

Självbärande fasadkonstruktion

- alternativ tilläggsisolering av miljonprogrammet



**LUNDS
UNIVERSITET**

Lunds Tekniska Högskola

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

Examensarbete:
Fredrik Tjörnestig
Erik Tordeby

© Copyright Fredrik Tjörnestig, Erik Tordeby

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

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

Tryckt i Sverige
Media-Tryck
Biblioteksdirektionen
Lunds universitet
Lund 2010

Sammanfattning

Detta examensarbete har gjorts i syfte att undersöka om det är möjligt att konstruera en självbärande fasad som alternativ tilläggsisolering för miljonprogrammets bostäder. Fördelarna med en självbärande fasad är att antalet infästningar, och därmed köldbryggor, kan minimeras. Därtill ställs färre krav på befintlig vägg samt att de boende kan bo kvar under renoveringsskedet, då rivning av ytterväggar uteblir.

Frågeställningar som behandlas är om fasadkonstruktionen klarar att stå utan infästningar i befintlig byggnad och i annat fall hur många som krävs, samt om energibesparingen är tillräckligt stor för att en självbärande konstruktion skall vara försvarbar.

Två olika konstruktioner har undersökts. Den första är en modifiering av ett befintligt system vid namn Dorotherm 350, som egentligen är avsett att användas till enfamiljshus i maximalt två plan och är ett byggblock av cellplast som fylls med betong. Då denna konstruktion krävde infästningar samt led av brister gällande brandsäkerhet, konstruerades en ny konstruktion; en stålkonstruktion som är uppbyggd av stålbalkar och stålpelare med mellanliggande stålreglar och mineralull. Studentlyckan i Lund har valts som referensobjekt under konstruktionsprocessen.

Beräkningar har utförts för att undersöka om fasaden kan utföras infästningsfritt samt för att dimensionera konstruktionerna och eventuella infästningar. En mindre energistudie har även utförts för att åskådliggöra effekter av köldbryggor vid infästningar. Därtill har förslag på detaljutformning av utvalda kritiska möten utarbetats.

Resultatet från beräkningarna visar att Dorothermkonstruktionen kräver infästningar i varje våningsbjälklag för att reducera utböjning av fasaden. Väggkonstruktionen inklusive befintlig vägg uppgår till totalt 565 mm. Stålkonstruktionen behöver endast vara infäst i grunden samt takbjälklaget. Totalt blir väggjockleken 566 mm. Arbetet visar att det går att utforma en fasadkonstruktion med endast ett fåtal infästningar. För att erhålla en helt infästningsfri och självbärande fasadkonstruktion med dagens material krävs en konstruktion med betydligt större tvärsnittshöjd än de rapporten behandlar. Det avslutande energikapitlet visar att energibesparingar kan göras genom att eliminera infästningar. För att se hur stor besparingen är och utreda huruvida det är en realistisk lösning att satsa på i byggbranschen, behöver vidare energi- och täthetsstudier utföras.

Nyckelord: Självbärande, Fasad, Studentlyckan, Tilläggsisolering, Dorotherm.

Abstract

The purpose of this thesis is to investigate if it is possible to design a self-supporting facade as an optional insulation method for apartment buildings. The benefits of a self-supporting facade is that the number of anchors, along with thermal bridges, can be minimized. In addition, the requirements of the existing walls are fewer, and the residents don't have to move out during the renovation process.

Issues that are dealt with in this thesis is if the self-supporting facade is able to stand without any anchors, the number of anchors (if required), and if the energy savings are large enough to be defendable.

Two different structures have been investigated. The first one is a modification of an existing building system called Dorotherm 350, which is a block consisting of cellular plastic with a core of concrete, which is originally made to be used for one- and two-storied houses. Since this design required anchors and had problems with fire safety, another facade was designed; a steel structure which consists of steel beams and steel columns with intermediate insulation and studs of steel. Studentlyckan in Lund has been selected as reference object during the design process.

To investigate if the facade can be performed without anchor points, calculations have been made. A short energy study has been made to illustrate the effects of thermal bridges at the anchor points of the facade. In addition, several critical connections have been designed for each structure.

The calculations show that the Dorotherm-structure requires anchor points in each floor joists to reduce the deflection of the facade. The structure, including the existing wall measures a total of 565 mm.

The steel structure only needs to be mounted in the ground and top joist. Including the existing wall, the steel structure measures a total of 566 mm.

This thesis shows that it is possible to design a facade with only a few anchors. To obtain a completely self-supporting façade without any anchors, with modern materials, requires a design with much larger cross section than the two structures investigated in this report. The concluding chapter shows that by eliminating anchor points, energy savings can be made. To see how extensive these energy savings are and to investigate whether it is a realistic solution or not, more energy and air flow studies are required.

Keywords: Self-supporting, Facade, Studentlyckan, Supplementary insulation, Dorotherm.

Förord

Detta arbete utgör examensarbetet för högskoleingenjörsutbildningen *Byggteknik med arkitektur* vid Lunds Tekniska Högskola, Campus Helsingborg.

Vi vill speciellt rikta ett tack till handledare Ola Dellson på White i Malmö, som förmedlade idén till detta projekt och som gett oss inspiration och tips under arbetets gång, samt övriga medarbetare på företaget för ett trevligt bemötande och för tillhandahållandet av studieplats.

Ett stort tack till Susanne Heyden, Lektor, avdelningen för byggnadsmekanik, Lunds Tekniska Högskola, för värdefull handledning.

Tack till Lars Sentler, Professor, avdelningen för byggnadskonstruktion, Lunds Tekniska Högskola för nyttig konsultation.

Tack till Katja Fridh, universitetslektor på avdelningen för byggnadsmaterial vid LTH, Albert Orrling, White Stockholm, Håkan Frantzich universitetslektor på Brandteknik vid LTH, samt Magnus Cederberg, Monica Frank och Leif Karlsson på AF Bostäder i Lund.

Lund maj 2010

Fredrik Tjörnestig och Erik Tordeby

Innehållsförteckning

1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Aktörer i projektet	1
1.4 Avgränsningar	2
1.5 Metod	2
1.6 Rapportdisposition	2
2 Förstudie	5
2.1 Miljonprogrammet	5
2.1.1 Historik	5
2.1.1.1 <i>Projektets början</i>	5
2.1.1.2 <i>Placering</i>	6
2.1.1.3 <i>Lägenheter</i>	6
2.1.1.4 <i>Material och metoder</i>	7
2.1.2 Typer av flerbostadshus	8
2.1.3 Brister	11
2.2 Allmänna råd om ändring av byggnad, BÄR	12
2.2.1 Tekniska egenskaper som tas upp i BÄR	12
2.3 Brandkrav	14
2.4 Köldbryggor	16
2.4.1 Oönskade effekter av köldbryggor	16
2.5 Tilläggsisolering	17
2.6 Exempel på fasadrenoveringar	17
2.6.1 Hisings Backa – Katjas gata 119	18
2.6.2 Alingsås – Brogården	19
2.6.3 Malmö – Lindängen	20
2.7 Ytterligare krav på konstruktionen	22
2.7.1 Självbärande fasadkonstruktion	22
3 Referensobjekt: Studentlyckan	25
3.1 Konstruktionsdetaljer	25
3.1.1 Yttervägg	26
3.1.2 Vindsbjälklag	26
3.1.3 Takkonstruktion	26
3.1.4 Våningsbjälklag	26
3.2 Befintliga köldbryggor på Studentlyckan	27
4 Förslag 1: Dorotherm byggsystem	29
4.1 Infästning	30
4.2 Fönster	31
4.3 Möte fasadkonstruktion och tak	34
4.4 Brandavskiljande block	34

4.5 Beräkningsdel 1: Dorotherm 350	37
4.5.1 Laster	37
4.5.1.1 <i>Egentyngd</i>	37
4.5.1.2 <i>Vindlast</i>	37
4.5.1.3 <i>Initialkrokighet</i>	37
4.5.1.4 <i>2:a ordningens moment</i>	38
4.5.2 Lastbärande principer	38
4.5.2.1 <i>Skivverkan</i>	38
4.5.2.2 <i>Plattverkan</i>	38
4.5.2.3 <i>Förenklat – balk</i>	38
4.5.3 Beräkning av snittkrafter	38
4.5.3.1 <i>CALFEM</i>	39
4.5.4 Inverkan av fönsteröppningar	44
4.5.5 Dimensionering av vägg	47
4.5.6 Dimensionering av infästningar	48
5 Förslag 2: Stålkonstruktion	49
5.1 Snitt av väggkonstruktion	50
5.2 Fönster	51
5.3 Möte med tak	52
5.4 Brandskydd	52
5.5 Beräkningsdel 2: Stålkonstruktion	53
5.5.1 Laster	53
5.5.1.1 <i>Egentyngd</i>	54
5.5.1.2 <i>Vindlast</i>	54
5.5.1.3 <i>Initialkrokighet</i>	54
5.5.1.4 <i>Andra ordningens moment</i>	54
5.5.2 Lastbärande principer	55
5.5.2.1 <i>Egentyngd</i>	55
5.5.2.2 <i>Vindlast</i>	55
5.5.3 Beräkning av snittkrafter	56
5.5.4 Inverkan av fönsteröppningar	57
5.5.5 Dimensionering av vägg	57
5.5.6 Dimensionering av infästningar	58
5.5.7 Asymmetriskt lastfall	58
6 Energistudie	59
6.1 U-Norm	59
6.2 Infästning av Dorothermkonstruktion	60
6.3 Infästning av stålkonstruktion	61
6.4 Konventionell tilläggsisolering	63
7 Slutsatser	65
7.1 Resultat och diskussion	65
7.2 Uppslag till nya studier	67

8 Referenser	69
Bilaga 1: Beräkningar för Dorotherm-konstruktion	73
Bilaga 2: Beräkningar för stålkonstruktion	85
Bilaga 3: Ritningar till Studentlyckan	99
Bilaga 4: Karta över Lund	107
Bilaga 5: U-värden.....	109

1 Inledning

1.1 Bakgrund

I takt med att människan blivit mer miljömedveten har energikraven för byggnader ökat. Insikten att energiframställning från fossila bränslen inte är en hållbar lösning har lett till att alternativa energikällor utvecklas och energikonsumtionen optimeras. Vi står inför en tuff utmaning där fossila bränslen som olja och stenkol ska avvecklas och kompenseras med förnyelsebar energi. Utvecklingen kommer troligtvis att medföra stigande energipriser och ökad återhållsamhet. Ett bidrag till att lösa energiproblematiken är att energieffektivisera våra bostäder, där uppvärmning utgör 141 TWh, eller 23 % av Sveriges totala energiförbrukning.^[23] Ett effektivt sätt att minska uppvärmningsbehovet är att tilläggsisolera gamla fasader. Det finns en stor mängd flerbostadshus från 1960- och 70-talen, mer kända som *miljonprogrammet*. Energistandarden hos dessa hus är låg. För att citera tidningen *ByggIndustrin*: ”Husen från miljonprogrammet förfaller och läcker energi som såll”.^[18] Det är därför ett utmärkt tillfälle att åtgärda de enorma energiförlusterna samtidigt som de degenererade bostäderna upprustas.

