplan	37
5.8.4 Vridning p.g.a. osymmetrisk byggnad	39
5.9 Kontroll av takplan	40
5.10 Kontroll av plan 2	41
5.10.1 Balkar	45
5.10.1.1 Dimensionerande moment för balk B	46
5.10.1.2 Kapacitet för balk B	49
5.10.2 Pelare	52
5.10.2.1 Dimensionerande laster på pelare P16	52
5.10.2.2 Kapacitet för pelare P16	54
5.10.3 Väggar	54
5.10.3.1 Dimensionerande tryckkraft på vägg med 15 cm armerad betong	54
5.10.3.2 Kapacitet för vägg med 15 cm armerad betong	55
5.11 Kontroll av plan 1	56
5.11.1 Balkar	58
5.11.2 Pelare	58
5.11.3 Väggar	60
5.12 Kontroll av källarplan	60
5.12.1 Balkar	62
5.12.2 Pelare	62
5.12.3 Väggar	63
5.13 Kontroll av pelarfundament	64
5.14 Slutsats kring befintlig byggnad	65
6 Utformning av påbyggnad	67
6.1 Förenklad utformning av påbyggnad	67
6.1.1 Träregelstomme	67
6.1.2 Sandwichelement av betong	67
6.1.3 Val av stomme	68
6.2 Beskrivning av påbyggnad	68
6.3 Vertikala laster	72
6.4 Stomstabilisering och horisontella laster vid en vånings påbyggnad	72

6.4.1 Principer för stomstabilisering av påbyggnad	72
6.4.2 Stabiliserande element	74
6.4.3 Stomstabilisering huskropp 1	74
6.4.4 Stomstabilisering huskropp 2	76
6.4.5 Horisontellt moment	78
6.5 Lastberäkning av typvåning	79
6.5.1 Dimensionering av limträpelare	79
6.6 Kontroll av plan 2 vid en vånings påbyggnad	80
6.6.1 Balkar	80
6.6.1.1 Dimensionerande moment för balk B	80
6.6.2 Pelare	82
6.6.2.1 Dimensionerande laster på pelare P16 med en vånings påbyggnad:	82
6.6.3 Väggar	84
6.6.3.1 Dimensionerande tryckkraft på vägg med 15 cm armerad betong	84
6.7 Kontroll av plan 1 vid en vånings påbyggnad	85
6.7.1 Pelare	86
6.7.2 Väggar	87
6.8 Kontroll av källarplan vid en vånings påbyggnad	87
6.8.1 Pelare	87
6.8.2 Väggar	88
6.9 Kontroll av pelarfundament vid en vånings påbyggnad	89
6.10 Stomstabilisering och horisontella laster vid två våningars påbyggnad	89
6.10.1 Stomstabilisering huskropp 1	89
6.10.2 Stomstabilisering huskropp 2	91
6.11 Kontroll av plan 2 vid två våningars påbyggnad	93
6.11.1 Pelare	93
6.11.2 Väggar	94
6.12 Kontroll av plan 1 vid två våningars påbyggnad	94
6.12.1 Pelare	94
6.12.2 Väggar	95
6.13 Kontroll av källarplan vid två våningars påbyggnad	95
6.13.1 Pelare	96
6.13.2 Väggar	97
6.14 Kontroll av pelarfundament vid två våningars påbyggnad	97
7 Begränsande element och åtgärder som behöver vidtas.	99
7.1 Begränsande element vid en vånings påbyggnad	99

7.2 Begränsande element vid två våningars påbyggnad	99
7.3 Åtgärder för att möjliggöra påbyggnad	99
7.3.1 Förstärkningar av pelare och balkar	99
7.3.2 Montera nya balkar och pelare	100
7.3.3 Omfördelning av horisontella laster	100
7.3.4 Grundförstärkning	101
8 Diskussion	103
9 Slutsats	105
10 Källförteckning	107
Bilagor	111
Bilaga A Dimensionerande lastkombinationer	111
Bilaga B Karakteristiska permanenta laster	111
Bilaga C Variabla laster	125
Bilaga D Materialdata	131
Bilaga E Moment-, normalkraft- och tvärkraftsdiagram från RFEM	131

1 Inledning

1.1 Bakgrund

De flesta av Sveriges större orter växer i en rask takt och behovet av bostäder blir större för varje dag. Problemet ligger i att det finns en begränsad tillgång på byggbar yta, särskilt i de mer centrala delarna av staden. Eftersom det finns restriktioner för rivning av gamla byggnader i stadskärnor, som ofta har låg byggnadshöjd och få bostäder, till förmån för nybyggnad behöver kreativa lösningar utformas. Vilka åtgärder som behöver vidtas för att lösa bristen och vilka lösningar som är lämpligast diskuteras ständigt. För att möta behoven av bostäder expanderar städer och tätorter, detta i form av att nya bostadsområden byggs och förtätning i viss mån sker. Problemet ligger i hur expansionen sker, där i många fall potentialen för en eventuell förtätning i stadens centrala delar inte utnyttjas utan att valet oftast faller på att investera i ny mark och låta uppföra bostäder. Att tillföra nya bostäder genom att expandera städer utåt har sina begränsningar, och kan ta i anspråk mark som har bättre användningsområden såsom skog och åkermark. Att istället rikta blickarna mot redan bebyggd mark i stadens centrala delar för att försöka effektivisera användningen av den mark man har tillgång till skulle kunna vara positivt. Påbyggnad på befintliga hus som förtätninglösning är idag dock ett ovanligt förfarande och underlaget för hur sådana projekt ska genomföras är begränsat.

Genom att bygga på befintliga hus skapas fler bostäder, men ett standardförfarande för att utreda vilka konstruktionsmässiga åtgärder som behöver vidtas saknas. Dessa åtgärder måste anpassas för varje enskild byggnad, vilket kan anses utgöra ett problem. Genom att ta fram lösningar för en byggnad som kan representera den sortens hus som lämpar sig bäst för påbyggnad, och undersöka om det är möjligt att förtäta på detta sätt kan kunskapen inom området öka.

1.2 Syfte och målsättning

Ett mål med arbetet är att utföra konstruktionsmässiga kontroller för att utreda en befintlig byggnads potential till påbyggnad, samt vilka eventuella åtgärder som behöver vidtas för att möjliggöra denna påbyggnad. Syftet med att göra detta är att genom referensobjektet, som utgör en representativ hustyp, undersöka i vilken mån resultatet går att generalisera till liknande objekt, och i vilken mån påbyggnad kan bidra till att skapa fler bostäder. Detta leder till följande delfrågor:

- Hur mycket går det att bygga på referensobjektet med hänsyn till stommens bärförmåga?
- I vilken mån kan tillvägagångssättet som använts för referensobjektet användas för liknande projekt?
- Är förtätning genom påbyggnad en delösning till bostadsbristen?

Tyngdpunkten i arbetet kommer att ligga på den första delfrågan.

1.3 Avgränsningar

Arbetet syftar till att utreda möjligheten till påbyggnad rent konstruktionsmässigt. Gällande konstruktionsberäkningarna kommer lasterna från den befintliga byggnaden och den planerade påbyggnaden att räknas på medan endast den befintliga byggnaden kontrolleras, markförhållanden baseras på undersökningar genomförda i närområdet. Utformningen av den planerade påbyggnaden kommer att vara förenklad med de nödvändiga utrymmena och baseras på förutsättningarna hos det befintliga huset. Vid nybyggnad finns det krav på bland annat brandskydd, ljudnivå, energiprestanda, tillgänglighet och närhet till allmännyttiga ytor inom bostadsområdet. Detta är viktiga parametrar att tänka på vid projektering men de tas ej i beaktande fullt ut eftersom arbetet har avgränsats på så vis att det endast ska fokusera på konstruktionens bärförmåga. Arbetet kommer inte att involvera den ekonomiska aspekten av denna sorts byggprojekt, och därför kommer inte heller någon estimerad kostnad att presenteras. Hur själva arbetet skulle gå till i en tät stadsmiljö, med avseende på logistik och tillstånd, kommer inte heller att utredas. Vid val av referensobjekt kommer inte hänsyn tas till begränsningar i form av detaljplan och eventuell kulturmärkning.

1.4 Metod

Litteraturstudier genomfördes inledningsvis inom områdena bostadsbrist och förtätning för att ge rätt förutsättningar och kunskap för arbetets fortsatta delar. Till arbetets hjälp fanns handledare på konsultföretaget Swecos avdelning för byggkonstruktion med erfarenhet att tillgå. Swecos tidigare erfarenhet av påbyggnadsprojekt togs tillvara genom att genomföra en studie av deras handlingar från genomförda förtättningsprojekt. Detta skapade en lärdom och förståelse som kunde utnyttjas vidare i arbetet. För att gemensamt med Sweco komma överens om ett lämpligt referensobjekt granskades handlingar från flera potentiella objekt och deras lämplighet bedömdes. Handlingarna samlades in genom kontakt med stadsarkiv och stadens kontaktcenter. Genom att presentera ett antal toppkandidater till referensobjekt för Sweco fastställdes gemensamt ett objekt som kunde användas vidare i arbetet. När valet fallit på ett referensobjekt analyserades detta i detalj och diskussion fördes med Sweco hur eventuella oklarheter och avvikelser skulle hanteras. Beräkningar av byggnadens laster och bärförmåga genomfördes av författarna men vid hinder och oklarheter konsulterades Sweco. För att undvika en lång beräkningsgång för hand för vissa byggnadsdelar som är statistiskt obestämda samt för sammanhängande pelare beslutades det att för dessa använda ett beräkningsprogram. När bedömningen av tillbyggnadsmöjligheten hade gjorts adderades alla lasteffekter från respektive påbyggnadsvåning och jämfördes återigen med bärförmågan. Efter de inledande litteraturstudierna, redovisning av byggnadens bärförmåga och möjlighet till påbyggnad drogs en slutsats baserad på den ursprungliga frågeställningen.

1.5 Arbetsfördelning

Arbetet har fördelats lika mellan författarna. Vissa arbetsmoment har fördelats för att sedan granskas gemensamt av båda parter.

2 Bostadsbrist

Bostadsbrist är inte bara i dagsläget en aktuell fråga, utan har i olika grad varit det under det senaste århundradet. De lösningar som har föreslagits har varierat under tidsperioden och dess styrande politiska krafter. Det har gått från en mer självständig bostadsmarknad till ett läge där staten har varit mer styrande i bostadsbyggandet, för att sedan återgå till en inriktning som gett byggföretagen större valfrihet, [1]. Den bostadsbrist som råder i Sverige idag är främst koncentrerad till vissa grupper i samhället och ligger till grund för det som examensarbetet går ut på, att utreda möjligheten att skapa fler bostäder, [2].

2.1 Sveriges bostadsbrist under 1900-talet

I boken *Svensk bostad 1850-2000* beskriver Nylander, professor vid Institutionen för Arkitektur på Chalmers Tekniska Högskola, hur ett allt mer industrialiserat samhälle i slutet av 1800-talet och början av 1900-talet såg en inflyttning av människor till städer från landet vilket skapade ett underskott på bostäder. Dålig bostadsstandard till relativt höga priser var en bidragande faktor till att många svenskar under denna tid emigrerade, så för att inte förlora värdefull arbetskraft behövde fler bostäder produceras. För att ge fler familjer möjlighet till en egen bostad av acceptabel standard skapade myndigheter hjälpmedel såsom egnahemslån för de som ville bygga sin egen bostad. Det bildades även föreningar för kooperativt byggande, d.v.s. att en grupp människor går ihop och bygger sina egna hem. Sveriges idag största bostadskooperation, HSB, bildades vid denna tid och ville se till att moderna bekvämligheter såsom dusch, gasspis och toalett blev standard även i billigare bostäder. För att göra plats åt dessa nya bostäder revs gamla hus som var i dåligt skick.

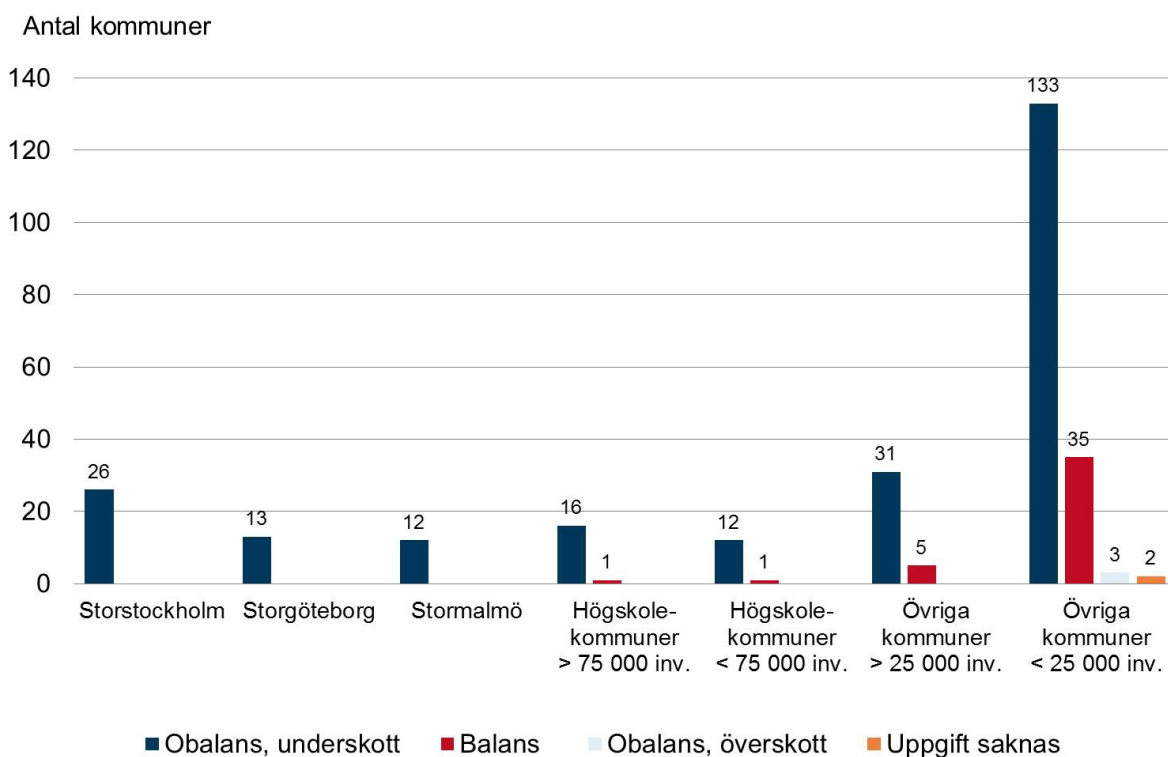
Under 30-talet blev statens involvering i bostadssituationen mer tydlig och idén om folkhemmet presenterades. Den gick ut på att skapa yteffektiva bostäder med hög standard som kändes varma och inbjudande, där folk trivdes. Allmännyttiga bostadsbolag som skulle bygga bostäder utan att gå med vinst skapades och ändringar gjordes i lagtexter för att främja byggandet av höga, glest placerade hus med mycket fria ytor. Folkhemmet fortsatte som inspiration till bostadsbyggandet in på 40- och 50-talet och blev ännu mer utbrett. Man försökte skapa ett starkare samarbete mellan politiker, fackföreningar och arbetsgivare och till skillnad från tidigare tog staten på sig större ansvar för att det byggdes fler bostäder av hög kvalitet. Det började tas fram standardutföranden av lägenheter som uppfyllde kraven på trivsel och kvalitet, men även produktionstekniker som möjliggjorde snabbare uppförande med hjälp av förtillverkade byggelement. Mycket av den äldre bebyggelsen revs för att göra plats åt de nya, folkhemsinspirerade bostäderna.

60- och 70-talet såg den största bostadsproduktionen i Sverige någonsin och kulminerade i miljonprogrammet med runt 100 000 nya bostäder per år. Miljonprogrammet präglas av både stora byggnader och stora lägenheter byggda med industriella metoder. Under denna tid byggde Sverige flest bostäder per capita i världen. En stor del av beställarna tillhörde allmännyttan, såsom kommunala bostadsbolag, men även stora privata aktörer, som lockades av subventioner då de åtog sig projekt med över 1000 bostäder deltog. Även under denna tid revs äldre stadsbebyggelse till förmån för större byggnader. Under 70-talet var bostadsbristen i stort sett löst och behovet av nya bostäder var inte lika omfattande, en lågkonjunktur och oljekris drabbade också byggsektorn. Man gick tillbaka till att bygga lite mindre byggnader men vände sig även mot rivningen av gamla hus och satsade istället mer på att renovera och bygga om dessa.

Under de kommande decennierna blev bostadsmarknaden mindre politiskt styrd och vad som byggdes var mer upp till privata byggherrar. De få bostäder som byggdes skulle helst ligga på attraktiva, gärna vattennära, lägen för att göra större vinst, men även gamla industri- och hamnområden bebyggdes. Avskaffandet av statliga medel för att uppmuntra bostadsbyggande gjorde att det blev dyrare att bygga, och den vanligaste boendeformen gick från hyresrätt till bostadsrätt. Lågkonjunktur i början av 90-talet bidrog också till ett rekordlångt bostadsbyggande och i slutet av årtiondet stod tusentals lägenheter tomma. På bara knappt två decennier har läget förändrats drastiskt på grund av diverse samhällsförändringar och vi är åter i behov av en ökad bostadsproduktion. [1]

2.2 Bostadsbrist i dagens Sverige

I Boverkets bostadsmarknadsenkät från 2018 har 288 av 290 kommuner svarat på hur bostadssituationen ser ut i kommunen och den ger en översiktlig bild av hur Sveriges bostadsmarknad ser ut i nuläget. 243 av de 288 svarande kommunerna, där 93 % av Sveriges befolkning bor, angav att det finns en brist på bostäder i kommunen. I samtliga storstadsregioner och större högskoleorter förutom Helsingborg finns det ett underskott. Det är nästan bara i mindre kommuner som det rapporterades balans eller överskott på bostäder. Även om en relativt stor andel av kommunerna förväntar sig att det råder balans om tre år räknar fortfarande 68 % av kommunerna med att underskottet kommer att bestå. [2]



Figur 2.1 Illustration av bostadsmarknadsläget i Sverige 2018. Källa: Boverket. [2]

2.3 Vilken typ av bostäder efterfrågas?

I Boverkets enkät angav kommunerna även vilken typ av bostäder som det är störst efterfrågan på. De flesta kommuner anger störst behov av hyresrätter men efterfrågar även fler bostadsrätter och äganderätter. De lägenhetsstorlekar som är mest efterfrågade är två- och tre rummare, medan Storstockholm uppger ett högre behov av större lägenheter än övriga kommuner. Ett flertal kommuner anser sig även ha ett stort behov av lägenheter för särskilt utsatta grupper, såsom invandrare, unga vuxna, äldre och funktionsnedsatta. [2]

Som helhet har nyproduktionen av bostäder ökat i Sverige under de senaste åren och förväntas fortsätta öka även under 2019. Den ökade produktionstakten till trots behöver ännu fler bostäder byggas, det största hindret uppges vara höga produktionskostnader. Boverkets senaste prognos förväntar att 175 000 nya bostäder totalt sett kommer att uppföras under perioden 2018–2020 vilket kan jämföras med behovet av 93 000 årligen under samma tid. [3]

2.4 Förslag på lösningar

Problemet med bostadsbrist grundar sig som många andra problem i politik, dålig planering och höga kostnader, [1, 2]. Under åren har kreativa lösningar på bostadsunderskottet presenterats, exempelvis Attefallshus, vilket tillåter nybyggnad av ett mindre hus med särskilda restriktioner då man har ett en- eller tvåvåningshus på sin tomt, [4]. Dessa småhus kan hyras ut av tomtägaren och skapar en bostadstyp som är attraktiv för bland annat studenter.

Ändringar i detaljplaner medför nya möjligheter att bygga på mark i staden som tidigare haft användningsområde som till exempel parkeringar och industrimark som inte längre används. Det kan argumenteras för att denna åtgärd är det enklaste sättet att skapa fler bostäder då det i princip inte är annorlunda än att bygga på vilken annan ledig tomt som helst, undantaget eventuella rivningar eller saneringar som behöver genomföras.

Ett ekonomiskt styrmedel som införts för att ge fler människor möjlighet till att ta bolån och äga sin egen bostad är ränteavdrag på den ränta man betalar för lånet. Efter en skattereform från år 1990–91 ligger ränteavdraget på upp till 30 % men då det infördes var det på 50 %. Ränteavdraget innebär att staten betalar tillbaka 30 % av den ränta som betalas för diverse lån, däribland bolån upp till en räntekostnad på 100 000 kr, den kostnad som överstiger 100 000 får man istället ett ränteavdrag på 21 % för, [5]. Detta verktyg är inte en direkt åtgärd för att skapa nya bostäder men då lånet kan användas av privatpersoner för att bygga egna bostäder skapar det ändå på så sätt fler bostäder.

En annan åtgärd som inte direkt hade skapat nya bostäder men istället lett till en omfördelning av bostadsägare är en minskning eller borttagande av den så kallade reavinstskatten. Reavinstskatt, eller realisationsvinstskatt är den skatt man betalar på vinsten man gör då man säljer en bostad till ett högre pris än man köpte den för, [6]. Det största argumentet för en lägre skatt är att fler små hushåll hade sålt sina stora bostäder för att istället köpa ett mindre boende. Detta leder i sin tur till att fler bostäder som är attraktiva för större hushåll såsom barnfamiljer hade blivit tillgängliga på bostadsmarknaden.

Det som detta arbete baseras på är en lösning som involverar att bygga på befintliga hus, d.v.s. att utnyttja redan exploaterad mark på ett mer effektivt sätt och skapa ett större förhållande mellan byggnadens användbara area och det fotavtryck som byggnaden tar upp.

Dessa åtgärder kommer i grunden från ändringar av lagar, incitament och politiska drivkrafter. Då det största hindret uppges vara höga produktionskostnader är det viktigt att nya, billigare lösningar tas fram, samt att möjligtvis införa högre statlig finansiering av bostadsbyggande. I samtliga fall av nybyggnad handlar det om förtätning, ett begrepp som kommer förklaras vidare i nästa kapitel.

3 Förtätning

Förtätning är ett begrepp som ligger till grund för arbetets syfte som är att undersöka möjligheten till påbyggnad på befintliga hus för att bidra till fler bostäder. För att förstå varför en sådan undersökning ska göras förklaras förtätningsbegreppet i detta kapitel och skapar en förståelse för arbetets fortsatta delar som fokuserar på lösningen. För att anknyta till föregående kapitel om bostadsbrist kommer förtätning att framställas som en av lösningarna på bostadsbristen.

3.1 Begreppet förtätning

I rapporten *Utrymme för förtätning* beskriver Johan Rådberg förtätning som en rad olika konkreta åtgärder, exempelvis rivning och nybyggnation, tillbyggnader och det fall som är aktuellt för detta arbete, påbyggnad av befintliga hus. Oavsett på vilket sätt som förtätning sker så är den gemensamma nämnaren att våningsytan ökar. Rådberg påvisar att bostadsbyggande kan sorteras i två olika kategorier, utbredning och förtätning. Förtätningen har då innebörden att bostadsbyggandet sker i redan utbyggda områden. En av förtätningsmodellerna som presenteras av Rådberg är en så kallad *Ny annexbostad* som innebär en påbyggnad på befintlig byggnad som resulterar i en ny bostadslägenhet. Denna modell anses vara applicerbar på aktuellt projekt. [7]

Definitionen av förtätning enligt rapporten lyder:

“Med "förtätning" menas nybyggande som ökar våningsytan för bostäder inom ett redan utbyggt område (kvarter, stadsdel, tätort)”.

3.2 Begränsningar

Med byggnadsteknikens ständiga framsteg, utgör inte denna en begränsning för förtätning. Gräns för hur mycket som kan förtätas sätts istället av samhället i form av byggnadslagstiftningen som bl.a. föreskriver högsta byggnadshöjd. Samhällets restriktioner i form av detaljplaner kan anses utgöra ett hinder för förtätning. Dock så anses det inte vara en begränsning i arbetet då det endast syftar till att undersöka det konstruktionsmässiga. Detta framgår även i avgränsningarna. En medvetenhet finns dock hos inblandade aktörer för att byggnadslagstiftningen begränsar vad som får lov att byggas och detta är något som skall tas hänsyn till vid genomförande av förtätningsprojekt. Samtidigt kan ändringar i detaljplaner drivas igenom och därmed medföra en större sannolikhet att ett förtätningsprojekt genomförs.

I rapporten påvisas det att hur tätt man kan bygga är en kvalitetsfråga. Det innebär bl.a. att det inom bostadsområdet ska finnas tillgång till trädgårdar, promenadområden, parker och lekplatser. Rådberg påvisar dessutom att beräkningsexemplen i rapporten är väldigt idealiserade och att sannolikheten är stor att riktvärdena för tillgång till friytor uppnås, alltså utgör detta ingen begränsning. [7]

3.3 Förtätning i olika områden i städer

I rapporten skriver Rådberg att tätorter kan delas in i olika områden som därefter kategoriseras efter utrymmet för förtätning. De områden som beskrivs är stadskärnan, inre bostadszon samt yttre bostadszon. Det som kännetecknar stadskärnan är äldre historisk bebyggelse och slutna kvartersbebyggelse, förtätning i detta område sker i stark konkurrens med handel, kontor och

trafik, alltså sker förtätning i liten utsträckning. Den inre bostadszonen kännetecknas av att området huvudsakligen byggts ut innan 1960-talet och utrymmet för förtätning ligger till största delen på tomtmark inom kvarteren. Den yttre bostadszonen kännetecknas av enhetlig bebyggelse och sammanhängande friområden. Till skillnad från den inre bostadszonen är förtätningens möjligheter obefintliga inom kvarteren men desto större på parkmark. [7]

3.4 Exempel på genomförda förtätningsprojekt

För att påvisa att förtätningsprojekt i form av påbyggnad är något som faktiskt genomförs visas nedan två projekt. Detta görs för att styrka att det projekt som rapporten framställer kan genomföras inom rimliga gränser.

3.4.1 Nya Söderpunkten Helsingborg

Gallerian Söderpunkten i Helsingborg har genomgått en stor och betydande ombyggnad där bland annat en SF-bio har byggts på ovanpå det befintliga huset med betongstomme från 1960-talet, se figur 3.1. Påbyggnaden konstruerades av Sweco och är en typ av förtätning i ett försök att göra gallerian attraktiv och locka besökare med en toppmodern biosalong. Påbyggnaden utgörs i princip av en låda som placerats ovanpå den befintliga byggnaden och eftersom det har gett gallerian och stadsområdet Söder som helhet ett upplyft kan det anses vara ett lyckat förtätningsprojekt. Detta är ett exempel på en kommersiell förtätning och i samband med ombyggnationen av gallerian som helhet sker även förtätning i form av att uppföra ett höghus innehållande bostäder. [8]



Figur 3.1 Påbyggnad av biosalong på Söderpunkten. Källa: Google Maps.

3.4.2 Studentbostäder ovanpå Willys Malmö

Ovanpå en Willys-butik på Östra Farmvägen i Malmö ska ett förtätningsprojekt genomföras, se figur 3.2, vilket beräknas vara klart 2020. Projektet går ut på att kapa två våningar av den befintliga byggnaden för att sedan bygga på fem nya våningar. Det ovanpåliggande huset ska bli studentbostäder och det kommer att skapa nya bostäder för 650 studenter. Sorgenfri har sedan länge varit ett industriområde men får med denna omvandling ett ordentligt upplyft och blir mer attraktivt för Malmös studenter. Detta är ett typexempel på en förtätning som kommer att bidra till en stor ökning av antalet bostäder. [9]



Figur 3.2 Påbyggnad av studentlägenheter på Willys Östra Farmvägen, Malmö. Källa: MIMA Arkitekter.

4 Referensobjekt

Eftersom arbetet syftar till att utföra konstruktionsmässiga kontroller för att utreda en befintlig byggnads potential till påbyggnad så krävs det ett referensobjekt för att kunna genomföra nödvändiga beräkningar, samt tillämpa förtätningslösningen på. Ett referensobjekt beläget i Helsingborg ansågs vara mest lämpligt då allmän kännedom om staden finns. Dessutom är merparten av arbetet förlagt i Helsingborg och en lokal anknytning skulle gynna arbetet.

4.1 Kriterier för referensobjektet

Den ursprungliga tanken var att välja ett referensobjekt i stadskärnans äldre bebyggelse som var av lägre byggnadshöjd än omgivande byggnader. Detta val grundade sig främst i ett intresse för att skapa ny bebyggelse på ett attraktivt läge där det finns ytterst begränsad tillgång till ledig mark. Att objektet skulle vara beläget i stadskärnan ledde till att sekelskifteshus valdes ut, något som senare skulle visa sig vara ett problem efter samråd med Sweco.

4.1.1 Kontakt med Sweco

Påbyggnad av befintliga byggnader är en speciell nisch inom konstruktionsbranschen och därför söktes aktörer med erfarenhet inom detta område upp. Sweco visade intresse för arbetet och bjöd in till ett möte med sin examensarbetskoordinator och den handledare som skulle bistå arbetet. Under mötet diskuterades bland annat hur man går tillväga vid påbyggnad på befintliga hus. Något som var ytterst viktigt att diskutera under mötet var valet av referensobjekt. Det föreslogs att en byggnad med en stomme av antingen betong eller stål samt en enkel utformning borde väljas, detta för att förenkla arbetet. Det ursprungliga valet av en sekelskiftesbyggnad mötte inte dessa kriterier då de nästan uteslutande är uppbyggda med en trä- och tegelstomme. För att gemensamt komma överens om ett lämpligt objekt bestämdes det att en lista med förslag på potentiella referensobjekt skulle presenteras för handledaren.

4.2 Tillvägagångssätt för val av objekt

Ett kriterium som kvarstod var att byggnaden skulle vara relativt centralt belägen eftersom det är i dessa delar av staden som det är störst brist på disponibel mark. Dessutom bedöms läget medföra en positiv stadsutveckling genom förtätningsåtgärder. För att hitta objekt som överensstämde med Swecos rekommendationer vändes blickarna bort från de gamla centrala delarna och riktades istället mot nyare byggnader belägna norr och söder om stadskärnan. Rekommendationen om att välja en byggnad med enkel utformning följdes genom att fokusera på kommersiella fastigheter som ofta har en enkel geometri och är byggda med en stomme just i betong eller stål. För att snabbt få en överblick över de relevanta stadsdelarna användes Google Maps 3D-funktion som visar byggnadernas läge såväl som byggnadshöjd.

Handlingar togs fram genom besök på stadsarkivet och genom kontakt med Helsingborg kontaktcenter, vilka därefter granskades för att välja de objekt som hade störst potential.

Genom att presentera ett antal toppkandidater till referensobjekt för Sweco fastställdes gemensamt ett objekt som kunde användas vidare i arbetet.

4.3 Slutligt val av objekt

Efter överläggning med Sweco föll valet av byggnad slutligen på fastigheten Bayern 3 belägen på Södergatan 60. Huset är en större rektangulär byggnad på tre våningar från 1941 med betongstomme och tegelfasad, se figur 4.1. I anslutning till byggnaden finns en simhall som dock inte kommer att beaktas för påbyggnad eftersom den har begränsande förutsättningar, såsom stora spännvidder utan möjlighet till förstärkning samt en ogynnsam takform. I ett tidigt skede av urvalsprocessen till potentiella referensobjekt så låg Södergatan 60 högt på listan då likheter fanns med Söderpunkten där Sweco redan utfört en påbyggnad. Efter diskussioner drogs slutsatsen att byggnaden lämpade sig för påbyggnad. Detta baserades på att det fanns bra ritningar och att det verkade finnas goda möjligheter för byggnaden att ta högre vertikala laster.



Figur 4.1 Det valda referensobjektet, Bayern 3. Källa: Google Maps.

4.4 Inspiration från Swecos påbyggnadsprojekt

För att få en insikt i påbyggnadsprojekt gjordes en genomgång av handlingarna från påbyggnaden på Söderpunkten, som kan anses vara av liknande karaktär. Ett besök på Söderpunkten gjordes, där ritningarna skulle översättas till verkligheten för att få en djupare förståelse för projektet. Aspekter som behövde tas hänsyn till vid arbete på Söderpunkten, t.ex. placering av påbyggnaden i förhållande till pelarplacering på underliggande plan hölls i åtanke vid granskning av handlingarna för Bayern 3. Andra saker som behövde tas hänsyn till var hur horisontella krafter skulle föras ner till grunden då den ökade höjden och väggarean medför större vindlaster. Stabilisering mot dessa laster klarades av den befintliga byggnaden med hjälp av de grova pelarna som är momentstyva, men den ökade vertikala lasten som uppkom från påbyggnaden i kombination med ökade horisontalkrafter krävde åtgärder för stomstabilisering. Denna stabilisering åstadkoms med hjälp av vindkryss i påbyggnaden samt genom att gjuta nya väggar i samtliga underliggande plan hela vägen ner till grunden. De stomstabiliserande väggarna medförde dock problem i form av lyftkrafter i anslutning till grunden orsakade av den ökade vindlasten. Vanligtvis motverkas lyftkrafter av byggnadens egentygnd men i detta fall krävdes förankring i mark genom att påla.

Dessa exempel lyfts fram eftersom de eventuellt kan återkomma i referensobjektet som det senare skall genomföras beräkningar på. Även om de problem och lösningar som stöttes på vid påbyggnad av Söderpunkten inte är direkt applicerbara i Bayern 3 är det nyttigt att ha dem i åtanke under beräkningens gång.

4.5 Okulär besiktning

Eftersom inläsning av handlingar endast ger en begränsad insikt i hur byggnaden är konstruerad gjordes en okulär besiktning för att jämföra ritningarna med hur huset ser ut i dagsläget. Då byggnaden är komplex, i form av en våningsindelning med en upphöjd första våning och ett entresolplan vilket i princip medför att byggnaden har fem olika våningsnivåer fanns svårigheter i att tolka handlingar och översätta till verkligheten. En detaljerad bild av byggnadens våningsindelning redovisas i figur 5.3. Utöver genomgång av hur byggnadens utformning ser ut undersöktes även olika byggnadsdelars skick. En ytterst grundläggande besiktning gjordes och inga större skador som påverkar bärigheten påträffades. Det fanns skillnader mellan ritningarna och verklig byggnad, bland annat att en del nya väggar och pelare hade uppförts. En del av väggarna verkade vara av grövre tjocklek och kan därför antas utgöra en bärande del av stommen, men eftersom underlag för dessa väggar saknas är utgångspunkten att endast de väggar som är angivna på ritningar har en bärande förmåga. Besöket på plats gav en tydligare uppfattning av stomsystemets dimensioner och att de grova elementen kan möjliggöra en påbyggnad. Något annat som tydliggjordes var att den byggnad som befinner sig på taket, vilken tidigare antagits vara ett fläktrum i själva verket tillhörde den översta våningen för att skapa bättre rymd och ljusinsläpp.

4.6 Referensobjektets förutsättningar

I kapitel 3 nämndes de krav som ställs på tillgång till grön- och rekreationsområden. Vid genomförandet av en påbyggnad skulle kraven för tillgång till dessa uppfyllas. Detta antagande grundas i att de föreslagna bostäderna kommer att uppföras i ett område som redan uppfyller kraven. Som tidigare nämnt finns det begränsningar i form av gällande detaljplaner, men om påbyggnaden skulle visa sig tillföra tillräckligt stort värde för staden är det inte en omöjlighet att driva genom en ändring i detaljplanen. För att anknyta till förtättningsmöjligheter i olika områden så kategoriserades det aktuella området för vårt förtättningsprojekt enligt Rådbergs zonindelningar. Det kan inte riktigt placeras i ett entydigt område utan är beläget i ett område som är ett mellanting mellan stadskärna och inre bostadszon. Det som kännetecknar stadskärnan är äldre historisk bebyggelse och sluten kvartersbebyggelse vilket stämmer överens med aktuellt område. Dock finns det även karaktärsdrag från den inre bostadszonen som kännetecknas av området huvudsakligen byggts ut innan 1960-talet och att bebyggelsen är tämligen likformigt utspridd och det finns ett småskaligt inslag av parker i närområdet.

Förtättningsmöjligheterna i aktuellt område ligger till största del inom kvarteren och detta är något som planeras att tillämpas. Den inre bostadszonen som aktuellt område kan antas utgöra en del av är särskilt intressant för förtätning. [7]

Då byggnaden är nästan 80 år gammal och är i direkt anslutning till en simhall vilket skapar en konstant fuktig miljö samt att korrosiva medel används kan det innebära att byggnadens ursprungliga bärförmåga med tiden har minskat. Inte bara i den anslutande byggnaden är miljön skadlig för byggnadens konstruktion, utan i stora delar av den aktuella byggnaden bedrivs verksamhet i form av gym, vilket också genererar en fuktig miljö. Byggnadens skick skulle

behöva en grundlig undersökning för att avgöra hur pass påverkad den blivit av dessa faktorer. Dock görs beräkningar med utgångspunkten att byggnaden är i samma skick som då den byggdes.

Gällande markförhållandena där byggnaden står finns inga undersökningar att tillgå, därför används resultat från de markundersökningar som gjordes vid påbyggnad av närliggande Söderpunkten då förhållandena antas vara snarlika. Underlag erhöles från Sweco då de var delaktiga i påbyggnadsprojektet på Söderpunkten. Dessa undersökningar som utfördes av Skanska visade att det översta jordlagret består av grusig sand ner till 5,0 m där provtagningar upphörde. Sandlagret har en friktionsvinkel på 33° och en elasticitetsmodul på 8 MPa, samtliga pelarfundament är placerade i detta lager. Under detta skikt antas det efter provtagning i närliggande område utgöras av organisk jord av mellanförmultnad torv på djup mellan 6,2 och 7,3 m. Inom det undersökta området påträffades inte bergets överyta. Grundläggning utförs i geoteknisk kategori 2 (GK2) och säkerhetsklass 2 (SK2). Dessa markförhållanden antas råda för kontroll av pelarfundament för aktuell byggnad.

5 Lastberäkning och kontroll av bärförmåga

Tillvägagångssättet för att beräkna byggnadens befintliga laster och kontrollera dess bärförmåga följer en indelning av de olika våningsplanen. Vilka laster som beräknas, deras storlek och hur de verkar i byggnaden beskrivs våning för våning. Då hela byggnaden räknats igenom, uppifrån och ner, kontrolleras de byggnadsdelar som antas utgöra de begränsande faktorerna.

För samtliga våningsplan beräknas karakteristiska laster som verkar i det planet. Utifrån dessa görs bedömningen av vilka byggnadsdelar som ska kontrolleras med tanke på aspekterna störst influensarea, störst last och byggnadsdelens dimension. På så sätt kan de troligen mest kritiska elementen identifieras och sedan kontrolleras genom att räkna ut de dimensionerande laster som verkar på dessa.

Hur de delar som utgör byggnadens stomme är infästa i varandra påverkar hur laster tas upp och fördelas. Därmed beror även beräkningsgången av lasteffekter och byggnadsdelars kapacitet på hur infästningar är gjorda.

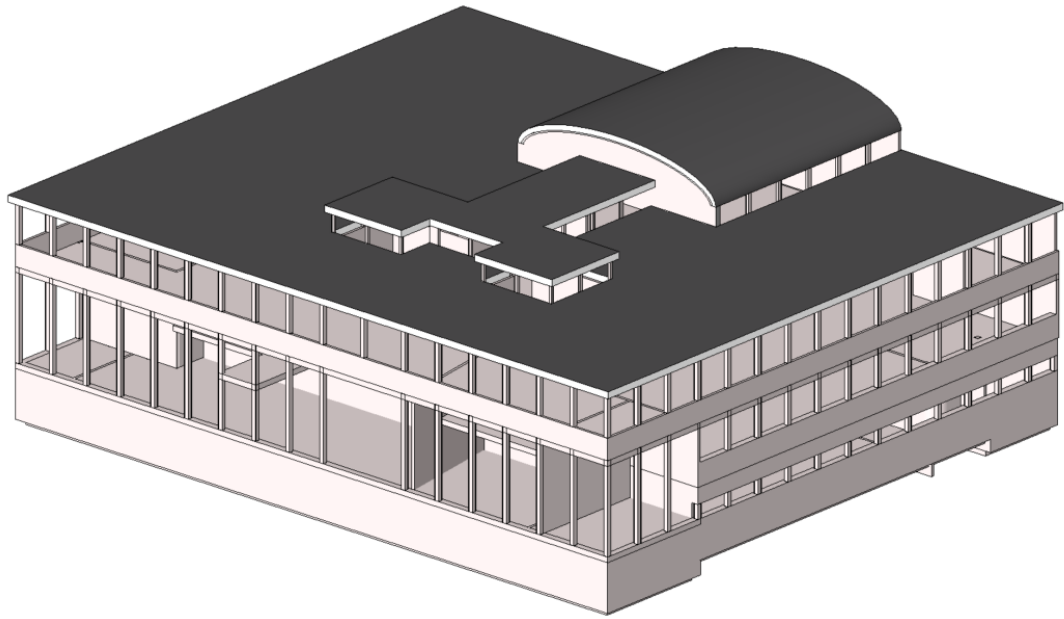
Balkarna ligger antingen fritt upplagda på eller kontinuerliga över pelare vilket tas hänsyn till vid beräkning av momentet som uppstår i balken. Hur lasterna fördelas ner i balkarna beror på hur omkringliggande plattor är infästa. Hur lasterna fördelas till respektive balk och vägg redovisas separat för varje våningsplan, där plattor som ligger kontinuerligt armerade över balkar bidrar med en större last från plattan och dess ovanliggande last än där plattans armering upphör innan upplaget.