1.2 Syfte

Syftet med arbetet är att undersöka om vi kan konstruera en eller flera självbärande fasadkonstruktioner till ett flerbostadshus från miljonprogrammet, som en alternativ lösning till konventionell tilläggsisolering. Konstruktionen ska vara självbärande, ge minskad energiförbrukning samt vara estetiskt tilltalande. Fokus kommer att ligga på konstruktion och detaljlösningar.

Frågeställningar som kommer att behandlas är följande:

- Klarar fasadkonstruktionen att stå utan att infästningar i befintlig byggnad utförs?
- I annat fall, hur många infästningar behövs?
- Är energibesparingen utan infästningar tillräckligt stor för att vara försvarbar?

1.3 Aktörer i projektet

Rapporten är ett examensarbete på högskoleingenjörsutbildningen *Byggteknik med arkitektur* vid Lunds Tekniska Högskola, Campus Helsingborg. Examensarbetet handleds av Susanne Heyden, lektor vid avdelningen för

byggnadsmekanik, Lunds Tekniska Högskola och skrivs på uppdrag från Ola Dellson på White i Malmö.

1.4 Avgränsningar

Rapporten har avgränsats till att omfatta beräkningar och konstruktionsarbete för valt referensobjekt med 3 våningsplan i höjd. Rapporten har utgått från en helhetssyn på konstruktionen med detaljlösningar endast på utvalda punkter. Vidare har en avgränsning gjorts till att huvudsakligen behandla konstruktionsfrågor.

1.5 Metod

För att kunna få svar på våra frågor angående konstruktion och hållfasthet samt för att kunna dimensionera konstruktionen har beräkningar utförts i CALFEM^[49] med hjälp från handledare Susanne Heyden. Beräkningar samt diagram har sedan analyserats.

AF Bostäder i Lund har bistått med A-ritningar till vårt referensobjekt Studentlyckan. Detta gav indata till beräkningarna samt utgångspunkter till CAD-ritningar.

Konstruktions- och detaljlösningar har ritats med Archicad^[48]. Modeller och figurer har skapats i Google Sketchup^[51].

Personliga intervjuer har utförts dels med Leif Karlsson (telefon) på AF Bostäder och dels med Lars Sentler, professor på avdelningen för Byggnadskonstruktion vid LTH. Intervjuerna har gett oss information om hur Studentlyckans konstruktion ser ut, då vårt ritningsunderlag inte redovisat detta. Dessutom har intervju via e-post utförts med Håkan Frantzich, universitetslektor på brandteknik vid LTH, angående brandkrav för ett av våra konstruktionsförslag.

Teori som har varit betydelsefull för rapporten är framtagen från litteratur såsom kurslitteratur, facktidskrifter, facklitteratur samt Internet.

1.6 Rapportdisposition

Rapporten är uppbyggd av sex huvudkapitel. Det första, *Bakgrund*, innehåller historia, regelverk, råd och krav, som ligger till grund för utformningen av konstruktionsförslagen.

Det andra kapitlet beskriver ett referensobjekt, vilket konstruktionsförslagen är avsedda att appliceras på.

I det tredje kapitlet redovisas två konstruktionsförslag med detaljlösningar för utvalda kritiska delar av konstruktionerna.

Fjärde kapitlet i rapporten utgörs av hållfasthets- och dimensioneringsberäkningar för respektive konstruktionslösning, med tillhörande teori.

I det femte kapitlet studeras konstruktionsalternativens köldbryggor och deras omfattning.

Sjätte och sista kapitlet utgörs av diskussion och slutsats, baserat på konstruktionsarbetets resultat.

2 Förstudie

2.1 Miljonprogrammet

För att förstå problemet med dagens miljonprogrambyggnader, behöver man känna till hur och varför de omtalade bostadsområdena byggdes.

2.1.1 Historik

1960 var året då bostadsbristen hade nått sin kulmen. Många familjer bodde trångt i bostäder med dålig standard. Bostadsproblemet ökade drastiskt i takt med folkökningen och bostadsköerna eskalerade. Årskullarna från 40-talet var stora och det var nu deras tur att skaffa sig ett eget boende. Utöver de stora årskullarna skedde en urbanisering i form av att människor från landsbygden funnit intresse i att flytta in till storstäderna. Främst skedde folkökning i och runt storstadsregionerna Stockholm, Göteborg och Malmö. Bostadsproblemet var ett faktum.^[31]

2.1.1.1 Projektets början

7 april 1965 blev en vändpunkt och ett startskott för byggandet av det som i folkmun kallas miljonprogrammet, då riksdagen beslutade att det skulle byggas 100 000 bostäder per år under en 10-årsperiod. Totalt byggdes det 592 800 lägenheter i flerbostadshus och 349 600 bostäder i småhus.^[31]

Sveriges då rådande högkonjunktur medförde att industrin och städerna växte som i sin tur ledde till att folks levnadsstandard höjdes. Plötsligt kunde folk ställa krav på bekvämligheter som en modern bostad skulle innehålla.

Varmvatten, centralvärme, el och wc var några av kraven.^[31]

Under åren 1967–1970 byggdes fler flerbostadshus än någonsin i Sverige under så kort tid. I genomsnitt byggdes 75 000 lägenheter per år. För en närmare inblick i årsproduktionen av lägenheter i flerbostadshus åren 1966–1975, se tabell 2.1.^[33]

Antal färdigställda lägenheter per år under åren 1966–1975:	
År	Antal
1966	56625
1967	63967
1968	70520
1969	69508
1970	68921
1971	69836
1972	62668
1973	52536
1974	37759
1975	26922

Tabell 2.1: Färdigställda lägenheter i flerbostadshus åren 1966-1975, ^[33].

Sveriges arv från miljonprogrammet utgör idag 25 % av alla Sveriges bostäder.^[32] Dessa består inte enbart av höghus i betong utan även till stor del av småhus och 3-4 våningshus.

2.1.1.2 Placering

På grund av en hård kostnads- och tidspress valde man att bygga många av bostäderna på förmånliga tomter, ofta i utkanten av städerna. Områdena var omgärdade av skogs- eller jordbruksmark vilket gjorde att de ofta låg isolerade från andra stadsdelar. Detta sågs dock inte som ett problem då tanken var att varje bostadsområde skulle innefatta ett eget centrum med livsmedelsbutik, post, restauranger och kulturaktiviteter. Varje område tänktes som en mindre tätort med alla gemytligheter som följer. Därtill var det även tänkt att områdena skulle ha tillgång till rekreationsområden för lek och fritidsaktiviteter.^[30]

2.1.1.3 Lägenheter

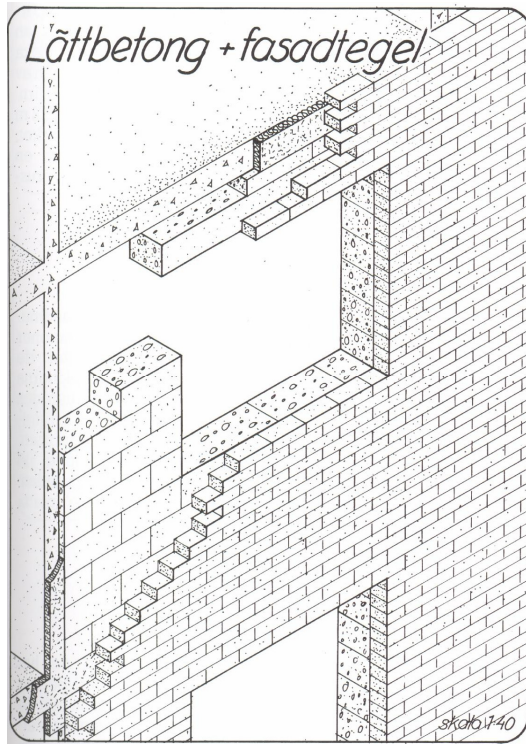
Lägenheterna var oftast utformade till ljusa och rymliga tre rum och kök. Arkitekterna var väl medvetna om funktionalistiska krav som stort ljusinsläpp, luftiga rum och balkonger med flertalet soltimmar i söderläge. Även köken var medvetet rymliga för att få plats för matplats och socialt umgänge. Boarean för en trerumslägenhet i ett flerfamiljshus var i genomsnitt 79 m² stor.^[32] Att alla lägenheterna avsågs att ha badkar, wc och även i vissa fall extra toalett var en självklarhet i 60-talets kravsamhälle. Det fanns även plats för förvaring i form av rymliga garderober och linneskåp.^[30]

2.1.1.4 Material och metoder

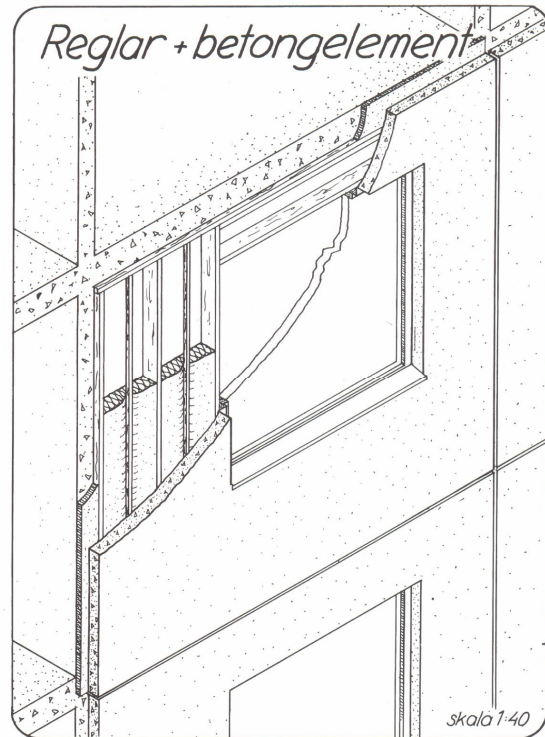
Ett viktigt kriterium för att kunna genomföra projektet var att industrialisera byggnationen, detta p.g.a. den rådande bristen på arbetskraft, den relativt snäva tidplanen och för att hålla produktionskostnaden nere. För att lyckas med detta krävdes nya metoder, hustyper och material. Utvecklingsriktningen gick från äldre byggtraditioner till det nya funktionalistiska tänkandet med standardiserad utformning och raka linjer. ^[30]

Prefabricerade byggelement, d.v.s. förgjutna betongelement som innerväggar, ytterväggar mm. lyftes på plats av stora lyftkranar och därmed förkortades byggprocessen.

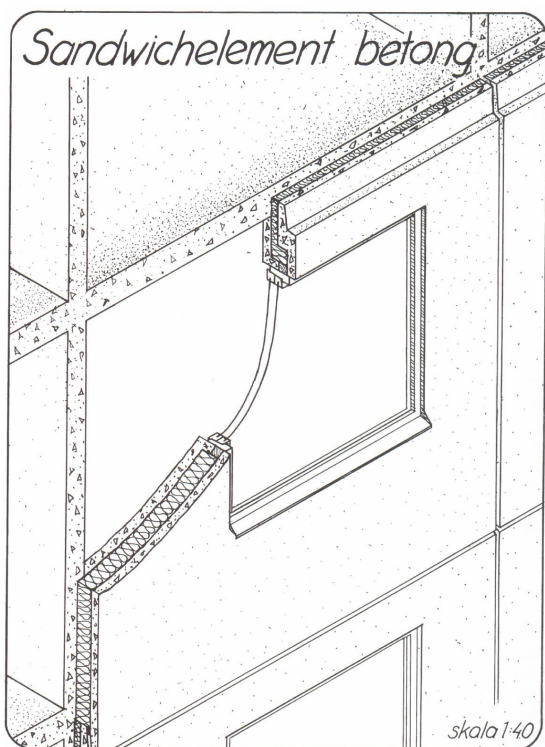
Vanligast ytterväggskonstruktion var rumsstora fasadelement gjutna i betong. För vidare inblick i miljonprogrammets fasadkonstruktioner se figurerna nedan. ^[2]



Figur 2.1: Fasad uppbyggd av lättbetongblock som murats i stommens "fack" samt utvändigt beklädnad av tegel. ^[2]



Figur 2.2: Rumsstort betongelement med träregelstomme och isolering på insidan. ^[2]



Figur 2.3: Rumsstort sandwichelement bestående av två betongskivor med mellanliggande isolering. ^[2]

Genom att placera husen radvis eller vinkelrätt mot varandra skapades ett enkelt, enhetligt och repetitivt bostadsmönster.

Geometriska former, platta tak och enkla fönster var signum för det arkitektoniska formspråket. En stil som var helt utan klassiska utsmyckningar och detaljer. ^[30]

Miljonprogrammsbyggnaderna har en kort lista med tidstypiska fasadmateriäl. Sedan tidigare dominerade tegel, med nu endast i form av ett halvtensyskikt istället för de tidigare massiva bärande tegelväggarna. Även betongelement var ytterst vanligt, dels släta och dels räfflade ytor men även ytor med frilagd ballast. Nya fasadmateriäl för 60- och 70-talen var eternit och plåt samt andra skivbeklädnader. Även putsade fasader förekom. ^[7]

Som taktäckning till flerbostadshusen var takpappen helt dominerande, med vissa undantag för betong- eller tegelpannor, plåt eller eternit. ^[7]

2.1.2 Typer av flerbostadshus

I miljonprogrammet ingår olika typer av flerfamiljshus, allt från 3-4 vånings lamellhus till högre skivhus. Gemensamt för alla hustyperna är att parkeringar anlades i utkanten av bostadsområdena.

Lamellhusen är flerfamiljshus som karaktäriseras av att de är placerade likt lameller, parallellt eller vinkelställda. Deras placering gör att gårdarna får rektangulära former med överblivna ytor som inte upplevs fylla någon praktisk funktion. Placeringen medför även att gårdarna kan kännas blåsiga. Vanligtvis är husen 3-4 våningar höga med entré riktad mot innergården. Vanligt förekommande är även balkonger som är indragna i huskroppen.^[15] Husen som byggdes under 60- och 70-talen har annorlunda form än sina föregångare genom att de har en mer kompakt form, lägre våningshöjd, flackare tak och större husdjup. Vind och källare saknas ofta. Den ökade storleken på lägenheterna medförde att man kunde spara pengar på färre trapphus per kvadratmeter lägenhetsyta.^[7]



Figur 2.4: Karaktäristiska lamellhus i Luleå.^[1]

Höga lamellhus, med fler än 5 våningar, benämns ofta *skivhus*. Dessa ligger oftast – likt den lägre varianten – parallellt med varandra och har stora gårdar. Skivhusen är alltid försedda med hiss på grund av sin höjd. Det är inte ovanligt att det i varje hus finns en så kallad entrévåning, med gemensamma lokaler för tvätt, förråd och fritidsaktiviteter. Husen har två till fyra lägenheter per våningsplan. På grund av skivhusens storlek finns det många lägenheter per trapphus, vilket medför att dessa ofta är utsatta för skadegörelse.^[7] Följden blir att de upplevs som anonyma och otrygga.

Nackdelen med skivhusens höjd är främst att de kastar långa skuggor och att de stora huskropparna kan ge upphov till höga vindhastigheter.^[15]



Figur 2.5: Skivhus i Malmö.^[1]

Enskilda flerfamiljshus med endast ett trapphus samt liten bottenyta kallas *punkthus*.^[15] Dessa utgör ca 10 % av lägenhetsbeståndet från åren 1961 – 1975. Eftersom trapphuset ligger centrerat i byggnaden och varje våningsplan ofta huserar minst fyra lägenheter, är möjligheten till dagsljus och sol ofta begränsad, till skillnad från lamellhusens genomgående lägenheter.^[7] Generellt är de 8-10 våningar höga och påträffas ofta i kuperad terräng, där markförhållandena är begränsande. De är vanligt förekommande i t.ex. Göteborgs förorter. Gårdar med rekreations- och lekytor saknas många gånger och även här kan vindhastigheterna bli höga p.g.a. byggnadens höjd.^[15]



Figur 2.6: Punkthus i tegel, Luleå.^[1]

En stor andel av lamellhusen är så kallade *loftgångshus*, vilket innebär att anslutningen till varje lägenhet utgörs av en långsträckt balkong längs med fasaden, en så kallad *loftgång* eller *svalgång*.^[34] Loftgångarna var ursprungligen tänkta att ge fasaden rörelse, men i flertalet fall gav loftgången

istället ett monotont uttryck.^[15] Marklägenheterna har dock egen ingång. Ett typiskt drag för husen är att trapphusen sticker ut från huskroppen eller är förlagda på deras kortsidor. Hushöjden varierar mellan två och åtta våningar, ofta med hiss. Loftgångshusen utgör en relativt liten del av miljonprogrammet, med endast 30 000 lägenheter, men med sina utmärkande drag har de blivit karaktäristiska för sin tid.^[7]



Figur 2.7: Loftgångshus i Huddinge på 1970-talet.^[1]

2.1.3 Brister

Det som var tänkt att bli välplanerade och gemytliga bostadsområden blev inte vad man förväntat sig. Det upprepande bostadsmönstret och ihärdiga användandet av betong gjorde bostadsmiljön livlös och entonig. Träd fick svårt att växa i marken som var hårt packad från hantering av betongbjälklag. Det avskalade landskapet och det flitiga användandet av asfalt gav miljön ett kargt uttryck. Därtill sparades det in pengar på växter och träd, något som förstärkte den redan dystra och gråa miljön.^[30]

Trots de goda intentionerna med rymliga och välplanerade lägenheter till en rimlig budget sjönk standarden på inredningen. Masstillverkade inredningsdetaljer i plast som t.ex. klädhängare, handtag och beslag led av bristande kvalitet och slets snabbt ut. Detta medförde att mycket av plastdetaljerna har fått bytas ut under årens lopp.^[30]

Eftersom miljonprogrammet byggdes innan den s.k. oljekrisen 1974^[33] behövde bostäderna inte byggas energieffektiva, då priset på olja fortfarande var lågt. Detta innebär att husen har en energiförbrukning långt över energikravet som ställs på nybyggnation av bostadshus idag.

2.2 Allmänna råd om ändring av byggnad, BÄR

Boverket har gett ut en skrift, *Boverkets allmänna råd vid ändring av byggnad*, BÄR^[12]. Denna innehåller råd som gäller vid ändring av byggnad, tillsammans med kommenterande text. Vid ändring av en byggnad ska de tekniska kraven i BÄR användas med hänsyn till ändringens storlek och byggnadens förutsättningar. BÄRs råd om ändring gäller vid:

Tillbyggnad

”Med tillbyggnad avses åtgärder som ökar en byggnads volym oavsett i vilken riktning detta sker. Hit räknas alltså påbyggnad och utgrävning för källare, men inte att en vind inreds inom befintlig byggnadsvolym.”^[12]

samt:

Annan ändring

”Med annan ändring (annan än tillbyggnad) avses yttre eller inre åtgärd som innebär ändring av till exempel planlösning, fasad, konstruktion, installationer eller byte av inredning och material i större omfattning än vad som följer av underhåll. Ändringsbegreppet är inte kopplat till om en byggnads brukstid förlängs eller inte utan utgår från åtgärden som sådan.”^[12]

Vilket betyder att oavsett om en fasadrenovering utökar byggnadsvolymen eller ej, skall råden beaktas.