På grund av hur byggnadens stomstabiliserande system är utformat påverkas en del pelare och väggar som är fast inspända även av horisontella laster från vind vilket ger en ökad lasteffekt.

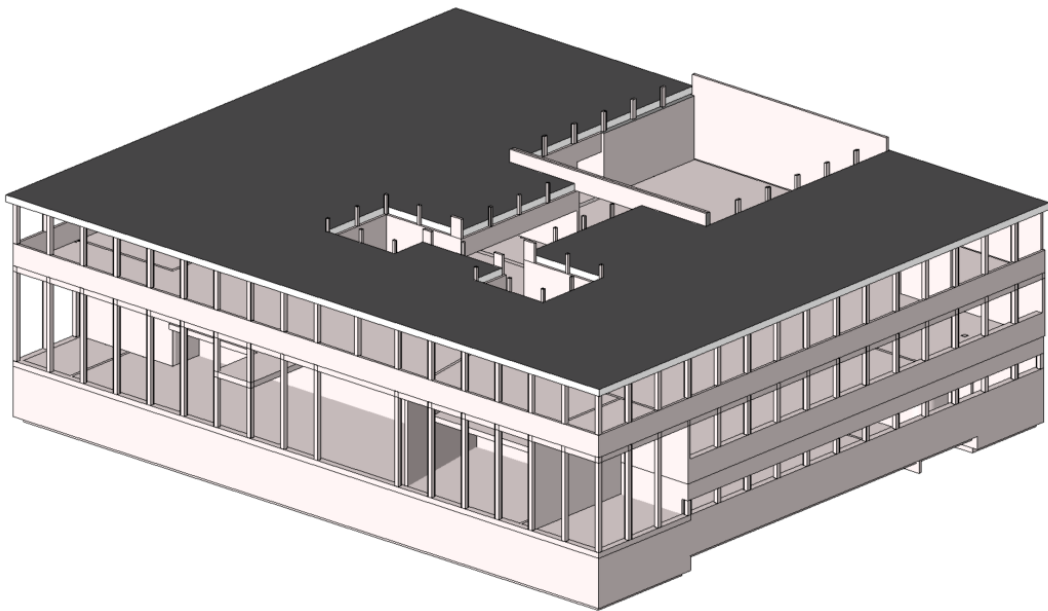
Utformning av byggnaden beskrivs i text och med figurer i avsnitt 5.1–5.4. I avsnitt 5.5 anges vilka byggnadsdelar som anses lämpliga att kontrollera. I avsnitt 5.6 behandlas gällande regelverk som används vid lastnedräkning och kontroll av byggnadsdelar. Avsnitt 5.7 behandlar principer för vertikala laster. Avsnitt 5.8 behandlar principer för stomstabilisering. Avsnitt 5.9–5.13 behandlar lastnedräkning för byggnadsdelar och kontroll av de utvalda elementen. Egentyngd för samtliga ingående byggnadsdelar som är relevanta redovisas i tabell B1-B5 i bilaga B.

5.1 Beskrivning av tak

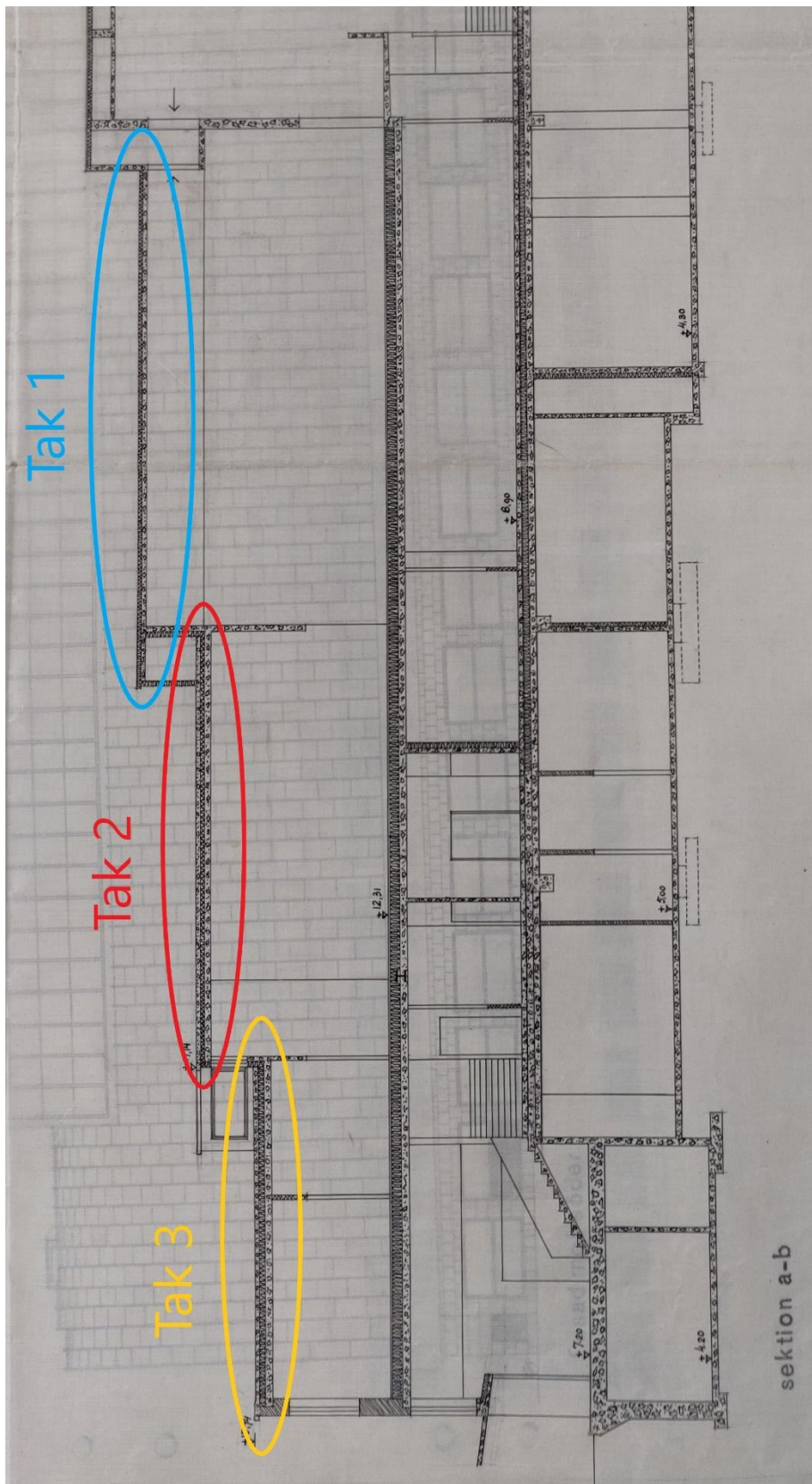
Taket är till största delen platt men har i mitten en upphöjd del i två nivåer, den lägre av dessa har också platt tak medan den högre har bågformat tak. Samtliga tak består av armerad betong med en takbeläggning av papp, de båda platta taken har även isolering av cellbetong och en pågjutning i betong. Väggarna under det upphöjda platta taket har en oregelbunden form och under det bågformade taket har väggarna en rektangulär form, se figur 5.1 och 5.2. På den stora plana takytan finns ett fläktrum och andra diverse kåpor och huvar. Dessa tas dock inte i beaktande vid beräkning av laster då de vid en påbyggnad placeras om på taket för att göra plats för påbyggnaden. En detaljerad bild av byggnadens takindelning redovisas i figur 5.3 och 5.4. Det högre bågformade taket kommer i fortsättningen benämnas som tak 1, det lägre platta taket som tak 2 och den lägsta taknivån som tak 3.



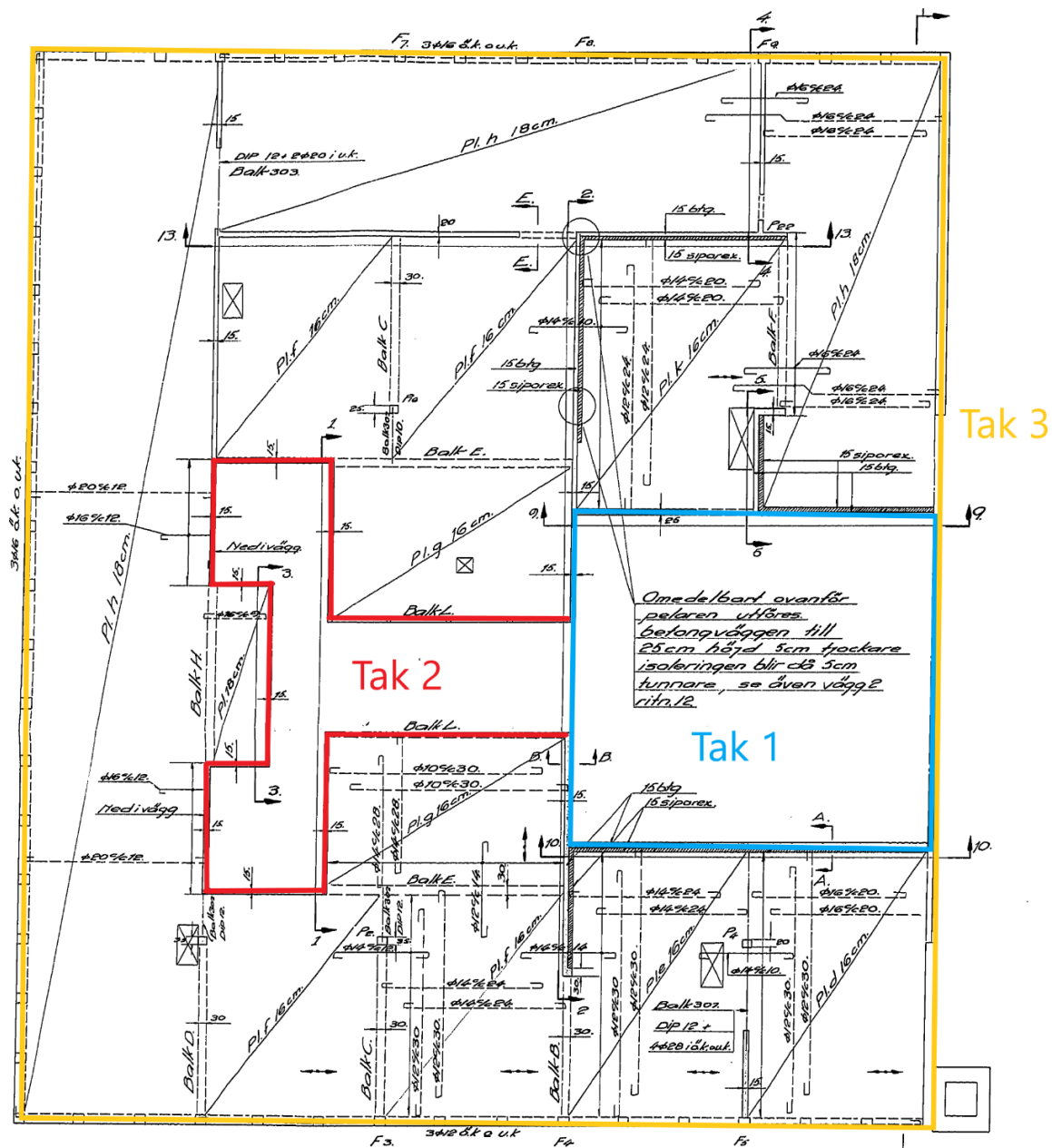
Figur 5.1 3D-vy över tak.



Figur 5.2 3D-vy över taksektion.



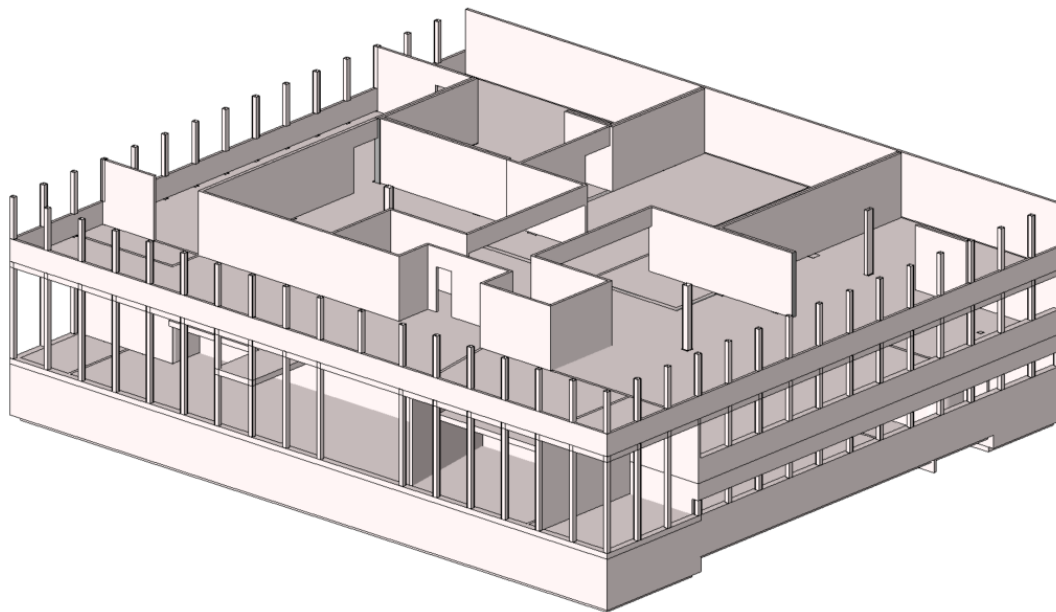
Figur 5.3 Sektionen illustrerar byggnadens vånings- och takindelning. Källa: Helsingborgs Stadsarkiv.



Figur 5.4 Planvy av takindelning.

5.2 Beskrivning av plan 2

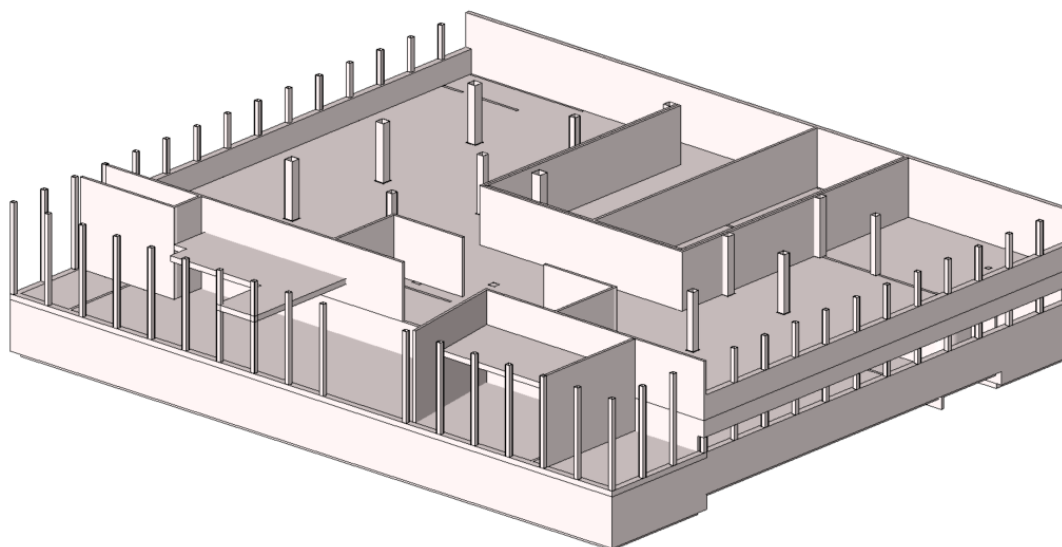
På plan 2 bedrivs i dagsläget verksamhet i huvudsak i form av gym och planlösningen är indelad i ett flertal större rum. Under den del av taket som är upphöjt skapas ett stort ljusinsläpp och det är högt i tak. Den nedre sidan i figur 5.4 har en mer sammanhängande indelning av rum medan den andra, större sidan är mer oregelbunden med rum i olika storlekar. Den mindre sidan har fler pelare och balkar, den större är mer indelad av väggar med olika tjocklek, se figur 5.5. Pelarna är uteslutande av armerad betong, det gäller även för merparten av balkarna förutom en som består av en stålbalk ingjuten i betong och ett antal stålbalkar. Det finns tre vägg tjocklekar, 15 och 20 cm av armerad betong, samt en vägg med 15 cm betong och ett andra lager av 15 cm lättbetong. Samtliga byggnadsdelar är platsgjutna och styvheten för dessa beror på vilken infästning som gjorts mellan delarna samt vilka dimensioner och armeringsmängd de har.



Figur 5.5 3D-vy över plan 2.

5.3 Beskrivning av plan 1 & entresolplan

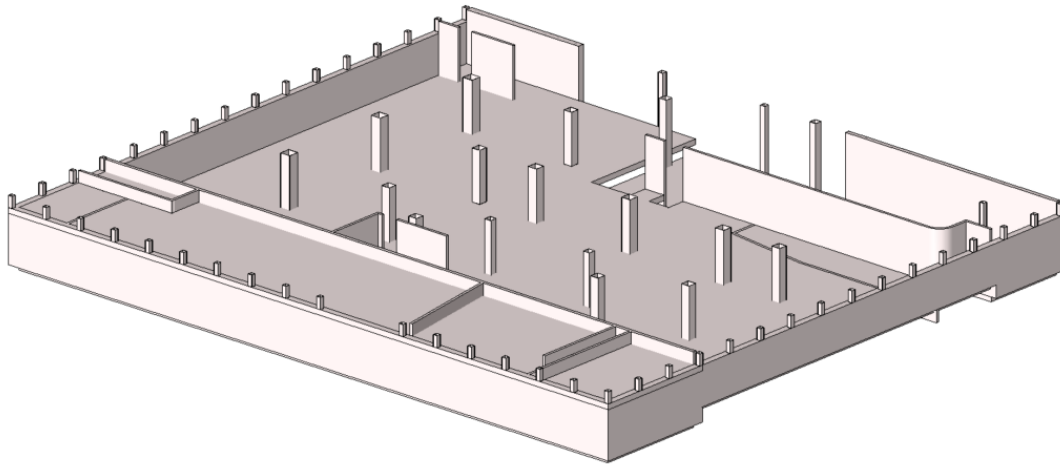
Entresolplanet innehåller byggnadsdelar i form av balkar och bjälklag vars utformning endast finns i detta plan och redovisas därför i en separat tabell medan markplanet inkluderas i tabellen för plan 1 i senare beräkningar. De fönsterpelare som sträcker sig från markplan, förbi plan 1 och entresolplanet till plan 2 presenteras som en helhet i samma tabell som plan 1 istället för att dela upp pelarna i små pelarlängder för varje individuellt plan, se figur 5.6. Detta gjordes för att underlätta beräkning av laster. Precis som för ovanliggande plan är samtliga pelare och väggar av armerad betong, balkarna på detta plan skiljer sig dock då samtliga balkar är av typen stålbalkar ingjutna i betong. Jämfört med plan 2 är denna våning mer öppen då det finns färre väggar och fler pelare. Användningsområdet för detta plan är omklädningsrum, personalrum och butiker.



Figur 5.6 3D-vy över plan 1.

5.4 Beskrivning av källarplan

Av alla våningsplan i byggnaden är källarplanet det plan som har störst variation i uppbyggnaden med många olika pelare, balkar och väggtyper, se figur 5.7. Även i källaren är pelarna och väggarna av armerad betong men till skillnad från de andra två planen består samtliga balkar av armerad betong. Balkarna i detta plan är uteslutande kontinuerliga och en av dem löper längs hela byggnadens längd. Eftersom byggnadsdelarnas höjd varierar i källarplanet användes en sektion av byggnaden för att få fram rätt höjder på byggnadsdelarna, se figur 5.3. Källarplan används till gym, danslokal och personalutrymmen.



Figur 5.7 3D-vy över källare.

5.5 Val av vilka byggnadsdelar som ska kontrolleras

Efter att respektive våningsplans laster och egentyngder på byggnadsdelar beräknats skapades en förståelse för hur lasterna ser ut i byggnaden och en diskussion kring vilka byggnadsdelar som skulle kontrolleras fördes. Byggnadsdelar såsom balkar, pelare och väggar är lämpliga att kontrollera då de stabiliserar byggnaden vertikalt såväl som horisontellt. Lastfördelningen är unik för varje specifik byggnadsdel och det finns inom vissa områden element som upptar flera olika laster vilket är något som är viktigt att ta hänsyn till vid val av byggnadsdelar. Hänsyn ska även tas till hur den tänkta påbyggnaden ska utformas, då den främst medför större vertikala laster på underliggande byggnadsdelar men även de ökade vindlasterna som uppkommer med en ökad höjd och större fasadyta.

Motivering av valet av vilka byggnadsdelar som kontrolleras i detta plan grundar sig i storleken på de laster som verkar på byggnadsdelen i dagsläget samt ifall den tänkta tillbyggnaden medför laster på förutnämnd byggnadsdel. Denna påbyggnad måste utformas med hänsyn till befintliga stom- och bärlinjer och därför är det relevant att byggnadsdelar i dessa linjer kontrolleras. Valet av vilka byggnadsdelar som skulle kontrolleras gjordes genom att i de områdena där lasterna förväntas bli stora välja ut lämpliga byggnadsdelar som kan anses utgöra viktiga bärande element.

Byggnadsdelar som anses vara högt belastade i dagsläget och förväntas bli än mer belastade kan vara lämpliga att kontrollera. Detta eftersom de då utgör kritiska delar för byggnaden och en kontroll av dessa är mest lämplig för att se om en påbyggnad är möjlig och isåfall i vilken utsträckning.

5.6 Regelverk - Eurokod och BKR

Eurokoder, tillsammans med de europeiska konstruktionsstandarderna är en samling föreskrifter och allmänna råd som syftar till att verifiera att krav som ställs på bärförmåga, stadga och beständighet uppfylls. Medlemsstaterna i EU utgår från konstruktionsstandarderna för att beroende på exempelvis geologiska förutsättningar och klimat ta fram nationella val som används i respektive land. Vid kontroll av den befintliga byggnaden och den tänkta påbyggnaden ligger denna samling föreskrifter som utgångspunkt. Gällande version av Boverkets konstruktionsregler är EKS 10 från 2016, [10]. Regler ändras och tillkommer kontinuerligt och det är viktigt att ha i åtanke att då byggnaden uppfördes gällde andra föreskrifter, dock används dagens gällande regler vid kontroll.

Utöver konstruktionsregler finns det andra regelsamlingar som har en inverkan på hur en byggnad bör vara utformad. Boverkets byggregler, BBR, anger parametrar som inte är direkt kopplade till byggnadens konstruktion men som indirekt har en inverkan på den konstruktionsmässiga utformningen. Exempelvis ställs i BBR krav på hiss vid våningsantal på två eller fler, [11] vilket medför ett hisschakt som kan påverka byggnadens stomstabilitet och ändra bärförmågan.

Vid dimensionering skall ett flertal lastkombinationer kontrolleras. Bl.a. skall de olika variabla lasterna sättas till huvudlast i olika lastkombinationer där huvudlasten behåller den ursprungliga storleken medan de övriga variabla lasterna reduceras med en reduktionsfaktor, se bilaga A. Inom examensarbetet ryms inte en kontroll av samtliga lastfall. Då vindlast som huvudlast ofta är dimensionerande för det stomstabiliserande systemet gjordes valet att kontrollera lastkombinationer där vindlast är huvudlast. Att de horisontella vindlasterna påfrestar byggnaden i högre grad och ger uppkomst till stora moment och tvärkrafter framgick vid kontroll av befintlig byggnad, se kapitel 5.10-5.12. På grund av ett förbiseende har även nyttig last för en lokaltyp räknats som oreducerad. Detta gör att vertikallasten i vissa fall är något på säkra sidan. För de konstruktionsdelar som inte påverkas av vind väljs nyttig last till huvudlast. För de byggnadsdelar som inte är stomstabiliserande, d.v.s. fönsterpelare används samma lastförhållanden med den horisontella vindlasten som huvudlast samt nyttig last som huvudlast.

Denna princip tillämpas vid kontroll av den befintliga byggnaden både med och utan påbyggnad.

5.7 Vertikala laster

Samtliga byggnadsdelar har i uppgift att föra ner vertikala laster till grunden. Utbredda laster förs via bjälklag som bärs av balkar vidare till pelare för att till slut föras ner till pelarfundamenten och marken. Hur stora laster som verkar på respektive byggnadsdel beror på vilken area delen tar last från samt vilka infästningsförhållanden som råder. I de områden där plattor är kontinuerligt armerade över en balk eller vägg förs en större del av lasten ner än de områden där plattorna har en fri ände. Storleken på lasterna kommer från byggnadsdelarnas egentygnder, se tabell B1-B5 i bilaga B och variabla laster som verkar på dessa, däribland horisontell vindlast och nyttig last från gym, se tabell C2 och C4 i bilaga C.

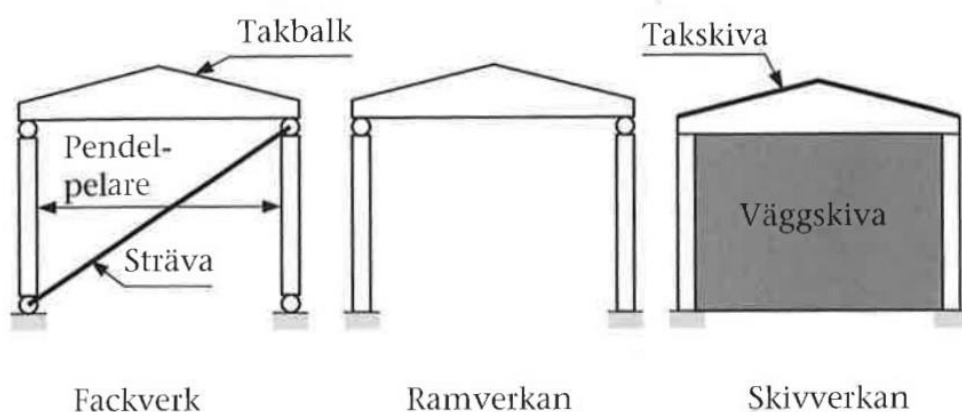
5.8 Stomstabilisering och horisontella laster

5.8.1 Principer för byggnadens stomstabilisering

Stomstabilisering av en byggnad innebär att bärande delar för ner horisontella laster från främst vind till grunden. Denna stabilitet kan åstadkommas på olika sätt, genom fackverk, ramverkan och skivverkan, se figur 5.8, [12]. I aktuell byggnad används en kombination av ramverkan och skivverkan. Stomstabilisering utgörs delvis av väggelement som är genomgående från källarplan upp till plan 2 och tak. Utöver hela väggskivor så har även grova pelare en stomstabiliserande förmåga genom ramverkan då de anses vara fast inspända. Dessa byggnadsdelars förmåga att stomstabilisera har en inverkan på delarna vid kontroll. I figur 5.9–5.15 redovisas de stomstabiliserande elementen för olika vindriktningar.

Vindlasterna fördelas via fasadytan som en horisontell kraft som verkar i bjälklagen. Denna totala horisontella kraft ska fördelas som en horisontell punktlast på de stomstabiliserande elementen som är anslutna till bjälklaget i det planet. Principiellt delas byggnaden in i de faktiska pelarhöjderna efter pelarnas infästning i bjälklagen, men vid kontroll av stomstabilitet ersätts pelarna med en tänkt enhetlig pelare som sträcker sig från grunden till taket. Princip för hur vindlaster fördelas redovisas i figur 5.16. Då en del pelare är av större dimensioner och därmed har en större förmåga att ta laster görs en fördelning till pelarna baserat på deras styvhet. De pelare med större dimensioner har en högre styvhet än de mindre pelarna.

I bilden av identifierade bidrag till stomstabilisering i figur 5.9–5.15 framgår att det finns en större stomstabiliserande förmåga vid vind mot kortsida jämfört med vind mot långsida. Detta på grund av att fler stabiliserande väggar är placerade parallellt med vindriktningen vid vind mot kortsida och det är i den längsgående riktningen som väggar agerar stabiliserande. Dessutom är vindlasten mot långsidan något större, detta påvisas ytterligare genom en beräkning som redovisas nedan och leder till att stomstabiliseringen och pelare kontrolleras enligt detta fall.



Figur 5.8 Tre olika sätt att uppnå stomstabilisering. [12]

5.8.2 Stabiliserande element

Samtliga 20 pelare i källarplan går till plan 1, 16 av dessa går vidare genom plan 1 antingen via pelare eller väggelement och kan därför tillgodoräknas som del av stomstabiliseringen, d.v.s. att de horisontella krafterna i bjälklaget kan fördelas över dessa pelare. De 16 stomstabiliserande elementen som går genom plan 1 går även hela vägen genom plan 2 men en del av dessa pelare är placerade så att avbrottet i bjälklaget förhindrar att de kan bidra till stomstabiliseringen beroende på vindriktning. För att kontrollera att byggnadsdelarna uppnår en tillräcklig stomstabilitet beräknas för de kontrollerade pelarna i källarplan det moment, normalkraft och tvärkraft som uppstår i pelarfot.

Stomstabiliserande element för plan 2:

Stabiliserande element vid vind mot norra kortsidan: P1, P2, P3, P4, P5 och P6, se figur 5.9

Stabiliserande element vid vind mot södra kortsidan: P13, P14, P16, P17, P18, P19, P21 och P22, se figur 5.10

Stabiliserande element vid vind mot långsida: P2, P3, P15, P16, P18, P20, P21 och P22, se figur 5.11

Stomstabiliserande element för plan 1:

Stabiliserande element vid vind mot kortsida: P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21 och P22, se figur 5.12

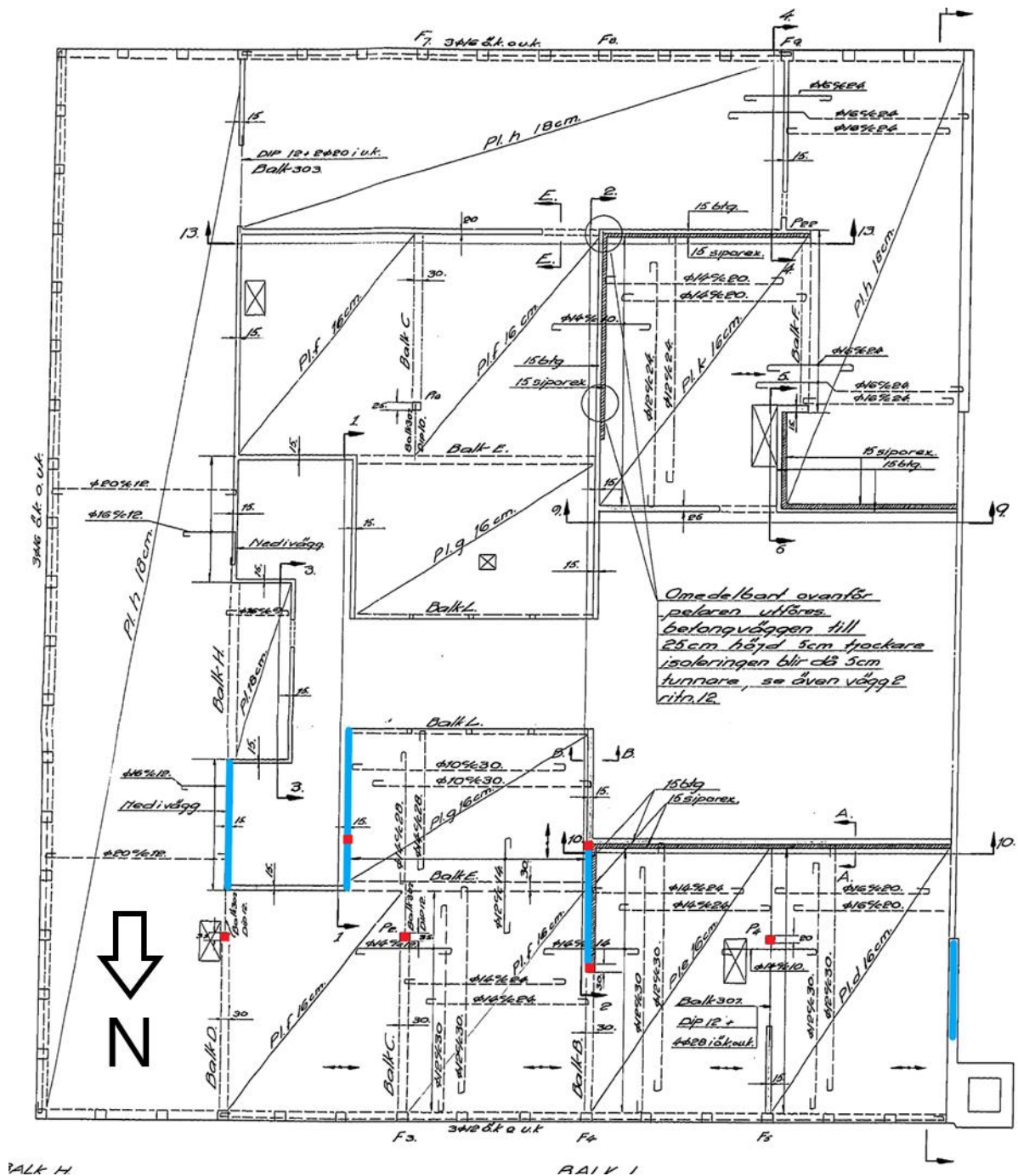
Stabiliserande element vid vind mot långsida: P2, P3, P6, P9, P10, P14, P15, P16, P17, P18, P20, P21 och P22, se figur 5.13

Stomstabiliserande element för källarplan:

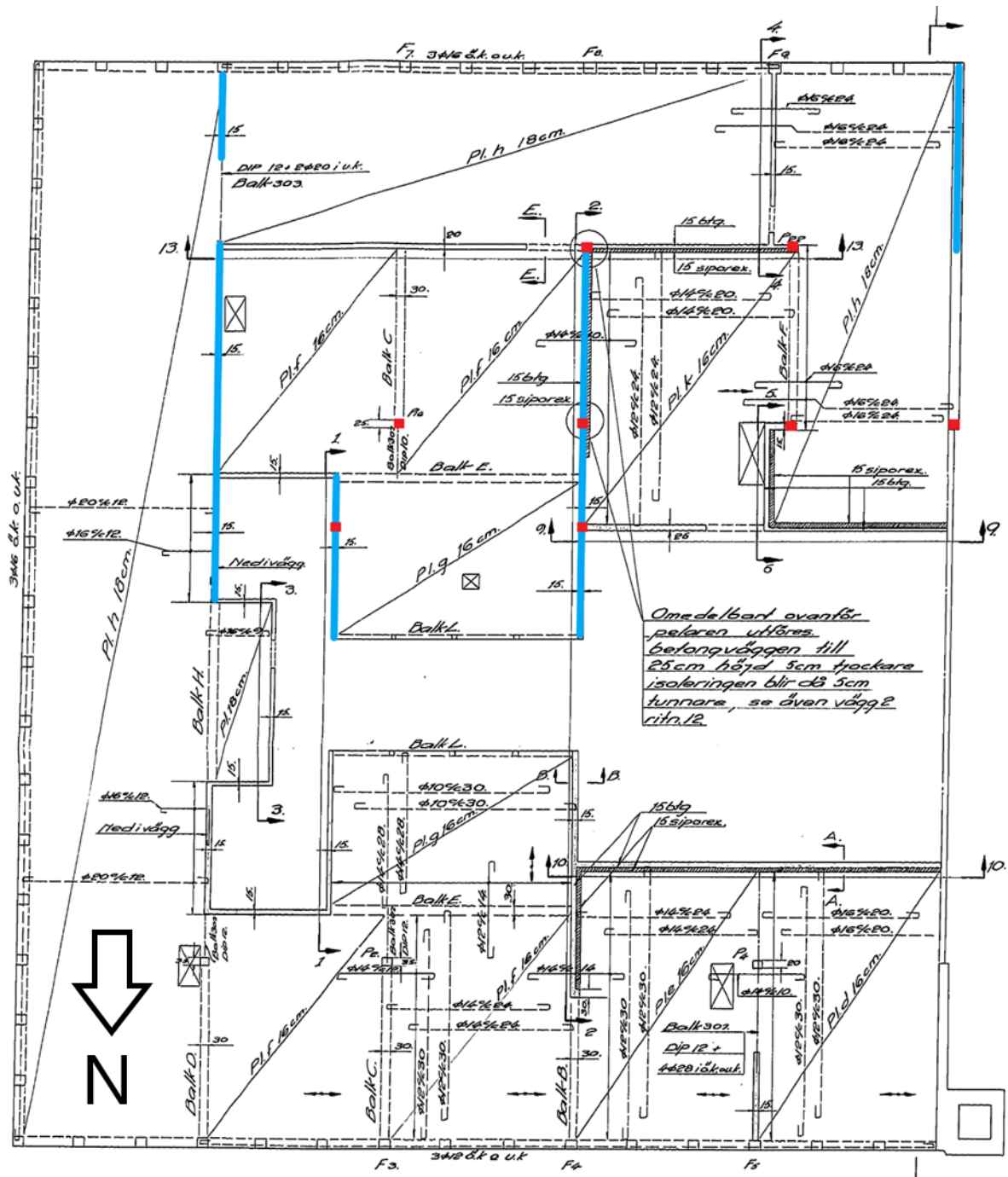
Stabiliserande element vid vind mot kortsida: P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22 och P23, se figur 5.14

Stabiliserande element vid vind mot långsida: P2, P3, P5, P6, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22 och P23, se figur 5.15

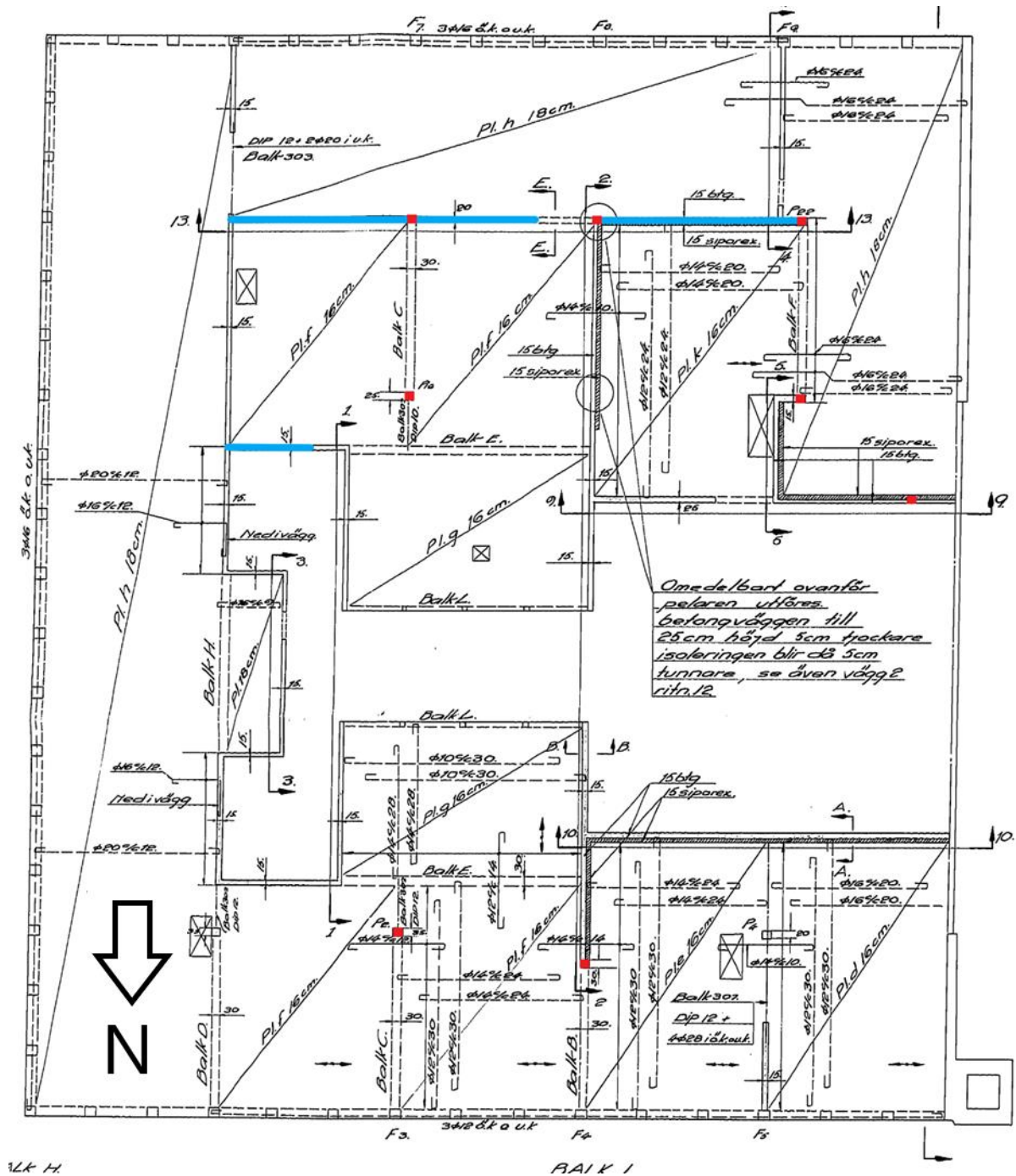
I de olika planen är vissa element bortvalda på grund av att underliggande eller ovanliggande element stabiliserar i fel riktning eller att elementen ej går hela vägen ner till grunden.