2.2.1 Tekniska egenskaper som tas upp i BÄR

Följande områden ska beaktas vid konstruktionsarbete med hänsyn till BÄR.

Bärförmåga, stadga och beständighet

Då en konstruktion vid tillbyggnad eller ändring får en betydande större last eller bärande konstruktion ändras, ska konstruktionsberäkningar utföras enligt BKR.^[12] Detta uppfylls genom att med beräkningar enligt BKR visa att hållfastheten är tillräcklig, se kapitel 4.5 respektive 5.5.

Brandsäkerhet

Kraven på brandskydd är samma som vid nybyggnation. Detta betyder att efter ändring skall funktion som utrymningssäkerhet, skydd mot brands uppkomst och spridning till grannbyggnad samt räddningspersonals säkerhet vara uppfyllda.^[12]

Genom att omsorgsfullt välja fasadmateriäl med hög brandklass sker ingen ökad risk för spridning av brand. En ökad vägg tjocklek medför ingen ökad risk för räddningspersonal. Ytterligare brandkrav från BBR anges i kapitel 2.3.

Hygien, hälsa och miljö

Ändring av uppvärmningsmetoden kan påverka ventilationssystemet i ett hus, vilket i sin tur kan medföra att fuktmängden i olika byggnadsdelar ökar.

Fuktillskott från människor, tvätt, matlagning, växter m.m. ökar således. För att balansera detta krävs ökad ventilation.^[12]

Vid en tillbyggnad av fasaden kan fuktillskottet öka på grund av tätare klimatskal, dock är ventilationssystemet och uppvärmningsmetod inget som kommer att beaktas i arbetet.

Säkerhet vid användning

Denna punkt behandlar vikten av säkerhet i en bostad, på tak, vid trappor samt platser där barn kan vistas utan oavbruten uppsikt av vuxna. Vid förändring och ombyggnation ska samma säkerhetsnivå som vid nybyggnation eftersträvas.^[12] Vid framtagning av fasadkonstruktion är det särskilt tak och eventuellt entré som måste utformas med säkerhet i beaktande.

Skydd mot buller

För bostäder gäller att ljudisoleringskraven ska motsvaras av klass C vid tillbyggnad, detta gäller särskilt för sovrum.^[12] Detta motsvaras av en ljudreduktion på 53 dB från utrymme utanför yttervägg till utrymme i bostad.^[39]

Rådet är i yttersta grad aktuellt vid ombyggnad av yttervägg, dock tas ingen hänsyn till rådet i detta arbete.

Energihushållning och värmeisolering

Byggnader ska utformas så att energianvändningen begränsas genom låga värmeförluster, lågt kylbehov, effektiv värme och kylanvändning samt effektiv elanvändning. I BBR anges den högsta tillåtna energianvändningen för olika hustyper, vilket för ett flerbostadshus med annat uppvärmningssätt än elvärme är 110 kWh/m² och år.^[17] Åtgärder för att minska energianvändning, exempelvis nya fasader, ska även vara överensstämmande med byggnadens byggnadstekniska, kulturhistoriska, miljömässiga och konstnärliga värden.^[12]

Låga värmeförluster genom ytterväggar är den energianvändning som kommer att beröras främst i denna rapport. Detta kommer att åtgärdas genom att välja en energieffektiv lösning med god isolering samt arkitektoniskt tilltalande yttre. Konstruktionsförslagen är ett steg i ledet att nå kravet för ett flerbostadshus energianvändning.

Lämplighet för avsett ändamål

Avsikten med denna punkt är att iaktta försiktighet och bevara goda planlösningar, funktioner och proportioner avsedda för ändamålet, vid tillbyggnad. ^[12]

I det aktuella fallet innebär en fasadrenovering inte något ingrepp på planlösning eller invändiga proportioner. Däremot kan fönsternischer och fönsterstorlekar utformas för att tillgodose energikrav, ljusinsläpp samt arkitektoniska aspekter.

Tillgänglighet och användbarhet

Vid tillbyggnad och ombyggnation av bostäder måste tillgänglighetskraven för människor med reducerad rörelse- och orienteringsförmåga tillgodoses. Detta gäller för den specifika byggnadsdelen. ^[12]

En förändring av fasad kan varken underlätta eller försvåra framkomligheten i en bostad. Hänsyn måste dock tas vid utformning av entré så att nu gällande krav avseende tillgänglighet (bredd, nivåskillnad etc.) uppfylls.

2.3 Brandkrav

Eftersom miljonprogrammets bostäder utgörs av flerbostadshus med 3 våningar eller fler är brandkraven oerhört viktiga att ta hänsyn till. Bostäderna faller in under brandklassen Br1, vilket är den högsta brandklassen, med högst krav. Nedan följer en samling utdrag ur BBR beträffande brandkrav på ytterväggskonstruktioner och flerbostadshus.

”5:21 Byggnad

[...]Byggnader där brand medför stor risk för personskador ska utföras i klass Br1. I sådana byggnader ställs de högsta kraven på bl.a. ytskikt samt bärande och avskiljande konstruktioner. [...]

Allmänt råd

Byggnader med tre eller flera våningsplan bör utföras i klass Br1.” ^[13]

”5:631 Yttervägg i byggnad i klass Br1

Ytterväggar ska utformas så att

- väggkonstruktionen uppfyller sin brandavskiljande funktion gentemot andra brandceller,
- brandspridning i väggen och längs fasadytan begränsas med hänsyn till byggnadens ändamål samt möjligheterna till brandsläckning,
- risken för spridning av brand via fönster begränsas och delar av väggen inte faller ned vid brand. Dock bortses från nedfall av t.ex. glassplitter, mindre putsbitar och liknande om detta inte bedöms förhindra eller väsentligen

försvåra brandsläckning och om utrymning ändå kan ske utan risk för personskador.”^[13]

För skydd mot brand- och brandgasspridning mellan brandceller gäller:

”5:631 Yttervägg i byggnad i klass Br1

Ytterväggar ska utformas så att

- väggkonstruktionen uppfyller sin brandavskiljande funktion gentemot andra brandceller,
- brandspridning i väggen och längs fasadytan begränsas med hänsyn till byggnadens ändamål samt möjligheterna till brandsläckning,
- risken för spridning av brand via fönster begränsas och delar av väggen inte faller ned vid brand. Dock bortses från nedfall av t.ex. glassplitter, mindre putsbitar och liknande om detta inte bedöms förhindra eller väsentligen försvåra brandsläckning och om utrymning ändå kan ske utan risk för personskador.

Allmänt råd

Ytterväggskonstruktioner som vid provning enligt SS-EN 13501-2 med brandpåverkan enligt avsnitt 4.2 (standardbrandkurvan) uppfyller tillämpliga delar av kraven i avsnitt 5:62, uppfyller föreskriftens krav på brandavskiljande funktion.

Ytterväggar som enbart innehåller material av klass A2-s1,d0 (obrännbart material) eller sektioneras på ett sådant sätt att en brand inuti väggen hindras att sprida sig förbi brandcellsskiljande byggnadsdelar, uppfyller föreskriftens krav på skydd mot brandspridning inuti väggen.

En ytterväggskonstruktion som vid provning enligt SP FIRE 105 uppfyller förutsättningarna för godkännande i Boverkets allmänna råd 1993:2, Riktlinjer för typgodkännande Brandskydd, uppfyller föreskriftens krav beträffande skydd mot brandspridning längs fasadytan.

Avståndet i höjdd mellan fönster i olika brandceller bör vara minst 1,2 meter, såvida inte fönstren utförs i lägst E 15 inom detta avstånd.

Ytterväggar kan kläs utvändigt med material i lägst klass D-s2,d0 (klass III) om

- byggnaden har högst två våningsplan,
- beklädnaden, oavsett byggnadens höjd, endast täcker byggnadens bottenvåning eller
- särskilda åtgärder vidtas så att byggnadens totala brandsäkerhet inte försämras.

Exempel på sådana särskilda åtgärder som avses i föregående stycke är att byggnaden förses med automatisk vattensprinkleranläggning, att det finns utskjutande tak över fönster och dörrar som förhindrar brandspridning eller brännbart material av lägst klass D-s2,d0 (klass III) endast täcker en begränsad del av fasadytan. (BFS 2005:17).”^[13]

Konstruktionerna kommer att utformas med beaktande av brandkraven. Dessutom kommer brandexpert kontaktas för rådgivning under konstruktionsarbetet.

2.4 Köldbryggor

När ett isoleringsskikt bryts av genom användning av andra material med lägre isoleringsförmåga exempelvis träreglar, stålreglar eller betongbjälklag, skapas en köldbrygga. Dessa kan även skapas genom slarv och fel byggteknik. I bostadshus från miljonprogrammet är köldbryggor ett stort problem och otätheten en svår uppgift att lösa. Även i en välisolerad byggnad kan en köldbrygga inverka kraftigt på byggnadens totala isoleringsförmåga. [26] Köldbryggor kan delas in i två olika typer. Dels köldbryggor som ingår i en byggnadsdel som exempelvis träreglar i en yttervägg med träregelstomme, eller som kramlor i en skalmur av tegel, och dels köldbryggor som uppstår i anslutningar mellan olika byggnadsdelar. Exempel på det senare är anslutningar mellan prefabricerade betongelement, mellan fönster och yttervägg samt genomföringar av balkar i vägg. De förstnämnda köldbryggorna medräknas i konstruktionens totala U-värde, medan köldbryggor som uppstår vid anslutningar oftast beaktas separat. En annan viktig och vanligt förekommande köldbrygga är balkonger i betongbjälklagskonstruktioner, där balkongbjälklaget är en fortsättning på husets bjälklag. Detta medför en stor värmeförlust via infästningen. [10]

För att lokalisera köldbryggor och få en uppfattning om deras omfattning, används en värmekamera, d.v.s. infraröd sensor som anger temperaturskillnader i konstruktionen. På bilderna från en värmekamera syns tydligt skiftningar i temperaturen som en färggradient där köldbryggor förekommer. [35]

2.4.1 Önskade effekter av köldbryggor

Bostaden påverkas negativt av köldbryggor eftersom en lokal nedkylning sker av byggnadsdelar kring köldbryggan. I värsta fall uppstår ett så kallat *kallras*, där inomhusluften närmast byggnadsdelen, vilket vanligtvis är en vägg, kyla av och sjunker mot golvet, och på så sätt påskyndas nedkylningen av inomhusluften. En värmeförlust uppstår. Fenomenet kan även leda till att utrymmet upplevs som ”dragigt”. [5]

Det finns även angivet i BBR hur omfattande ett kallras får vara, d.v.s. vilken lufthastighet som är acceptabel. [16]

Vidare påverkas bostaden av köldbryggor genom att smuts fäster bättre på kalla än varma ytor, vilket ger en nedsmutsning på insidan av ytterväggen vid köldbryggans placering. Om temperaturen på väggens insida sänks lokalt kan

kondensation eller andra fuktrelaterade skador uppstå. En termostad som är placerad intill en köldbrygga kan reagera på fel temperatur, vilket gör att temperaturen i rummet blir felaktig.^[5]

Köldbryggor undviks dels genom att man är noggrann med tätning vid anslutningar och dels genom att man isolerar utanför de utsatta byggnadsdelarna. På så sätt undviker man att byggnadsdelarna kyls av utav det kalla utomhusklimatet. Att tilläggsisolera på utsidan respektive insidan av ett hus är vanliga alternativ för att upphäva effekten av köldbryggorna.