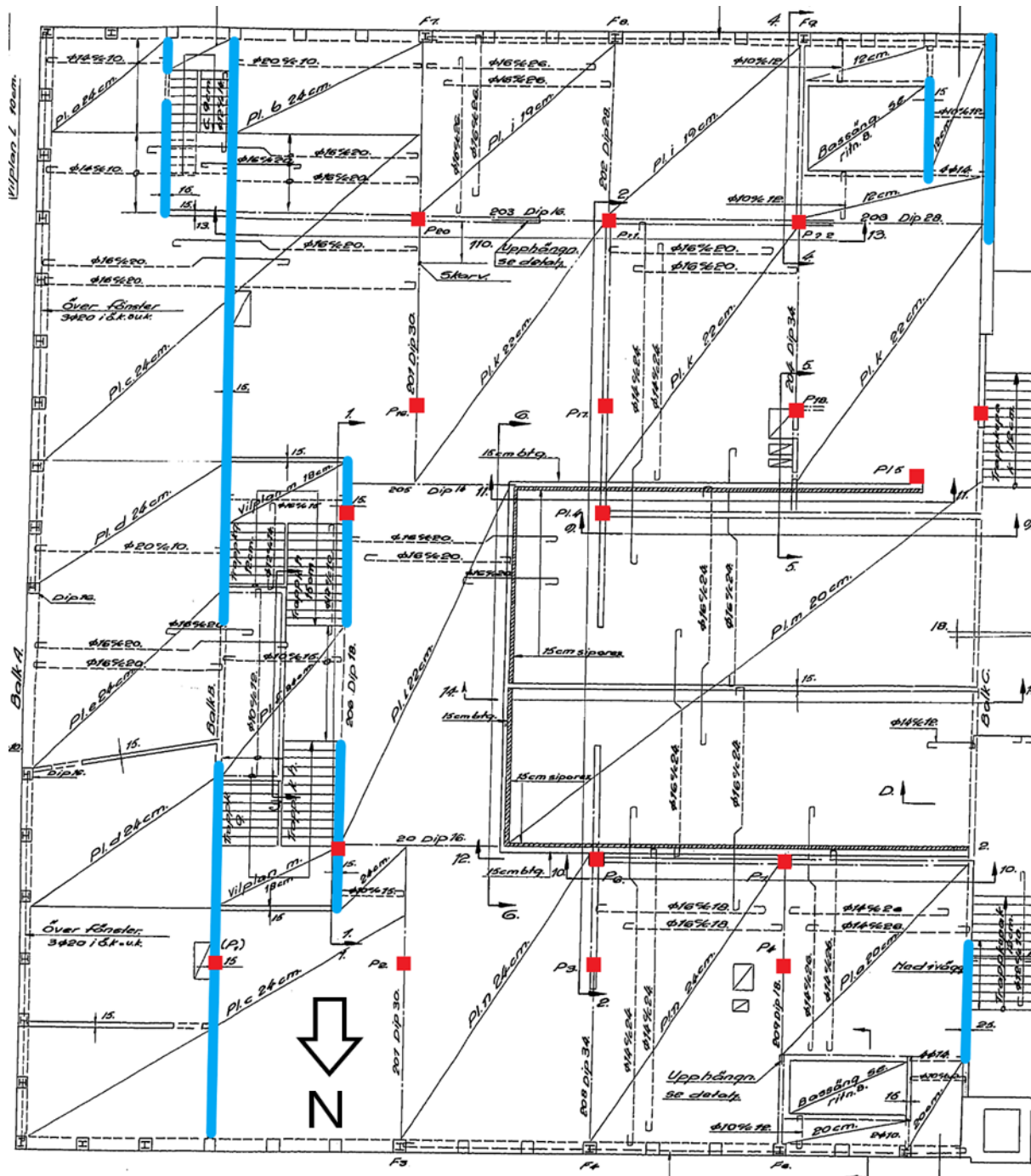
Figur 5.9 Identifierade bidrag till stomstabilisering i plan 2 vid vind mot norra kortsidan. Rödmarkering är pelare och blåmarkering är väggar.



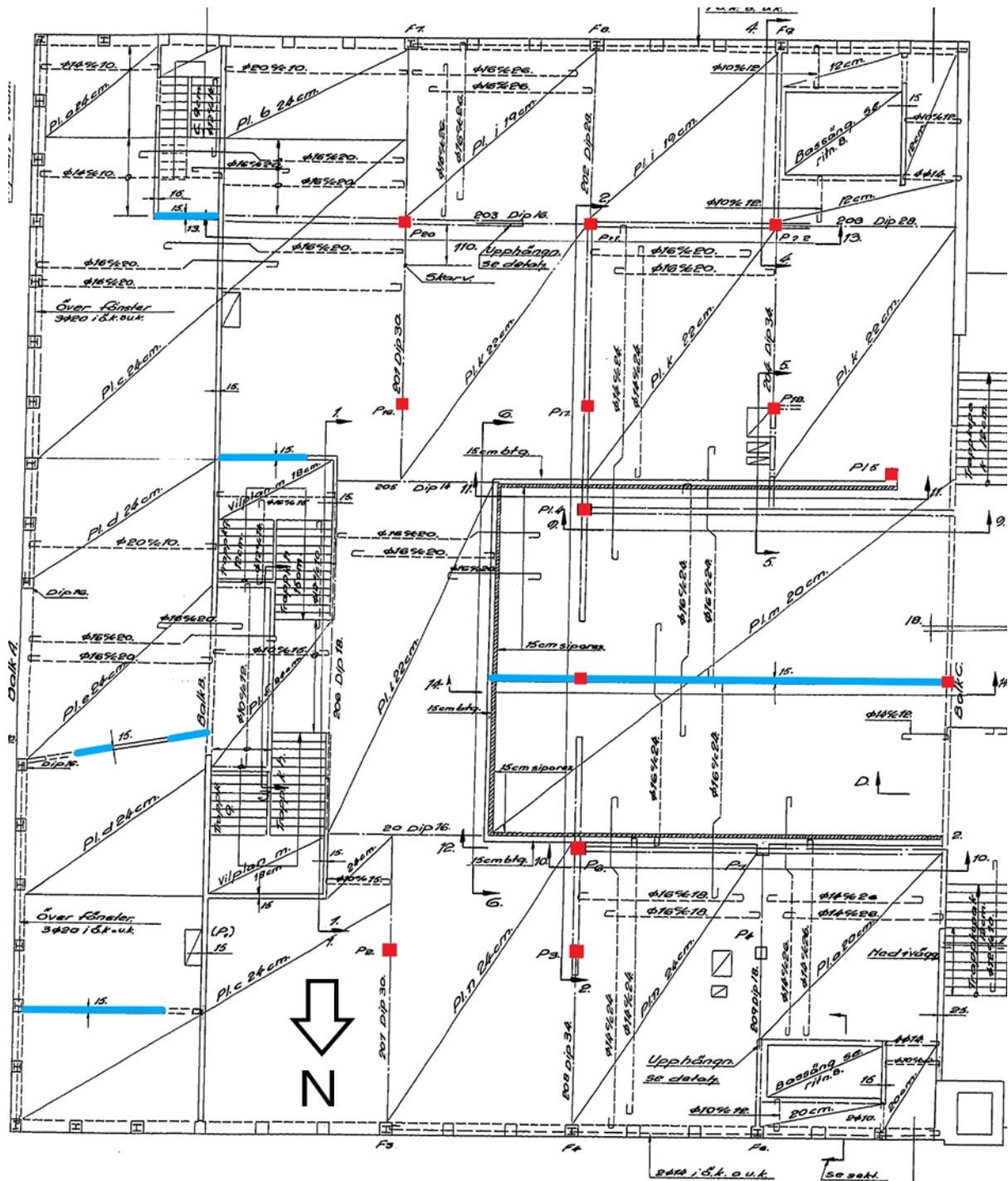
Figur 5.10 Identifierade bidrag till stomstabilisering i plan 2 vid vind mot södra kortsidan. Rödmarkering är pelare och blåmarkering är väggar.



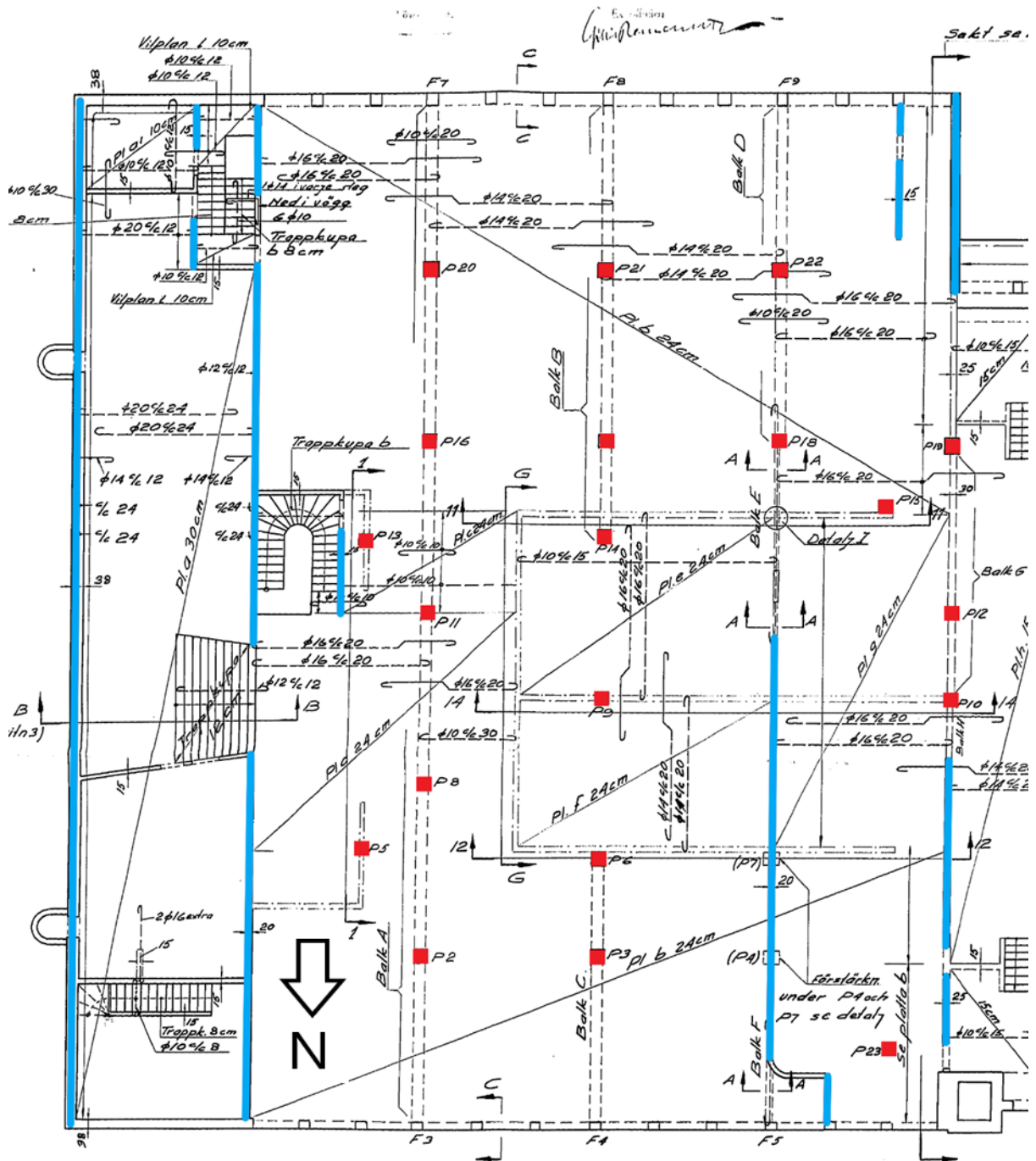
Figur 5.11 Identifierade bidrag till stomstabilisering i plan 2 vid vind mot långsidan. Rödmarkering är pelare och blåmarkering är väggar.



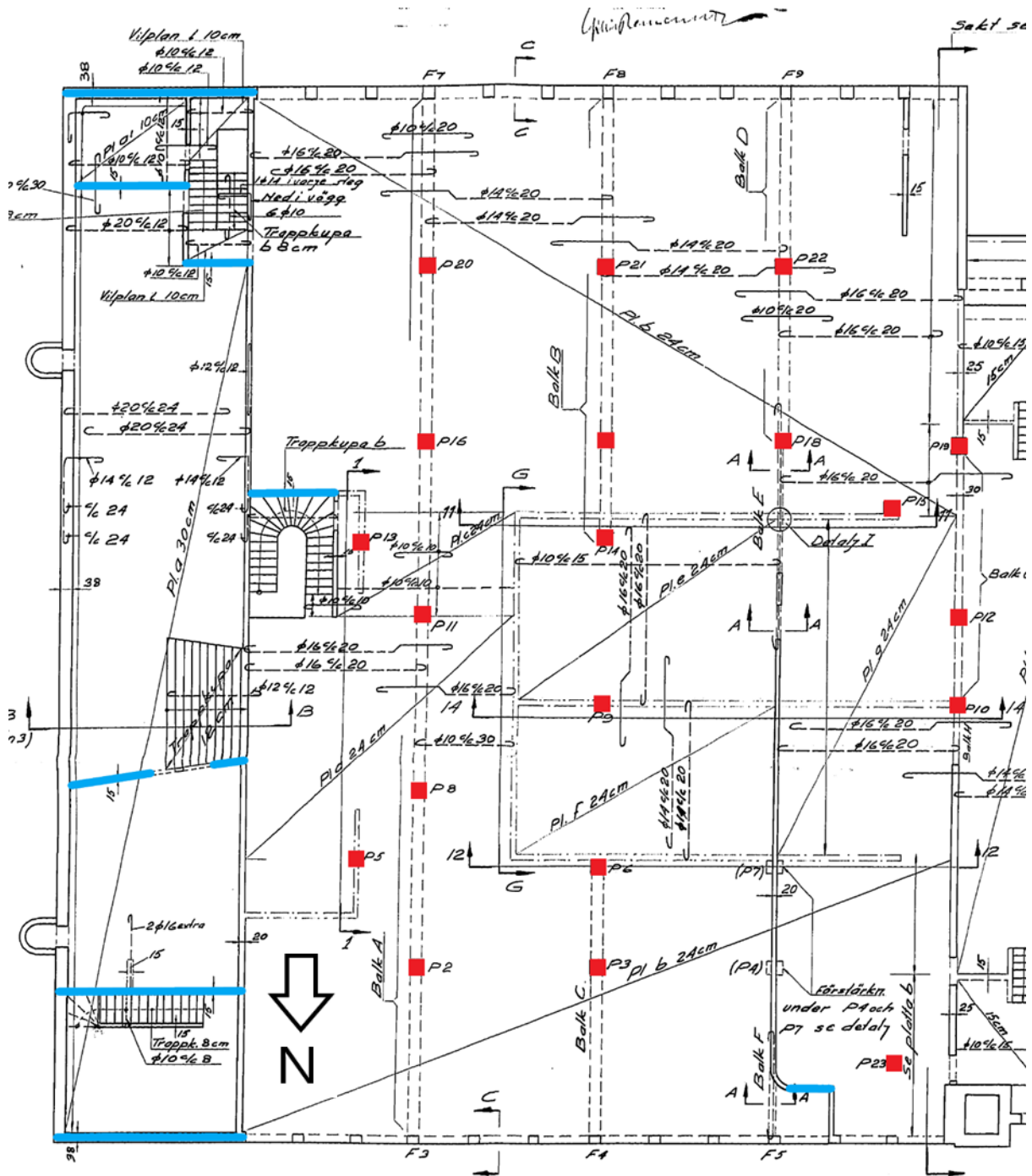
Figur 5.12 Identifierade bidrag till stomstabilisering i plan 1 vid vind mot kortsidan. Rödmärkning är pelare och blåmärkning är väggar.



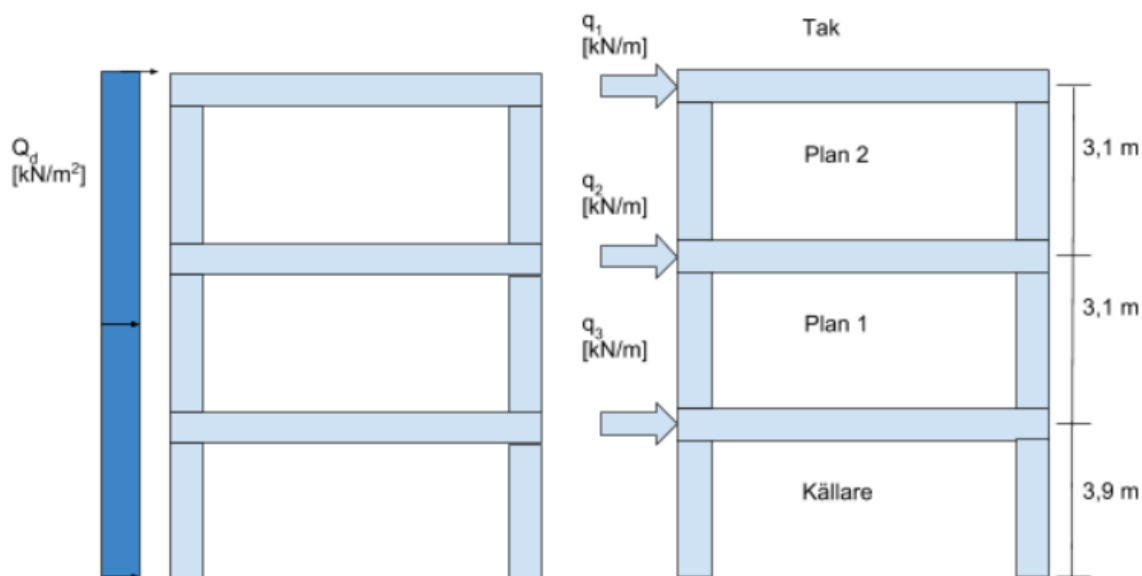
Figur 5.13 Identifierade bidrag till stomstabilisering i plan 1 vid vind mot långsidan. Rödmarkering är pelare och blåmarkering är väggar.



Figur 5.14 Identifierade bidrag till stomstabilisering i källarplan vid vind mot kortsidan. Rödmarkering är pelare och blåmarkering är väggar.



Figur 5.15 Identifierade bidrag till stomstabilisering i källarplan vid vind mot långsidan. Rödmarkering är pelare och blåmarkering är väggar.



Figur 5.16 Illustration av vindlaster mot fasaden.

5.8.3 Fördelning av horisontella laster

För horisontell lastfördelning se figur 5.16.

Dimensionerande vind mot långsida

Vindlasten som uppstår på långsidan är

$$1,5 \cdot q_k \cdot (c_{pe,10,zonD} + c_{pe,10,zonE}) = 1,5 \cdot 0,972 \cdot (0,72 + 0,335) = 1,53 \text{ kN/m}^2, \text{ se tabell C2 i bilaga C.}$$

Dimensionerande vind mot kortsida

Vindlasten som uppstår på kortsidan är

$$1,5 \cdot q_k \cdot (c_{pe,10,zonD} + c_{pe,10,zonE}) = 1,5 \cdot 0,972 \cdot (0,7 + 0,3) = 1,46 \text{ kN/m}^2$$

För källarplan och plan 1, på grund av öppningen i takbjälklaget är vindlasten för plan 2

$$1,5 \cdot q_k \cdot (c_{pe,10,zonD} + c_{pe,10,zonE}) = 1,5 \cdot 0,972 \cdot (0,7 + 0,31) = 1,47 \text{ kN/m}^2, \text{ se tabell C2 i bilaga C. Då det skiljer så lite i vindlasterna för de olika planen används den större lasten på } 1,47 \text{ kN/m}^2 \text{ vid beräkningar.}$$

Den totala horisontella kraften som ska föras ner till grunden för varje bjälklag beräknas genom att den utbredda vindlasten multipliceras med den area av fasaden som påverkar bjälklaget.

Vind mot långsida

$$Q_d = 1,53 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 38 m

Byggnadens våningshöjd h är 3,1 m

$$q_1 = Q_d \cdot \frac{h}{2} \cdot b = 1,53 \cdot \frac{3,1}{2} \cdot 38 = 90,1 \text{ kN total horisontell kraft i takbjälklaget.}$$

Denna kraft fördelas över 8 element vilket ger en genomsnittlig kraft på $\frac{90,1}{8} = 11,3$ kN i toppen av varje element. För att få en mer verklighetstrogen lastfördelning görs en jämförelse mellan de olika pelarnas tröghetsmoment.

På grund av att det finns en öppning i takbjälklaget och pelarplaceringen inte är symmetrisk på var sida om detta hål beräknas två fall av vind mot kortsida. Ett fall där 6 pelare kan tillgodoräknas vid vind mot den norra fasaden via den del av takbjälklaget som är intakt norr om öppningen och ett fall där 8 pelare kan tillgodoräknas vid vind mot den södra fasaden via den del av takbjälklaget som är intakt söder om öppningen.

Vind mot norra kortsidan

$$Q_d = 1,47 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 33 m

Byggnadens våninghöjd h är 3,1 m

$$q_1 = Q_d \cdot \frac{h}{2} \cdot b = 1,47 \cdot \frac{3,1}{2} \cdot 33 = 75,2 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget}$$

Eftersom det finns många meter vägg som går genom hela byggnaden fördelas som en grov uppskattning hälften av 75,2 kN till dessa, detta eftersom väggarna är betydligt styvare och har en hög stomstabiliserande förmåga, vilket ger en total horisontell kraft på $\frac{75,2}{2} = 37,6$ kN. Denna kraft fördelas i sin tur över 6 element vilket ger en genomsnittlig kraft på $\frac{37,6}{6} = 6,3$ kN i toppen av varje element.

Vind mot södra kortsidan

$$Q_d = 1,47 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 33 m

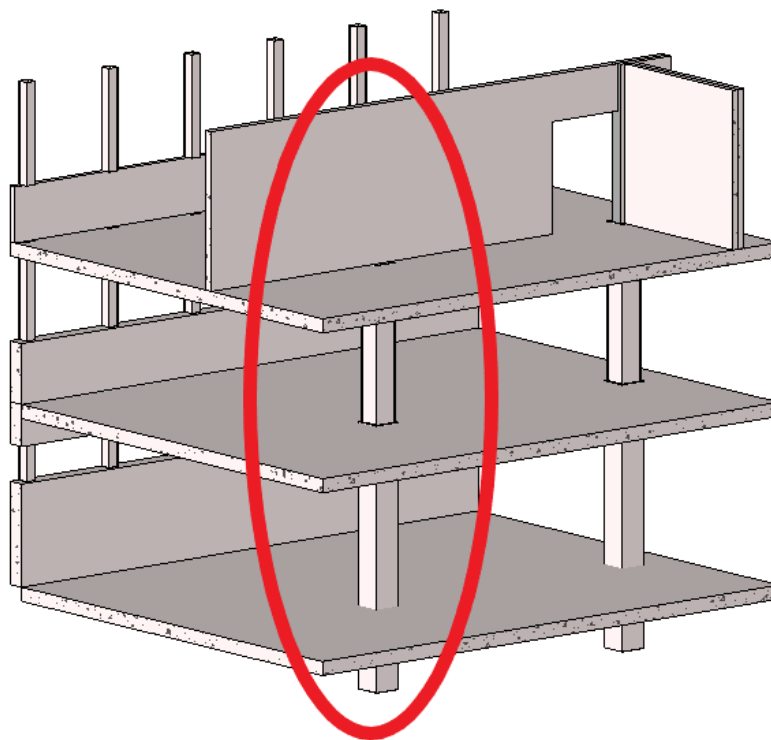
Byggnadens våningshöjd h är 3,1 m

$$q_1 = Q_d \cdot \frac{h}{2} \cdot b = 1,47 \cdot \frac{3,1}{2} \cdot 33 = 75,2 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget}$$

Eftersom det finns många meter vägg som går genom hela byggnaden fördelas hälften av 75,2 kN till dessa, vilket ger en total horisontell kraft på $\frac{75,2}{2} = 37,6$ kN. Denna kraft fördelas i sin tur över 8 element vilket ger en genomsnittlig kraft på $\frac{37,6}{8} = 4,7$ kN i toppen av varje element.

Fallet med vind mot långsidan ger en större horisontell punktlast i pelartoppar, därför används detta fall vid kontroll av stomstabilitet.

Av de 8 pelare som lasten fördelas på finns det olika tvärsnitt och kraften fördelas därför på så vis att lite mer av lasten går till de pelarna med större tvärsnitt. Där pelare övergår i en vägg, se figur 5.17, på det plan som väggen befinner sig i beräknas yttröghetsmomentet för ett väggsnitt med väggens bredd som tvärsnittets bredd och underliggande pelares tvärsnitt som tvärsnittets höjd. I verkligheten har väggen högre styvhet men detta förenklade antagande är på säkra sidan.



Figur 5.17 3D-sektionen visar hur pelare P20 hänger samman för källarplan och plan 1 och övergår i en vägg för plan 2.

5.8.3.1 Fördelning av horisontella laster i plan 2

Fördelning av horisontell last till varje pelare baseras på en jämförelse mellan samtliga pelares yttröghetsmoment. Vid vind mot långsida summeras yttröghetsmomentet för pelare P2, P3,

P15, P16, P18, P20, P21 och P22, varefter varje enskild pelares ytttröghetsmoment divideras med det totala och multipliceras med den last som ska fördelas, 90,1 kN.

Ytttröghetsmoment beräknas med

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \text{ där } b \text{ och } h \text{ är tvärsnittets bredd respektive höjd parallellt med vindriktningen.}$$

Andel av last fås med

$\frac{K_i}{\sum K_i}$ där $K = EI$ men eftersom E är lika stort för samtliga pelare används endast ytttröghetsmomentet I , alltså

$$\frac{I_i}{\sum I_i}$$

Denna lastfördelning används då bjälklaget anses vara styvt jämfört med de stabiliserande elementen, [13].

Lasten i varje pelartopp fås med

$$F_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \cdot F \text{ där } F = 90,1 \text{ kN}$$

Tabell 5.1 Fördelning av horisontell last i pelartoppar i plan 2 vid vind mot långsida.

Pelare	Ytttröghetsmoment [m ⁴ · 10 ⁻⁴]	Andel av last [%]	Last [kN]
P2	7,9	8,5	7,7
P3	6,8	7,3	6,6
P15	11,0	11,8	10,5
P16	7,9	8,5	7,7
P18	6,9	7,4	6,7
P20	21,0	22,5	20,3
P21	16,0	17,0	15,3
P22	16,0	17,0	15,3
Σ	93,4	100,0	90,1

Pelare P4 kontrolleras enligt fallet vind mot norra kortsidan eftersom den endast är stomstabiliserande i denna riktning. Enligt samma metod som ovan blir den horisontella lasten i toppen av P4 1,9 kN.

5.8.3.2 Fördelning av horisontella laster i plan 1

$$q_2 = Q_d \cdot \left(\frac{3,1}{2}\right) \cdot 2 \cdot 38 = 1,53 \cdot \left(\frac{3,1}{2}\right) \cdot 2 \cdot 38 = 180,1 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget.}$$

Fördelning av horisontell last till varje pelare baseras på en jämförelse mellan samtliga pelares yttröghetsmoment. Vid vind mot långsida summeras yttröghetsmomentet för pelare P2, P3, P6, P9, P10, P14, P15, P16, P17, P18, P20, P21 och P22, varefter varje enskild pelares yttröghetsmoment divideras med det totala och multipliceras med den last som ska fördelas, 180,1 kN.

Tabell 5.2 Fördelning av horisontell last i pelartoppar i plan 1 vid vind mot långsida.

Pelare	Yttröghetsmoment [m ⁴ · 10 ⁻⁴]	Andel av last [%]	Last [kN]
P2	21,0	5,1	9,1
P3	21,0	5,1	9,1
P6	52,0	12,3	22,2
P9	21,0	4,9	8,9
P10	8,0	2,0	3,5
P14	52,0	12,3	22,2
P15	34,0	8,1	14,6
P16	17,0	4,1	7,4
P17	21,0	5,1	9,1
P18	17,0	4,1	7,4
P20	52,0	12,3	22,2
P21	52,0	12,3	22,2
P22	52,0	12,3	22,2
Σ	422,0	100,0	180,1

Vind mot kortsida

$$Q_d = 1,47 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 33 m

Byggnadens höjd h är 3,1 m

$$q_2 = Q_d \cdot \left(\frac{h}{2}\right) \cdot 2 \cdot b = 1,47 \cdot \left(\frac{3,1}{2}\right) \cdot 2 \cdot 33 = 150,4 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget}$$

Eftersom det finns många meter vägg som går genom hela byggnaden fördelas hälften av 150,4 kN som en grov uppskattning till dessa, vilket ger en total horisontell kraft på $\frac{150,4}{2} = 75,2$ kN.

Pelare P4 kontrolleras enligt fallet vind mot norra kortsidan eftersom den endast är stomstabiliserande i denna riktning. Enligt samma metod som ovan blir den horisontella lasten i toppen av P4 1,1 kN.

5.8.3.3 Fördelning av horisontella laster i källarplan

$q_3 = Q_d \cdot \left(\frac{3,1}{2} + \frac{3,9}{2}\right) \cdot 38 = 1,53 \cdot \left(\frac{3,1}{2} + \frac{3,9}{2}\right) \cdot 38 = 203,5$ kN total horisontell kraft i bjälklaget.

Fördelning av horisontell last till varje pelare baseras på en jämförelse mellan samtliga pelares yttröghetsmoment. Vid vind mot långsida summeras yttröghetsmomentet för pelare P2, P3, P5 P6, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22 och P23, varefter varje enskild pelares yttröghetsmoment divideras med det totala och multipliceras med den last som ska fördelas, 203,5 kN.

Tabell 5.3 Fördelning av horisontell last i pelartoppar i källarplan vid vind mot långsida.

Pelare	Yttröghetsmoment [m ⁴ · 10 ⁻⁴]	Andel av last [%]	Last [kN]
P2	52,0	4,6	9,4
P3	52,0	4,6	9,4
P5	52,0	4,6	9,4
P6	76,0	6,7	13,7
P8	21,0	1,9	3,8
P9	76,0	6,7	13,7
P10	21,0	1,9	3,8
P11	21,0	1,9	3,8
P12	6,8	0,6	1,2
P13	52,0	4,6	9,4
P14	76,0	6,7	13,7
P15	34,0	3,0	6,1
P16	52,0	4,6	9,4
P17	52,0	4,6	9,4
P18	52,0	4,6	9,4
P19	108,0	9,5	19,3
P20	108,0	9,5	19,3
P21	108,0	9,5	19,3
P22	108,0	9,5	19,3
P23	3,3	0,4	0,7
Σ	1133,0	100,0	203,5

Vind mot kortsida

$$Q_d = 1,47 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 33 m

Byggnadens höjd h är 3,1 m

$$q_3 = Q_d \cdot \left(\frac{3,1}{2} + \frac{3,9}{2} \right) \cdot 33 = 1,47 \cdot \left(\frac{3,1}{2} + \frac{3,9}{2} \right) \cdot 33 = 169,8 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget}$$

Eftersom det finns många meter vägg som går genom hela byggnaden fördelas hälften av 169,8 kN som en grov uppskattning till dessa, vilket ger en total horisontell kraft på $\frac{169,8}{2} = 84,9$ kN.

Pelare P4 kontrolleras enligt fallet vind mot norra kortsidan eftersom den endast är stomstabiliserande i denna riktning. Enligt samma metod som ovan blir den horisontella lasten i toppen av P4 0,5 kN.

5.8.4 Vridning p.g.a. osymmetrisk byggnad

Vindlastens resultant angriper mitt på huset. Om husets skjuvcentrum inte ligger mitt i huset ger den motverkande resultanten som verkar i skjuvcentrum upphov till en vridverkan på huset. På grund av att styvheten för pelarna i källarplan varierar och att dessa inte är symmetriskt placerade i huset kommer lasten från vind som upptas i pelarna i detta fall ge upphov till en vridverkan.

$$\text{Läget för skjuvcentrum bestäms enligt } e_x = \frac{\sum k_i \cdot x_i}{\sum k_i} \quad [13]$$

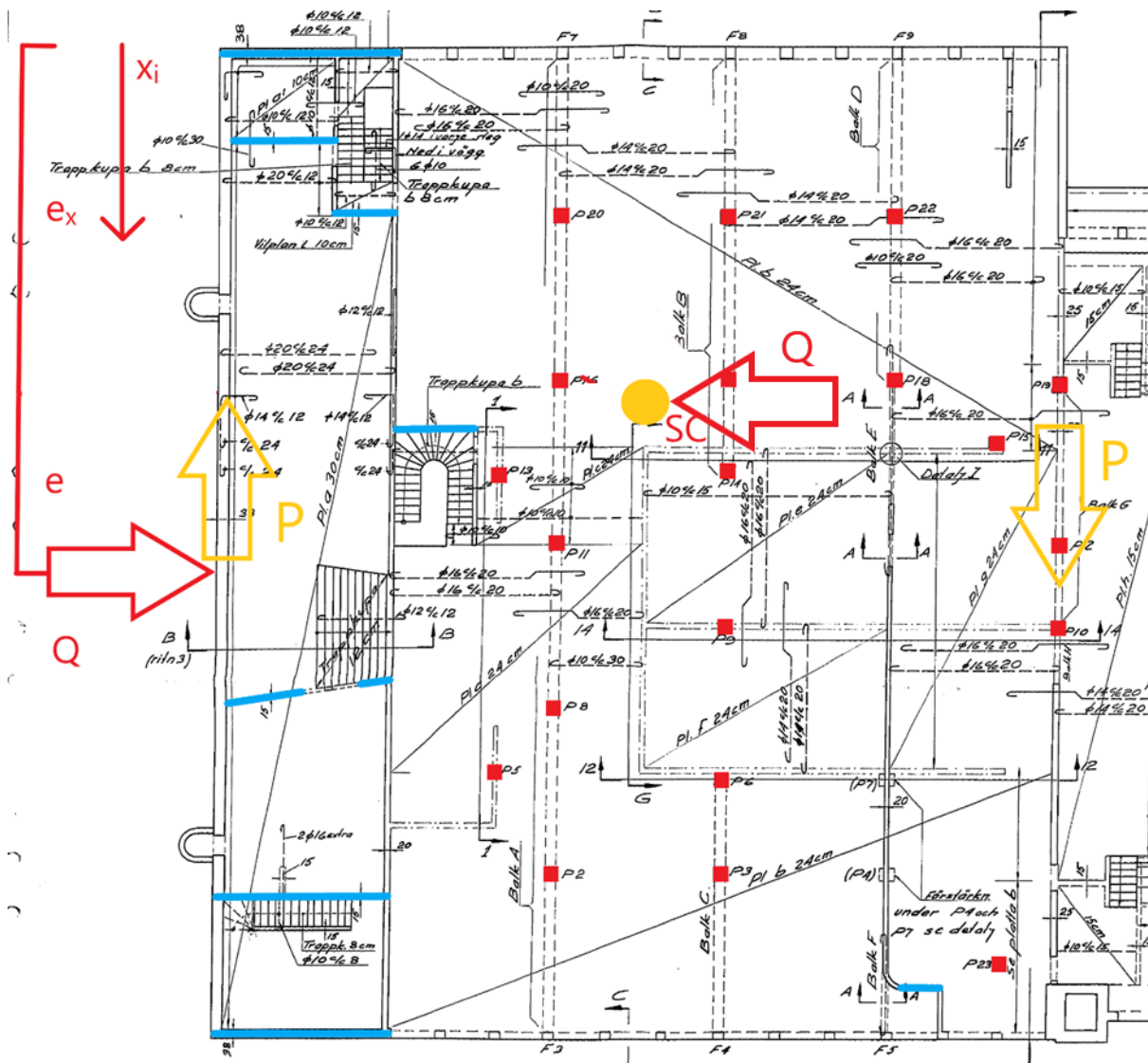
Där k_i är pelarens styvhet och x_i är avståndet till den pelarlinje som pelaren befinner sig i. k_i representerar pelarens styvhet men eftersom alla pelare har samma längd, elasticitetsmodul och inspänningsförhållanden så räcker det att använda yttröghetsmomentet.

Med hänsyn till alla pelarna fås $e_x = 13,1$ m. Byggnadens längd är 38 m och skjuvcentrum ligger därmed $\frac{38}{2} - 13,1 = 6$ m från byggnadens mitt mot de pelare som har större styvhet. Momentet som vindlasten på 203,5 kNm orsakar blir därmed $M = 6 \cdot 203,5 = 1208$ kNm.

Detta moment antas motverkas av ett kraftpar P i kortsidans ytterväggar. Detta antagande bygger på ett plasticitetsteoretiskt resonemang och förutsätter att tillräcklig deformationskapacitet finns i de olika konstruktionsdelarna. Den totala kraften som motverkar momentet löses ut genom att dividera det uppkomna momentet 1208 kNm med byggnadens längd 38 m.

$$P = \frac{1208}{38} = 31,8 \text{ kN}$$

Den horisontella kraften P antas tas upp av ytterväggar i byggnaden, eftersom ytterväggarnas konstruktion utgörs av betongskivor anses de utan svårighet kunna uppta kraften 31,8 kN. Med detta som utgångspunkt anses det horisontella momentet som vill rotera byggnadens platta inte utgöra ett problem och behandlas därför ej i rapporten.



Figur 5.18 Illustration av vridning p.g.a. osymmetrisk byggnad.

5.9 Kontroll av takplan

För att förenkla arbetsgången med påbyggnaden och minska resursbehovet är det fördelaktigt om takbjälklaget kan återanvändas som mellanbjälklag för den nya ovanliggande våningen. Då bjälklaget får ett nytt användningsområde ändras lasterna som verkar på det från snö- och vindlasterna på 2,4 respektive 0,19 kN/m² till nyttiga laster från de boende på 2,0 kN/m², se tabell C1, C2 och C4 i bilaga C. På grund av att lasterna på bjälklaget kommer att minska vid påbyggnad görs bedömningen att det inte är nödvändigt att kontrollera det. Att den last som verkar på bjälklaget i dagsläget är större än den last som tillkommer vid påbyggnad bedöms vara troligt och anses vara tillräcklig motivering för att inte utföra kontroll. Att snölasten blir högre än bostadslasten förutsätter även att snöfickor räknats med i snölasten vid byggnadens projektering, något som ska göras enligt dagens normer. Utöver de nyttiga lasterna kan påbyggnaden dock medföra permanenta laster från byggnadsdelar som beroende på dess utformning hamnar över bjälklaget varefter bjälklaget kan komma att behöva kontrolleras i vissa områden. Detta ska dock försöka att undvikas i största möjliga mån. De upphöjda takdelarna kommer inte att byggas på och kontrolleras därför inte men lasterna som dessa

medför beräknas för att kunna ta reda på förhållandet mellan laster och bärförmåga för den befintliga byggnaden.

Beräkningsgången börjar uppifrån där snölasterna först räknas ut. Eftersom taket är indelat i olika höjder och former beräknas först laster på det upphöjda taket. För samtliga tak beräknas permanenta laster i form av takbjälklagets egentyngd samt variabla laster i form av snö- och vindlast. För tak 1 och 2 ingår även egentyngd för underliggande fönsterpelare eftersom de befinner sig ovan tak 3 och inte utgör en egen våning, se figur 5.2. På de två hela våningsplanen samt källarens del över mark finns fönsterpelare placerade med ett konstant c/c-avstånd på 2,2 m.