2.5 Tilläggsisolering

När energikrisen drabbade Sverige på mitten av 1970-talet, blev tilläggsisolering vanligt. Isolering utförs på ut- eller insida av väggen. Tilläggsisolering utförs genom att hantverkaren monterar ett värmeisolerande material på den befintliga väggen. Utanför isoleringen monteras därpå ett ytskikt av exempelvis träpanel, skalmur, gipsskiva eller puts.^[6]

Även om det är fullt möjligt att tilläggsisolera endera på ut- eller insidan av väggen, är det ur värme- och fuktsynpunkt bättre att placera isoleringen på utsidan av väggen. Detta eftersom väggen då hålls varm och den relativa fuktigheten blir lägre.^[6b] En torrare vägg erhåller ett lägre U-värde och risk för mögel- och rötangrepp samt risken att en fuktig vägg fryser sönder minskar kraftigt.^[6] Dessutom minimeras antalet köldbryggor eftersom dessa kläs in. Ytterligare fördelar med att placera tilläggsisoleringen på utsidan är att man fritt kan välja en ny ytbeklädnad varpå husets yttre kan ändras till det bättre. Exempel på fasadmateriäl kan vara träpanel, plåt, tegel eller fibercementskivor.

Dock är det på kulturhistoriska byggnader inte ett alternativ med utvändig isolering, då det skulle medföra att husets arkitektoniska drag förändras. En invändig isolering för med sig att boarean blir mindre^[6] och att väggen blir kallare, vilket medför större risk för frost på fasaden.

2.6 Exempel på fasadrenoveringar

Behovet av att tilläggsisolera och bygga om fasaden på miljonprogrammets bostäder är inget nytt och verkligen ett ämne som diskuteras frekvent i media. I flertalet av de större städerna pågår ”pilotprojekt” där fastighetsbolagen prövar olika tekniker på olika bostadshus, allt för att finna den bästa och mest lönsamma tekniken för tilläggsisolering. I samtliga fall vi påträffat har tilläggsisolering skett genom sedvanliga metoder. Här följer tre olika exempel på ombyggnadsprojekt inom miljonprogrammet, där det första är en utvändig

tilläggsisolering med cellplast, den andra är en tilläggsisolering där en stor del av ytterväggarna bytts ut, och den tredje är ett förslag på en självbärande tilläggsisolering.

2.6.1 Hisings Backa – Katjas gata 119

I Hisings Backa har ett flerbostadshus från 1971 genomgått en omfattande renovering under perioden april till november 2009.^[11] Bostadsbolaget Bostads AB Poseidon är ett av Göteborgs största bostadsbolag, som äger och förvaltar ca 23 560 lägenheter och står som finansiär för ombyggnaden.^[41] Pilotprojektet är ett fyra vånings punkthus som består av 16 trerumslägenheter på totalt 1280 m².



Figur 2.8: Katjas Gata 119 före renovering. ^[8]

En rad åtgärder har vidtagits för att få en minskad energiförbrukning på byggnaden. Bland annat har fasaden, som består av prefabricerade betongelement, lagats och klätts in med 2x100 mm cellplast, varpå tunnputs sedan applicerats. Även sockel,



Figur 2.9: Katjas Gata 119 efter renovering.^[41]

krypgrund och vind har tilläggsisolerats för att förbättra dessa svagt isolerade byggnadsdelar. För att täcka den tilläggsisolerade fasaden har takfoten byggts ut. Nya balkonger har byggts ut, och inglasning har erbjudits som tillval, vilket också är en energibesparing. Eftersom huset förtätats ställs det stora krav på att ventilationen är välfungerande. Därför har det installerats ett nytt FTX-system som tillgodoser ventilationsbehoven samtidigt som en energiåtervinning sker ur frånluften. Utöver detta har invändig upprustning skett för att ytterligare höja boendestandarden.^[41]

Denna isoleringsmetod är inte självbärande eftersom cellplasten är fäst i den befintliga väggen, och är därmed inte aktuell som konstruktionslösning i

denna rapport. Däremot passar lösningen bra som tilläggsisolering när inget självbärande krav ställs och infästning i befintlig fasad är möjlig.

2.6.2 Alingsås – Brogården

Brogården uppfördes år 1970 och tillhör miljonprogrammet. Bostäderna ägs av det kommunala bostadsbolaget Alingsåshem. Bostadsbolaget skriver i sin miljöpolicy att de skall ”sträva efter att bidra till utvecklingen av ett bärkraftigt och kretsloppsanpassat samhälle”^[29], och tar här ett steg i rätt riktning.

Området består av 16 hus med en total boarea på 1056 m². Husen är klassiska lamellhus med betongstomme, dels med och dels utan källare. Bostäderna har renoverats kontinuerligt under åren med ny fasad och

nya fönster, men standarden har ändå inte blivit tillräckligt hög. Lägenheterna har upplevts dragiga p.g.a. otätheter i konstruktionen, bristfällig isolering, samt att de indragna balkongerna medför en kraftig köldbrygga.^[29] Den relativt nya fasaden har även vittrat sönder p.g.a. frostsprängning efter att ha absorberat för mycket fukt, och måste därför bytas igen. Därtill är bottenplattan utsatt för fuktproblem.^[11] Tanken är att husen efter renovering skall klassas som lågenergihus. I april 2008 startade rivningsarbetet med att riva de fasader som behövde bytas och bila upp övre delen av bottenplattan.



Figur 2.10: Brogården före renovering.^[29]

Fasadrenoveringen har gått till på så vis att nya ytterväggar har monterats av korslagda stålreglar och isolering i två skikt. På utsidan har en gipsskiva för utebruk monterat där fasadplattorna sedan ska fästa in. Därtill har grunden isolerats för att undvika köldbryggor samt balkongerna bytts ut mot nya.^[29]

Denna metod lämpas sig väl där stora delar av byggnaden består av utfackningsväggar som behöver rivas, och där hyresgästerna kan förflyttas under renoveringstiden.

Denna fasadrenovering skiljer sig dock från de konstruktionstyper som behandlas i denna rapport, då de gamla väggarna rivits och de nya fästs in i den befintliga konstruktionen. Eftersom dessa väggar inte är självbärande samt att de befintliga har rivits är denna metod inte aktuell för konstruktionstyperna i rapporten.



Figur 2.11: Pågående montering av stålreglar och mineralull.^[29]



Figur 2.12: Brogården efter renovering.^[47]

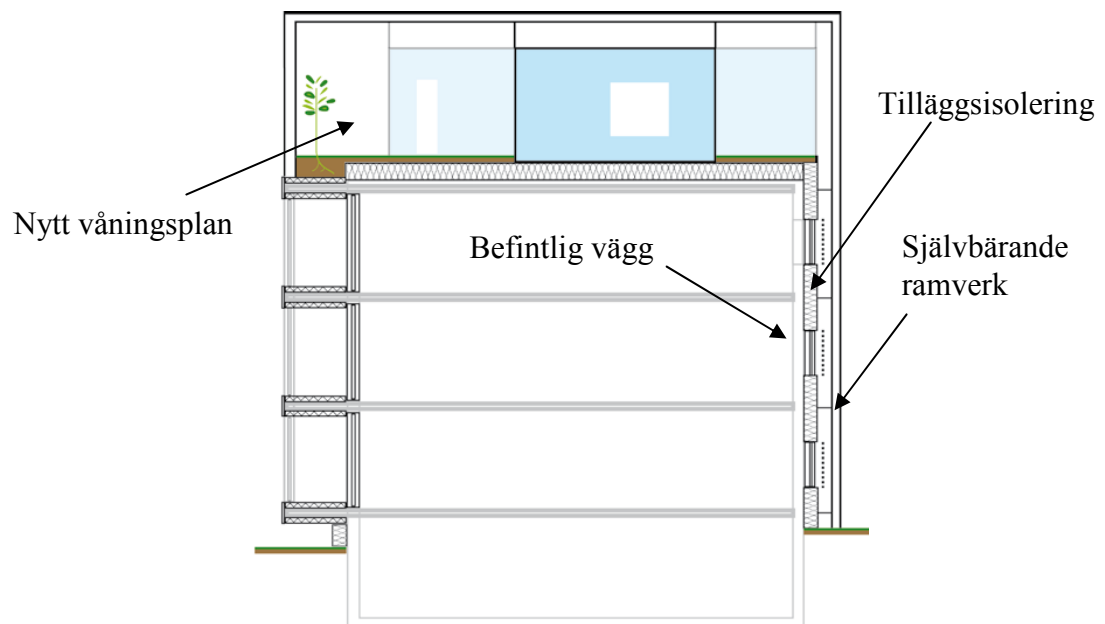
2.6.3 Malmö – Lindängen

Denna byggnad är belägen på fastigheten Kantaten 6, på området Lindängen i Malmö. Byggnaden är ett flerbostadshus i tre plan utan källare, och är uppfört år 1971.^[36]

Arkitekten Albert Orrling på White och civilingenjör Johan Larsson på ÅF, har i sitt projekt ”Form & teknik vid upprustning av 60-/70-talshus”^[40] gjort en utredning kring möjligheterna att renovera och samtidigt energieffektivisera byggnaden i samarbete med Stena Fastigheter AB. I rapporten presenteras två åtgärds paket, där det ena kallat *basåtgärder* innehåller nödvändiga åtgärder för underhåll och energieffektivisering, och det andra kallat *MER!* beskriver ytterligare åtgärder för att få ett mervärde till byggnaden. Rapporten blev klar 2009 och är därför väldigt aktuell.

Som en av åtgärderna i *MER!*-paketet presenteras en skiss på en ”fribärande fasadkonstruktion” där byggnaden och dess tilläggsisolerande skikt fästs in i ett utanpåliggande ramverk (se figur 2.12). På så vis elimineras köldbryggor i fasaden. Åtgärden presenteras som en idéskiss.^[42]

Det är detta ”åtgärds paket” som är inspiration till denna rapport. Genom att ta reda på om det finns fler alternativ som är byggbara och dimensionera dem, tar utvecklingen av självbärande fasadsystem ett steg vidare.



Figur 2.13: Principskiss på Albert Orrlings förslag.^[40]

2.7 Ytterligare krav på konstruktionen

Eftersom vårt mål är att presentera en eller flera självbärande konstruktioner till miljonprogrammet så är det en självklarhet att vi även har krav utöver BÄR och BKR som den ska uppfylla. Nedan presenteras vilka krav vi har på konstruktionen.

- **Estetiskt yttre**
Den nya fasaden ska ha ett ytmaterial som ger en känsla av kvalitet samt ett modern formspråk. Val av kulör är viktigt för att lyfta detta tidigare så monotona och dystra uttryck.
- **Tillräckligt ljusinsläpp**
För att inte reducera det befintliga ljusinsläppet i bostäderna alltför mycket, är det viktigt att se till att tillräckligt med solljus når rummen även efter en påbyggnad av ytterväggen. Detta görs genom att använda ljusa färger i fönsteröppningar, justera placeringen av fönster, samt säkerställa att klimatskalet inte blir alltför tjockt.
- **Självbärande**
Då vår uppgift är att undersöka om det är tänkbart att skapa en självbärande fasadkonstruktion, är givetvis självbärande ett viktigt tekniskt krav. Genom att skapa eller finna en konstruktion som kan placeras utanför den befintliga fasaden och som har tillräcklig hållfasthet och stabilitet för att stå självständigt eller med så få infästningar som möjligt, uppfylls kravet.

2.7.1 Självbärande fasadkonstruktion

Med självbärande åsyftas en fasadkonstruktion som inte ger något tillskott av vertikala krafter genom förankringar i den bakomliggande fasaden, och som placeras på ett fundament utanför densamma. Anledningen till att försöka konstruera självbärande fasadsystem till miljonprogrammet är att det har särskilda fördelar;

- Bristfälligt ritningsunderlag och kunskap om vad som döljer sig i de gamla konstruktionerna är ett vanligt problem. I några fall har ritningar och de verkliga byggnaderna inte stämt överrens. Detta kan bero på den höga produktionshastigheten under byggnationen samt bristen på byggnadsmaterial som rådde under miljonprogrammets tid.^[45]
- De boende behöver inte utrymmas under renoveringsperioden.

Eftersom byggnadens funktion inte påverkas under byggtiden och klimatskalet behålls intakt, kan hyresgästerna bo kvar i sina bostäder under byggtiden, vilket inte är fallet vid ett komplett byte av ytterväggar där eventuella utfackningsväggar demonteras.

- Vid tilläggsisolering eftersträvas att mängden köldbryggor minimeras. En självbärande fasad erfordrar inte ett lika stort antal förankringspunkter som vid traditionell tilläggsisolering, vilket medför färre köldbryggor och en mindre energiförlust.
- Färre krav ställs på bakomliggande fasad. En risk med att hänga upp ett tilläggsisolerande skikt i den befintliga fasaden är att exempelvis kramlor i en skalmur från 60-talet kan vara angripna av korrosion vilket leder till att bärförmågan är begränsad.^[19] Användning av en självbärande fasadkonstruktion minimerar belastningen på eventuella kramlor under förutsättning att inga infästningspunkter behövs. Därtill är många av husen byggda av lättbetong med dålig hållfasthet för infästningar.
- Klimatskalets lufttäthet förbättras då inga infästningar punkterar ytterväggen. Ett tätt klimatskal medför mindre värmeförluster genom luftläckage.

3 Referensobjekt: Studentlyckan

För att underlätta konstruktionsarbetet vid framtagning av lösningsförslag och dimensionering, har ett referensobjekt tagits fram.

Det valda objektet heter Studentlyckan och ägs och förvaltas av AF Bostäder i Lund. Bostadsområdet ligger i centrala Lund, närmare bestämt på Råbyvägen 15. Området byggdes 1960 och har genom åren genomgått renovering där ursprungsutseendet bevarats. Totalt består bostadsområdet av 184 lägenheter i varierande storlekar från 1-3-rummare.^[9] Då Studentlyckan ligger centralt och inhyser studenter vid Lunds Universitet upplevs inte området som det typiska arvet från miljonprogrammet. Dock är huskropparnas utseende grått, dystert och ger en monoton upplevelse samt är i verkligt behov av upprustning.



Figur 3.1: Ett av de fyra punkthusen på Studentlyckan. ^[46]

Eftersom det finns en avgränsning till hus med tre våningsplan är det de fyra låga punkthusen, även kallade hus C, längs Råbyvägen som behandlas (se bilaga 4). De resterande husen på Studentlyckan består av fyra våningar och är av typen lamellhus.

3.1 Konstruktionsdetaljer

Relevanta A-ritningar har erhållits från fastighetsägaren AF Bostäder. Dock fanns ingen tillgång till konstruktionsritningar vilket medfört att kompletteringar från boken ”Så byggdes husen 1880-1980”, tips från Leif

Karlsson^[44] på AF Bostäder, och diskussion med Lars Sentler^[45] på LTH, lett till uppskattningar av rimliga konstruktionsalternativ. Utgångspunkten har varit att tidstypiska konstruktionslösningar för miljonprogrammet använts. Då fokus ligger på fasadkonstruktion har endast detaljer och konstruktioner på Studentlyckan som är av relevant karaktär behandlats i denna rapport.

3.1.1 Yttervägg

Ytterväggen utgörs av ca 90 mm tjocka rumstora betongelement som vilar på bjälklagskanten. Innanför dessa finns en vägg av isolering, träspont och gipsskivor.^[1, 43, 42] (Se figur 3.2)

3.1.2 Vindsbjälklag

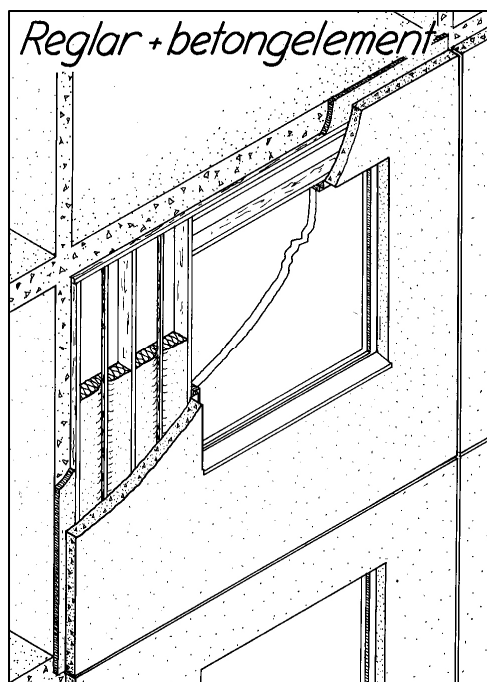
Vindsbjälklag utgörs av 300 mm betong och 250 mm lösull.^[1, 43, 42] (Se figur 3.3)

3.1.3 Takkonstruktion

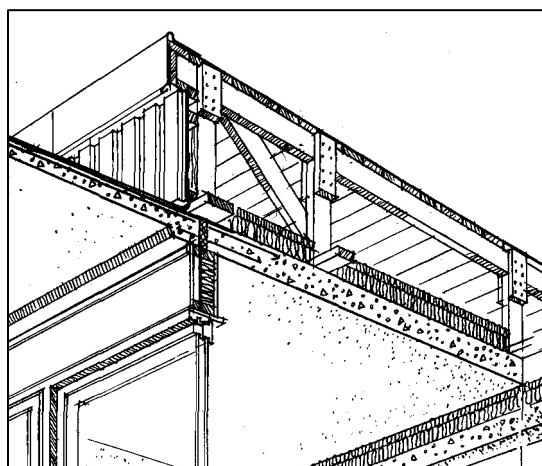
Takkonstruktion utgörs av ”takstegar” av reglar med centrumavstånd på 1,2 m. Taket består av råspont och 2 lager papptäckning på underlagspapp.^[1, 43, 42] (Se figur 3.3)

3.1.4 Våningsbjälklag

Bjälklagen består av 200 mm betongplatta. Golvbeläggningen utgörs av linoleum eller plastmatta på ett underlag av träfiberplatta. I vissa rum förekommer även parkett.^[1, 43, 42] (Se figur 3.4)



Figur 3.2: Trolig väggkonstruktion för Studentlyckan, Lund.^[1]



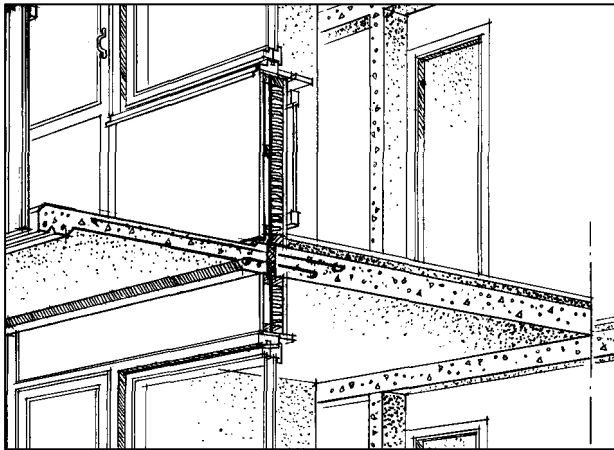
Figur 3.3: Trolig takkonstruktion för Studentlyckan, Lund.^[1]

3.2 Befintliga köldbryggor på Studentlyckan

Då fasaden består av betongskivor är skarvarna mellan dessa skivor stora köldbryggor, ofta är dessa dåligt tätade.^[45] Därutöver vilar väggarna på våningsbjälklaget vilket också medför att värme läcker via golvet ut genom väggen.