Tak 1 har en bågform med en relativt flack lutning, enligt Eurokod kan därför formfaktorn vid snölast sättas till 1,87, se bilaga C, detta värde är dock inte konstant över taket utan anger endast det högsta värdet. Avläsning i Eurokods diagram för formfaktorer vid vindlast ger på grund av den låga lutningen endast lyftkrafter och tas därför inte med i lastberäkningen, se bilaga C. [14, 15]

Eftersom takets form har betydelse för hur stora snö- och vindlaster blir på det och den eventuella påbyggnadens tak ej har utformats än räknas dessa laster ej med för den befintliga byggnaden utan adderas då påbyggnaden utformats. Ett tak med stor lutning upptar mindre snölaster än ett flackt tak, detta är något som finns i åtanke vid den framtida utformningen.

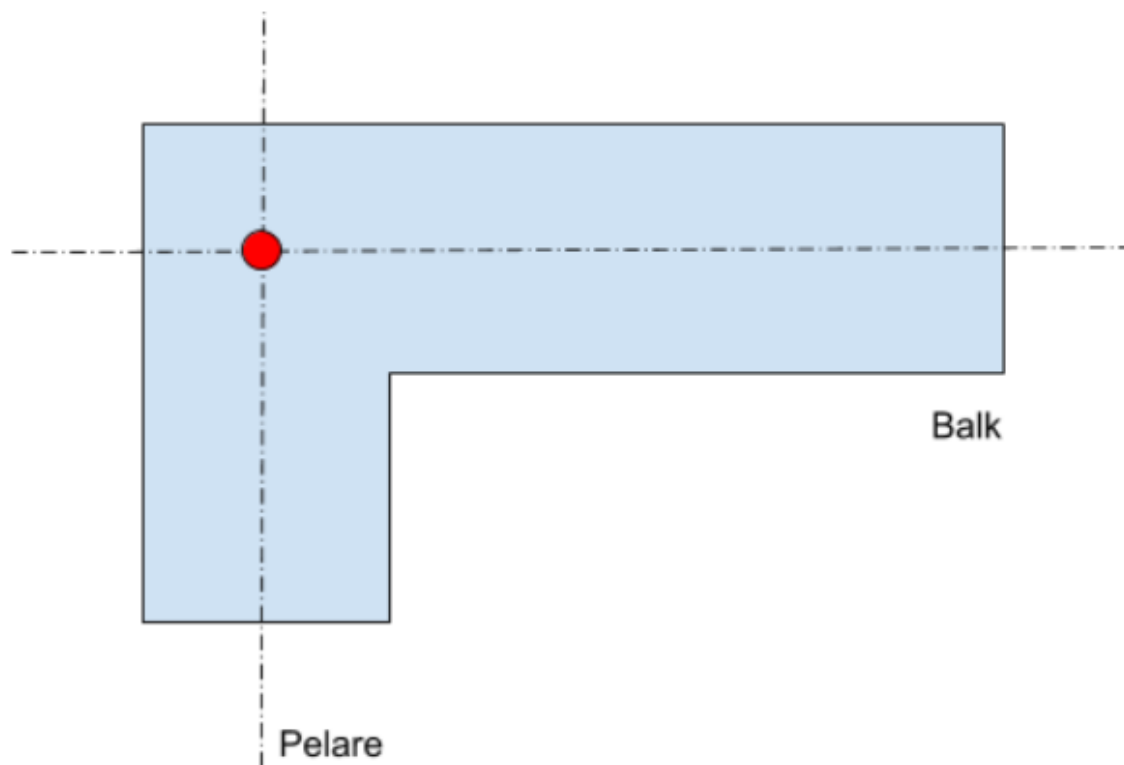
5.10 Kontroll av plan 2

Fönsterpelarna som tar upp last från tak 3 utgör tillsammans med balkar den bärande delen av ytterväggarna på plan 2 och räknas därför med i våningens egentyngder, dock ses fönsterpelarna som separata element och kategoriseras därför på samma sätt som pelarna innanför ytterväggarna, se figur 5.5. Mellan ytterväggarnas fönsterpelare och balkar finns fasadtegel som inte bidrar till bärförmågan men medför ytterligare egentyngd. Egentyngden på tegelfasaden beskrivs som vikten per m^2 (kg/m^2) fasadyta, se tabell B2 i bilaga B. Därefter kan tyngden från den ovanliggande arean tegel tas med i beräkningen vid kontroll av fönsterpelare. Utöver egentyngderna redovisas även de nyttiga lasterna för våningsplanet som beror på vilken verksamhet som bedrivs, för denna våning är det till största del gym, se tabell C4 i bilaga C. Plan 2 kontrolleras med utgångspunkt att nyttig last från gym används som huvudlast.

Pelarna och balkarnas centrumlinjer möts i halva balkens höjd respektive halva pelarens bredd, således dras halva balkens höjd bort vid beräkningar för pelare, se figur 5.19.

Principerna för fönsterpelare, fasadtegel samt balkarnas infästning vid pelarna gäller även för plan 1 och källarplan.

Samtliga byggnadsdelar av betong har en betongkvalitet som motsvaras av dagens kvalitet C20 och byggnadsdelar som innehåller stål har stålqualität som motsvaras av Ss260S, se tabell D1 i bilaga D.



Figur 5.19 Systemlinjer för balk och pelare.

Följande byggnadsdelar anses vara lämpliga att kontrollera då de förväntas ta höga laster och befinner sig i det område som påbyggnaden kommer att ge högre laster:

Pelare: P2, P4, P16.

Balkar: B, C, E, F och 301

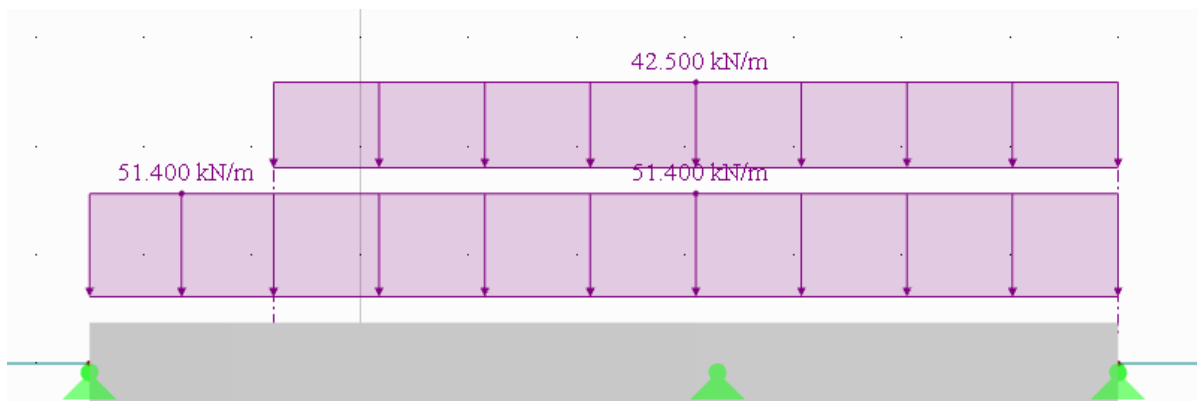
Väggar: Vägg med 15 cm betong och vägg med 15 cm betong + 15 cm lättbetong.

För egentyngd på byggnadsdelar se tabell B1 och B2 i bilaga B.

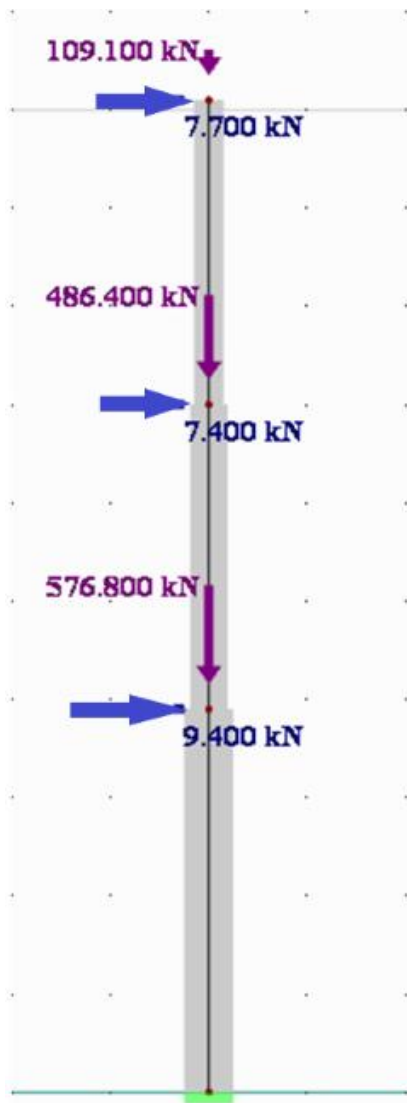
Beräkningsgången för pelare, balkar och väggar är i princip densamma för respektive grupp av byggnadsdelar, därför redovisas endast handberäkningarna för en del ur varje grupp som ett representativt exempel. För balkar finns dock undantag i form av statiskt obestämda balkar. Där facklängderna är lika stora används typlastfall med bestämda konstanter beroende på lastfördelning, [16]. Balk C finns på två olika ställen på våningen men eftersom de bjälklag som vilar på balkarna är upplagda likadant beräknas endast laster på den ena av dem. Vid beräkning av laster på väggar ses de som pelare med väggens tjocklek som ett mått och en strimma på 1 m som det andra, varpå lasten fås i en punktlast. För pelare som balkar vilar på går lasterna ner olika beroende på balkens lastfördelning. Hur lasterna fördelas till respektive byggnadsdel redovisas i figur 5.22 där de orangea linjerna illustrerar vilken del av bjälklaget som antas föras ner i intilliggande balk eller vägg. Hur stor yta av bjälklaget som bärs av varje balk beror på bjälklagets infästningar och huruvida bjälklaget är kontinuerligt armerat över

balken eller ifall det är ett avbrott i armeringen. Specifikt för balk B som används som beräkningsexempel, visas lastfördelningen i beräkningar nedan. Eftersom betongpelares kapacitet beror på ett komplext samband mellan normalkraft och moment anses den mest applicerbara metoden vara att kontrollera pelaren avseende mängden armering för kapacitetsbestämning av pelare. Med assistans av beräkningsprogrammet RFEM erhålls armeringskrav för pelare utsatta för olika laster, detta jämförs sedan med pelarens befintliga armering. Programmet RFEM är mjukvara från utvecklaren Dlubal Software som används för att utföra strukturella analyser med hjälp av finita elementmetoden. Finita elementmetoden är en metod för att approximativt lösa partiella differentialekvationer och kan tillämpas inom olika områden, såsom analys av strukturer, och mekaniska och kemiska system, [17].

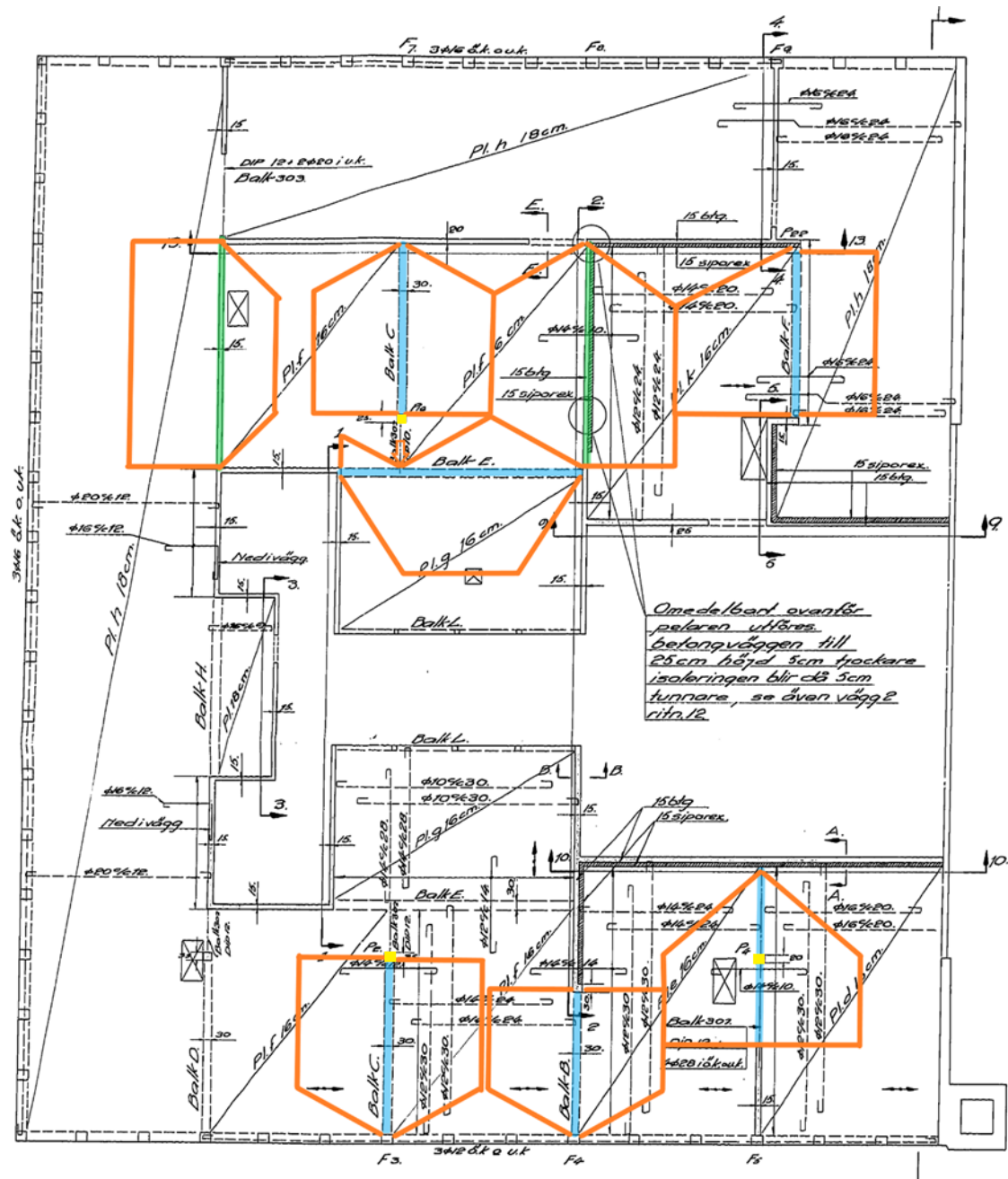
Vid kontroll med hjälp av RFEM modellerades pelare och statiskt obestämda balkar med de dimensioner, material och infästningar som råder i verkligheten. Randvillkoren som tillämpas på samtliga pelare och väggar är att de är fast infästa i pelarfoten och fria i andra änden. Balkarna är fritt upplagda i varierande fackantal. De framräknade laster som verkar på dessa byggnadsdelar placerades på den modellerade versionen och resultaten erhöles efter analys med beräkningsprogrammet. Resultaten innefattade bland annat maximalt moment, tvärkraft och normalkraft som uppstod, men även armeringskrav och kapacitet för lasteffekter. Vid kontroll av byggnadsdelar med hjälp av RFEM tar programmet hänsyn till ifall andra ordningens teori behöver beaktas och hur stor den oavsiktliga excentriciteten blir för pelare. Eftersom arbetet omfattar en stor mängd kontroller av diverse byggnadsdelar ansågs det lämpligt att använda detta program. Exempel på hur byggnadsdelar modellerades visas i figur 5.20 och 5.21.



Figur 5.20 Modell av balk. Trianglarna är ledade upplag. Arean över balken är utbredd last som verkar på den.



Figur 5.21 Modell av pelare. Den nedersta rektangeln är en fast infästning i pelarfot, pelaren är i övrigt fri. De vertikala pilarna är vertikala laster i respektive plan. De horisontella pilarna är horisontella laster i respektive plan,



Figur 5.22 Illustration över hur laster antas fördelas för respektive byggnadsdelar på plan 2. Orange är influensarean som verkar på byggnadsdelen. Blå är balkar. Grön är väggar och gul är pelare.

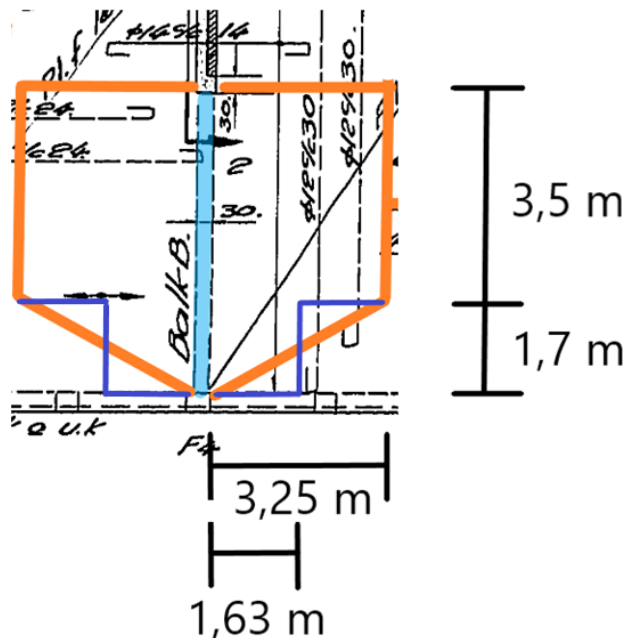
5.10.1 Balkar

Balk B används som beräkningsexempel, se nedan. Denna beräkninggång används för samtliga balkar och resultaten redovisas i tabell för varje plan. Lastkombination i brottgränstillståndet enligt tabell A1 i bilaga A.

5.10.1.1 Dimensionerande moment för balk B

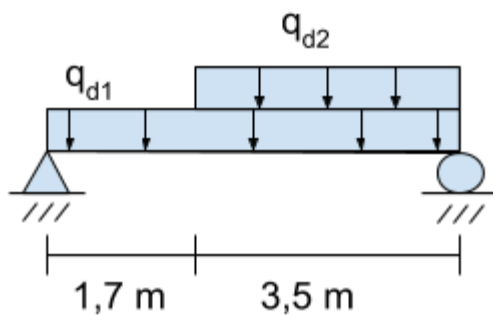
Egentyngd + takbjälklag. Eftersom de laster som verkar på balkarna vid påbyggnad beror på dess utformning tas endast permanenta laster från bjälklag och balkens egentyngd med i beräkning av laster för befintlig byggnad. Vid påbyggnad görs en ny kontroll med bostadslaster medräknade.

I figur 5.23 visas specifikt för balk B hur lasterna från bjälklaget fördelas till balken, lasterna och måtten är symmetriska på var sida och mått för lastens influensarea redovisas i figuren. Den triangulära lastfördelningen omfördelas med ett förenklat beräkningssätt till en rektangulär fördelning, den förenklade fördelningen illustreras med de mörkblå linjerna.



Figur 5.23 Måttsättning och lastfördelning på balk B.

Balken utsätts för lasterna enligt figur 5.24.



Figur 5.24 Balk B med laster och upplag.

där

$$q_{d1} = 1,2 \cdot G_{k,balk} + 1,2 \cdot G_{k,platta F} \cdot b_{influens}$$

där $b_{influens} = 3,25$ m är plattans influensbredd på balken

$$q_{d1} = 1,2 \cdot 3,7 + 1,2 \cdot 3,9 \cdot 3,25 = 19,6 \text{ kN/m}$$

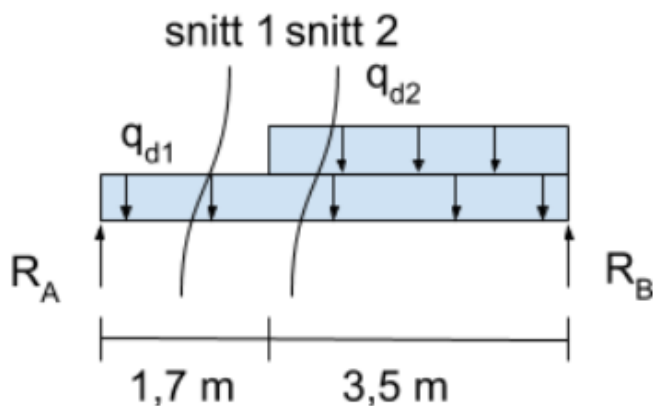
och

$$q_{d2} = 1,2 \cdot G_{k,platta F} \cdot b_{influens} - q_{d1}$$

där $b_{influens} = 6,5$ m är plattans influensbredd på balken

$$q_{d2} = 1,2 \cdot 3,9 \cdot 6,5 - 19,6 = 10,8 \text{ kN/m}$$

De två utbredda lasterna q_{d1} och q_{d2} samverkar och ger ett dimensionerande moment. Friläggning görs för att ta reda på upplagskrafter, se figur 5.25, därefter snittas balken vid snitt 1 och 2 för att ta fram uttryck för tvärkraft och moment.



Figur 5.25 Friläggning av balk B.

$$\text{Momentjämvikt punkt A: } q_{d1} \cdot 5,2 \cdot \frac{5,2}{2} + q_{d2} \cdot 3,5 \cdot \left(1,7 + \frac{3,5}{2}\right) - R_B \cdot 5,2 = 0$$

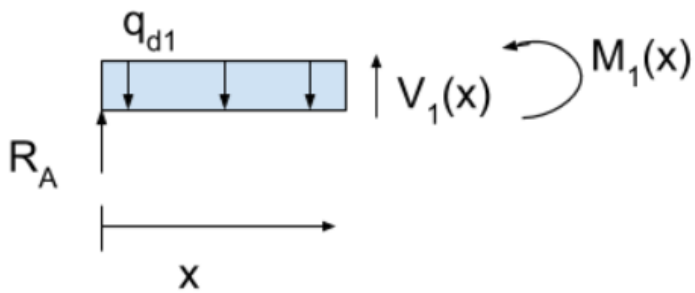
$$\Rightarrow R_B = 76,1 \text{ kN}$$

Vertikal jämvikt:

$$R_A + 76,1 - 19,6 \cdot 5,2 - 10,8 \cdot 3,5 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 63,7 \text{ kN}$$

Snitt 1: $0 < x < 1,7$ m enligt figur 5.26.



Figur 5.26 Friläggning av snitt 1.

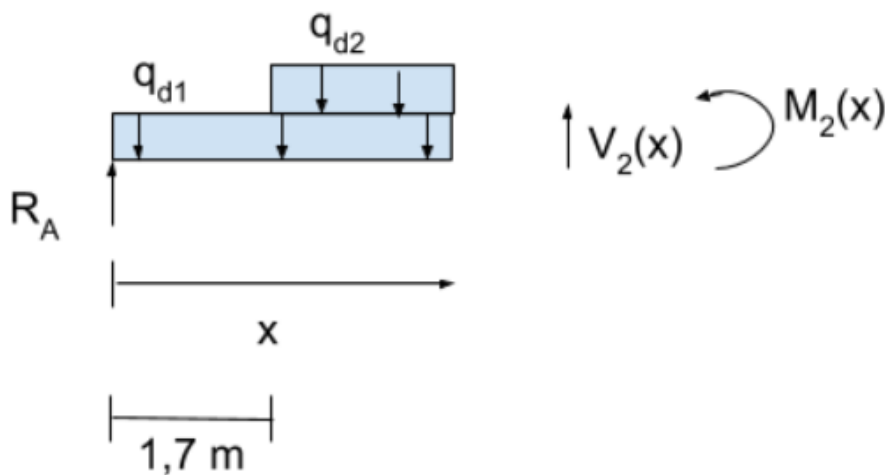
$$M_1(x) + q_{d1} \cdot x \cdot \frac{x}{2} - R_A \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow M_1(x) = 63,7x - 9,8x^2$$

$$V_1(x) + R_A - q_{d1} \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow V_1(x) = 19,6x - 63,7$$

Snitt 2: $1,7 < x < 5,2$ m enligt figur 5.27.



Figur 5.27 Friläggning av snitt 2.

$$M_2(x) + q_{d1} \cdot \frac{x^2}{2} + q_{d2} \cdot (x - 1,7) \left(\frac{x - 1,7}{2} \right) - R_A \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow M_2(x) = -15,2x^2 + 82,06x - 15,61$$

$$V_2(x) + R_A - q_{d1} \cdot x - q_{d2} \cdot (x - 1,7) = 0$$

$$\Rightarrow V_2(x) = 30,4x - 82,1$$

Maximala momentet uppstår i den punkt där tvärkraften är lika med noll. För att lösa ut denna punkt sätts $V_2(x) = 0$.

$$30,4x - 82,1 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,7 \text{ m.}$$

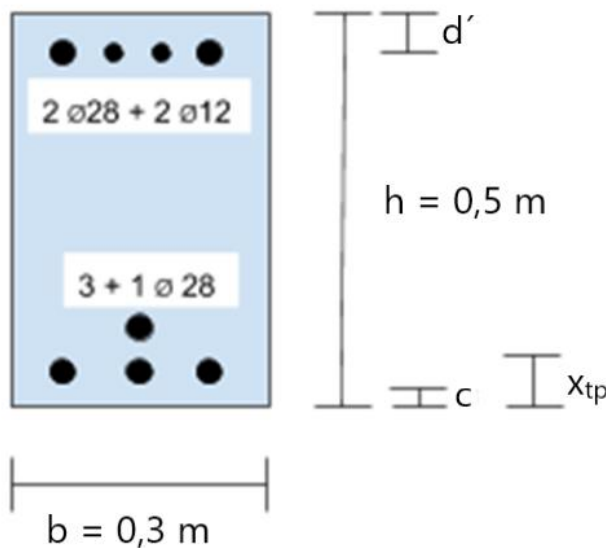
Alltså uppstår det största momentet i balken 2,7 m från upplag A.

$$M_2(2,7) = -15,2 \cdot 2,7^2 + 82,06 \cdot 2,7 - 15,61 = 95,2 \text{ kNm.}$$

$$M_{Ed} = 95,2 \text{ kNm.}$$

5.10.1.2 Kapacitet för balk B

Balkens tvärsnitt visas i figur 5.28. Täcksiktregler med avseende på vidhäftning antas gälla.



Figur 5.28 Armeringsfördelning i balkens tvärsnitt.

Enligt bilaga D fås betongkvalitet C20 $\Rightarrow f_{cd} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.}$

$$f_{yk} = 260 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{260}{1,15} = 226 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\text{Täckskikt } c = \max \begin{cases} 10 \\ 10 + \phi \end{cases}$$

$$\Rightarrow c = 10 + \phi = 10 + 28 = 38 \text{ mm.}$$

$$\text{Fritt avstånd mellan stänger} = \max \begin{cases} \phi \\ 20 \end{cases}$$

$$\Rightarrow 28 \text{ mm.}$$

Armering i UK

$$A_s \text{ för ett 28 mm järn: } \frac{\pi \cdot 28^2}{4} = 615 \text{ mm}^2.$$

Avståndet från underkant till tyngdpunkten x_{tp} fås genom tyngdpunktsberäkning:

$$4 \cdot 615 \cdot x_{tp} = 3 \cdot 615 \cdot \left(38 + \frac{28}{2}\right) + 1 \cdot 615 \cdot (38 + 28 + 28 + 14) \Rightarrow x_{tp} = 66 \text{ mm.}$$

$$\text{Den effektiva höjden } d = h - x_{tp} = 500 - 66 = 434 \text{ mm.}$$

Armering i ÖK

$$A'_s \text{ för ett 12 mm järn: } \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113 \text{ mm}^2.$$

Avståndet från överkant till tyngdpunkten d' fås genom tyngdpunktsberäkning:

$$(2 \cdot 615 + 2 \cdot 113) \cdot \underline{x} = 2 \cdot 615 \cdot \left(38 + \frac{28}{2}\right) + 2 \cdot 113 \cdot \left(38 + \frac{28}{2}\right) \Rightarrow \underline{x} = 52 \text{ mm.}$$

$$d' = \underline{x}$$

Antagandet att stålet flyter i underkant och överkant görs, $\sigma_s = f_{yd}$

$$\text{Kraftjämvikt } F_s = F_c + F'_s$$

$$4 \cdot 615 \cdot 10^{-6} \cdot 226 \cdot 10^6 =$$

$$13,33 \cdot 10^6 \cdot 0,8x \cdot 0,3 + (2 \cdot 615 \cdot 10^{-6} + 2 \cdot 113 \cdot 10^{-6}) \cdot 226 \cdot 10^6$$

$$\Rightarrow x = 0,071 \text{ m}$$

Kontrollera armering i UK:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - x}{x} = 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{0,434 - 0,071}{0,071} = 0,018$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{226 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^9} = 0,00113$$

$\varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \Rightarrow$ Armering i UK flyter.

$\Rightarrow \sigma_s = f_{yd}$, denna flytgräns används

Kontrollera armering i ÖK:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d'}{x} = 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{0,071 - 0,052}{0,071} = 0,00093$$

$\varepsilon'_s < \varepsilon_{sy} \Rightarrow$ Armering i ÖK flyter ej.

$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} \Rightarrow \sigma_s = f_{yd}$

$\varepsilon'_s < \varepsilon'_{sy} \Rightarrow \sigma'_s = \varepsilon'_s \cdot E_s$, denna flytgräns används. Eftersom avståndet x beräknats med antagandet att stålet flyter behöver ett nytt x beräknas med flytgränsen $\sigma'_s = \varepsilon'_s \cdot E_s$ där $\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d'}{x}$.

$A_s \cdot \sigma_s = f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b + A'_s \cdot \sigma'_s$, genom att ersätta σ'_s med $\varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d'}{x} \cdot E_s$ kan ett nytt x lösas ut.

$$A_s \cdot \sigma_s = f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b + A'_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d'}{x} \cdot E_s$$

$$4 \cdot 615 \cdot 10^{-6} \cdot 226 \cdot 10^6 = 13,33 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,3 +$$

$$+(2 \cdot 615 \cdot 10^{-6} + 2 \cdot 113 \cdot 10^{-6}) \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{x - 0,052}{x} \cdot 200 \cdot 10^9$$

$$\Rightarrow x = 0,075 \text{ m}$$

Med det nya värdet på x insatt i $\sigma'_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d'}{x} \cdot E_s$ erhålls en ny spänning $\sigma'_s = 216,4 \text{ MPa}$

Momentjämvikt ger:

$$M = f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b \cdot (d - 0,4x) + A'_s \cdot \sigma'_s \cdot (d - d')$$

$$M = 13,33 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot 0,075 \cdot 0,3 \cdot (0,434 - 0,4 \cdot 0,075) +$$

$$+(2 \cdot 615 \cdot 10^{-6} + 2 \cdot 113 \cdot 10^{-6}) \cdot 216,4 \cdot 10^6 \cdot (0,434 - 0,052)$$

$M = 146,7 \text{ kNm}$. Detta är det maximala moment som balken klarar av.

Det moment som uppstår i balken är beräknat till 95,2 kNm. Alltså utnyttjas bärförmågan till $\frac{95,2}{146,7} = 0,65 = 65 \%$.

För övriga balkar har samma beräkningsmetod använts men applicerats i ett Excelark för att undvika onödig upprepning av arbetsmomentet.

Tabell 5.1 Kontroll av balkar i plan 2.

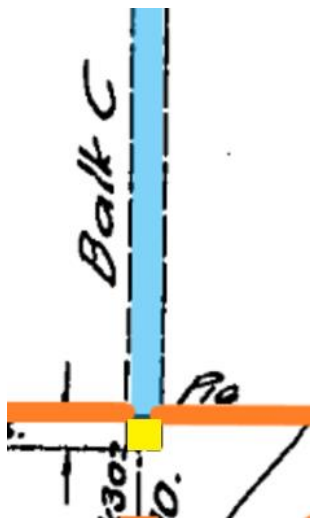
Balk	Dimensionerande moment [kNm]	Momentkapacitet [kNm]	Utnyttjandegrad [%]
B	95	147	65
C	139	247	56
E	223	438	51
F	165	470	35
301	29	37	78

5.10.2 Pelare

Pelare P16 används som beräkningsexempel, se nedan. Denna beräkningsgång används för samtliga pelare och resultaten redovisas i pelartabell för varje plan. Lastkombination i brottgränstillståndet enligt tabell A1 i bilaga A.

5.10.2.1 Dimensionerande laster på pelare P16

Pelare P16: Vertikal tryckkraft: Egentyngd + last från balk C + last från balk 302, se figur 5.29.



Figur 5.29 Lastfördelning på pelare P16 från Balk C samt Balk 302.

Horisontell kraft: Vindlast

Pelaren utsätts för en vertikal tryckkraft N_{Ed} i varje plan, samt för en horisontell tryckkraft P i varje plan.

$$N_{Ed} = P_{d, pelare} + P_{d, last från balk C} + P_{d, last från balk 302}$$

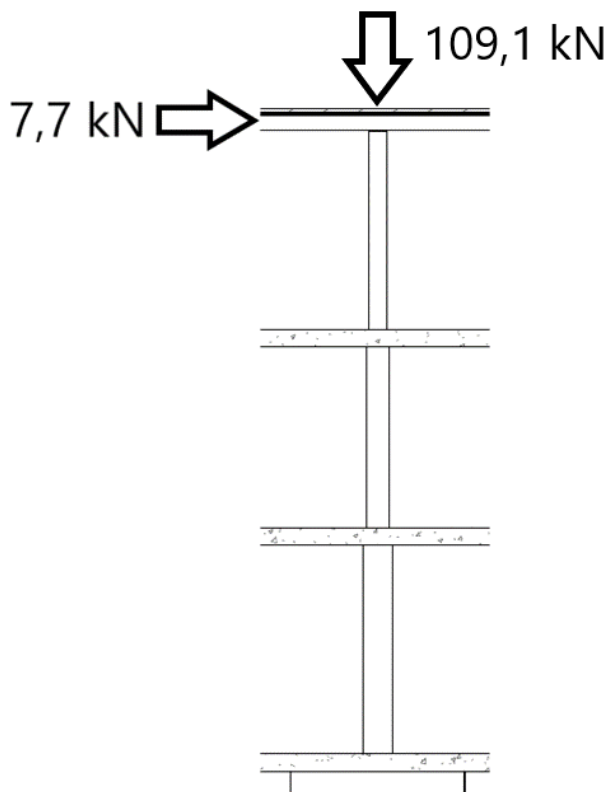
$$P_{d, pelare} = 7,5 \cdot 1,2 = 9 \text{ kN}$$

$P_{d, last från balk C}$ = Upplagskraften i upplag B på 92 kN. Upplagskraften beräknas enligt samma metod som för balk B.

$P_{d, last från balk 302}$ = Egentyngd från platta F + egentyngd från balk 302.

$P_{d, last från balk 302} = 3,9 \cdot 1,2 \cdot 0,6 \cdot 2,8 + 0,4 \cdot 0,6 = 8,1 \text{ kN}$, där $0,6 \cdot 2,8$ är arean som balk 302 tar upp, 0,4 är egentyngden för balk 302 och 0,6 är halva längden för balk 302.

$N_{Ed} = 9 + 92 + 8,1 = 109,1 \text{ kN}$. Detta är den vertikala tryckkraften i plan 2. För de verkande lasterna på pelare P16 i plan 2, se figur 5.30. Vid beräkning av laster i underliggande plan adderas laster från respektive plan till figuren.



Figur 5.30 Den tänkta sammanhängande pelaren med alla vertikala och horisontella laster som verkar på pelaren i plan 2.

5.10.2.2 Kapacitet för pelare P16

Vid kontroll av den sammanhängande pelaren så ska kapacitet och stomstabilitet tas hänsyn till. Till hjälp används programmet RFEM då det underlättar beräkningsgången för ett sådant komplext system.

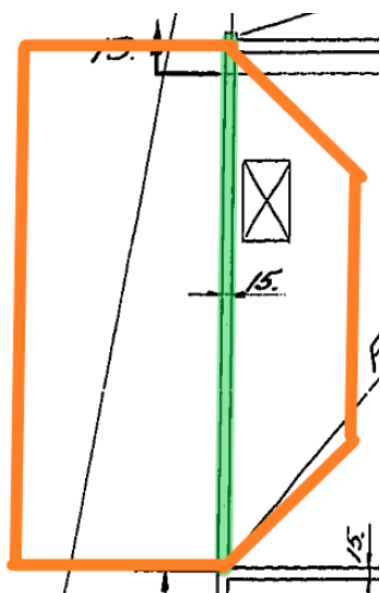
P16 på plan 2 har dimensionen 35x30 och den längsgående armeringsarea som krävs enligt beräkning i programmet är 2,1 cm². Den faktiska armering som pelaren innehåller är 4,5 cm² vilket tyder på att pelaren har potential till att ta större laster.

Tabell 5.2 Kontroll av pelare i plan 2.

Pelare	Vertikal last [kN]	Horisontell last [kN]	Befintlig armeringsarea [cm ²]	Armeringskrav [cm ²]	Godkänd
P2	109,1	7,7	4,5	2,1	JA
P4	120,3	1,9	4,5	1,8	JA
P16	109,1	7,7	4,5	2,1	JA

5.10.3 Väggar

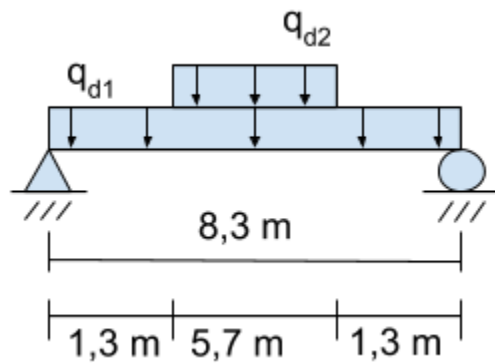
Vägg med 15 cm armerad betong används som beräkningsexempel, se figur 5.31. Denna beräkningsgång används för samtliga väggar och resultaten redovisas i väggtabell för varje plan. Lastkombination i brottgränstillståndet enligt tabell A1 i bilaga A.



Figur 5.31 Lastfördelning på vägg med 15 cm betong.

5.10.3.1 Dimensionerande tryckkraft på vägg med 15 cm armerad betong

Egentyngd + Takbjälklag. Väggen utsätts för lasterna enligt figur 5.32.



Figur 5.32 Väggen med 15 cm betong med laster och upplag.

där

$$q_{d1} = 1,2 \cdot G_{k,vägg} + 1,2 \cdot Q_{k,platta H} \cdot b_{influens} + 1,2 \cdot Q_{k,platta H} \cdot b_{influens}$$

$$q_{d1} = 1,2 \cdot 11,3 + 1,2 \cdot 4,4 \cdot 3,25 + 1,2 \cdot 3,9 \cdot 1,3 = 36,8 \text{ kN/m}$$

$$q_{d2} = 1,2 \cdot Q_{k,platta F} \cdot b_{influens} - 1,2 \cdot Q_{k,platta F} \cdot b_{influens}$$

$$q_{d2} = 1,2 \cdot 3,9 \cdot 2,2 - 1,2 \cdot 3,9 \cdot 1,3 = 6,1 \text{ kN/m}$$

Tryckkraften är som störst i mitten på väggen. En strimla på 1 m i väggen där q_{d1} och q_{d2} utövar en tryckkraft på väljs ut då störst tryckkraft uppstår här. Genom att multiplicera q_{d1} respektive q_{d2} med 1 m och addera ihop dessa fås den största verkande tryckkraften på väggen i form av en punktlast.

$$(36,8 + 6,1) \cdot 1 = 42,9 \text{ kN}$$

5.10.3.2 Kapacitet för vägg med 15 cm armerad betong

Vid kontroll av väggen avses endast ren tryckkraft.

Väggen modelleras som en en meter bred pelare med tjockleken 15 cm i RFEM och den dimensionerande lasten 42,9 kN jämförs med normalkraftskapaciteten $N_{C,Rd}$ som erhålls ur programmet till 2000 kN.

En jämförelse görs med en följande handberäkning

C20 ger $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$. Denna tryckhållfasthet multiplicerat med det valda tvärsnittet på väggen ger tryckkraftskapaciteten $N_{C,Rd} = 13,33 \cdot 10^6 \cdot 0,15 \cdot 1 = 2000 \text{ kN}$. Det framtagna värdet på $N_{C,Rd}$ är rimligt och används vidare. I fortsättningen används det värde som programmet erhåller. Eftersom väggarna endast kontrolleras avseende rent tryck tas andra ordningens teori inte i beaktning.

Tabell 5.3 Kontroll av väggar i plan 2.

Vägg	Vertikal last [kN]	Tryckkraftskapacitet [kN]	Utnyttjandegrad [%]
15 cm	43	2000	2,1
15 cm + 15 cm lättbetong	48	2000	2,4

5.11 Kontroll av plan 1

Följande byggnadsdelar anses vara lämpliga att kontrollera då de förväntas ta höga laster och befinner sig i det område som påbyggnaden kommer att ge högre laster:

Pelare: P2, P3, P4, P16, P20, F3 och intilliggande fönsterpelare.

Balkar: 201, 202, 204, 207, 208 och 209

Väggar: Vägg med 15 cm betong

För egentygnd på byggnadsdelar se tabell B2 och B3 i bilaga B.