Fönstren är ofta gamla och medför stora värmeförluster. Dessa byts allt oftast vid en fasadrenovering till nya treglasfönster.

Takbjälklaget är en vanlig källa till värmeförlust, även det i behov av tilläggsisolering. Även detta är ett moment som är lämpligt att utföra vid en uppbyggnad av ny fasad där eventuell infästning kan ske i takbjälklaget.



Figur 3.4: Trolig mellanbjälklagskonstruktion på Studentlyckan, Lund.^[1]

4 Förslag 1: Dorotherm byggsystem

Då en vanlig regelvägg av stålstomme eller trästomme är svår att göra självbärande och ger många köldbryggor vid infästningspunkterna undersöks istället block och sandwichelement.

Byggsystemet Dorotherm 350^[21] bygger på idén med formsatta block av expanderad polystyren, även kallat EPS. Blocken staplas och sätts ihop till en gjutform (se figur 4.1). Formen armeras sedan horisontellt och vertikalt varpå hålrummet fylls med betong. På så sätt skapas en solid kärna av betong med ett inre samt yttre lager av isolerande cellplast utan köldbryggor. Blocken har en vikt på 1 kg och är lätta att arbeta med, vilket gör monterings tiden kort och arbetsbelastningen låg. Då blocken är formbara ger det oändliga möjligheter till att skapa väggar i olika former.

Som fasadmateriäl används med fördel tjockputs. För ett standardblock med tjockleken 350 mm varav 200 mm är cellplast, blir U-värdet $0,17 \text{ W/m}^2\text{K}$.^[38] Detta bedöms vara tillräckligt för att isolera referensobjektet och sänka energiförlusterna. Detta kan jämföras med en träregelstomme för exempelvis en villa där 285 mm isolering ingår, vilket ger ett U-värde på $0,15 \text{ W/m}^2\text{K}$.^[28]



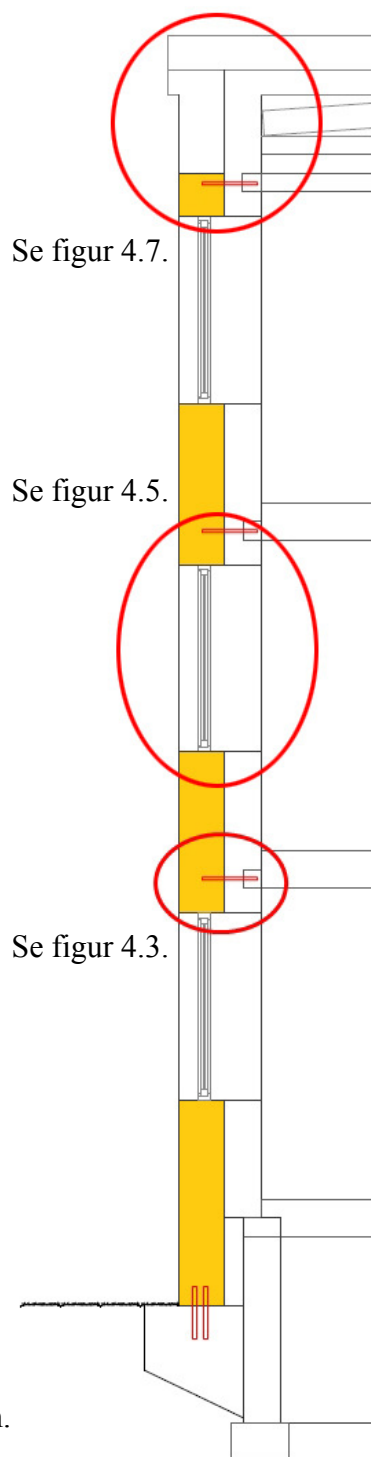
Figur 4.1: Montering av ”Dorotherm 350”- block.^[21]

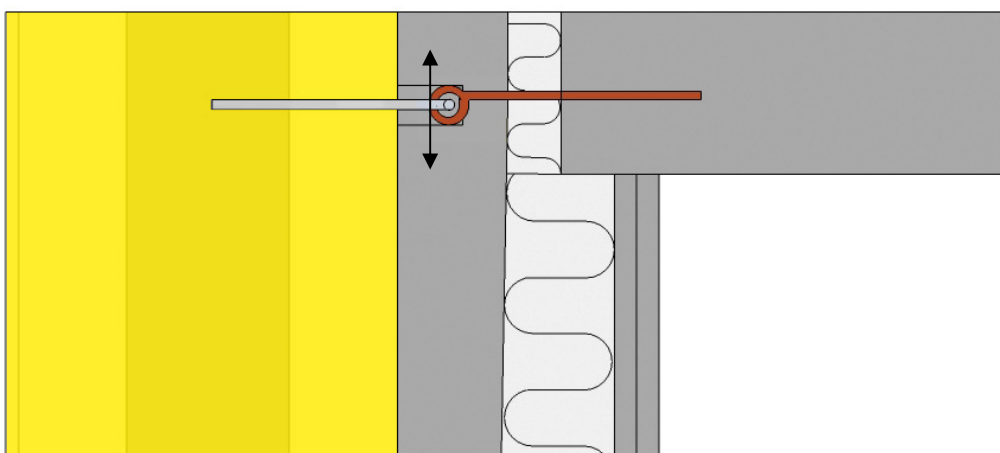
Totalt blir vägg-tjockleken 565 mm, inklusive gammal fasad.

4.1 Infästning

Beräkningar i kommande beräkningskapitel för Dorotherm-konstruktionen visar att infästningar blir nödvändigt för att väggen dels ska stå kvar och dels inte få stora utböjningar. Därför fästs den yttre fasaden in i det befintliga betongbjälklaget på varje våning, se figur 4.2. Eftersom de vertikala lasterna inte skall överföras till den befintliga väggen är det viktigt att infästningen klarar rörelser i vertikalled. Infästningen kan utföras med hjälp av ankarmassa CM400 från ESSVE ^[24], armeringsjärn M8 med bockad alternativt svetsad ögla och en u-formad kramla, se figur 4.3. Kramlan kan med fördel placeras i horisontella skarven mellan blocken under monteringsprocessen, för att sedan gjutas in. Ankarmassan tar en draglast på 6,3 kN och konstruktionen kräver maximalt 2,26 kN/m vägg, se kapitel 4.5. Detta ger en god säkerhetsmarginal om man sätter en infästning per meter vägg. Figur 4.3 visar endast ett principiellt förslag på hur en sådan infästning kan utföras och stöds inte av några exakta beräkningar, förutom att det säkerställts att ankarmassan klarar aktuell dragkraft och att betongen har den tjocklek som krävs för ankarmassans angivna dragkraftskapacitet.

Figur 4.2: Infästningars placering. Gula fält representerar den självbärande konstruktionen. Röda ringar hänvisar till respektive figur. ^[46]





Figur 4.3: Infästning i befintligt betongbjälklag genom betongvägg till den nya fasadkonstruktionen.^[46]



Figur 4.4: Sektion av huskroppen med utanpåliggande Dorotherm-konstruktion i gul markering.^[46]

4.2 Fönster

Vid val av fönsterplacering finns många aspekter att ta hänsyn till. Till exempel kan en väggkonstruktions yttre delar röra sig i förhållande till den inre delen av vägen. Oavsett om fönstret placeras i den yttre eller inre delen av väggen, måste anslutningen mellan de båda delarna tillåta små rörelser och fortfarande vara intakt. Detta är särskilt viktigt om fönstret placeras i det inre skiktet, då skarven blir utsatt för fukt, se figur 4.5.

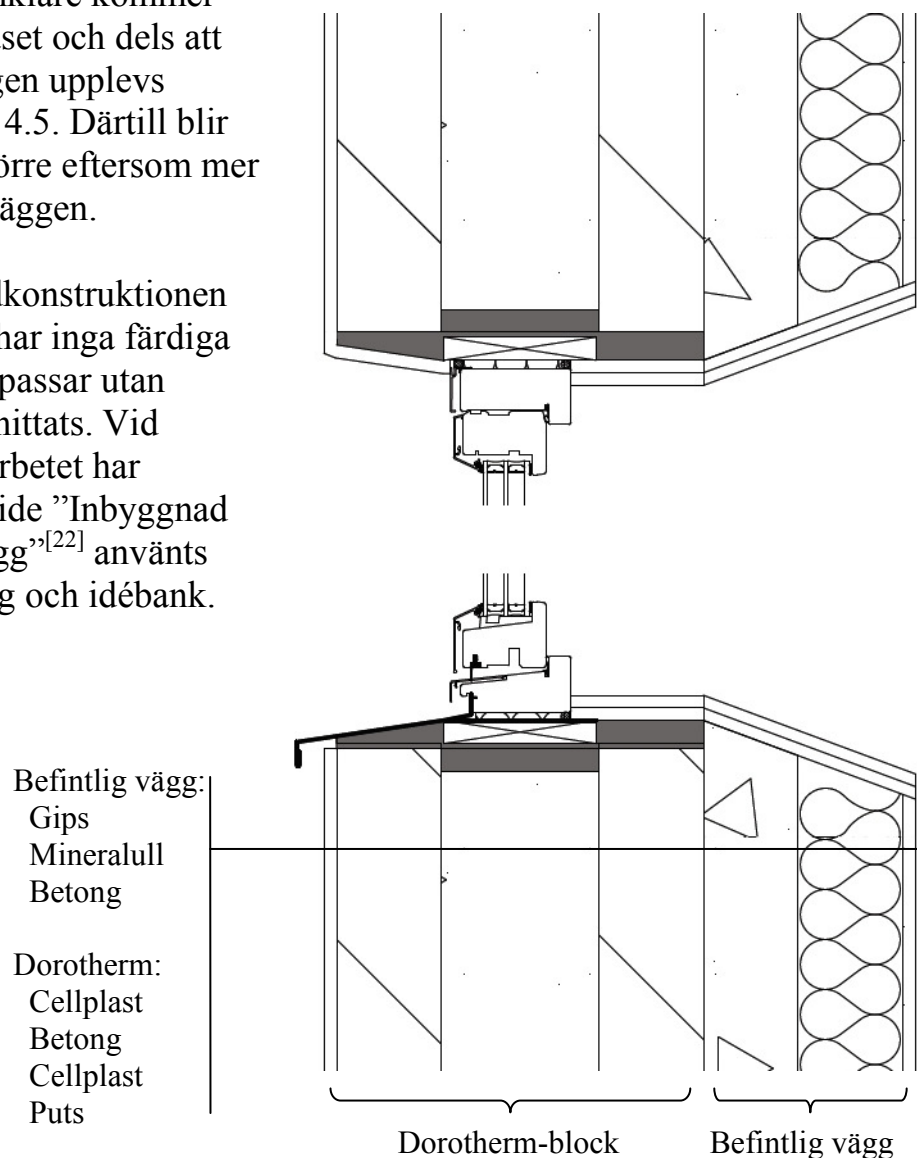
Enligt Elitfönsters hemsida rekommenderas i de flesta fall att man placerar fönstret i den inre delen av väggen, alltså den ”varma” delen eller mitt i väggen. På så vis ges fönstrets insida en högre ytemperatur vilket medför att