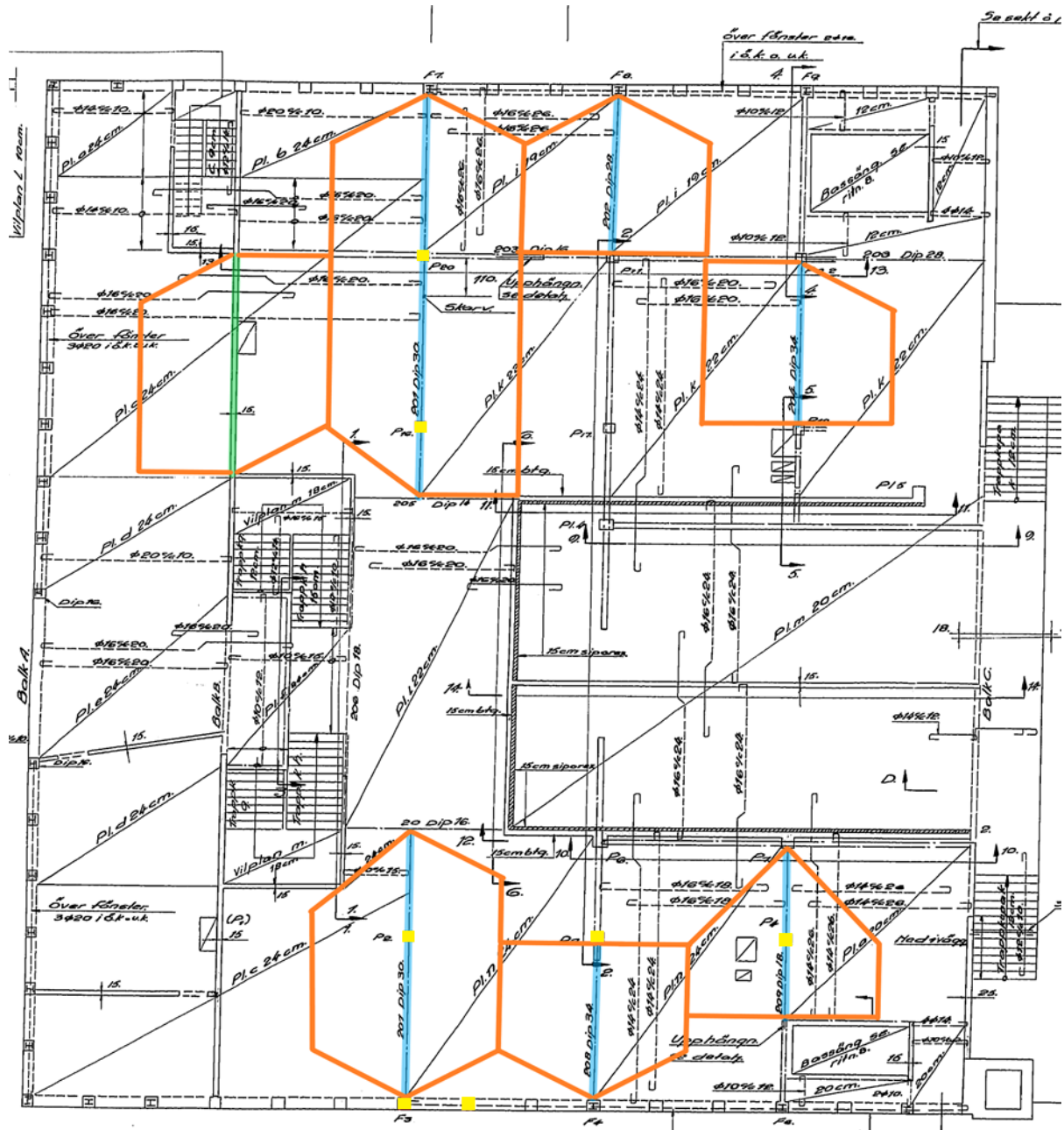
På plan 1 verkar både egentygnder och nyttig last från verksamhet på ovanliggande våning som i detta fallet är gym. Plan 1 kontrolleras med utgångspunkt att nyttig last från gym används som huvudlast. Hur lasterna fördelas till respektive byggnadsdel redovisas i figur 5.33.

Samtliga balkar i detta plan är stålbalkar med DIP-profil, vilka motsvaras av dagens HEB-profiler, som är ingjutna i betong med armering i under- och överkant. Handledaren på Sweco gav rådet att endast kontrollera momentkapaciteten för stålbalkarna trots att stålet och betongen i verkligheten till viss grad samverkar för att motverka det uppkomna momentet. För balkarna 201 och 202 utnyttjas stålbalkarna fullt ut, värt att nämna är dock att kapaciteten som det dimensionerande momentet jämförs med endast utgår från stålbalkens kapacitet och inte tillgodoräknar den armerade betongen. Bedömningen görs därför att kapaciteten i verkligheten är högre än redovisat värde. Detta gäller för samtliga balkar i plan 1 men övriga balkar av denna typ är inte kritiskt belastade.

I detta plan finns det två kontinuerliga balkar med olika längder på facken. För att undvika en lång beräkningsgång för hand beslutades det att för dessa återigen använda beräkningsprogrammet RFEM. Ur detta erhöles värden såsom upplagskrafter som vidare användes vid beräkning av dimensionerande punktlaster i de pelare varpå balkarna vilar.

En del fönsterpelare i detta plan består av DIP-pelare ingjutna i betong med armering i under- och överkant. Även för detta fall gav handledaren på Sweco rådet att endast kontrollera moment- och tryckkraftskapaciteten för stålbalkarna trots att stålet och betongen i verkligheten samverkar för att motverka de uppkomna tryckkrafterna och momenten. Fönsterpelarna utsätts för en vertikal punktlast såväl som en utbredd horisontell last. De utgör ingen del av stomstabiliseringen och ses därför vid beräkning som ledat infästa i båda ändar. För samtliga

DIP-profiler är tvärsnittsklassen TK1. De laster som verkar på pelarna ger upphov till en normalkraft samt ett moment, kravet för pelare som utsätts för denna lastkombination är att förhållandet $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$, [16]. Detta tillvägagångssätt för kontroll är en förenklad elastisk metod. Eftersom de aktuella pelarna som ska kontrolleras har en enkel utformning och tillhör tvärsnittsklass 1 anses denna metod vara lämplig att använda.



Figur 5.33 Illustration över hur laster antas fördelas för respektive byggnadsdelar på plan 1. Orange är influensarean som verkar på byggnadsdelen. Blå är balkar. Grön är väggar och gul är pelare.

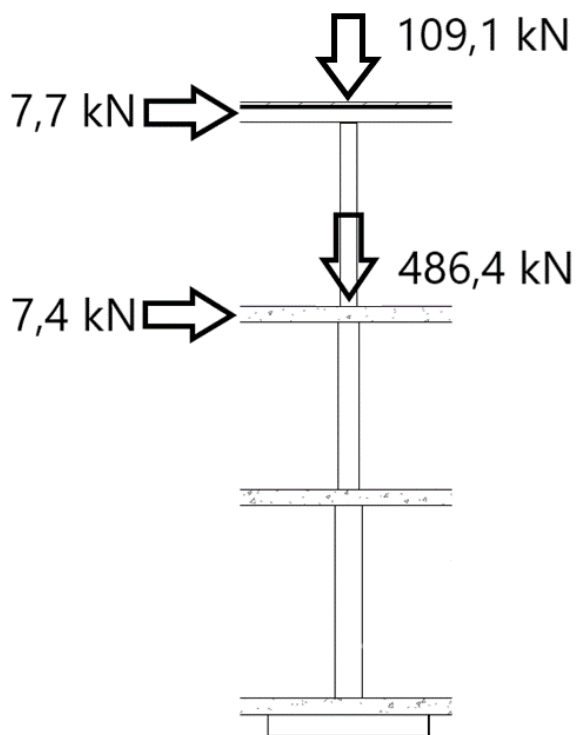
5.11.1 Balkar

Tabell 5.4 Kontroll av balkar i plan 1.

Balk	Dimensionerande moment [kNm]	Momentkapacitet [kNm]	Utnyttjandegrad [%]
201	431	423	102
202	346	346	100
204	387	545	71
207	262	423	62
208	266	545	49
209	79	109	73

5.11.2 Pelare

I plan 1 tillkommer en vertikal last på 486,4 kN utöver de 109,1 kN som verkar i plan 2, se figur 5.34.



Figur 5.34 Den tänkta sammanhängande pelaren med alla vertikala och horisontella laster som verkar på pelaren i plan 1 och 2.

P16 på plan 1 har dimensionen 38x38 cm² och den längsgående armeringsarea som krävs enligt beräkning i programmet är 2,9 cm². Den faktiska armering som pelaren innehåller är 12,6 cm² vilket tyder på att pelaren har potential att ta större laster.

Tabell 5.5 Kontroll av pelare i plan 1.

Pelare	Vertikal last [kN]	Horisontell last [kN]	Befintlig armeringsarea [cm ²]	Armeringskrav [cm ²]	Godkänd
P2	647,2	9,1	19,6	3,2	JA
P3	789,9	9,1	19,6	3,9	JA
P4	387,8	1,1	12,6	2,5	JA
P16	595,5	7,4	12,6	2,9	JA
P20	1042,0	22,2	19,6	5,1	JA
Fönsterpelare	75,9	3,4 [kN/m]	6,2	1,3	JA

Vägg ovanför P3 med 15 cm betong + 15 cm lättbetong betraktas i beräkningsprogram som en pelare med samma bredd som underliggande P3 då den anses vara stomstabiliserande. Denna vägg kontrolleras ej utan tas endast med för att kunna kontrollera pelare P3 på de två underliggande planen.

Vägg ovanför P20 med 20 cm betong betraktas i beräkningsprogram som en pelare med samma bredd som underliggande P20 då den anses vara stomstabiliserande. Denna vägg kontrolleras ej utan tas endast med för att kunna kontrollera pelare P20 på de två underliggande planen.

Fönsterpelare utsätts för en horisontell utbredd last som skapar utböjning i pelarens mitt, denna last uttrycks i kN/m. Vindlasterna som verkar på denna pelare förs vidare via bjälklaget till övriga pelare.

Fönsterpelare med DIP F3 kontrolleras enligt en annan metod då denna innehåller en ingjuten DIP-profil:

Denna pelares slankhetstal $\bar{\lambda} < 0,2$, alltså behöver hänsyn ej tas till knäckning och jämförelsen som ska göras blir istället $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$

$$N_{Ed} = 313,8 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{313,8}{1835} + \frac{3,54}{150,87} = 0,2$$

Erhållna värden från RFEM visar att förhållandet för denna pelare blir 0,20 vilket är långt under 1,0, därmed har pelaren god förmåga att ta ytterligare last.

5.11.3 Väggar

Tabell 5.6 Kontroll av vägg.

Vägg	Vertikal last [kN]	Tryckkraftskapacitet [kN]	Utnyttjandegrad [%]
15 cm	157	2000	7,8

5.12 Kontroll av källarplan

Följande byggnadsdelar anses vara lämpliga att kontrollera:

Pelare: P2, P3, P16, P20, F3 och intilliggande fönsterpelare.

Balkar: A och C

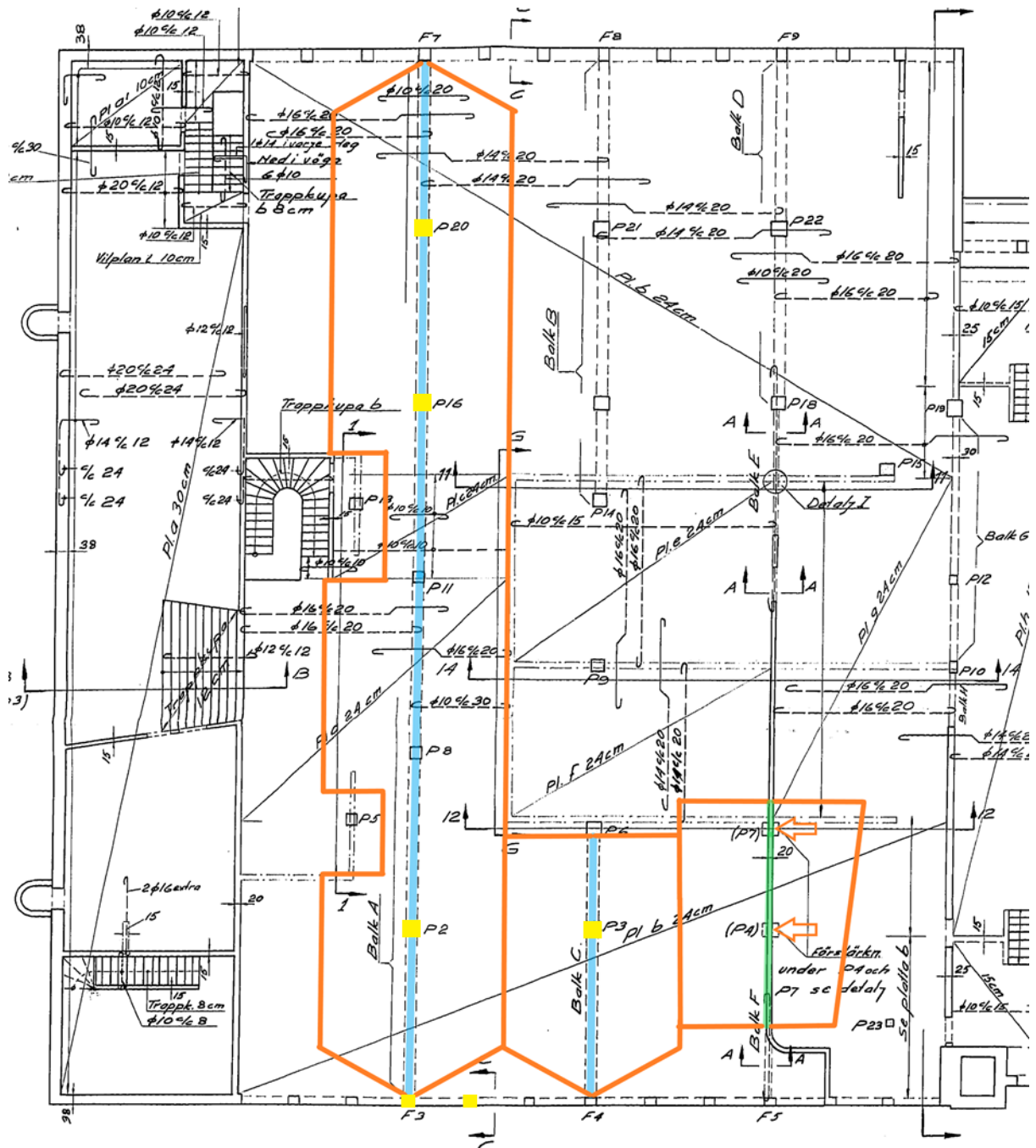
Väggar: Vägg med 20 cm betong

För egentygnd på byggnadsdelar se tabell B3 och B4 i bilaga B.

På källarplan verkar både egentygnder och nyttig last från verksamhet på ovanliggande våning som i detta fallet är omklädningsrum, men som för enkelhetens skull sätts till samma nyttiga last som för gym. Källarplan kontrolleras med utgångspunkt att nyttig last från gym används som huvudlast. Hur lasterna fördelas till respektive byggnadsdel redovisas i figur 5.35.

I detta plan finns det flera kontinuerliga balkar med olika längder på facken. För att undvika en lång beräkningsgång för hand beslutades det att för dessa återigen använda beräkningsprogram RFEM. Ur detta erhöles värden såsom upplagskrafter som vidare användes vid beräkning av dimensionerande punktlaster i de pelare varpå balkarna vilar.

Även i detta plan finns det DIP-pelare ingjutna i betong med armering i under- och överkant och beräkningsgången är densamma som för plan 1 med jämförelsen $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$, [16].



Figur 5.35 Illustration över hur laster antas fördelas för respektive byggnadsdelar på källarplan. Orange är influensarean som verkar på byggnadsdelen. Blå är balkar. Grön är väggar och gul är pelare.

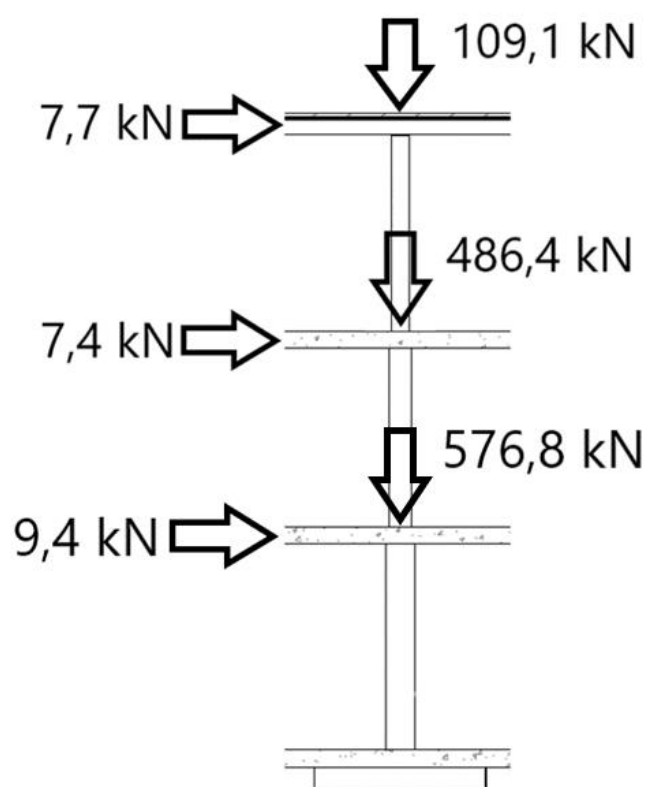
5.12.1 Balkar

Tabell 5.7 Kontroll av balkar i källarplan.

Balk	Dimensionerande moment [kNm]	Momentkapacitet [kNm]	Utnyttjandegrad [%]
A	322	617	52
C	280	617	45

5.12.2 Pelare

I källarplan tillkommer en vertikal last på 576,8 kN utöver de 486,4 kN som verkar i plan 1 och de 109,1 kN som verkar i plan 2, se figur 5.36.



Figur 5.36 Den tänkta sammanhängande pelaren med alla vertikala och horisontella laster som verkar på pelaren i plan 1, plan 2 samt källarplan.

P16 på källarplan har dimensionen 50x50 cm² och den längsgående armeringsarea som krävs enligt beräkning i programmet är 5,7 cm². Den faktiska armering som pelaren innehåller är 39,3 cm² vilket tyder på att pelaren har potential till att ta större laster.

Kombinationen av dessa laster ger vid insättning i RFEM för pelarfoten ett moment på 166,2 kNm, en normalkraft på 1172,3 kN och en tvärkraft på 24,5 kN. För moment-, normalkrafts- och tvärkraftsdiagram, se bilaga E.

Tabell 5.8 Kontroll av pelare i källarplan.

Pelare	Vertikal last [kN]	Horisontell last [kN]	Befintlig armeringsarea [cm ²]	Armeringskrav [cm ²]	Godkänd
P2	1273,4	9,4	32,2	6,2	JA
P3	1376,0	9,4	32,2	6,7	JA
P16	1172,3	9,4	39,3	5,7	JA
P20	1674,4	19,3	49,3	20,1	JA
Fönsterpelare	124,0	3,4 [kN/m]	6,2	1,3	JA

Denna pelares slankhetstal $\bar{\lambda} < 0,2$, alltså behöver hänsyn ej tas till knäckning och jämförelsen som ska göras blir istället $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$

Fönsterpelare med DIP F3 kontrolleras enligt en annan metod då denna innehåller en ingjuten DIP-profil:

Fönsterpelare med DIP F3:

$$N_{Ed} = 517,4 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{517,4}{1835} + \frac{0,34}{150,87} = 0,28$$

Erhållna värden från RFEM visar att förhållandet för denna pelare blir 0,28 vilket är långt under 1,0, därmed har pelaren god förmåga att ta ytterligare last.

5.12.3 Väggar

Tabell 5.9 Kontroll av vägg i källarplan.

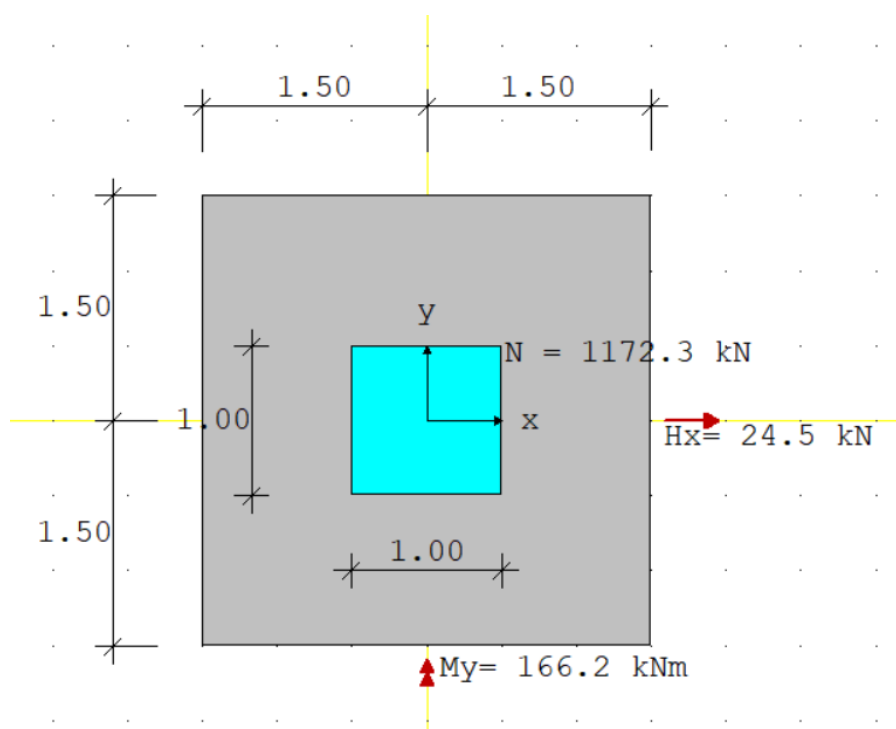
Vägg	Vertikal last [kN]	Tryckkraftskapacitet [kN]	Utnyttjandegrad [%]
20 cm	388	795	49

Vägg under P4 med 20 cm betong betraktas i beräkningsprogram som en pelare med samma bredd som underliggande P4 då den anses vara stomstabiliserande. Denna vägg kontrolleras dock separat, dock endast för tryckkraft från ovanliggande pelare. Den tas med i beräkningsprogrammet för att kontrollera ovanliggande P4.

5.13 Kontroll av pelarfundament

För befintlig byggnad kontrolleras fundamenten under de fyra pelare som har kontrollerats och ansluter till grunden. Fundamenten kontrolleras avseende det moment, normalkraft och tvärkraft som uppstår från respektive pelare och de laster som verkar på denna.

De moment och krafter som verkar i pelarfoten tillsammans med dimensioner på pelarnas fundament sätts in i beräkningsprogrammet StruSoft foundation 6.4 som handledare på Sweco erbjöd sig att bistå med. I beräkningsprogrammet sätts en viss mängd indata in, se figur 5.37, i form av fundamentets dimensioner, pelarfotens dimensioner, markförhållanden och materialkvaliteter. Som tidigare nämnt antas markförhållanden enligt undersökningar som genomförts för en närliggande tomt och de är lika för samtliga kontrollerade fundament. Det som ändras gällande markförhållandena beror på vilken nivå fundamenten är belägna i jorden, samt avstånd till grundvattennivån. Resultat som fås vid modellering utgörs av kontroll avseende grundtryck, kontroll av förskjutning, moment, tvärkraftskontroll samt kontroll avseende genomstansning av fundament.



Figur 5.37 Modell av pelarfundament. N = normalkraft, M_y = moment och H_x = tvärkraft. Grå area motsvarar pelarfundament och blå area motsvarar pelarfot.

Tabell 5.10 Kontroll av pelarfundament.

Fundament	Moment [kNm]	Normalkraft [kN]	Tvärkraft [kN]	Dimension (BxDxH) [mm]	Godkänd
P2	178,1	1273,5	26,2	3000x3000x450	JA
P3	167,0	1376,0	25,1	3000x3000x450	JA
P16	166,2	1172,3	24,5	3000x3000x400	JA
P20	435,7	1674,4	61,8	3600x3600x500	JA

5.14 Slutsats kring befintlig byggnad

Utifrån de kapaciteter och utnyttjandegrader som erhållits för de olika byggnadsdelarna kan det generellt sett konstateras att en påbyggnad av den befintliga byggnaden är möjlig. Det finns osäkerheter kring ett par balkars kapacitet som vid beräkning ger ett fullt utnyttjande med aktuell belastning, dock går det att undkomma extra belastning på dessa vid utformning av påbyggnad. Även pelare P4 utsätts för stora laster på grund av att den stomstabiliserande förmågan vid vind mot kortsidan mot norra fasaden är låg, därför kan en förstärkning i form av väggar eller vindkryss vara lämplig för att få ner lastpåverkan på pelare P4. På grund av vald beräkningsmetod så finns det i verkligheten större kapacitet att tillgå men denna går inte att bestämma exakt. Utöver dessa har byggnadselementen förhållandevis grova dimensioner och detta är en bidragande faktor till deras höga kapacitet. I vilken mån det går att bygga på kan inte avgöras endast utifrån elementens kapacitet utan en påbyggnad måste utformas för att få en tydligare bild.

6 Utformning av påbyggnad

På grund av den annorlunda takformen begränsas påbyggnadens utformning då de upphöjda taksektionerna i dagsläget finns för att skapa ökat ljusinsläpp till den översta våningen. Att riva dessa eller bygga över dem skulle drabba den befintliga byggnaden och kräva särskilda lösningar, exempelvis artificiellt dagsljus. Eftersom hänsyn även måste tas till ljusinsläpp för påbyggnaden och den befintliga byggnaden upptar en stor markarea medför det att påbyggnaden inte kan täcka hela den tillgängliga ytan då de inre delarna skulle vara utan dagsljus. Detta skulle innebära att påbyggnaden till största del byggs på den platta takytan tillhörande tak 3. Påbyggnadens storlek, omfattning och utformning beror till stor del av den kapacitet som underliggande byggnadsdelar innehar. De bärande elementen i det nya huset måste placeras med hänsyn till underliggande bärlinjer. Vid planering och utformning av påbyggnaden är taket en viktig aspekt att ta hänsyn till då utformningen påverkar vilka snö- och vindlaster som verkar på underliggande byggnadsdelar.

6.1 Förenklad utformning av påbyggnad

Då de bärande linjerna för den befintliga byggnaden identifierats utnyttjas dessa för placering av påbyggnaden. Målet med utformningen av påbyggnaden var att skapa en typvåning samt en takkonstruktion som kunde placeras på de bärande delarna av huset och med de tillförda lasterna från denna våning sedan utföra en ny kontroll av de påverkade byggnadsdelarna. Detta arbetssätt kunde sedan upprepas iterativt för att ta reda på i vilken utsträckning påbyggnad kunde genomföras. Val av konstruktion och dimensioner för påbyggnaden diskuterades och ett antal förslag ansågs rimliga. Två av de förslag som diskuterades följer nedan.

6.1.1 Träregelstomme

En konstruktion av träregelstomme är bland de vanligaste valen då man bygger mindre bostadshus såsom villor och radhus. Det har dock historiskt sett även använts till flerbostadshus men det skedde ett avbrott under större delen av 1900-talet på grund av stadsbränder. Sedan 1994 då förbudet att bygga trähus med mer än två våningar upphävdes har det blivit allt vanligare och det finns till och med ett antal exempel på höghus som uppförts med trästomme. [18]

Träregelstommar är oftast uppbyggda av flera lager med olika ingående material där de bärande elementen består av ett eller flera lager av stående träreglar. Att väggarna är uppbyggda av flera lager ger möjlighet att relativt enkelt ändra konstruktionen för att anpassas efter behov, exempelvis för att justera mängden isolering eller för att skapa ett skikt som kan användas för installationer. För just detta förtätningsprojekt kan det anses vara en lämplig konstruktion då egentyngheten är förhållandevis låg och det är en välbeprövad metod. Dock så finns det några nackdelar med detta val, bl.a. att stomstabiliseringen uppnås med hjälp av skivverkan genom gipsskivor och OSB-skivor vilka har en relativt låg förmåga att ta horisontallaster jämfört med exempelvis betong då de är tunna. En annan nackdel med träkonstruktion är att det är känsligt för fukt och vid anslutning till befintlig betongbyggnad, som avger fukt, krävs en noggrannhet vid montering av fuktspärren mellan materialen. [19]

6.1.2 Sandwichelement av betong

Sandwichelement kan likt träregelstommar vara uppbyggda på olika sätt men vanligtvis består de av tre lager där mellanskiktet utgörs av isolering. Om konstruktionen är ett betongelement

utgör normalt sett det inre skiktet som är av betong den bärande delen. Fördelarna med denna väggtyp är bland annat att den inte är känslig mot fukt på samma sätt som en trävägg, den är också robust och har hög stomstabiliserande förmåga. En nackdel är att eventuella ändringar eller håltagningar är svårare att genomföra i betong. Något annat som talar emot valet av denna konstruktion vid påbyggnad är dess egentyngd som är relativt hög.

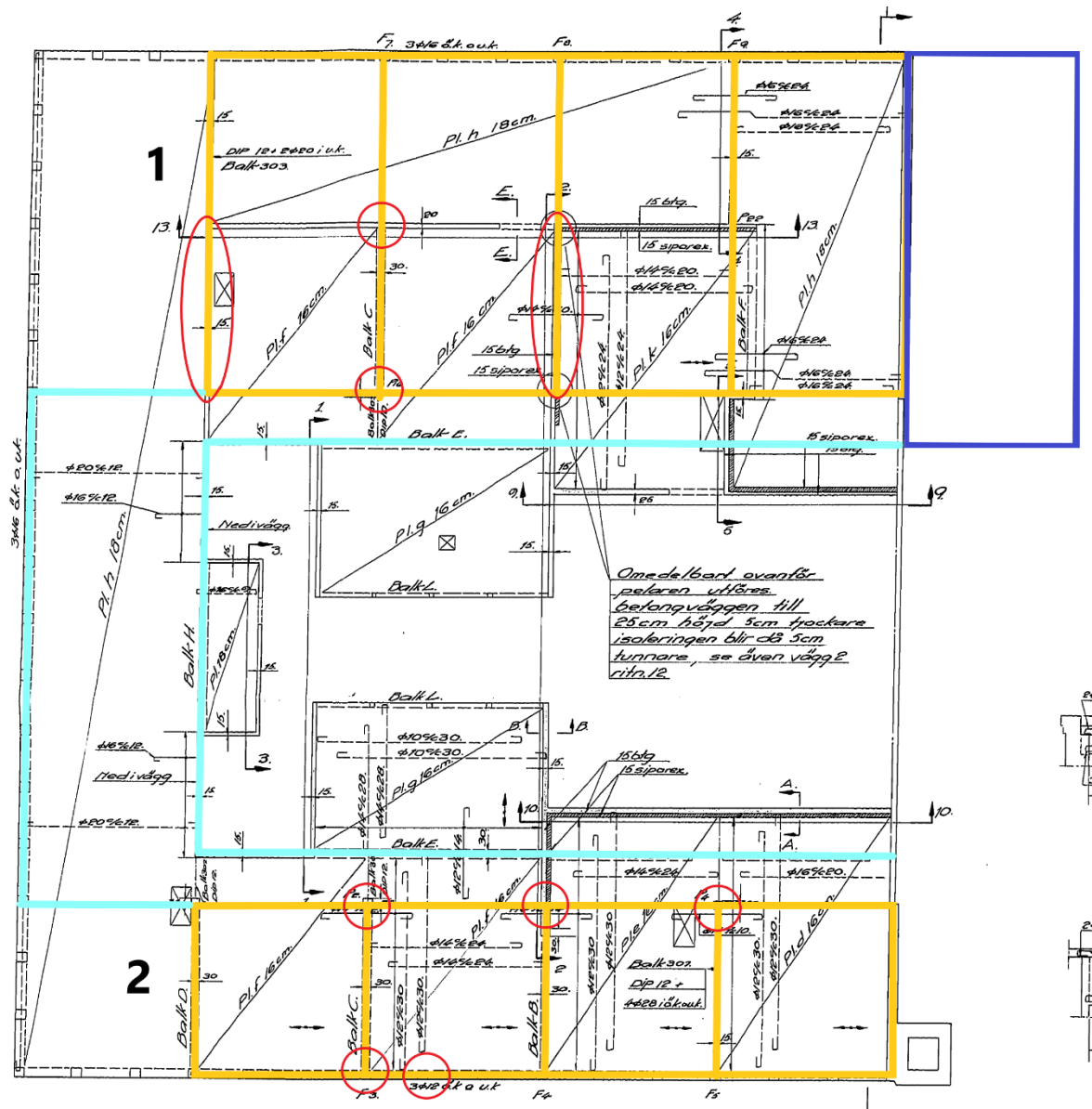
6.1.3 Val av stomme

Vid val av stomme var det flera parametrar som skulle vägas in och det var nödvändigt att konkretisera vad syftet med påbyggnaden faktiskt var. Eftersom den ursprungliga målsättningen var att undersöka hur mycket det går att bygga på drogs slutsatsen att den avgörande faktorn är påbyggnadens tyngd. Detta ledde till att valet föll på en träregelstomme i kombination med limträpelare som fortskrider i samma vertikala led som de befintliga betongpelarna. Prefabricerade väggelement väljs eftersom påbyggnaden har en regelbunden form och är tydligt sektionerad med liknande väggutformning. Vägghkonstruktionen dimensioneras ej för påbyggnaden då kombinationen med limträpelare och prefabricerade träregelväggar som bär sin egen tyngd ger att de vertikala lasterna från varje våning förs ner i pelarna vid väggändar. Att väggarna klarar att bära över spannet mellan de underliggande bärande elementen är ett antagande som baseras på att väggarna har hög styvhet då de har en uppbyggnad med många skivor. I det fall det skulle visa sig att styvheten inte är tillräcklig kan väggarna på grund av enkelheten att ändra deras utformning förstärkas med ytterligare skivor, antingen av gips eller trä.

Takkonstruktionen följer valet av väggar och uppförs med en trästomme. Taket är flackt med takbalkar som löper längs påbyggnadens långsida och sluttar ut mot den befintliga byggnadens kortsida. Tidigare nämndes att takets utformning kan påverka vilka snö- och vindlaster som verkar på det, men för att åstadkomma en ändring av last behöver takvinkeln överstiga 30 grader vilket valdes bort i huvudsak på grund av estetiska skäl. Vald takkonstruktion är ett papptak med trästomme. Syftet med att välja ut konstruktionsdelar grundade sig huvudsakligen i att få fram egentyngder för att kontrollera befintlig byggnad med dessa pålagda. Vid val av byggnadsdelar ställdes inga specifika krav på isoleringsförmågan eller förmågan att motstå brand och ljud men de konstruktionsexempel som valdes är tagna ur en mall för konstruktion av flerbostadshus i trä från Isover, [20]. Beräkning av egentyngd för de olika byggnadsdelarna redovisas i tabell B6-B9 i bilaga B.

6.2 Beskrivning av påbyggnad

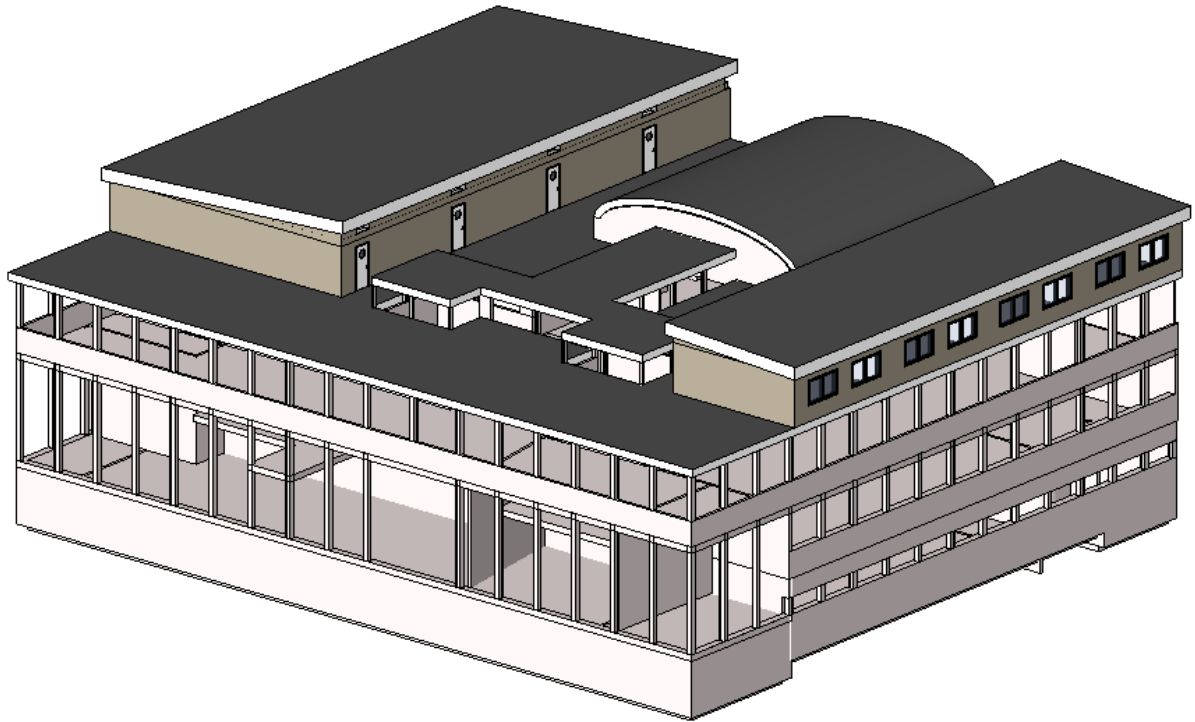
Vid utformning av påbyggnaden togs stor hänsyn till de upphöjda taknivåerna i den befintliga byggnadens mitt och därför gjordes en indelning i två huskroppar med ett loftgångssystem som binder dem samman. Den ena är dubbelt så stor som den andra eftersom den befintliga byggnaden har olika bredd på var sida om det upphöjda taket. Den större huskroppen benämns som 1 och den mindre som 2. Storleksskillnaden mellan de två huskropparna möjliggör en variation av lägenheter med olika storlek samtidigt som väggarna följer de bärande linjerna på befintlig byggnad. För enkelhetens skull följer varje ny våning denna planindelning. Tillgång till bostadsdelen av huset görs möjlig genom en utbyggnad i det ena hörnet av huset som inhyser entré, hiss och trappor. En planvy av den tänkta typvåningen redovisas i figur 6.1. Påbyggnadens bärsystem redovisas i figur 6.2. En 3D-vy av byggnaden med en respektive två våningars påbyggnad redovisas i figur 6.3 respektive 6.4.



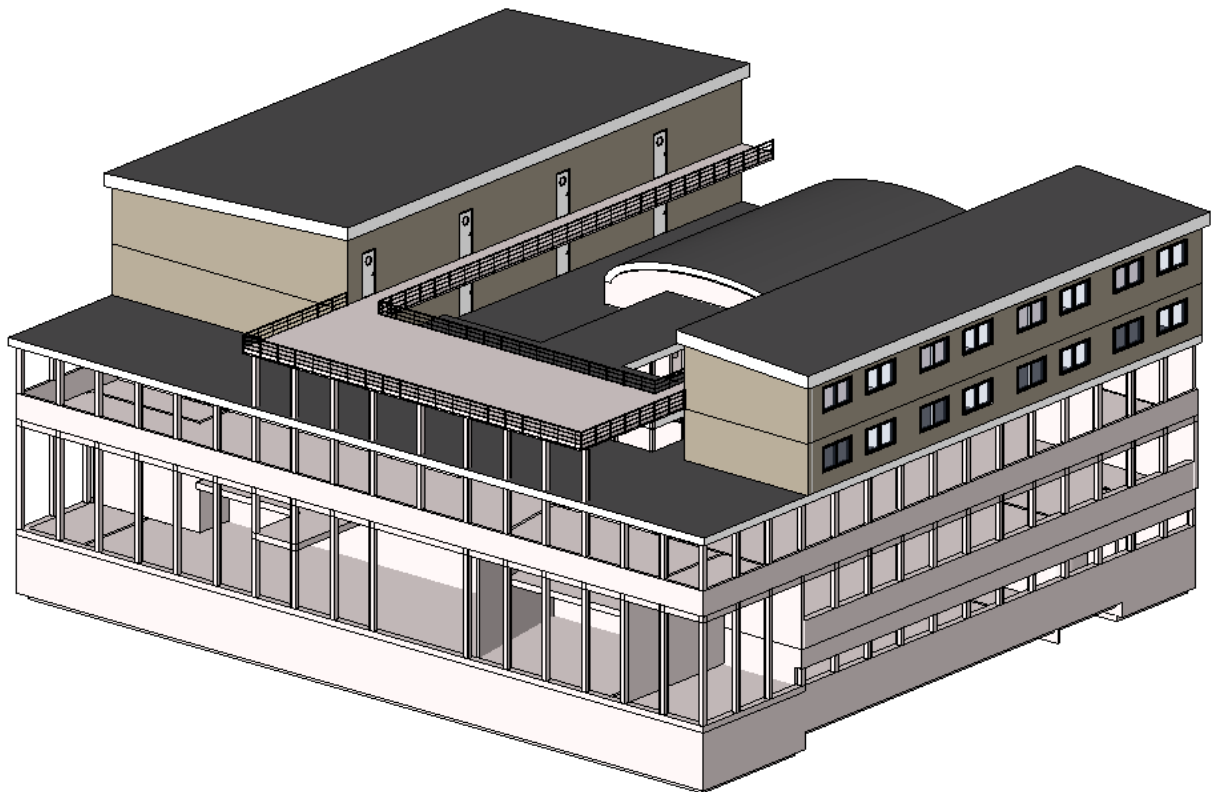
Figur 6.1. Påbyggnadsförslag. Gula linjer representerar ytter- och lägenhetsavskiljande väggar. Turkos visar loftgångens utformning. Blått är utbyggnad för entré, hiss och trappor. Röda markeringar visar vilka underliggande byggnadsdelar som ska kontrolleras. Eftersom påbyggnaden är uppdelad i två huskroppar benämns den största av de två som (1) och den mindre som (2).



Figur 6.2 Påbyggnadens bärsystem med träregelstomme för en lägenhetsenhet. De underliggande betongpelarna representerar bärlinjerna för den befintliga byggnaden. Kortsidor är inte utritade för att ge en tydligare vy av stommen.



Figur 6.3 3D-vy över en vånings påbyggnad.



Figur 6.4 3D-vy över två våningars påbyggnad samt loftgång.

6.3 Vertikala laster

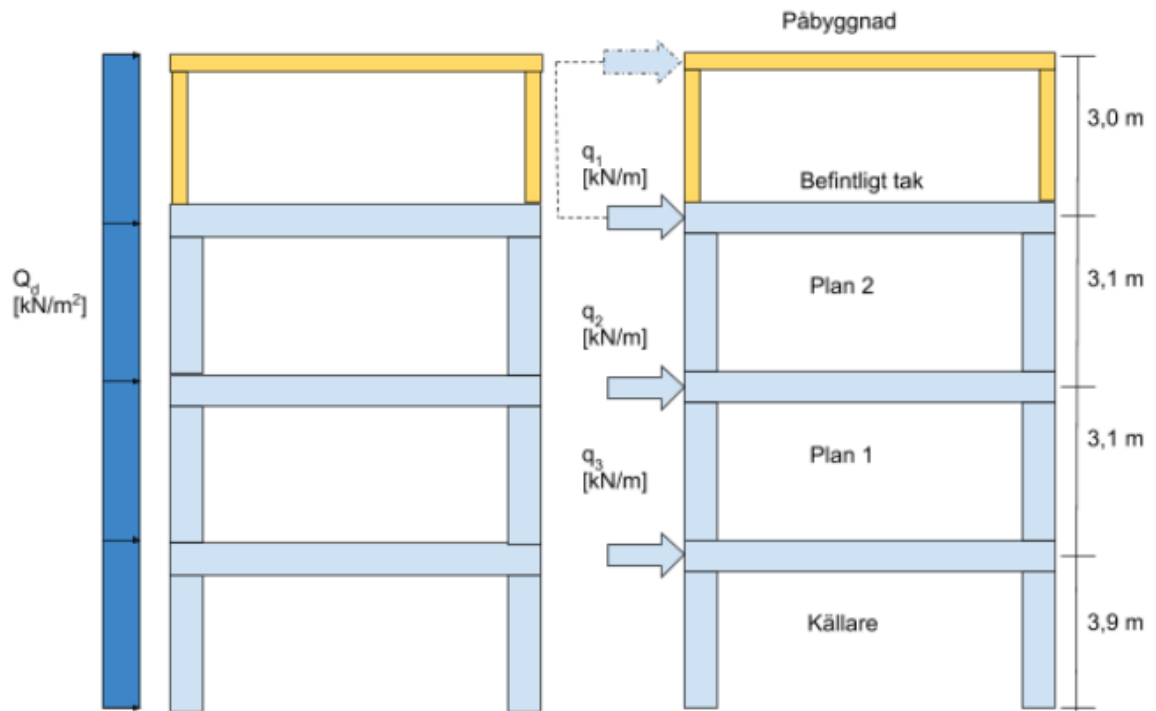
Samtliga byggnadsdelar har i uppgift att föra ner vertikala laster till grunden. Utbredda laster förs via bjälklag som bärs av balkar vidare till pelare för att till slut föras ner till pelarfundamenten och marken. Hur stora laster som verkar på respektive byggnadsdel beror på vilken area delen tar last från samt vilka infästningsförhållanden som råder. I de områden där plattor är kontinuerligt armerade över en balk eller vägg förs en större del av lasten ner än de områden där plattorna har en fri ände. Storleken på lasterna kommer från byggnadsdelarnas egentyngheter, se tabell B1-B5 i bilaga B och variabla laster som verkar på dessa, däribland horisontell vindlast och nyttiga laster, se tabell C2-C4 i bilaga C.

De vertikala laster som verkar från den befintliga byggnaden har samma storlek som vid kontroll utan påbyggnad men vid kommande kontroller tillkommer egentyngheter från påbyggnad, se tabell B6-B9 i bilaga B samt variabla laster från snö och nyttig last från bostad och loftgång, se tabell C1, C3 och C4 i bilaga C.

6.4 Stomstabilisering och horisontella laster vid en vånings påbyggnad

6.4.1 Principer för stomstabilisering av påbyggnad

Då påbyggnaden ger en högre byggnadshöjd ökar de horisontella vindlasterna som måste föras ner i grunden. Stomstabilisering av påbyggnaden åstadkoms via skivverkan i väggarna som sedan förs vidare till de underliggande betongpelarna och väggarna. Eftersom påbyggnaden har många väggar med hög skivverkan undersöks inte den stomstabiliserande förmågan utan antas inte utgöra en begränsning. Vid behov kan stomstabiliserande åtgärder vidtas såsom att öka antalet skivor i väggarna. För den underliggande byggnaden konstaterades det att stomstabiliteten var lägre vid vind mot långsidan samt att vindlasten var något större. Även påbyggnaden har större stomstabiliserande förmåga vid vind mot befintlig byggnads kortsida då det finns genomgående väggelement i denna riktning. Dock blir vindlasterna på påbyggnaden större vid vind mot den befintliga byggnadens kortsida eftersom påbyggnadens långsida är parallell med den befintliga byggnadens kortsida, se figur 6.1. För att kunna kontrollera vilken vindriktning som ger de totalt sett värsta lasterna för kombinationen av befintlig och ny byggnad beräknas de horisontella lasterna i pelartoppar på plan 2 som uppkommer från vindlast mot påbyggnaden. Vindlasten som verkar i påbyggnadens takbjälklag förflyttas vid beräkning till samma nivå som det befintliga taket och det ökade momentet som uppstår på grund av höjdskillnaden mellan taknivåerna tillförs respektive pelare, se figur 6.5 och 6.11. Denna princip tillämpas oavsett hur många våningar som byggs på.



Figur 6.5 Princip för förflyttning av vindlaster mot fasaden med en vånings påbyggnad.

6.4.2 Stabiliserande element

Stomstabiliserande element för plan 2:

Stabiliserande element vid vind mot långsidan på huskropp 1: P13, P14, P16, P17, P18, P19, P21 och P22.

Stabiliserande element vid vind mot kortsidan på huskropp 1: P15, P16, P18, P20, P21 och P22.

Stabiliserande element vid vind mot långsidan på huskropp 2: P1, P2, P3, P4, P5 och P6.

Stabiliserande element vid vind mot kortsidan på huskropp 2: P2 och P3.

De stomstabiliserande elementen i underliggande plan, plan 1 och källarplan förblir samma som för befintlig byggnad, enligt fördelning i kapitel 5.

6.4.3 Stomstabilisering huskropp 1

För huskropp 1 motsvarar långsidan den befintliga byggnadens södra kortsida och kortsidan motsvarar befintlig byggnads långsida. De fasadsidor som nämns nedan syftar på påbyggnadens huskropp.

Dimensionerande vind mot långsida

Vindlasten som uppstår på långsidan är

$$1,5 \cdot q_k \cdot (c_{pe,10,zonD} + c_{pe,10,zonE}) = 1,5 \cdot 1,03 \cdot (0,8 + 0,51) = 2,0 \text{ kN/m}^2, \text{ se tabell C3 i bilaga C.}$$

Dimensionerande vind mot kortsida

Vindlasten som uppstår på långsidan är

$$1,5 \cdot q_k \cdot (c_{pe,10,zonD} + c_{pe,10,zonE}) = 1,5 \cdot 1,03 \cdot (0,75 + 0,39) = 1,76 \text{ kN/m}^2, \text{ se tabell C3 i bilaga C.}$$

Vind mot långsida

$$Q_d = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 26 m

Byggnadens höjd h är 3,0 m

$$q_1 = Q_d \cdot h \cdot b = 2,0 \cdot 3,0 \cdot 26 = 156 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget}$$

Denna kraft fördelas över 5 väggar, där de två ytterväggarna står på underliggande väggar medan de andra tre vilar på pelare. Eftersom stabiliteten är större under ytterväggarna fördelas kraften förenklat så att de tar 50 % vardera och de resterande 50 procenten fördelas på 8 pelare som ligger under stabiliserande väggar. Den genomsnittliga horisontella kraften blir därmed $\frac{156 \cdot 0,5}{8} = 9,8$ kN i toppen av varje pelare.

Vind mot kortsida

$$Q_d = 1,76 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 13 m

Byggnadens höjd h är 3,0 m

$$q_1 = Q_d \cdot h \cdot b = 1,76 \cdot 3,0 \cdot 13 = 68,6 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget}$$

Eftersom de inte finns några stabiliserande väggar i denna riktning som går genom hela byggnaden tas kraften endast upp av pelare. Denna kraft fördelas över 6 pelare vilket ger en genomsnittlig kraft på $\frac{68,6}{6} = 11,4$ kN i toppen av varje element.

För att ta reda på vilken kombination av krafter från vind som ger störst last i pelartoppar adderas den genomsnittliga kraften från vind mot den befintliga byggnadens långsida och påbyggnadens kortsida och vice versa.

Vind mot befintlig byggnads långsida:

$$11,3 + 11,4 = 22,7 \text{ kN}$$

Vind mot befintlig byggnads kortsida:

$$4,8 + 9,8 = 14,2 \text{ kN}$$

Den största genomsnittliga kraften i pelartoppar fås alltså med vind mot befintlig byggnads långsida och används vidare då kontroll görs vid påbyggnad med en våning.

Tabell 6.1 Fördelning av horisontell last i pelartoppar i plan 2 vid vind mot befintlig byggnads långsida.

Pelare	Yttröghetsmoment [m ⁴ · 10 ⁻⁴]	Andel av last [%]	Last [kN]
P15	11,4	14,6	10,0
P16	7,9	10,1	6,9
P18	6,9	8,8	6,0
P20	20,8	26,5	18,3
P21	15,6	20,0	13,7
P22	15,6	20,0	13,7
Σ	78,2	100,0	68,6

6.4.4 Stomstabilisering huskropp 2

För huskropp 2 motsvarar långsidan den befintliga byggnadens norra kortsida och kortsidan motsvarar befintlig byggnads långsida. De fasadsidor som nämns nedan syftar på påbyggnadens huskropp.

Dimensionerande vind mot långsida

Vindlasten som uppstår på långsidan är

$$1,5 \cdot q_k \cdot (c_{pe,10,zonD} + c_{pe,10,zonE}) = 1,5 \cdot 1,03 \cdot (0,8 + 0,57) = 2,12 \text{ kN/m}^2, \text{ se tabell C3 i bilaga C.}$$

Dimensionerande vind mot kortsida

Vindlasten som uppstår på långsidan är

$$1,5 \cdot q_k \cdot (c_{pe,10,zonD} + c_{pe,10,zonE}) = 1,5 \cdot 1,03 \cdot (0,75 + 0,39) = 1,76 \text{ kN/m}^2, \text{ se tabell C3 i bilaga C.}$$

Vind mot långsida

$$Q_d = 2,12 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 26 m

Byggnadens höjd h är 3,0 m

$$q_1 = Q_d \cdot h \cdot b = 2,12 \cdot 3,0 \cdot 26 = 165 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget}$$

Denna kraft fördelas över 5 väggar, där den ena ytterväggen står på underliggande väggar medan de övriga vilar på pelare. Eftersom stabiliteten är större under ytterväggen med underliggande väggar fördelas kraften förenklat så att den tar 25 % och resterande 75 % fördelas på 7 pelare. Den genomsnittliga horisontella kraften blir därmed $\frac{165 \cdot 0,75}{7} = 17,7$ kN i toppen av varje pelare.

Vind mot kortsida

$$Q_d = 1,76 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 6,5 m

Byggnadens höjd h är 3,0 m

$$q_1 = Q_d \cdot h \cdot b = 1,76 \cdot 3,0 \cdot 6,5 = 34,3 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget}$$

Eftersom de inte finns några stabiliserande väggar i denna riktning som går genom hela byggnaden tas kraften endast upp av pelare. Denna kraft fördelas över 2 pelare vilket ger en genomsnittlig kraft på $\frac{34,3}{2} = 17,2$ kN i toppen av varje element.

För att ta reda på vilken kombination av krafter från vind som ger störst last i pelartoppar adderas den genomsnittliga kraften från vind mot den befintliga byggnadens långsida och påbyggnadens kortsida och vice versa.

Vind mot befintlig byggnads långsida:

$$11,3 + 17,2 = 28,5 \text{ kN}$$

Vind mot befintlig byggnads kortsida:

$$4,8 + 17,7 = 22,5 \text{ kN}$$

Den största genomsnittliga kraften i pelartoppar fås alltså med vind mot befintlig byggnads långsida och används vidare då kontroll görs vid påbyggnad med en våning.

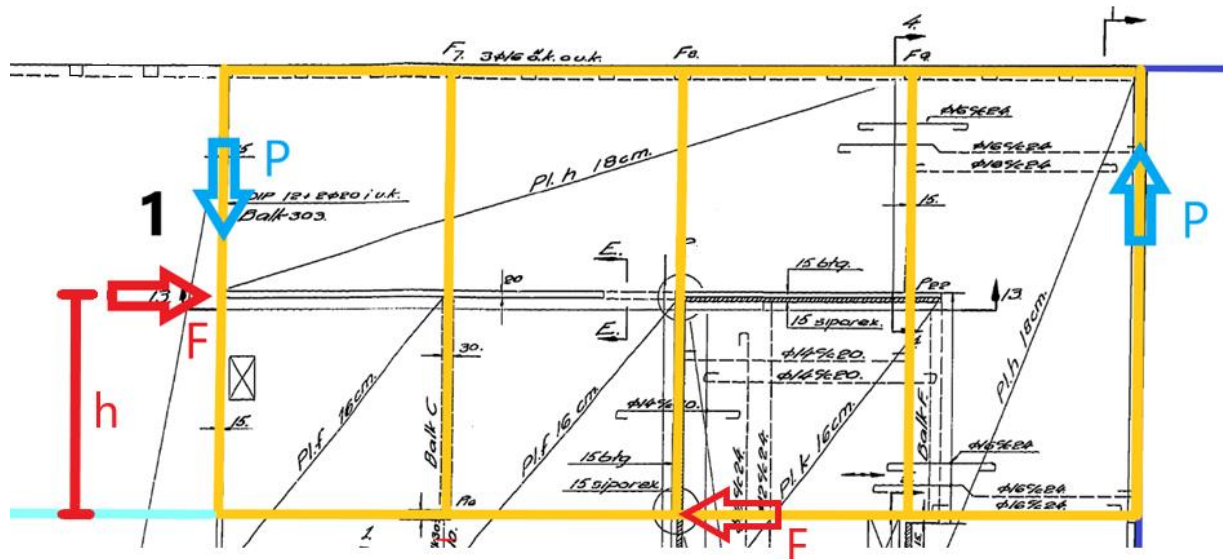
Tabell 6.2 Fördelning av horisontell last i pelartoppar i plan 2 vid vind mot befintlig byggnads långsida.

Pelare	Yttröghetsmoment [$\text{m}^4 \cdot 10^{-4}$]	Andel av last [%]	Last [kN]
P2	7,9	54,0	18,5
P3	6,8	46,0	15,8
Σ	14,7	100,0	34,3

Pelare P4 kontrolleras enligt fallet vind mot långsidan eftersom den endast är stomstabiliserande i denna riktning. Enligt samma metod som ovan blir med totala lasten i bjälklaget $165 \cdot 0,75 = 123,8$ kN den horisontella lasten i toppen av P4 6,4 kN.

6.4.5 Horisontellt moment

Vid vind mot kortsida mot respektive huskropp är linjen med stabiliserande element inte centrisk i förhållande till vindlastens angreppspunkt. Detta orsakar ett moment som vill rotera påbyggnadskroppen, se figur 6.6. Huskropp 1 redovisas och samma princip går att tillämpa för huskropp 2.



Figur 6.6 Princip av motverkande kraftpar för det uppkomna horisontella momentet.

$F = 68,6$ kN från beräkning av kraft i bjälklaget för huskropp 1 vid vind mot kortsidan

$$h = 6,5 \text{ m}$$

Momentet motsvaras av

$$M = F \cdot h = 68,6 \cdot 6,5 = 446 \text{ kNm.}$$

För att motverka detta moment uppstår ett horisontellt kraftpar P i kortsidans ytterväggar som är motriktade momentet. Den totala kraften som motverkar momentet löses ut genom att dividera det uppkomna momentet 446 kNm med påbyggnadens längd 26 m.

$$P = \frac{446}{26} = 17,2 \text{ kN}$$

Den horisontella kraften P ska tas upp av en yttervägg i påbyggnadens kortsida, eftersom ytterväggarnas konstruktion har en hög skivverkan anses de utan svårighet uppta kraften 17,2 kN. Med detta som utgångspunkt anses därför det horisontella momentet som vill rotera påbyggnadskroppen inte utgöra ett problem och behandlas därför ej i rapportens fortsättning.

6.5 Lastberäkning av typvåning

Underliggande byggnadsdelar som ska kontrolleras utsätts vid påbyggnad för nya vertikala laster. Dessa nya laster beräknas separat för varje del som ska kontrolleras. För egentygnder på ingående byggnadsdelar i påbyggnaden, se tabell B6-B9 i bilaga B. På grund av valet med prefabricerade väggelement kan dessa ställas direkt på underliggande pelare och belastar således inte balkar eller bjälklag. Eftersom syftet dels är att kontrollera underliggande betongpelare ska inte kapaciteten för limträpelare i påbyggnaden begränsa våningsantalet. Därför dimensioneras limträpelarna för den utökade last varje våningsantal som adderas till påbyggnaden medför. En dimensionering av limträpelare vid en vånings påbyggnad är nödvändig för att få en utgångspunkt för hur stora pelarna måste vara vid ytterligare påbyggnad. Med påbyggnad av en våning är det endast takets och de laster som verkar på detta som ska föras ner i limträpelaren, utifrån hur stor denna last är dimensioneras pelaren utan hänsyn till dess egentygnd. Då dimension tagits fram adderas egentygnden och pelarens kapacitet jämförs igen men med egentygnden inkluderad. Vid dimensioneringen väljs den pelare ut som kommer att bära störst last, dimensionen som krävs för att klara dessa används sedan för samtliga limträpelare. Dimensionering av limträpelare redovisas i beräkning nedan.

6.5.1 Dimensionering av limträpelare

$$Q_d = \gamma_d \cdot 1,2 \cdot G_{k,tak} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,snö} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot 0,2 \cdot Q_{k,vind} \cdot \psi_0 = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,46 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,8 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,2 \cdot 0,972 \cdot 0,3 = 1,84 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Area av denna last som verkar på pelaren} = 6,5 \cdot 6,5 = 42,25 \text{ m}^2$$

$$N_{Ed} = 1,84 \cdot 42,25 = 77,7 \text{ kN}$$

Test med dimension 115x115 mm²

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

$$f_{cd} = \frac{k_{mod} \cdot f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 30}{1,25} = 19,2 \text{ MPa}$$

Där $k_{mod} = 0,8$ då den kortvarigaste lasten sätts till medel och klimatklassen sätts till 1.

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ då kvaliteten på limträet är GL30h.

$$k_c \text{ fås med } \lambda = \frac{\beta \cdot L}{i} = \frac{\beta \cdot L}{\frac{h}{\sqrt{12}}} = \frac{1 \cdot 2,4}{\frac{0,115}{\sqrt{12}}} = 72,29$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0k}}{E_{0,05}}} = \frac{72,29}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{30}{11300}} = 1,19$$

$$k = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,19 - 0,3) + 1,19^2) = 1,25$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{1,25 + \sqrt{1,25^2 - 1,19^2}} = 0,61$$

$$N_{c,Rd} = f_{cd} \cdot A \cdot k_c = 19,2 \cdot 10^6 \cdot 0,115 \cdot 0,115 \cdot 0,61 = 155,4 \text{ kN}$$

En jämförelse med $N_{Ed} = 77,7 \text{ kN}$ visar att pelaren klarar denna last med god marginal. Denna last utgörs dock endast av takets laster och det är möjligt att ytterligare våningar tillför en last som pelaren inte klarar. För att få en större marginal och inte behöva ändra pelardimension om det visar sig att lasterna överstiger kapaciteten för pelaren med dimension 115x115 används det största kvadratiske standardtvärsnittet för limträpelare, 165x165 mm.

Kapacitet för pelare med dimension 165x165 mm:

Med denna pelares egentyngd medräknad blir $N_{Ed} = 80 \text{ kN}$

Enligt samma beräkningsmetod som ovan blir $N_{c,Rd} = 461,5 \text{ kN}$ vilket bör ge en god marginal för ökade laster vid påbyggnad av fler våningar.

Den dimension som erhålls efter att verkande laster jämförts med tryckkraftskapaciteten är 165x165 mm.

6.6 Kontroll av plan 2 vid en vånings påbyggnad

För de pelare som kontrolleras på plan 2 med en vånings påbyggnad sätts nyttig last från loftgång som huvudlast och bostadslast reduceras för samtliga pelare förutom P20 där istället bostadslast sätts som huvudlast. Detta eftersom de utsätts både för bostadslast och loftgångslast. P20 däremot utsätts endast för nyttig last från bostad.

Följande byggnadsdelar anses vara lämpliga att kontrollera:

Pelare: P2, P4, P16.

Balkar: B, C, F och 301

Väggar: Vägg med 15 cm betong och vägg med 15 cm betong + 15 cm lättbetong.

För egentyngd på byggnadsdelar se tabell B6-B9 i bilaga B och tabell C1, C3 och C4 i bilaga C.

6.6.1 Balkar

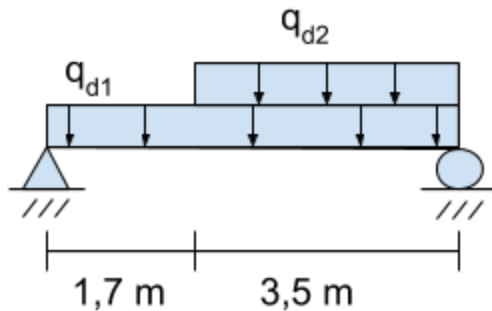
Balk B används som beräkningsexempel, se nedan. Denna beräkninggång används för samtliga balkar och resultaten redovisas i balktabell för varje plan.

6.6.1.1 Dimensionerande moment för balk B

Balk B med en vånings påbyggnad

Egentyngd + takbjälklag + nyttig last från bostad. Vid en påbyggnad kommer det befintliga takbjälklaget att nyttjas som utrymme med bostäder. Detta medför en större last på balken.

Balken utsätts i dagsläget för lasterna enligt figur 6.7.



Figur 6.7 Balk B med laster och upplag.

$$q_{d1} = 19,6 \text{ kN/m}$$

$$q_{d2} = 10,8 \text{ kN/m}$$

Med en vånings påbyggnad läggs följande last på till q_{d1} :

$$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,bostad} \cdot b_{influens} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 2,0 \cdot 3,25 = 9,8 \text{ kN/m}$$

vilket leder till att q_{d1} totalt sett blir $19,6 + 9,8 = 29,4 \text{ kN/m}$

Med en vånings påbyggnad läggs följande last på till q_{d2} :

$$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,bostad} \cdot b_{influens} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 2,0 \cdot 3,25 = 9,8 \text{ kN/m}$$

$$q_{d2} = 10,8 + 9,8 = 20,6 \text{ kN/m}$$

Beräkningar av maxmoment enligt avsnitt 5.10.1.1 ger

$$M_{Ed} = 154,4 \text{ kNm.}$$

Kapaciteten för balken är oförändrad

Det moment som uppstår i balken är beräknat till 154,4 kNm. Alltså uppfylls kapaciteten till $\frac{154,4}{146,7} = 1,05 = 105 \%$.

Tabell 6.3 Kontroll av balkar i plan 2 vid en vånings påbyggnad.

Balk	Dimensionerande moment [kNm]	Momentkapacitet [kNm]	Utnyttjandegrad [%]
B	154	147	105
C	227	247	92
F	230	470	49
301	43	37	115

Som tidigare nämnt då balk 201 och 202 i plan 1 för den befintliga byggnaden utnyttjades fullt ut finns det i verkligheten högre kapacitet än för bara stålbalcken då den är ingjuten i armerad betong. I detta fall för balk 301 med en påbyggnad är utnyttjandegraden ännu högre och en förstärkning av balken är mer motiverad. En förstärkning av balk B är också nödvändig för att möjliggöra påbyggnad.

6.6.2 Pelare

Pelare P16 används som beräkningsexempel, se nedan. Denna beräkningsgång används för samtliga pelare och resultaten redovisas i pelartabell för varje plan.

6.6.2.1 Dimensionerande laster på pelare P16 med en vånings påbyggnad:

Pelaren utsattes tidigare för den dimensionerande vertikala tryckkraften $N_{Ed} = 109,1$ kN.

Vid en vånings påbyggnad utsätts pelaren för en större vertikal tryckkraft samt för en större horisontell punktlast i pelartopp.

Den extra vertikala tryckkraften som tillkommer fås genom:

$$N_{Ed,1vånings\ påbyggnad} = P_{d,pelare} + P_{d,väggar} + P_{d,bostadsyta} + P_{d,tak} + P_{d,loftgång}$$

$$P_{d,pelare} = 0,3 \text{ kN}$$

$$P_{d,väggar} = P_{d,lägenhetsaavskiljande\ vägg} + P_{d,yttervägg} = 0,55 \cdot 2,4 \cdot 3,25 + 0,53 \cdot 2,4 \cdot 6,5$$

$$= 4,3 + 8,3 = 12,6 \text{ kN, där } 3,25 \text{ och } 6,5 \text{ är längden på respektive vägg som pelaren upptar.}$$

$P_{d,bostadsyta} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 2,0 \cdot 0,7 \cdot 6,5 \cdot 3,25 = 44,4$ kN, där $6,5 \cdot 3,25$ är den area som pelaren upptar från bostadslast och bostadslasten reduceras eftersom den nyttiga lasten som verkar på loftgången är huvudlast.

$$P_{d,tak} = P_{d,takbjälklag} + P_{d,snö} + P_{d,vind} =$$

$(0,46 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,8 \cdot 0,6 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,2 \cdot 0,972 \cdot 0,3) \cdot 6,5 \cdot 3,25 = 26,8$ kN, där $6,5 \cdot 3,25$ är den area som pelaren upptar från variabla laster och $0,46$ är egentytningen på takbjälklaget, se tabell B6 i bilaga B.

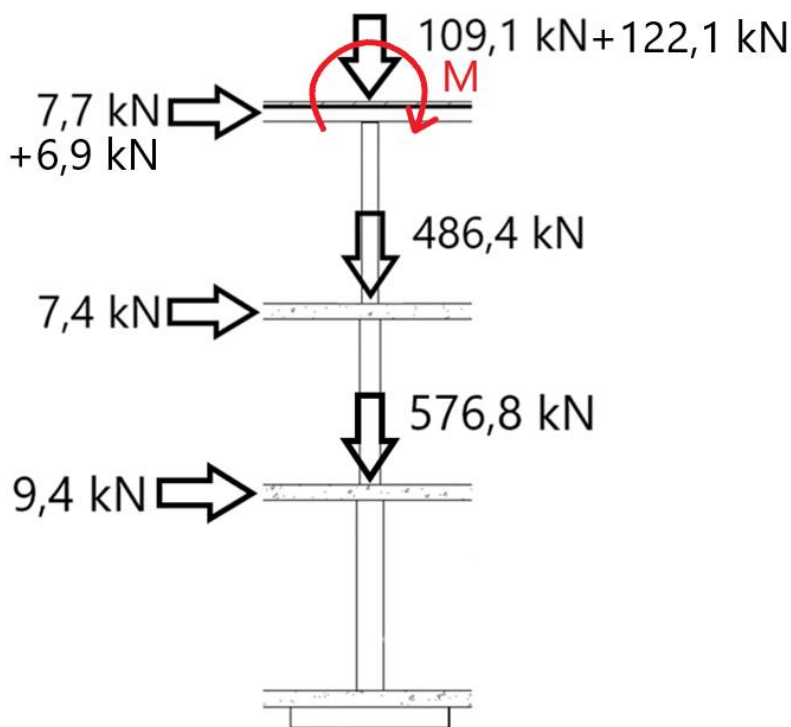
$P_{d,loftgång} = (1,0 \cdot 1,5 \cdot 3,0 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,8 \cdot 0,6 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,2 \cdot 0,972 \cdot 0,3) \cdot 6,5 \cdot 1,1 = 38,0$ kN, där $6,5 \cdot 1,1$ är den area som pelaren upptar från loftgången.

$N_{Ed,1vånings påbyggnad} = 0,3 + 12,6 + 44,4 + 26,8 + 38 = 122,1$ kN.

Denna dimensionerande last adderas på den last som verkar på pelaren i dagsläget $109,1$ kN.

Den last som verkar på P16 vid en vånings påbyggnad blir $109,11 + 122,1 = 231,2$ kN.

De vertikala tryckkrafterna för olika byggnadsdelar fås fram enligt samma beräkningsgång.



Figur 6.11 Den tänkta sammanhängande pelaren med alla vertikala och horisontella laster som verkar på pelaren vid envånings påbyggnad.

Då den horisontella lasten $6,9$ kN i toppen av påbyggnaden förflyttas till toppen av plan 2 måste det moment som höjdskillnaden mellan planen ger upphov till kompenseras för. Detta moment adderas i pelartoppen på plan 2 och motsvaras av den tillkomna horisontella lasten $6,9$ kN multiplicerat med höjdskillnaden $3,0$ m. För påbyggnad med två våningar adderas dessutom den horisontella lasten i den andra våningens topp multiplicerat med höjden för två våningar.

$$M = F \cdot h = 6,9 \cdot 3,0 = 20,7 \text{ kNm.}$$

Lastberäkningen blir likadan för ytterligare våningar som byggs på, bortsett från att egentygnd för bjälklaget mellan påbyggnadens våningar adderas samt att den horisontella vindlasten blir större då höjden ökar, och redovisas därför inte igen.

Kapacitet för pelare P16

Vid kontroll av den sammanhängande pelaren så ska kapacitet och stomstabilitet tas hänsyn till. Till hjälp används programmet RFEM då det underlättar beräkningsgången för ett sådant komplext system.

P16 på plan 2 har dimensionen 35x30 cm² och den längsgående armeringsarea som krävs enligt beräkning i programmet är 11,4 cm². Den faktiska armering som pelaren innehåller är 4,5 cm² vilket tyder på att pelaren inte klarar av en vånings påbyggnad.

Tabell 6.4 Kontroll av pelare i plan 2 vid en vånings påbyggnad.

Pelare	Vertikal last [kN]	Horisontell last [kN]	Moment i pelartopp [kNm]	Befintlig armeringsarea [cm ²]	Armeringskrav [cm ²]	Godkänd
P2	231,2	26,2	55,5	4,5	39,0	NEJ
P4	242,4	8,3	19,2	4,5	19,3	NEJ
P16	231,2	14,6	20,7	4,5	11,4	NEJ

6.6.3 Väggar

Vägg med 15 cm armerad betong används som beräkningsexempel, se nedan. Denna beräkningsgång används för samtliga väggar och resultaten redovisas i väggtabell för varje plan.

6.6.3.1 Dimensionerande tryckkraft på vägg med 15 cm armerad betong

Vägg med 15 cm betong med en vånings påbyggnad

Väggen utsattes tidigare för den värsta tryckkraften $N_{Ed} = 42,9$ kN.

Vid en vånings påbyggnad utsätts väggen för en större vertikal tryckkraft:

$$N_{Ed,1vånings\ påbyggnad} = P_{d,vägg} + P_{d,variabla\ laster} + P_{d,takbjälklag}$$

$$P_{d,vägg} = P_{d,yttervägg} = 0,53 \cdot 2,4 \cdot 1 = 1,27 \text{ kN.}$$

där 1 motsvarar 1 meters bredd av väggen.

$P_{d,variabla\ laster} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 2,0 \cdot 1,7 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,2 \cdot 0,972 \cdot 0,3 \cdot 3,25 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,8 \cdot 0,6 \cdot 3,25 = 7,72$ kN/m, på 1 meters vägg blir det därmed 7,72 kN, hela beräkningen redovisas då areorna är olika för den nyttiga lasten och snö och vind.

$P_{d,takbjälklag} = 0,46 \cdot 3,25 \cdot 1 = 1,5$ kN, där 1 motsvarar 1 meters bredd av väggen.

$N_{Ed,1vånings\ påbyggnad} = 1,27 + 7,72 + 1,5 = 10,5$ kN.

Denna dimensionerande last adderas på den last som verkar på väggen i dagsläget, 42,9 kN.

Den lasten som verkar på väggen vid en vånings påbyggnad blir $42,9 + 10,5 = 53,4$ kN.

Kapacitet för vägg med 15 cm betong

Vid kontroll av väggen avses endast ren tryckkraft.

Väggen modelleras som en en meter bred pelare med tjockleken 15 cm i RFEM och den dimensionerande lasten 53,4 kN jämförs med normalkraftskapaciteten som erhålls ur programmet till 2000 kN. Väggen klarar av en vånings påbyggnad med god marginal.

Tabell 6.5 Kontroll av väggar i plan 2 vid en vånings påbyggnad.

Vägg	Vertikal last [kN]	Tryckkraftskapacitet [kN]	Utnyttjandegrad [%]
15 cm	53	2000	2,7
15 cm + 15 cm lättbetong	79	2000	3,9

6.7 Kontroll av plan 1 vid en vånings påbyggnad

Eftersom balkarna på plan 1 endast bär laster från bjälklaget mellan plan 1 och plan 2 verkar inte snö- och vindlaster på dem, utan endast egentyngd och nyttig last från verksamhet. För pelare och väggar som tar last från ovanliggande plan används som vid kontroll utan påbyggnad lasten från gym som huvudlast. Då loftgångslasten sattes som huvudlast på ovanliggande plan för samtliga pelare förutom P20 blir den vertikala lasten något förstörd eftersom både last från gym och loftgång sätts som huvudlast. Snölast, vertikala vindlaster och den nyttiga lasten från bostad som inte sätts till huvudlast reduceras i dessa fall.

Följande bygnadsdelar anses vara lämpliga att kontrollera:

Pelare: P2, P3, P4, P16, P20, F3 och intilliggande fönsterpelare.

Väggar: Vägg med 15 cm betong

6.7.1 Pelare

P16 på plan 1 har dimensionen 38x38 cm² och den längsgående armeringsarea som krävs enligt beräkning i programmet är 15,4 cm². Den faktiska armering som pelaren innehåller är 12,6 cm² vilket tyder på att pelaren inte klarar av envånings påbyggnad.

Tabell 6.6 Kontroll av pelare i plan 1 vid en vånings påbyggnad.

Pelare	Vertikal last [kN]	Horisontell last [kN]	Befintlig armeringsarea [cm ²]	Armeringskrav [cm ²]	Godkänd
P2	769,4	9,1	19,6	59,3	NEJ
P3	911,9	9,1	19,6	46,7	NEJ
P4	509,9	1,1	12,6	5,5	JA
P16	717,6	7,4	12,6	15,4	NEJ
P20	1231,3	22,2	19,6	38,9	NEJ
Fönsterpelare	109,5	3,4 [kN/m]	6,2	1,3	JA

Fönsterpelare med DIP F3 kontrolleras enligt en annan metod då denna innehåller en ingjuten DIP-profil:

Denna pelares slankhetstal $\bar{\lambda} < 0,2$, alltså behöver hänsyn ej tas till knäckning och jämförelsen som ska göras blir istället $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$

Fönsterpelare med DIP F3:

$$N_{Ed} = 351,7 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{351,7}{1835} + \frac{3,54}{150,87} = 0,22$$

Erhållna värden från RFEM visar att förhållandet för denna pelare blir 0,22 vilket är långt under 1,0, pelaren klarar av en vånings påbyggnad.

6.7.2 Väggar

Tabell 6.7 Kontroll av vägg i plan 1 vid en vånings påbyggnad.

Vägg	Vertikal last [kN]	Tryckkraftskapacitet [kN]	Utnyttjandegrad [%]
15 cm	167	2000	8,3

6.8 Kontroll av källarplan vid en vånings påbyggnad

Eftersom balkarna i källarplan endast bär laster från bjälklaget mellan källarplan och plan 1 verkar inte snö- och vindlaster på dem, utan endast egentygnd och nyttig last från verksamhet. För pelare och väggar som tar last från ovanliggande plan används som vid kontroll utan påbyggnad lasten från gym som huvudlast. Då loftgångslasten sattes som huvudlast på plan 2 för samtliga pelare förutom P20 blir den vertikala lasten något förstörd eftersom både last från gym och loftgång sätts som huvudlast. Snölast, vertikala vindlaster och den nyttiga lasten från bostad som inte sätts till huvudlast reduceras i dessa fall.

Följande bygnadsdelar anses vara lämpliga att kontrollera:

Pelare: P2, P3, P16, P20, F3 och intilliggande fönsterpelare.

Väggar: Vägg med 20 cm betong

I detta plan finns det flera kontinuerliga balkar med olika längder på facken. För att undvika en lång beräkningsgång för hand beslutades det efter överläggning med Sweco att för dessa använda ett beräkningsprogram. Ur detta erhöles värden såsom upplagskrafter som vidare användes vid beräkning av dimensionerande punktlaster i de pelare varpå balkarna vilar.

Även i detta plan finns det DIP-pelare ingjutna i betong med armering i under- och överkant och beräkningsgången är densamma som för plan 1 med jämförelsen $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$, [16].

6.8.1 Pelare

P16 på källarplan har dimensionen 50x50 cm² och den längsgående armeringsarea som krävs enligt beräkning i programmet är 14,0 cm². Den faktiska armering som pelaren innehåller är 39,3 cm² vilket tyder på att pelaren klarar av envånings påbyggnad.

Kombinationen av dessa laster ger vid insättning i RFEM för pelarfoten ett moment på 256,6 kNm, en normalkraft på 1295,4 kN och en tvärkraft på 31,4 kN.

Tabell 6.8 Kontroll av pelare i källarplan vid en vånings påbyggnad.

Pelare	Vertikal last [kN]	Horisontell last [kN]	Befintlig armeringsarea [cm ²]	Armeringskrav [cm ²]	Godkänd
P2	1395,5	9,4	32,2	70,8	NEJ
P3	1498,0	9,4	32,2	56,0	NEJ
P16	1294,4	9,4	39,3	14,0	JA
P20	1863,7	19,3	49,3	63,6	NEJ
Fönsterpelare	157,6	3,4 [kN/m]	6,2	1,3	JA

För moment-, normalkrafts- och tvärkraftsdiagram, se bilaga E.

Fönsterpelare med DIP F3 kontrolleras enligt en annan metod då denna innehåller en ingjuten DIP-profil:

Denna pelares slankhetstal $\bar{\lambda} < 0,2$, alltså behöver hänsyn ej tas till knäckning och jämförelsen som ska göras blir istället $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$

Fönsterpelare med DIP F3:

$$N_{Ed} = 555,3 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{555,3}{1835} + \frac{0,34}{150,87} = 0,3$$

Erhållna värden från RFEM visar att förhållandet för denna pelare blir 0,3 vilket är långt under 1,0, pelaren klarar av en vånings påbyggnad.

6.8.2 Väggar

Tabell 6.9 Kontroll av vägg i källarplan vid en vånings påbyggnad.

Vägg	Vertikal last [kN]	Tryckkraftskapacitet [kN]	Utnyttjandegrad [%]
20 cm	546	795	69

Dimensionerande last och bärförmåga för vägg med 20 cm betong:

Värsta tryckkraften från P4 och påbyggnad $N_{Ed} = 545,9$ kN.

Normalkraftskapaciteten $N_{c,Rd} = 795,2$ kN fås enligt RFEM. Väggen klarar av en vånings påbyggnad med god marginal.

Vägg under P4 med 20 cm betong betraktas i beräkningsprogram som en pelare med samma bredd som underliggande P4 då den anses vara stomstabiliserande. Denna vägg kontrolleras dock separat, dock endast för tryckkraft från ovanliggande pelare. Den tas med i beräkningsprogrammet för att kontrollera ovanliggande P4.

6.9 Kontroll av pelarfundament vid en vånings påbyggnad

Vid en vånings påbyggnad kontrolleras fundamenten under de fyra pelare som har kontrollerats och ansluter till grunden precis som för den befintliga byggnaden. Fundamenten kontrolleras avseende det moment, normalkraft och tvärkraft som uppstår från respektive pelare och de laster som verkar på denna.

Tabell 6.10 Kontroll av pelarfundament vid en vånings påbyggnad.

Fundament	Moment [kNm]	Normalkraft [kN]	Tvärcraft [kN]	Dimension (BxDxH) [mm]	Godkänd
P2	420,5	1395,5	44,7	3000x3000x450	JA
P3	374,0	1498,0	40,9	3000x3000x450	JA
P16	256,6	1294,4	31,4	3000x3000x400	JA
P20	675,4	1863,7	80,1	3600x3600x500	JA

6.10 Stomstabilisering och horisontella laster vid två våningars påbyggnad

För horisontell lastfördelning, se figur 6.2.

6.10.1 Stomstabilisering huskropp 1

För huskropp 1 motsvarar långsidan den befintliga byggnadens södra kortsida och kortsidan motsvarar befintlig byggnads långsida. De fasadsidor som nämns nedan syftar på påbyggnadens huskropp.

Dimensionerande vind mot långsida

Vindlasten som uppstår på långsidan är

$1,5 \cdot q_k \cdot (c_{pe,10,zonD} + c_{pe,10,zonE}) = 1,5 \cdot 1,08 \cdot (0,8 + 0,52) = 2,14$ kN/m², se tabell C3 i bilaga C.

Dimensionerande vind mot kortsida

Vindlasten som uppstår på långsidan är

$$1,5 \cdot q_k \cdot (c_{pe,10,zonD} + c_{pe,10,zonE}) = 1,5 \cdot 1,08 \cdot (0,76 + 0,42) = 1,92 \text{ kN/m}^2, \text{ se tabell C3 i bilaga C.}$$

Vind mot långsida

$$Q_d = 2,14 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 26 m

Byggnadens höjd h är 6,0 m

$$q_1 = Q_d \cdot h \cdot b = 2,14 \cdot 6,0 \cdot 26 = 333,7 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget.}$$

Denna kraft fördelas över 5 väggar, där de två ytterväggarna står på underliggande väggar medan de andra tre vilar på pelare. Eftersom stabiliteten är större under ytterväggarna fördelas kraften förenklat så att de tar 25 % vardera och de resterande 50 procenten fördelas på 8 pelare som ligger under stabiliserande väggar. Den genomsnittliga horisontella kraften blir därmed $\frac{333,7 \cdot 0,5}{8} = 20,9 \text{ kN}$ i toppen av varje pelare.

Vind mot kortsida

$$Q_d = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 13 m

Byggnadens höjd h är 6,0 m

$$q_1 = Q_d \cdot h \cdot b = 1,92 \cdot 6,0 \cdot 13 = 149,8 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget}$$

Eftersom de inte finns några stabiliserande väggar i denna riktning som går genom hela byggnaden tas kraften endast upp av pelare. Denna kraft fördelas över 6 pelare vilket ger en genomsnittlig kraft på $\frac{149,8}{6} = 25 \text{ kN}$ i toppen av varje element.

För att ta reda på vilken kombination av krafter från vind som ger störst last i pelartoppar adderas den genomsnittliga kraften från vind mot den befintliga byggnadens långsida och påbyggnadens kortsida och vice versa.

Vind mot befintlig byggnads långsida:

$$11,3 + 25 = 36,3 \text{ kN}$$

Vind mot befintlig byggnads kortsida:

$$4,8 + 20,9 = 25,7 \text{ kN}$$

Den största genomsnittliga kraften i pelartoppar fås alltså med vind mot befintlig byggnads långsida och används vidare då kontroll görs vid påbyggnad med en våning.

Tabell 6.11 Fördelning av horisontell last i pelartoppar i plan 2 vid vind mot befintlig byggnads långsida.

Pelare	Yttröghetsmoment [$\text{m}^4 \cdot 10^{-4}$]	Andel av last [%]	Last [kN]
P15	11,4	14,6	21,9
P16	7,9	10,1	15,1
P18	6,9	8,8	13,1
P20	20,8	26,5	39,9
P21	15,6	20,0	29,9
P22	15,6	20,0	29,9
Σ	78,2	100,0	149,8

6.10.2 Stomstabilisering huskropp 2

För huskropp 2 motsvarar långsidan den befintliga byggnadens norra kortsida och kortsidan motsvarar befintlig byggnads långsida. De fasadsidor som nämns nedan syftar på påbyggnadens huskropp.

Dimensionerande vind mot långsida

Vindlasten som uppstår på långsidan är

$$1,5 \cdot q_k \cdot (c_{pe,10,zonD} + c_{pe,10,zonE}) = 1,5 \cdot 1,08 \cdot (0,8 + 0,59) = 2,26 \text{ kN/m}^2, \text{ se tabell C3 i bilaga C.}$$

Dimensionerande vind mot kortsida

Vindlasten som uppstår på långsidan är

$$1,5 \cdot q_k \cdot (c_{pe,10,zonD} + c_{pe,10,zonE}) = 1,5 \cdot 1,08 \cdot (0,76 + 0,42) = 1,92 \text{ kN/m}^2, \text{ se tabell C3 i bilaga C.}$$

Vind mot långsida

$$Q_d = 2,26 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 26 m

Byggnadens höjd h är 6,0 m

$$q_1 = Q_d \cdot h \cdot b = 2,26 \cdot 6,0 \cdot 26 = 352,1 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget}$$

Denna kraft fördelas över 5 väggar, där den ena ytterväggen står på underliggande väggar medan de övriga vilar på pelare. Eftersom stabiliteten är större under ytterväggen med underliggande väggar fördelas kraften förenklat så att den tar 25 % och resterande 75 % fördelas på 7 pelare. Den genomsnittliga horisontella kraften blir därmed $\frac{352,1 \cdot 0,75}{7} = 37,7 \text{ kN}$ i toppen av varje pelare.

Vind mot kortsida

$$Q_d = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

Byggnadens bredd b är 6,5 m

Byggnadens höjd h är 6,0 m

$$q_1 = Q_d \cdot h \cdot b = 1,92 \cdot 6,0 \cdot 6,5 = 74,9 \text{ kN total horisontell kraft i bjälklaget}$$

Eftersom de inte finns några stabiliserande väggar i denna riktning som går genom hela byggnaden tas kraften endast upp av pelare. Denna kraft fördelas över 2 pelare, P2 och P3 vilket ger en genomsnittlig kraft på $\frac{74,9}{2} = 37,5 \text{ kN}$ i toppen av varje element.

För att ta reda på vilken kombination av krafter från vind som ger störst last i pelartoppar adderas den genomsnittliga kraften från vind mot den befintliga byggnadens långsida och påbyggnadens kortsida och vice versa.

Vind mot befintlig byggnads långsida:

$$11,3 + 37,5 = 48,8 \text{ kN}$$

Vind mot befintlig byggnads kortsida:

$$4,8 + 37,7 = 42,5 \text{ kN}$$

Den största genomsnittliga kraften i pelartoppar fås alltså med vind mot befintlig byggnads långsida och används vidare då kontroll görs vid påbyggnad med en våning.

Tabell 6.12 Fördelning av horisontell last i pelartoppar i plan 2 vid vind mot befintlig byggnads långsida.

Pelare	Yttröghetsmoment [m ⁴ · 10 ⁻⁴]	Andel av last [%]	Last [kN]
P2	7,9	54,0	40,3
P3	6,8	46,0	34,6
Σ	14,7	100,0	74,9

Pelare P4 kontrolleras enligt fallet vind mot långsidan eftersom den endast är stomstabiliserande i denna riktning. Enligt samma metod som ovan blir med totala lasten i bjälklaget $352,1 \cdot 0,75 = 264,1$ kN den horisontella lasten i toppen av P4 13,6 kN.

6.11 Kontroll av plan 2 vid två våningars påbyggnad

För de pelare som kontrolleras på plan 2 med två våningars påbyggnad sätts nyttig last från loftgång som huvudlast och bostadslast reduceras för samtliga pelare förutom P20 där istället bostadslast sätts som huvudlast. Detta eftersom de utsätts både för bostadslast och loftgångslast. P20 däremot utsätts endast för nyttig last från bostad.

Följande byggnadsdelar anses vara lämpliga att kontrollera:

Pelare: P2, P4, P16.

Väggar: Vägg med 15 cm betong och vägg med 15 cm betong + 15 cm lättbetong.

För egentyngd på byggnadsdelar se tabell B6-B9 i bilaga B och tabell C1, C3 och C4 i bilaga C.

6.11.1 Pelare

Tabell 6.13 Kontroll av pelare i plan 2 vid två våningars påbyggnad.

Pelare	Vertikal last [kN]	Horisontell last [kN]	Moment i pelartopp [kNm]	Befintlig armeringsarea [cm ²]	Armeringskrav [cm ²]	Godkänd
P2	338,8	48,0	297,3	4,5	105,0	NEJ
P4	350,0	15,5	100,8	4,5	90,0	NEJ
P16	338,8	22,8	111,3	4,5	56,5	NEJ

6.11.2 Väggar

Tabell 6.14 Kontroll av väggar i plan 2 vid två våningars påbyggnad.

Vägg	Vertikal last [kN]	Tryckkraftskapacitet [kN]	Utnyttjandegrad [%]
15 cm	67	2000	3,3
15 cm + 15 cm lättbetong	106	2000	5,3

6.12 Kontroll av plan 1 vid två våningars påbyggnad

Eftersom balkarna på plan 1 endast bär laster från bjälklaget mellan plan 1 och plan 2 verkar inte snö- och vindlaster på dem, utan endast egentyngd och nyttig last från verksamhet. För pelare och väggar som tar last från ovanliggande plan används som vid kontroll utan påbyggnad lasten från gym som huvudlast. Då loftgångslasten sattes som huvudlast på ovanliggande plan för samtliga pelare förutom P20 blir den vertikala lasten något förstörd eftersom både last från gym och loftgång sätts som huvudlast. Snölast, vertikala vindlaster och den nyttiga lasten från bostad som inte sätts till huvudlast reduceras i dessa fall.

Följande bygnadsdelar anses vara lämpliga att kontrollera:

Pelare: P2, P3, P4, P16, P20, F3 och intilliggande fönsterpelare.

Väggar: Vägg med 15 cm betong

6.12.1 Pelare

Tabell 6.15 Kontroll av pelare i plan 1 vid två våningars påbyggnad.

Pelare	Vertikal last [kN]	Horisontell last [kN]	Befintlig armeringsarea [cm ²]	Armeringskrav [cm ²]	Godkänd
P2	877,0	9,1	19,6	160,0	NEJ
P3	1019,5	9,1	19,6	160,0	NEJ
P4	617,5	1,1	12,6	64,0	NEJ
P16	825,2	7,4	12,6	62,6	NEJ
P20	1390,3	22,2	19,6	130,5	NEJ
Fönsterpelare	121,5	3,4 [kN/m]	6,2	1,3	JA

Vägg ovanför P3 med 15 cm betong + 15 cm lättbetong betraktas i beräkningsprogram som en pelare med samma bredd som underliggande P3 då den anses vara stomstabiliserande. Denna

vägg kontrolleras ej utan tas endast med för att kunna fördela horisontella laster i plan 2 och kontrollera pelare P3 på de två underliggande planen.

Fönsterpelare med DIP F3 kontrolleras enligt en annan metod då denna innehåller en ingjuten DIP-profil:

Denna pelares slankhetstal $\bar{\lambda} < 0,2$, alltså behöver hänsyn ej tas till knäckning och jämförelsen som ska göras blir istället $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$

Fönsterpelare med DIP F3:

$$N_{Ed} = 380,9 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{380,9}{1835} + \frac{3,54}{150,87} = 0,23$$

Erhållna värden från RFEM visar att förhållandet för denna pelare blir 0,23 vilket är långt under 1,0, pelaren klarar av en vånings påbyggnad.

6.12.2 Väggar

Tabell 6.16 Kontroll av vägg i plan 1 vid två våningars påbyggnad.

Vägg	Vertikal last [kN]	Tryckkraftskapacitet [kN]	Utnyttjandegrad [%]
15 cm	180	2000	9,0

6.13 Kontroll av källarplan vid två våningars påbyggnad

Eftersom balkarna i källarplan endast bär laster från bjälklaget mellan källarplan och plan 1 verkar inte snö- och vindlaster på dem, utan endast egentygnd och nyttig last från verksamhet. För pelare och väggar som tar last från ovanliggande plan används som vid kontroll utan påbyggnad lasten från gym som huvudlast. Då loftgångslasten sattes som huvudlast på plan 2 för samtliga pelare förutom P20 blir den vertikala lasten något förstorad eftersom både last från gym och loftgång sätts som huvudlast. Snölast, vertikala vindlaster och den nyttiga lasten från bostad som inte sätts till huvudlast reduceras i dessa fall.

Följande byggnadsdelar anses vara lämpliga att kontrollera:

Pelare: P2, P3, P16, P20, F3 och intilliggande fönsterpelare.

Väggar: Vägg med 20 cm betong

I detta plan finns det flera kontinuerliga balkar med olika längder på facken. För att undvika en lång beräkningsgång för hand beslutades det efter överläggning med Sweco att för dessa använda ett beräkningsprogram. Ur detta erhöles värden såsom upplagskrafter som vidare användes vid beräkning av dimensionerande punktlaster i de pelare varpå balkarna vilar.

Även i detta plan finns det DIP-pelare ingjutna i betong med armering i under- och överkant och beräkningsgången är densamma som för plan 1 med jämförelsen $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$, [16].

6.13.1 Pelare

Tabell 6.17 Kontroll av pelare i källarplan vid två våningars påbyggnad.

Pelare	Vertikal last [kN]	Horisontell last [kN]	Befintlig armeringsarea [cm ²]	Armeringskrav [cm ²]	Godkänd
P2	1503,1	9,4	32,2	223,7	NEJ
P3	1605,6	9,4	32,2	188,7	NEJ
P16	1402,0	9,4	39,3	54,7	NEJ
P20	2022,7	19,3	49,3	155,4	NEJ
Fönsterpelare	169,6	3,4 [kN/m]	6,2	1,3	JA

För moment-, normalkrafts- och tvärkraftsdiagram, se bilaga E.

Fönsterpelare med DIP F3 kontrolleras enligt en annan metod då denna innehåller en ingjuten DIP-profil:

Denna pelares slankhetstal $\bar{\lambda} < 0,2$, alltså behöver hänsyn ej tas till knäckning och jämförelsen som ska göras blir istället $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$

Fönsterpelare med DIP F3:

$$N_{Ed} = 584,5 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{584,5}{1835} + \frac{0,34}{150,87} = 0,32$$

Erhållna värden från RFEM visar att förhållandet för denna pelare blir 0,32 vilket är långt under 1,0, pelaren klarar av en vånings påbyggnad.

6.13.2 Väggar

Tabell 6.18 Kontroll av vägg i källarplan vid två våningars påbyggnad.

Vägg	Vertikal last [kN]	Tryckkraftskapacitet [kN]	Utnyttjandegrad [%]
20 cm	573	795	72

Vägg under P4 med 20 cm betong betraktas i beräkningsprogram som en pelare med samma bredd som underliggande P4 då den anses vara stomstabiliserande. Denna vägg kontrolleras separat, dock endast för tryckkraft från ovanliggande pelare. Den tas med i beräkningsprogrammet för att kontrollera ovanliggande P4.

6.14 Kontroll av pelarfundament vid två våningars påbyggnad

Vid två våningars påbyggnad kontrolleras fundamenten under de fyra pelare som har kontrollerats och ansluter till grunden precis som för den befintliga byggnaden. Fundamenten kontrolleras avseende det moment, normalkraft och tvärkraft som uppstår från respektive pelare och de laster som verkar på denna.

Tabell 6.19 Kontroll av pelarfundament vid två våningars påbyggnad.

Fundament	Moment [kNm]	Normalkraft [kN]	Tvärfkraft [kN]	Dimension (BxDxH) [mm]	Godkänd
P2	882,5	1503,1	66,5	3000x3000x450	NEJ
P3	771,5	1605,6	59,7	3000x3000x450	NEJ
P16	430,0	1402,0	39,6	3000x3000x400	NEJ
P20	1133,0	2022,7	101,7	3600x3600x500	NEJ

För pelare P16 ger beräkningsprogram som resultat att tvärkraften i fundamentet blir något för stor, men begränsningar i programmet innebär även att en mindre armeringsmängd än vad som finns i verkligheten anges. På grund av detta kan det antas att fundamentet egentligen har tillräcklig kapacitet för att klara av tvärkraften. Även P20 ger samma resultat men den kapacitet som saknas är något större än för P16. För tvärkrafts- och momentdiagram, se bilaga E.

7 Begränsande element och åtgärder som behöver vidtas.

Eftersom de begränsande elementen är så pass många vid kontroll med två våningar görs bedömningen att inte kontrollera med ytterligare våningar. Eftersom en stor del av elementen vid två våningars påbyggnad redan är i behov av förstärkning hade vidare undersökning mest troligt gett resultatet att ännu mer förstärkning krävs. Eftersom arbetet inte syftar till hur mycket förstärkning som behövs dras därför gränsen vid två våningar. I en jämförelse mellan en och två våningars påbyggnad framgår det tydligt att momentet som uppstår i pelartopparna ökar drastiskt då fler våningar adderas. Sannolikt finns möjlighet att bygga på fler än två våningar men då måste dimensionering av förstärkningar anpassas efter det valda våningsantalet.

7.1 Begränsande element vid en vånings påbyggnad

De begränsande elementen utgörs i plan 2 av samtliga kontrollerade pelare, P2, P4 och P16. I plan 1 utgörs de av P2, P3, P16 och P20 och i källarplan av P2, P3 och P20 då de inte har den armeringsarea som krävs för att ta upp de extra laster som tillkommer vid påbyggnad av en våning. Det finns även två balkar, balk 301 och balk B i plan 2, som inte klarar av extra laster då momentet som uppstår är större än tvärsnittets kapacitet.

7.2 Begränsande element vid två våningars påbyggnad

Begränsande element är pelare, detta då deras armering i dagsläget ej är tillräcklig för att ta upp de extra laster som tillkommer vid påbyggnad av en våning.

Samtliga kontrollerade pelare är begränsande förutom P16 i källarplan och fönsterpelarna i plan 1 och källarplan. Inget av pelarfundamenten håller vid två våningars påbyggnad men P16 och P20 skulle potentiellt kunna hålla vid en mer noggrann kontroll.

7.3 Åtgärder för att möjliggöra påbyggnad

Det finns två olika sätt att gå tillväga för att öka möjligheten till påbyggnad. Det ena alternativet är att öka byggnadens bärförmåga där det behövs genom att antingen förstärka befintliga byggnadsdelar vilket ökar deras kapacitet, eller genom att montera nya byggnadsdelar. Det andra alternativet är att minska påfrestningen på de kritiskt utsatta byggnadsdelarna genom att sätta in åtgärder som omfördelar laster till mindre kritiska element genom exempelvis vindkryss.

7.3.1 Förstärkningar av pelare och balkar

Då ett moment verkar över ett tvärsnitt uppkommer dragkrafter i den ena änden av tvärsnittet och tryckkrafter i den andra. För armerade betongkonstruktioner är det armeringsstålet som tar upp dragkrafterna då stål har en avsevärt högre draghållfasthet än betong. Som jämförelse har det stål som använts i byggnaden en karakteristisk draghållfasthet på 260 MPa medan betongen endast har 1,5 MPa, [16]. Det som begränsar pelarnas och balkarnas bärförmåga är delvis deras draghållfasthet som till största del utgörs av den armeringsmängd och kvalitet som byggnadsdelarna innehåller. För att öka draghållfastheten behövs således en större mängd armering. Även en ökad tryckhållfasthet kan öka delarnas bärförmåga, en pågjutning av armerad betong är ett sätt att öka både byggnadsdelens tvärsnitt och armeringsmängden, och på så sätt höja kapaciteten avseende moment, normalkraft och tvärkraft, [21]. Ett större tvärsnitt ger även en ökad momentkapacitet p.g.a. att den inre hävarmen ökar. Det är en välbeprövad

och relativt enkel metod för förstärkning. Nackdelen med denna typ av förstärkning är att den kan ta mycket plats och kan störa verksamhet i byggnaden då pågjutningen genomförs.

För att pågjutningen ska kunna samverka med den befintliga pelaren måste den nya betongen och armeringen förankras i den gamla betongen och stålet. För att åstadkomma vidhäftning mellan den gamla och nya betongen kan förankring ske med hjälp av dubbar, bultar, förankrande armeringsjärn eller liknande.[22]

En nyare metod för förstärkning av bärande betongkonstruktioner är pålimning av kolfiberlaminat eller väv. Kolfiber har likt stål en hög draghållfasthet och lämpar sig därför att uppta dragkrafter från ökade moment. Förstärkningen utförs genom att limma kolfiberlaminatet eller väven på byggnadsdelens yta. Eftersom kolfibrerna endast kan ta dragkrafter i sin längsriktning är det viktigt att fästa dem parallellt med den kraft som ska upptas. Precis som för pågjutning är vidhäftning mellan det nya och gamla materialet av stor vikt för att uppnå den önskvärda effekten, [23]. Förstärkning av denna typ har en minimal påverkan på den befintliga byggnadsdelens tvärsnitt då den utgörs av tunna lager.

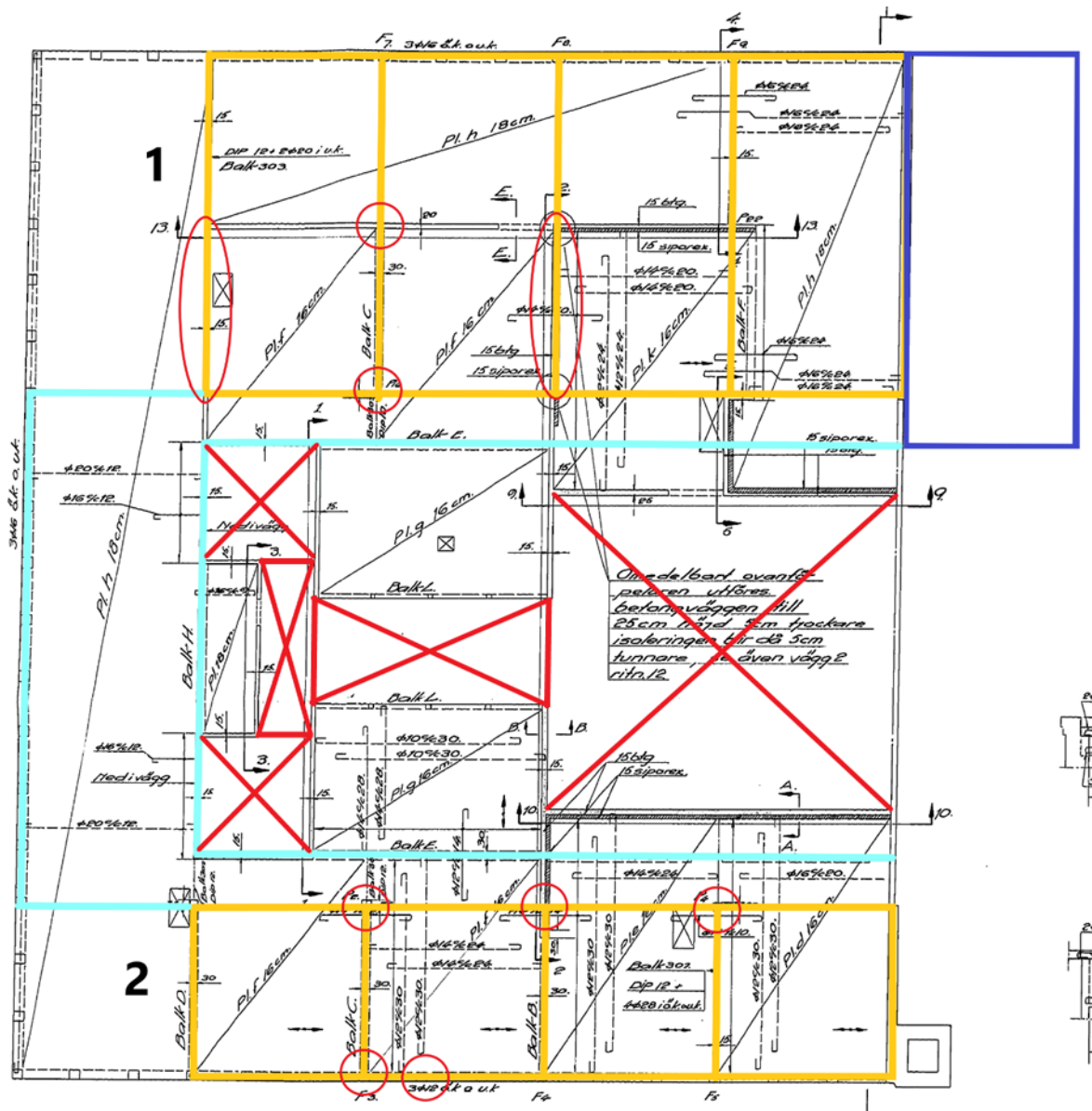
7.3.2 Montera nya balkar och pelare

Att sätta in nya bärande element i byggnaden bidrar till en ökad bärförmåga för byggnaden som helhet. Vid montering av nya byggnadsdelar krävs det en stor förståelse för hur byggnadens olika delar samverkar och hur laster förs vidare. En förståelse för hur byggnadens stomsystem är uppbyggt behövs alltså för att förstå vilken effekt ett montage av en ny byggnadsdel har på byggnaden. Håltagningar i betongbjälklaget och specialutformade upplagslösningar på pelare är åtgärder som måste vidtas vilka kan antas vara krävande och innefatta mycket arbete.

7.3.3 Omfördelning av horisontella laster

För att minska de horisontella punktlasterna i pelartoppar kan en omfördelning av horisontell last i bjälklag göras från kritiskt utsatta pelare till pelare som har högre bärförmåga, exempelvis genom vindkryss. Genom att montera stomstabiliserande väggar fördelas mindre av den totala lasten till pelartoppar vilket ger en lägre påfrestning på aktuella pelare. Dessa väggar kan med fördel vara genomgående ner till grunden för att kunna föra den horisontella lasten direkt till grunden utan att förvärra belastningen på övriga pelare.

De kontroller som genomförts påvisade att byggnadens stomstabiliserande förmåga utgör ett problem. Eftersom det i källarplan och plan 1 finns betydligt fler stomstabiliserande element än i plan 2 hade en omfördelning av de horisontella laster som verkar på plan 2 skapat bättre förutsättningar för att ta ökade laster. Hur horisontella laster fördelas till det stomstabiliserande systemet beror på deras inbördes anslutningar. Genom att koppla de stabiliserande delarna i plan 2 till fler komponenter på underliggande plan uppnås en högre stomstabiliserande förmåga. På grund av det hål som finns i takbjälklaget, se figur 5.2, försvinner en stor del av de stabiliserande delar som finns att tillgå på övriga plan. Genom att montera horisontella vindkryss i bjälklagets avbrott skapas en sammanhängande platta som kan fördela horisontella laster på liknande sätt som i plan 1 och källarplan, för princip se figur 7.1. Detta hade medfört att fler pelare och väggar kan tillgodoräknas för stabiliseringen av plan 2.



Figur 7.1 Placering av horisontella vindkruss i takbjälklagets håll.

7.3.4 Grundförstärkning

Då det vid påbyggnad av två våningar uppstår laster som de befintliga pelarfundamenten inte klarar hade en förstärkning varit nödvändig. För att minska grundtrycket kan arean som är i kontakt med jord utökas genom att en större grundplatta pågjuts den befintliga plattan. För att stå emot den utökade tvärkraften i fundamenten krävs en större mängd armering.

8 Diskussion

Efter att ha kontrollerat den befintliga byggnaden samt med en respektive två våningars påbyggnad har en förståelse erhållits för hur lasterna fördelar sig inom byggnaden samt vilka begränsningar som finns för den föreslagna påbyggnaden. I det tidiga skedet då den befintliga byggnaden kontrollerades fanns en förväntan och förhoppning om att åtminstone en och potentiellt två våningar skulle vara möjligt att bygga på utan större ingrepp. Beräkningar och kontroll av byggnaden med påbyggnad påvisar dock att det redan vid en våning uppstår problem för merparten av byggnadsdelarna. Problemet grundar sig främst i den ökade horisontella lasten och det moment som uppstår till följd av detta. En annan del av problemet är att de material som ingår i byggnaden håller en låg kvalitet, vilket var oväntat då man vid en första anblick föreställer sig att en byggnad av denna karaktär är robust och gedigen. I efterhand insåg vi att de dåliga materialkvaliteterna eventuellt kan förklaras av att huset uppfördes under andra världskriget, en period då tillgången på material av hög kvalitet var begränsad.

För att möjliggöra en påbyggnad finns dock metoder att tillgå som innebär att en förstärkning av kritiska byggnadsdelar görs. I vilken mån man vill möjliggöra påbyggnad genom förstärkning beror följaktligen på hur mycket resurser som kan satsas i projektet. Med de föreslagna åtgärderna hade en påbyggnad varit möjlig, dock är det svårt att säga i vilken grad förstärkningar behövs eller hur mycket de hade påverkat byggnaden eftersom beräkningar för dessa ej har genomförts. För att ta reda på hur stor lönsamhet det hade givit att utföra en påbyggnad krävs en genomgång av de olika alternativen till åtgärder. Det är möjligt att en kombination av åtgärder hade varit det mest effektfulla och skapat de bästa förutsättningarna med minst påverkan. Med de förutsättningar som råder hade påbyggnad i form av att endast huskropp 1 uppförs varit genomförbar med mindre insatser. För huskropp 2 som har bristande stomstabilisering krävs större åtgärder och en installation av genomgående väggar i befintlig byggnad skulle därför vara en rimlig åtgärd för att uppnå samma förutsättningar för påbyggnad som för huskropp 1. Något annat som talar för att huskropp 1 är det bättre valet att låta byggas är att åtkomsten från gatunivå är belägen i denna del av byggnaden samt att lägenheterna är av en större storlek.

För att återkoppla till den ursprungliga frågeställningen kring huruvida förtätning genom påbyggnad av referensobjektet är möjlig att tillämpa på liknande hus, går det att konstatera att just denna byggnad inte är optimal för påbyggnad. Det vi hade haft i åtanke vid val av ett nytt referensobjekt är att materialkvaliteterna ska vara bra och att det finns en hög stomstabiliserande förmåga, något som inte är helt enkelt att utläsa vid en överskådlig genomgång. Trots de brister som finns hos referensobjektet kan det ändå påvisas att en påbyggnad är rimlig att genomföra. Om ett objekt med bra material och en mer regelbunden utformning blir aktuell för en påbyggnad skulle vi baserat på den erfarenhet vi införskaffat genom arbetet bedöma att en påbyggnad på detta är högst genomförbar. Dock är det en självklarhet att varje byggnad är unik och behöver en grundlig analys och utvärdering för att bedöma dess potential till påbyggnad.

Den nytta som förtätning genom påbyggnad gör för att mildra bostadsbristen för just detta projekt må vara liten, men som belyst i kapitel 3 finns exempel på förtätningprojekt som gör stor nytta. Arbetet påvisar att det är möjligt att förtäta inom kvarteren och eftersom nya kreativa lösningar behöver utformas är förhoppningen att folk får upp ögonen för denna lösning och ser dess potential som en dellösning till bostadsbristen.

Under arbetets gång har vissa osäkerheter funnits och frågetecken uppstått. Vid fördelning av laster till byggnadsdelar i den befintliga byggnaden fick vi i enstaka fall göra en rimlighetsbedömning kring hur lasterna fördelade sig. Detta gjordes på grund av en oregelbunden rumsgeometri och viss osäkerhet kring hur byggnadsdelarna var sammanfästa. Många arbetsmoment har varit mer eller mindre främmande för oss och vi har behövt assistans för att arbetet skulle kunna fortskrida, exempelvis fördelningen av horisontella laster till pelare och väggar.

Vid fördelning av last till väggar och pelare gjordes för vissa fall en rimlighetsbedömning kring hur stor andel av lasten som väggarna upptar. I denna bedömning finns en osäkerhet då det i verkligheten krävs en noggrann undersökning kring exakt hur lasterna fördelar sig mellan byggnadsdelarna. Då antagandet gjorts att den horisontella vindlasten är huvudlast är de framräknade vertikala lasterna baserade på aningen för höga värden. Detta då vi ursprungligen bestämde huvudlast endast för de vertikala lasterna och såg den horisontella lasten som utomstående. Dessutom misstolkades Eurokod på så sätt att bestämning av vertikala huvudlaster gjordes med de nyttiga lasterna uppdelade, enligt Eurokod ska alla nyttiga laster ses som samma last. Dock är de framräknade lasterna för höga eftersom de innehåller fler än en huvudlast, något som gör att resultatet är på säkra sidan avseende storleken på lasterna. För de vertikala lasterna räknades endast nedåtriktade laster med, alltså inget lyft orsakat av vertikala vindlaster, detta ger ytterligare för stora nedåtriktade laster.

Något som vi skulle kunna gjort annorlunda är att ändra i arbetsgången och utforma påbyggnaden först för att på så sätt enklare kunna identifiera vilka byggnadsdelar som var lämpliga att kontrollera. Det val som gjordes anses ändå vara på goda grunder då vi hade en tanke om hur påbyggnaden skulle se ut redan när vi började med lastnedräkningen, men att konkretisera vilka delar som påbyggnaden belastar redan i början hade förenklat arbetet.

9 Slutsats

Efter arbetets inledande litteraturstudier kring bostadsbristen i Sverige och förtätning som helhet kunde det konstateras att det finns ett verkligt behov av nya bostäder och innovativa idéer för att skapa dessa. Bortsett från de hinder som finns på grund av diverse lagar och bestämmelser utgörs problemet med påbyggnad av befintliga byggnader av att det kan vara svårt att se potentialen till att genomföra sådana projekt. Svårigheten beror dels på att det är ett ovanligt förfarande och kan tyckas vara kontroversiellt, men även på att en noggrann konstruktionsmässig kontroll måste utföras för att bedöma byggnadens potential.

Gällande det referensobjekt som använts för att genomföra arbetet dras slutsatsen att påbyggnad av en våning hade varit möjlig med vissa förstärkande åtgärder. Den större huskroppen av påbyggnaden hade även kunnat uppföras med två våningar med ytterligare förstärkningar medan den mindre huskroppen är mer utmanande att bygga högre än en våning.

Trots att arbetet redovisar en fiktiv lösning anses det ändå vara lämpligt att gå vidare med den och tillämpa som en verklig lösning, både för denna byggnad och liknande byggnader. Den lösning som i slutänden valdes för detta objekt är endast ett förslag och hade kunnat förbättras genom ytterligare undersökningar och en alternativ utformning.

Påbyggnad av den typ som presenterats i detta arbete skulle kunna bidra till fler bostäder, men långsiktigt behövs en kombination av olika utbyggnads- och förtätninglösningar för att lösa bristen.

Sammantaget går det att dra slutsatsen att den föreslagna lösningen är ett realistiskt förslag som en förtätninglösning och genomförande av den skulle kunna uppmuntra fler liknande lösningar vilket i längden hade haft en positiv påverkan på bostadsbristen.

10 Källförteckning

- [1] Nylander, Ola (2013) *Svensk bostad 1850-2000*. Lund: Studentlitteratur AB.
- [2] Boverket (2018). *Bostadsmarknadsenkäten 2018*. Karlskrona: Boverket. Hämtad 18/2-19.
- [3] Eriksson, J Bengt (2018). *Behov av nya bostäder 2018-2025*. Karlskrona: Boverket. Hämtad 26/3-19.
- [4] Boverket (2017). Detta gäller för attefallshus. <https://www.boverket.se/sv/byggande/byggan nytt-om-eller-till/bygga-utan-bygglov/attefallshus/> Hämtad 21/2-1.
- [5] Svensk fastighetsförmedling, ”svenskfast.se”, <https://www.svenskfast.se/guider/ranteavdrag/> Hämtad 14/5-19.
- [6] Svensk fastighetsförmedling, ”svenskfast.se”, <https://www.svenskfast.se/guider/vinstskatt-bostad/> Hämtad 14/5-19.
- [7] Rådberg, Johan. (1986). *Utrymme för förtätning*. Stockholm: Byggforskningsrådet.
- [8] Jefast, ”jefast.se”, <http://www.jefast.se/CM/Templates/Article/general.aspx?cmguid=1edd0b86-231e-4ef6-a904-5f800cb557e0> Hämtad 19/2-19.
- [9] Wahlstedt, Sally, “Katrinelund får 650 nya studentbostäder”, *Sydsvenskan*, 12 april 2018. Hämtad 19/2-19.
- [10] Boverket (2018). *Nu gällande konstruktionsregler EKS 10*. <https://www.boverket.se/sv/byggande/regler-for-byggande/om-boverkets-konstruktionsregler-eks/andrade-konstruktionsregler/> Hämtad 25/2-19.
- [11] Boverket (2018). *När krävs tillgänglig hiss*. <https://www.boverket.se/sv/PBL-kunskapsbanken/regler-om-byggande/boverkets-byggregler/tillganglighet/nar-kravs-tillganglig-hiss/> Hämtad 2/4-19.
- [12] Isaksson, T, Mårtensson, A, Thelandersson, S. (2016) *Byggkonstruktion*. Lund: Studentlitteratur AB.
- [13] Caidert, A, Eriksson, A, Hervall, A, Sjöstrand, O, Sahlin, S. (1997) *Konstruktionshandbok: Bärande tegelmurverk*. Visby: Mur- och putsinformation (MPI).
- [14] Swedish Standards Institute, “Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-4: Allmänna laster – Vindlast” kapitel 7.2.8 Bågtak och kupoler, (2005).
- [15] Swedish Standards Institute, “Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-3: Allmänna laster – Snölast” kapitel 5.3.5 Bågtak, (2003).

- [16] Isaksson, T, Mårtensson, A. (2016) Byggkonstruktion - Regel- och formelsamling. Lund: Studentlitteratur AB.
- [17] Faleskog, Johan (2013), Föreläsningen "FEM för ingenjörstillämpningar", https://www.kth.se/social/upload/50f599fef2765447f4dc8adf/OH_All_FEM_vt2013.pdf Hämtad 24/4-19.
- [18] Svenskt trä, "svenskttra.se", <https://www.svenskttra.se/anvand-tra/byggande/olika-trakonstruktioner/smahus-och-flervaningshus/> Hämtad 3/4-19
- [19] Träguiden, "traguiden.se", <https://www.traguiden.se/konstruktion/konstruktiv-utformning/stomme/stomme/stabiliserande-system/?previousState=10000> Hämtad 3/4-19.
- [20] Isover (2016), Broschyren *Flerbostadshus i trä – Med miljöanpassade och brandsäkra isolerlösningar*. Klippan: Isover.
- [21] Gabrielsson, Henrik. (2000) *Förstudie till FoU-ramprojekt Förbättring av befintliga broar*. Borlänge: Vägverket. Hämtad 22/4-19.
- [22] Esping, Oskar, "Fråga Experten: Gjuta betong ovanpå betong?", Tidskriften Betong, 21 januari 2015. Hämtad 22/4-19.
- [23] Nordlander, Mattias. (2009) *Studie av kolfiberförstärkningar i betongkonstruktioner – Teori, problematik och metodik*. Högskolan i Gävle.
- [24] Håltagning, "håltagning.se", <https://håltagning.nu/berakningar/langd-yltor-vikt-och-volym/> Hämtad 23/5-19.
- [25] Svenskbyggjtjänst, "svenskbyggjtjanst.byggkatalogen.se" <https://byggkatalogen.byggjtjanst.se/produkt/cement-och-betong/cellbetong-cb/97585> Hämtad 23/5-19.
- [26] Byggipedia, "byggipedia.se", <https://byggipedia.se/byggmaterial/lattbetong/materialegenskaper-lattbetong/> Hämtad 23/5-19.
- [27] Isover, "isover.se", <https://www.isover.se/products/isover-robust-takboard> Hämtad 23/5-19.
- [28] Isover, "isover.se", <https://www.isover.se/products/isover-taklamell-39> Hämtad 23/5-19
- [29] Byggmax, "byggmax.se", <https://www.byggmax.se/osb-skiva-p10096> Hämtad 23/5-19
- [30] Isover, "isover.se", <https://www.isover.se/products/isover-uni-skiva-33> Hämtad 23/5-19
- [31] Byggmax, "byggmax.se", <https://www.byggmax.se/gipsskiva-p07524> Hämtad 23/5-19

- [32] Isover, "isover.se", <https://www.isover.se/products/isover-easy-traregelskiva-37-c600>
Hämtad 23/5-19.
- [33] Isover, "isover.se", <https://www.isover.se/products/isover-ultimate-uni-skiva-36>
Hämtad 23/5-19.
- [34] Isover, "isover.se", <https://www.isover.se/products/isover-fasadskiva-30> Hämtad 23/5-19.
- [35] Isover, "isover.se", <https://www.isover.se/products/isover-ultimate-traregelskiva-39-c600> Hämtad 23/5-19.
- [36] Fagerlund, Göran (2010) *Betongkonstruktioners beständighet : en genomgång av officiella svenska regler 1926-2010*. (Rapport TVBM; Vol. 3153).
Avd Byggnadsmaterial, Lunds tekniska högskola.
- [37] Avdelningen för bro och tunnel (1998) *Allmän teknisk beskrivning för Klassningsberäkning av vägbroar*. Borlänge: Vägverket.

Bilagor

Bilaga A Dimensionerande lastkombinationer

Verifiering i brottgränstillståndet görs med lastkombination STR B ekvation 6.10b

Tabell A1 Permanenta och variabla laster enligt lastkombinationsfall STR B.

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 laster $\Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Vid dimensionering i brottgränstillståndet beror γ_d av säkerhetsklassen enligt EKS 10, för samtliga beräkningar sätts säkerhetsklassen till 3 och γ_d blir därmed 1,0.

Bilaga B Karakteristiska permanenta laster

Byggnadsdelars dimensioner och verkande laster redovisas i tabeller nedan för samtliga plan. Egentyngder redovisas i punktlaster för pelare, linjelaster för balkar och väggar och utbredda laster för plattor. För samtliga byggnadsdelar som innehåller betong finns armering

I takplanet redovisas laster i utbredd last samt punktlast, detta eftersom underliggande pelare för ner en punktlast. Eftersom flertalet plattor utgör en del av tak 3 uttrycks ej den totala lasten då den varierar beroende av platta.

Samtliga byggnadsdelar i varje plan som presenteras i nedanstående tabeller kan identifieras i figur 5.22, 5.33 och 5.35.

Byggnadsdelar med armerad betong har densitet 2500 kg/m³ [24]

Byggnadsdelar med armerad betong har densitet 2400 kg/m³ [24]

Byggnadsdelar med cellbetong har densitet 300 kg/m³ [25]

Byggnadsdelar med lättbetong har densitet 500 kg/m³ [26]

Tabell B1 Egentyngder och laster från byggnadsdelar i takplan, se figur 5.22 för beteckningar.

Byggnadsdel	Densitet ρ [kg/m ³]	Bredd b [m]	Djup d [m]	Höjd h [m]	Utbredd last G_k [kN/m ²]	Punktlast P_k [kN]
Tak 1						
Armerad betong	2500			0,08	1,96	
Fönsterpelare	2500	0,25	0,15	0,95		0,875
Σ					1,96	0,875
Tak 2						
Överbetong	2400			0,10	2,36	
Cellbetong	300			0,15	0,44	
Armerad betong	2500			0,13	3,19	
Fönsterpelare	2500	0,15	0,15	0,95		0,525
Σ					5,99	0,525
Tak 3						
Avjämning	2050			0,05	1,01	
Cellbetong	300			0,15	0,44	
Platta d-g & k	2500		0,16		3,9	
Σ					5,35	
Platta h	2500		0,18		4,4	
Σ					5,85	

Tabell B2 Egentyngder och laster från byggnadsdelar i plan 2, se figur 5.33 för beteckningar.

Byggnadsdel	Densitet ρ [kg/m ³]	Bredd b [m]	Djup d [m]	Höjd h [m]	Utbredd last G_k [kN/m ²]	Linjelast g_k [kN/m]	Punktlast P_k [kN]
Väggar							
Vägg 1	2400		0,15	3,2		11,3	
Vägg 2	2400		0,20	3,2		15,1	
Vägg 3	2400		0,25	3,2		18,9	
Vägg 4							
Betong	2500		0,15	3,2			
Lättbetong	500		0,15	3,2			
Σ						13,7	
Tegel-fasad	1500		0,25		3,7		
Pelare							
P1	2500	0,30	0,35	2,9			7,5
P2	2500	0,30	0,35	2,9			7,5
P4	2500	0,45	0,20	3,14			6,9
P16	2500	0,30	0,35	2,9			7,5
Fönster-pelare	2500	0,25	0,25	1,8			2,8
Fönster-pelare DIP							3,2
Betong	2400	0,25	0,25	1,8			2,4
DIP 16		0,16	0,16	1,8			0,8
Balkar							
B	2500	0,30		0,50		3,7	

C	2500	0,30		0,60		4,4	
D	2500	0,30		0,60		4,4	
E	2500	0,30		0,75		5,5	
F	2500	0,30		0,95		7,0	
H	2500	0,30		0,70		5,2	
L	2500	0,18		1,40		6,2	
Fönster- balk	2500	0,20		0,38		1,9	
301							
Betong	2500	0,16		0,16		0,5	
DIP 12		0,12		0,12		0,3	
Σ						0,8	
302 DIP 12		0,12		0,12		0,3	
303 DIP 10		0,10		0,10		0,2	
Bjälklag							
Platta a	2500			0,20	4,91		
Platta b-f & n-o	2500			0,24	5,89		
Platta i	2500			0,19	4,66		
Platta k-l	2500			0,22	5,4		
Platta m	2500			0,20	4,91		
Platta 12 cm	2500			0,12	2,95		
Platta 20 cm	2500			0,20	4,91		

Tabell B3 Egentyngder och laster från byggnadsdelar i plan 1, se figur 5.35.

Byggnadsdel	Densitet ρ [kg/m ³]	Bredd b [m]	Djup d [m]	Höjd h [m]	Utbredd last G_k [kN/m ²]	Linjelast g_k [kN/m]	Punktlast P_k [kN]
Väggar							
Vägg 1	2400		0,15	3,2		11,3	
Vägg 3	2400		0,25	3,2		18,9	
Vägg 4							
Betong	2500		0,15	3,2			
Lättbetong	500		0,15	3,2			
Σ						13,7	
Tegelfasad	1500		0,25		3,7 (väggyta)		
Pelare							
P2	2500	0,40	0,40	3,05			12,0
P3	2500	0,40	0,40	3,03			11,9
P4	2500	0,35	0,35	3,11			9,4
P6	2500	0,50	0,50	3,2			19,6
P7	2500	0,50	0,50	3,11			19,1
P14	2500	0,50	0,50	3,2			19,6
P15	2500	0,45	0,45	3,2			15,9
P16	2500	0,38	0,38	3,05			10,8
P17	2500	0,40	0,40	3,2			12,6
P18	2500	0,38	0,38	3,03			10,7
P20	2500	0,50	0,50	3,05			18,7
P21	2500	0,50	0,50	3,06			18,8

P22	2500	0,50	0,50	3,06			18,8
Fönster- pelare	2500	0,25	0,25	1,8			2,8
Fönster- pelare DIP kort							
Betong	2500	0,25	0,25	1,8			2,8
DIP 16		0,16	0,16	1,8			0,8
Σ							3,6
Fönster- pelare DIP lång							
Betong	2500	0,25	0,25	4,05			6,2
DIP 16		0,16	0,16	4,05			1,8
Σ							8,0
Balkar							
A	2500	0,20		1,3		6,4	
B	2500	0,17		0,57		2,4	
Fönster- balk	2500	0,20		0,38		1,9	
201							
Betong	2500	0,38		0,38		3,2	
DIP 30		0,30		0,30		1,2	
Σ						4,4	
202							
Betong	2500	0,36		0,36		2,8	
DIP 28		0,28		0,28		1,1	

Σ						3,9	
203							
Betong	2500	0,36		0,36		2,8	
DIP 28		0,28		0,28		1,1	
Σ						3,9	
204							
Betong	2500	0,38		0,38		3,1	
DIP 34		0,34		0,34		1,3	
Σ						4,4	
205							
Betong	2500	0,38		0,38		3,4	
DIP 14		0,14		0,14		0,3	
Σ						3,7	
206							
Betong	2500	0,34		0,34		2,7	
DIP 18		0,18		0,18		0,5	
Σ						3,2	
207							
Betong	2500	0,38		0,38		3,2	
DIP 30		0,30		0,30		1,2	
Σ						4,4	
208							
Betong	2500	0,38		0,38		3,1	
DIP 34		0,34		0,34		1,3	

Σ						4,4	
209							
Betong	2500	0,38		0,38		3,4	
DIP 18		0,18		0,18		0,5	
Σ						3,9	
210							
Betong	2500	0,38		0,38		3,4	
DIP 16		0,16		0,16		0,4	
Σ						3,8	
Bjälklag							
Platta a	2500			0,30	7,4		
Platta a1	2500			0,10	2,5		
Platta b-g	2500			0,24	5,9		

I källarplan finns väggtyperna V7 och V9 som befinner sig i olika nivåer och har därmed olika höjder. Linjelasten beror på vilken vägghöjd som används och höjden för varje vägg anges i tabellen. För pelarnas egentygder i detta plan inkluderas även tillhörande pelarfötter.

Tabell B4 Egentygder och laster från byggnadsdelar i källarplan.

Byggnadsdel	Densitet ρ [kg/m ³]	Bredd b [m]	Djup d [m]	Höjd h [m]	Utbredd last G_k [kN/m ²]	Linjelast g_k [kN/m]	Punktlast P_k [kN]
Väggar							
V2	2500		0,25	4,3		26,4	
V3	2500		0,20	4,3		21,1	
V4	2500		0,20	4,3		21,1	
V5	2500		0,20	4,3		21,1	

V6	2500		0,38	2,7		25,2	
V7	2500		0,15				
h = 2,7 m				2,7		9,9	
h = 3,6 m				3,6		13,3	
V8	2500		0,38	2,7		25,2	
V9	2500		0,38				
h = 3,6 m				3,6		33,6	
h = 4,3 m				4,3		40,1	
Tegelfasad	1500		0,25		3,7		
Pelare							
P2	2500	0,50	0,50	3,6			22,1
Pelarfot		1,0	1,0	0,3			7,4
P3	2500	0,50	0,50	3,6			22,1
Pelarfot		1,0	1,0	0,3			7,4
P5	2500	0,50	0,50	3,6			22,1
Pelarfot		1,0	1,0	0,3			7,4
P6	2500	0,55	0,55	3,6			26,7
Pelarfot		1,2	1,2	0,3			10,6
P8	2500	0,40	0,40	3,6			14,1
Pelarfot		0,8	0,8	0,3			4,7
P9	2500	0,55	0,55	3,6			26,7
Pelarfot		1,0	1,0	0,3			7,4
P10	2500	0,40	0,40	4,3			16,9
Pelarfot		0,7	0,7	0,3			3,6

P11	2500	0,40	0,40	3,6			14,1
Pelarfot		0,8	0,8	0,3			4,7
P12	2500	0,30	0,30	4,3			9,5
Pelarfot		0,7	0,7	0,3			3,6
P13	2500	0,50	0,50	3,6			22,1
Pelarfot		1,0	1,0	0,3			7,4
P14	2500	0,55	0,55	3,6			26,7
Pelarfot		1,0	1,0	0,3			7,4
P15	2500	0,45	0,45	4,3			21,4
Pelarfot		1,0	1,0	0,3			7,4
P16	2500	0,50	0,50	3,6			22,1
Pelarfot		1,0	1,0	0,3			7,4
P17	2500	0,50	0,50	3,6			22,1
Pelarfot		1,0	1,0	0,3			7,4
P18	2500	0,50	0,50	4,3			26,4
Pelarfot		1,0	1,0	0,3			7,4
P19	2500	0,60	0,60	4,3			38,0
Pelarfot		1,2	1,2	0,3			10,6
P20	2500	0,60	0,60	3,6			31,8
Pelarfot		1,3	1,3	0,3			12,4
P21	2500	0,60	0,60	3,6			31,8
Pelarfot		1,3	1,3	0,3			12,4
P22	2500	0,60	0,60	3,6			31,8
Pelarfot		1,3	1,3	0,3			12,4

P23	2500	0,25	0,25	4,3			6,6
Pelarfot		0,5	0,5	0,3			1,8
Fönsterpelare	2500	0,25	0,25	0,95			1,5
Fönsterpelare DIP							
Betong	2500	0,25	0,25	0,95			1,3
DIP 16		0,16	0,16	0,95			0,4
Σ							1,7
Balkar							
A	2500	0,40		0,75		7,4	
B	2500	0,40		0,75		7,4	
C	2500	0,40		0,75		7,4	
D	2500	0,40		0,75		7,4	
E	2500	0,20		0,75		3,7	
F	2500	0,20		0,75		3,7	
Fönsterbalk	2500	0,20		0,38		1,9	

Tabell B5 Egentyngder och laster från byggnadsdelar i grunden.

Byggnadsdel	Densitet ρ [kg/m ³]	Bredd b [m]	Djup d [m]	Höjd h [m]	Utbredd last G_k [kN/m ²]	Linjelast g_k [kN/m]	Punktlast P_k [kN]
Bottenplatta vägg							
V2	2500	1,50		0,30		11,0	
V3	2500	2,0		0,40		19,6	
V4	2500	0,40		0,25		2,5	
V5	2500	1,50		0,30		11,0	
V6	2500	0,85		0,30		6,3	
V7	2500	0,40		0,20		2,0	
V8	2500	1,50		0,30		11,0	
V9	2500	1,50		0,30		11,0	
Bottenplatta pelare							
P2	2500	3,0	3,0	0,45	11,0		
P3	2500	3,0	3,0	0,45	11,0		
P5	2500	2,6	2,6	0,35	8,6		
P6	2500	2,6	2,6	0,45	11,0		
P8	2500	2,2	2,2	0,3	7,4		
P9	2500	3,1	3,1	0,45	11,0		
P10	2500	1,9	1,9	0,25	6,1		
P11	2500	2,2	2,2	0,3	7,4		
P12	2500	1,7	1,7	0,25	6,1		

P13	2500	2,6	2,6	0,35	8,6		
P14	2500	2,6	2,6	0,45	11,0		
P15	2500	2,5	2,5	0,35	8,6		
P16	2500	3,0	3,0	0,4	9,8		
P17	2500	3,0	3,0	0,4	9,8		
P18	2500	2,7	2,7	0,35	8,6		
P19	2500	3,3	3,3	0,45	11,0		
P20	2500	3,6	3,6	0,5	12,3		
P21	2500	3,6	3,6	0,5	12,3		
P22	2500	3,6	3,6	0,5	12,3		
P23	2500	1,2	1,2	0,25	6,1		

Tabell B6 Egentyngder och laster från påbyggnadens takbjälklag.

Material	Tjocklek [mm]	Densitet [kg/m³]	Utbredd last [kN/m²]
Tätskikt	-	-	-
ISOVER Takboard 33	20	135 [27]	0,0265
ISOVER Taklamell 39	280	48 [28]	0,132
Tätskikt	-	-	-
Spånskiva	10	626 [29]	0,0615
Träregel C30 c/c 600	220	460 [16]	0,0745
ISOVER UNI-skiva 33	120	35 [30]	0,0412
Glespanel c/c 300	28	460 [16]	0,0295
Gipsskiva	13	756 [31]	0,0965
Σ	571	-	0,46

Tabell B7 Egentyngder och laster från påbyggnadens mellanbjälklag.

Material	Tjocklek [mm]	Densitet [kg/m ³]	Utbredd last [kN/m ²]
Spånskiva	22	626 [29]	0,135
Träregel C30 c/c 600	220	460 [16]	0,0745
ISOVER Träreghelskiva Glasull	145	15 [32]	0,0214
ISOVER ULTIMATE 36	45	19 [33]	0,0084
Glespanel c/c 300	28	460 [16]	0,0295
Gipsskiva	13	756 [31]	0,0965
Gipsskiva	13	756 [31]	0,0965
Σ	341	-	0,46

Tabell B8 Egentyngder och laster från påbyggnadens yttervägg.

Material	Tjocklek [mm]	Densitet [kg/m ³]	Linjelast [kN/m]
Träpanel	22	460 [16]	0,0934
Luftspalt	-	-	-
Spikläkt c/c 300	28	460 [16]	0,0295
ISOVER Fasadskiva 30	50	60 [34]	0,0294
Vindskiva	9	756 [31]	0,0668
Träregel C30 c/c 600	145	460 [16]	0,0491
ISOVER UNI-skiva 33	145	35 [30]	0,0498
Plastfolie	-	-	-
Träregel C30 c/c 600	45	460 [16]	0,0152
ISOVER ULTIMATE UNI-skiva 36	45	19 [33]	0,0084
Gipsskiva	13	756 [31]	0,0965
Gipsskiva	13	756 [31]	0,0965
Σ	325	-	0,53

Väggens egentyngd ska uttryckas i last per meter vägg, därför multipliceras samtliga laster med vägghöjden på 2,4 m.

Tabell B9 Egentyngder och laster från påbyggnadens lägenhetsavskiljande vägg.

Material	Tjocklek [mm]	Densitet [kg/m ³]	Utbredd last [kN/m ²]
Gipsskiva	13	756 [31]	0,0965
Gipsskiva	13	756 [31]	0,0965
Träregel C30 c/c 600	95	460 [16]	0,0679
ISOVER ULTIMATE 39	95	15 [35]	0,014
Luft	10	-	-
Träregel C30 c/c 600	95	460 [16]	0,0679
ISOVER ULTIMATE 39	95	15 [35]	0,014
Gipsskiva	13	756 [31]	0,0965
Gipsskiva	13	756 [31]	0,0965
Σ	252		0,55

Väggens egentyngd ska uttryckas i last per meter vägg, därför multipliceras samtliga laster med vägghöjden på 2,4 m.

Bilaga C Variabla laster

Snölast

Värden för reduktionsfaktorer, ψ enligt SS-EN 1990 och EKS 10

Snölast och snöfickor beräknas enligt SS-EN 1991-1-3:2003, 5.3

$s = \mu_i C_e C_t s_k$ där ingående parametrar förklaras nedan

För samtliga tak gäller:

Snölastens grundvärde på mark $s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Exponeringsfaktor C_e anses vara normal $\Rightarrow C_e = 1,0$

Termisk koefficient C_t sätts till 1,0

För snölast med $1,0 \leq s_k \leq 2,0$ är reduktionsfaktorerna $\psi_0 = 0,6$, $\psi_1 = 0,3$ och $\psi_2 = 0,1$

Vid beräkning av snöfickor behövs två formfaktorer, μ_w som anger formfaktorn på grund av vind samt μ_s som anger formfaktorn för snöras från intilliggande tak. Eftersom det intilliggande taket är platt antas ingen risk för snöras föreligga och endast formfaktorn μ_w används.

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2h} \leq \frac{\gamma h}{s_k}$$

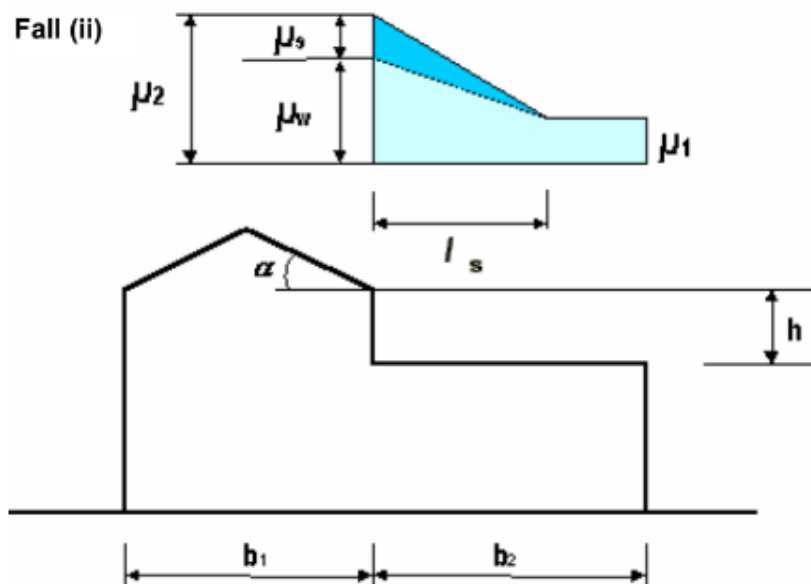
För beräkning för aktuell byggnad sätts

$$b_1 = 4,1 \text{ m}$$

$$b_2 = 13,8 \text{ m}$$

$$2h = 2 \cdot 1,4 = 2,8 \text{ m}$$

$$\mu_w = \frac{(4,1+13,8)}{2,8} = 6,4, \text{ enligt eurokod ska } 0,8 \leq \mu_w \leq 4,0 \text{ och därför sätts } \mu_w \text{ till } 4,0.$$



Figuren är hämtad från SS-EN 1991-1-3:2003 Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-3: Allmänna laster – Snölast och är återgiven med vederbörligt tillstånd av SIS, Svenska institutet för standarder www.sis.se, 08-555 523 10

Lasten från snöfickor sätts till

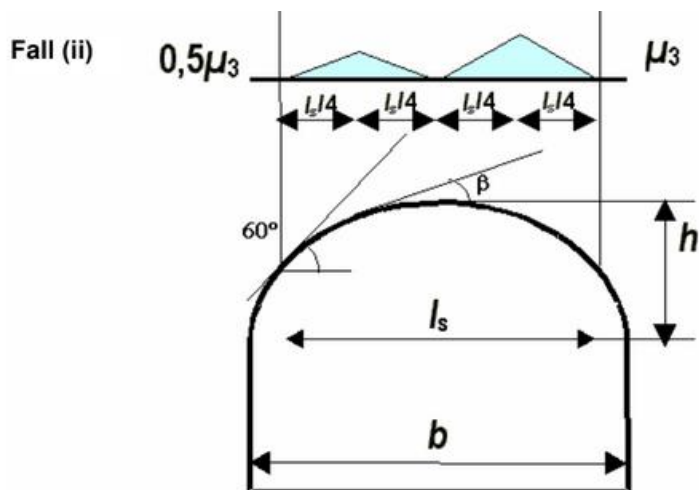
$$s_0 = \mu_w \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 4,0 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 4,0 \text{ kN/m}^2$$

Eftersom lasten från snöfickor varierar över taket och den största lasten endast verkar direkt intill det högre taket görs en förenkling genom att omfördela den extra lasten över hela taket genom att ta halva den last som överskrider grundvärdet.

$$s_0 = \mu_1 + \frac{(\mu_2 - \mu_1)}{2} = 0,8 + \frac{4,0 - 0,8}{2} = 2,4 \text{ kN/m}^2.$$

Den totala lasten på det högre intilliggande taket, dvs. bågtaket är $1,87 \text{ kN/m}^2$, enligt

$$\mu_3 = 0,2 + 10 \frac{h}{b} = 0,2 + 10 \frac{2}{12} = 1,87$$



Figuren är hämtad från SS-EN 1991-1-3:2003 Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-3: Allmänna laster – Snölast och är återgiven med vederbörligt tillstånd av SIS, Svenska institutet för standarder www.sis.se, 08-555 523 10

Tabell C1 Formfaktorer, snölast och snöfickor för respektive takdel.

Beteckning	Beskrivning	Tak 1	Tak 2	Tak 3
μ_i	Formfaktor på tak	1,87	0,8	0,8
s	Karakteristisk snölast	1,87	0,8	0,8
s_0	Last från snöficka	-	-	1,6
Q_k [kN/m ²]	Kombinerad karakteristisk snölast + snöficka	1,87	0,8	2,4

Vindlast

Vindlast för de plana taken beräknas enligt SS-EN 1991 1-4, 4.3.

Vindlast för bågtak beräknas enligt 1991 1-4:2005, 7.2

Referensvindhastighet för Helsingborg är 26 m/s

Terrängtyp II

För vindlast är reduktionsfaktorerna $\psi_0 = 0,3$, $\psi_1 = 0,2$ och $\psi_2 = 0,0$

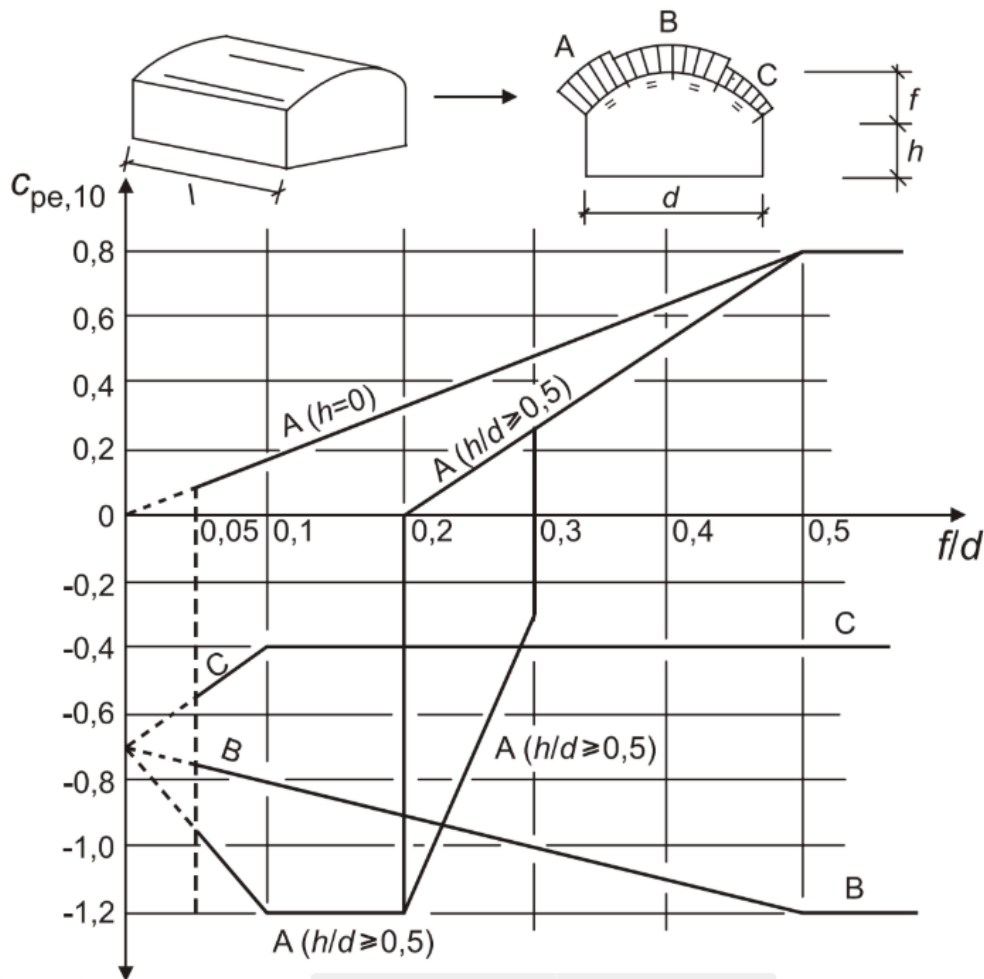
Då vägghöjderna motsvaras av de olika taknivåerna används samma karakteristiska vindtryck för respektive taknivå och dess underliggande vägg.

För långsidan fås den dimensionerande horisontella lasten genom att formfaktorn för zon D och E adderas. För kortsidan adderas formfaktorerna i källarplan och plan 1 för zon D och E medan det i plan 2 adderas formfaktorer för zon D och formfaktor för invändigt vindsug på 0,3.

Vid vertikala vindlaster beaktas endast nedåtriktad last då det är mest ogynnsamt för byggnadsdelar som påverkas av dessa laster.

Vid beräkning av vindlast på bågtaket används SS-EN 1991-1-4:2005, 7.2.8

Med $h = 1,4$ m och $d = 12$ m ger avläsning i diagram nedan att endast lyftkrafter fås i samtliga zoner.



Figuren är hämtad från SS-EN 1991-1-4:2005 Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-4: Allmänna laster – Vindlast och är återgiven med vederbörligt tillstånd av SIS, Svenska institutet för standarder www.sis.se, 08-555 523 10

Tabell C2 Formfaktorer och vindlaster på befintlig byggnad.

Beteckning	Beskrivning	Takhöjd [m]	Karakteristiskt vindtryck q_k [kN/m ²]	Formfaktor $C_{pe,10}$
Tak $q_{p,tak}$	Vertikalt vindtryck	Tak 1: 15,4 Tak 2: 14 Tak 3: 12,6	Tak 1: 1,03 Tak 2: 1,0 Tak 3: 0,972	0,2
Vägg $q_{p,vägg}$	Horisontellt vindtryck		0,972	Mot långsida: Tryck: 0,72 Sug: 0,335 Mot kortsida: (Källarplan och plan 1) Tryck: 0,7 Sug: 0,3 (Plan 2) Tryck: 0,71 Sug: 0,3

Tabell C3 Formfaktorer och vindlaster på påbyggnad. Siffrorna inom parentes anger vilken av påbyggnaderna som åsyftas.

Beteckning	Beskrivning	Takhöjd [m]	Karakteristiskt vindtryck Q_k [kN/m ²]	Formfaktor $C_{pe,10}$
Tak $q_{p,tak}$	Vertikalt vindtryck	En våning (1): 15,6 Två våningar (1): 18,6	1,03 1,08	0,2
Vägg $q_{p,vägg}$	Horisontellt vindtryck	En våning (1): 15,6	1,03	Mot långsida: Tryck: 0,8 Sug: 0,51 Mot kortsida: Tryck: 0,75 Sug: 0,39
		En våning (2): 15,6		Mot långsida: Tryck: 0,8 Sug: 0,57 Mot kortsida: Tryck: 0,75 Sug: 0,39
		Två våningar (1): 18,6	1,08	Mot långsida: Tryck: 0,8 Sug: 0,52 Mot kortsida: Tryck: 0,76 Sug: 0,42
		Två våningar (2): 18,6		Mot långsida: Tryck: 0,8 Sug: 0,59 Mot kortsida: Tryck: 0,76 Sug: 0,42

Nyttig last

Karakteristisk nyttig last beräknas enligt EKS 10

I den befintliga byggnaden bedrivs verksamhet främst i form av gym, i dessa utrymmen används nyttig last från kategori C4, utrymmen med fysisk aktivitet.

För påbyggnaden utgörs de nyttiga lasterna av kategori A, bjälklag för bostad samt kategori C3, kommunikationsutrymme i offentliga byggnader där loftgången löper mellan huskropparna.

Tabell C4 Nyttig last för olika lokaltyper.

Kategori, lokaltyp	Utbredd last q_k [kN/m ²]	Koncentrerad last Q_k [kN]	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kategori A, bostäder			0,7	0,5	0,3
Bjälklag	2,0	2,0			
Kategori C, samlingslokaler			0,7	0,7	0,6
C3: kommunikationsutrymme i offentliga byggnader	3,0	3,0			
C4: utrymmen med fysisk aktivitet	4,0	4,0			

ψ är reduktionsfaktorn för de variabla lasterna.

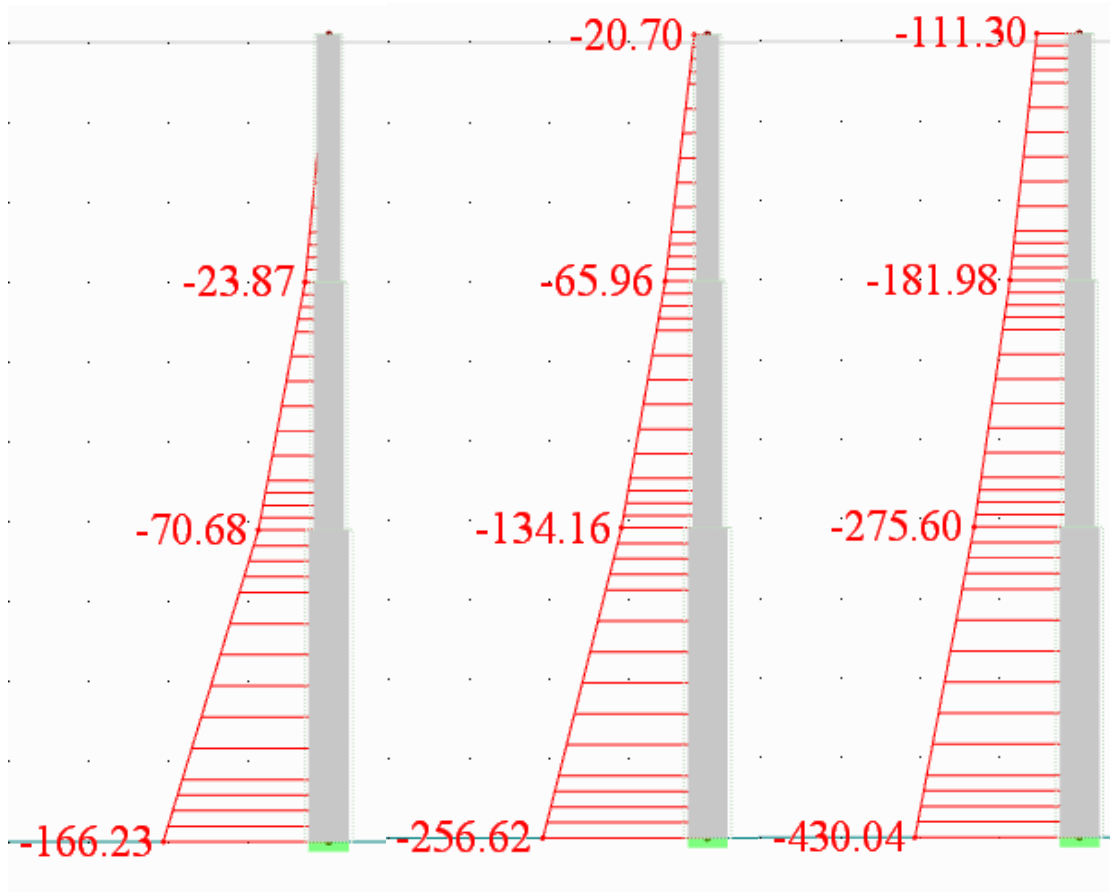
Bilaga D Materialdata

Tabell D1 Omvandling av materialdata.

Material	Gammal benämning	Modern motsvarighet	f_{ck} [MPa]	f_{yk} [MPa]
Betong övrigt	σ_{b28}	C20 [36, 37]	20	
Armering	St. 44	Ss 260 S [36, 37]		260
Järnbalkar	St. 44	Ss 260 S [36, 37]		260

Bilaga E Moment-, normalkraft- och tvärkraftsdiagram från RFEM

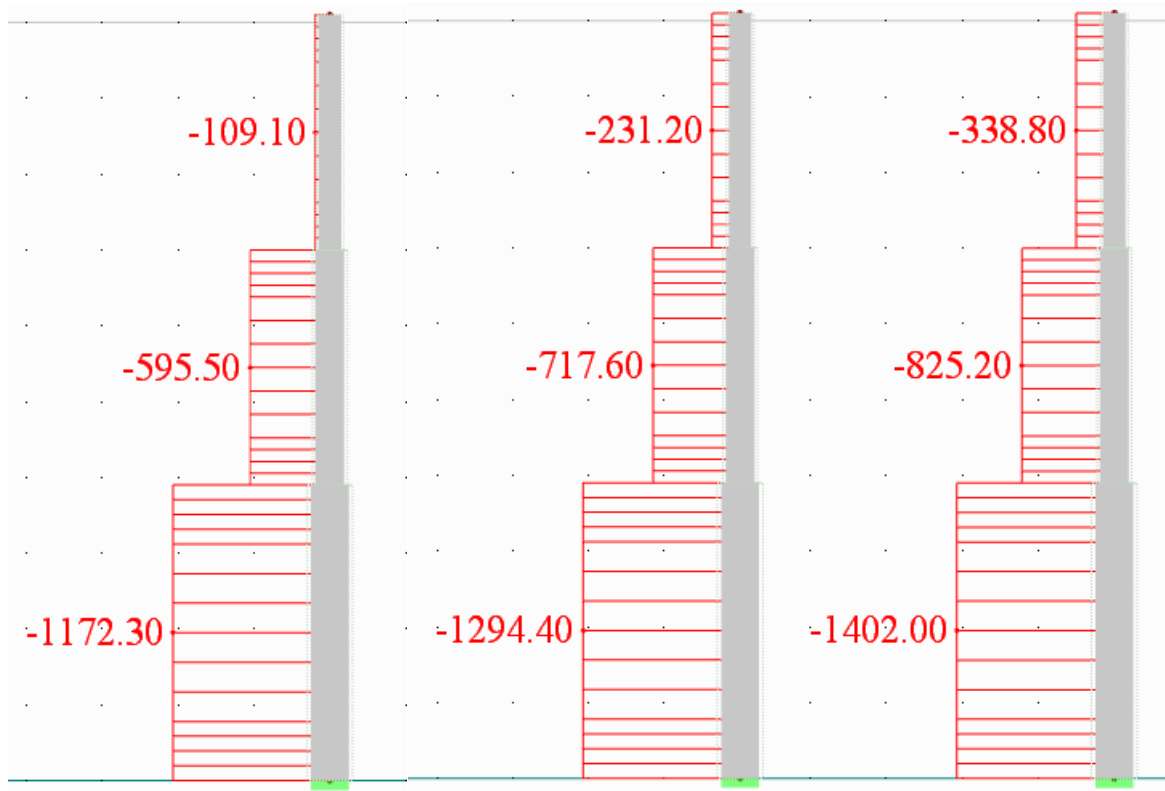
För tvärkraftsdiagram är samtliga resultat angivna i kN och för momentdiagram är samtliga resultat angivna i kNm.



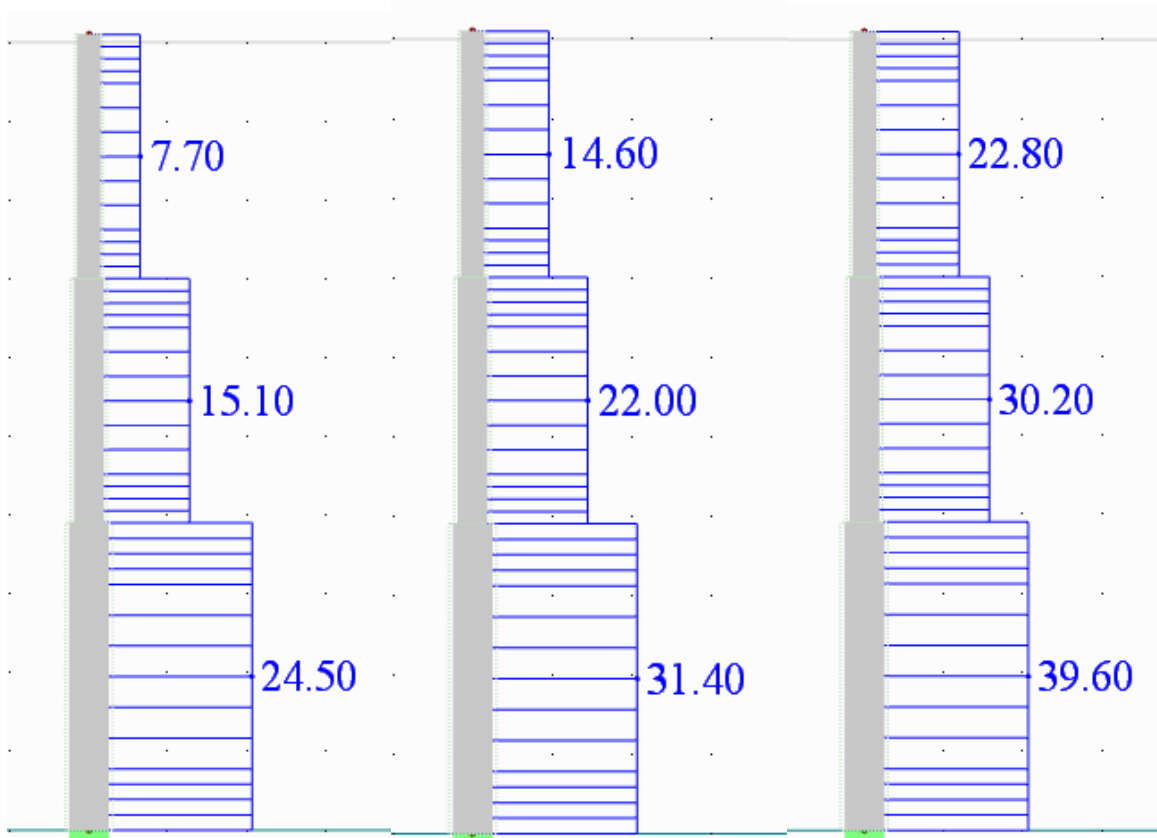
Moment i P16 befintlig

Moment i P16 1 våning

Moment i P16 2 våningar



Normalkraft i P16 befintlig Normalkraft i P16 1 våning Normalkraft i P16 2 våningar



Tvärkraft i P16 befintlig

Tvärkraft i P16 1 våning

Tvärkraft i P16 2 våningar