kallras och ytkondens motverkas. Dessutom ger en yttre smyg minskade luftströmlar kring fönstrets utsida och förbättrar på så sätt deras isoleringsförmåga. Dock begränsar en sådan placering arkitektens spelrum att passa in fönstret i byggnadens exteriör.

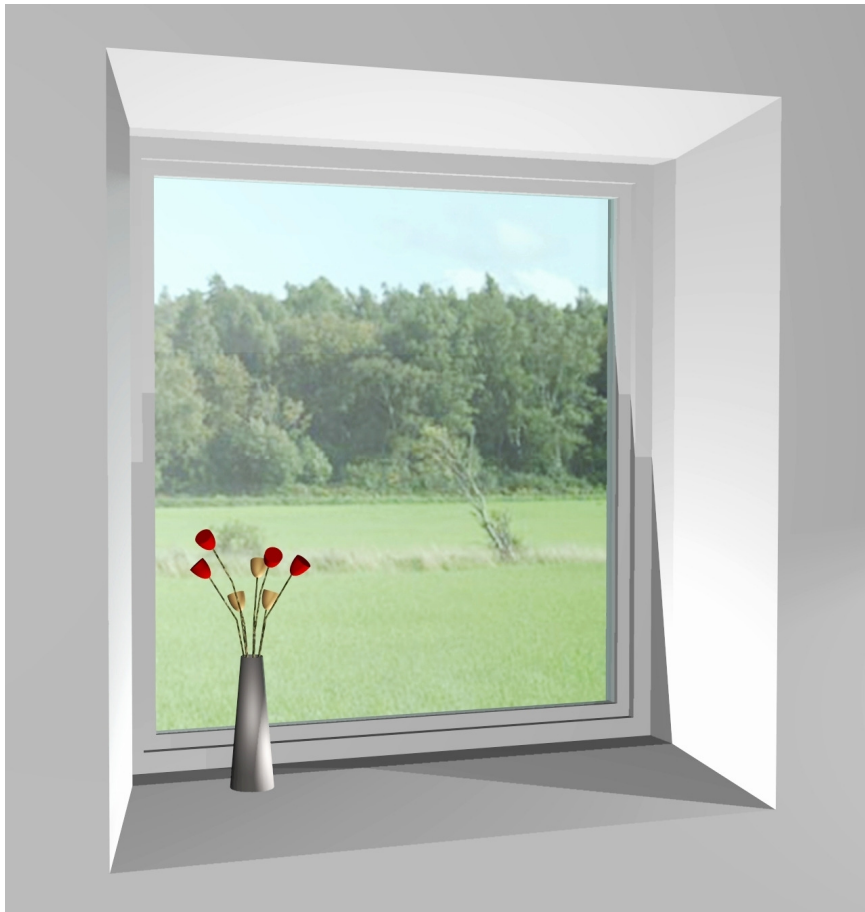
Vid en placering långt ut i väggen, i linje med fasadbeklädnaden utsätts fönstret för slitage i form vind och väta, vilket förkortar fönstrets livslängd.^[22]

I det aktuella fallet bör fönstret placeras i mitten av den nya yttre fasaden. Dock begränsas placeringen av att fönstret måste fästas in i det bärande betongskiktet av väggen, se figur 4.5. På så vis sitter fönstret relativt skyddat, samt att de djupa fönsterbänkar och smyggar som bildas på insidan kan utnyttjas till inredning och sittplats, om djupet tillåter. Ett alternativ är också att fasa av den inre betongväggens gränsytor mot fönstret, vilket medför dels att varm luft enklare kommer nära fönsterglaset och dels att fönsteröppningen upplevs större, se figur 4.5. Därtill blir ljusflödet in större eftersom mer ljus når förbi väggen.

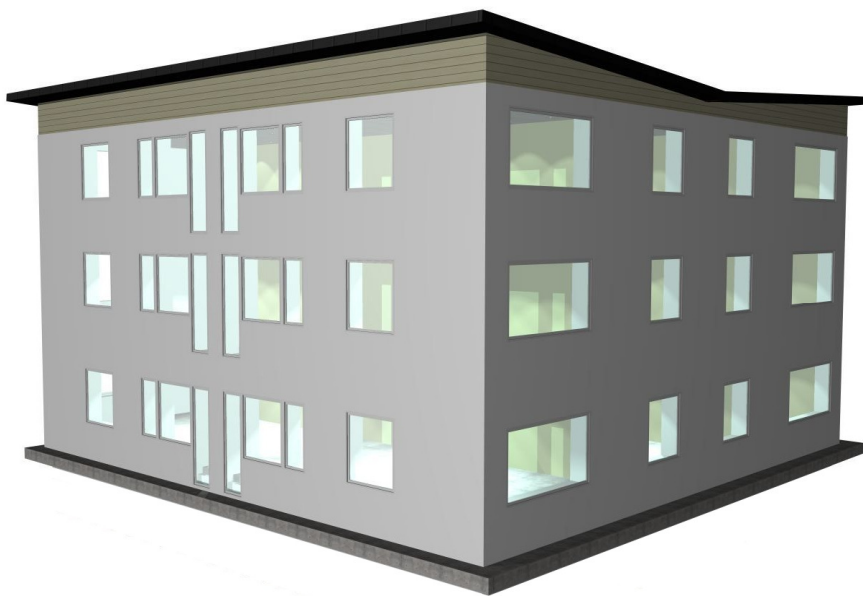
Eftersom fasadkonstruktionen är annorlunda har inga färdiga lösningar som passar utan modifieringar hittats. Vid konstruktionsarbetet har Elitfönsters guide ”Inbyggnad av fönster i vägg”^[22] använts som vägledning och idébank.



Figur 4.5: Fönsterdetalj för Dorotherm-konstruktion där fönstersmyg är avfasad för större ljusinsläpp.^[46]



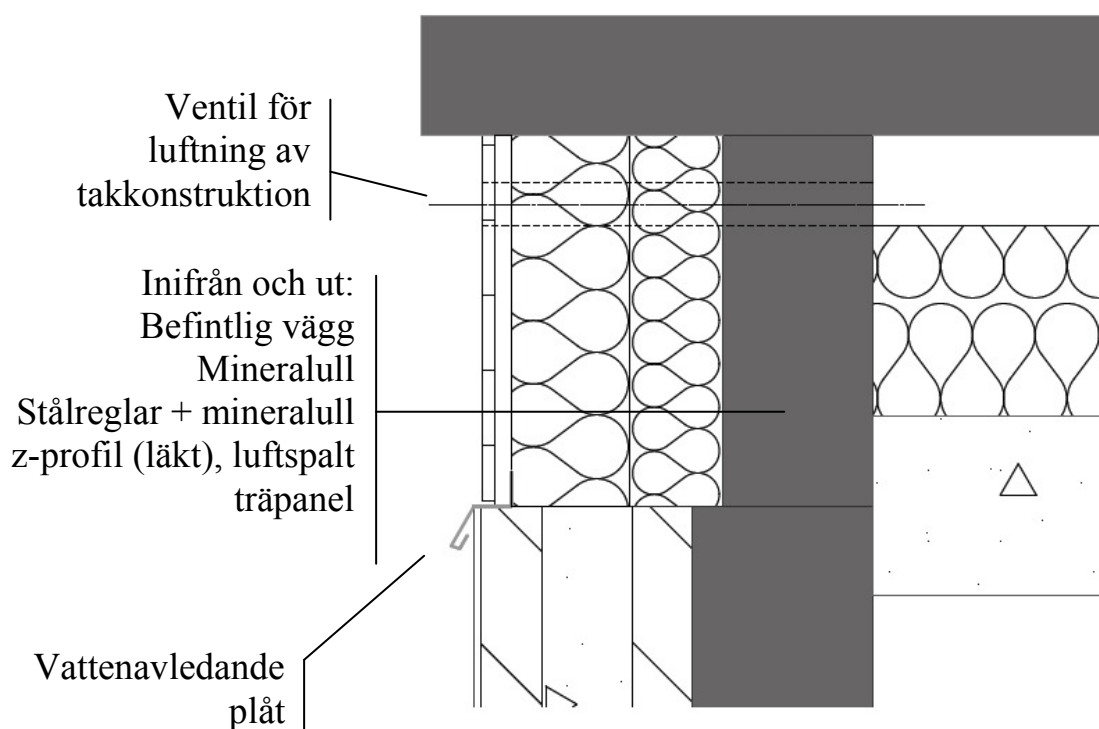
Figur 4.6: Förslag på utformning av fönsteröppning med Dorotherm-konstruktionen, med avfasade smygar.^[46]



Figur 4.7: Studentlyckan med ny putsad fasad.^[46]

4.3 Möte fasadkonstruktion och tak

Då fasadkonstruktionen endast sträcker sig upp till takbjälklaget eftersom det annars blir praktiska svårigheter att fylla konstruktionen med betong, skapas ett problematiskt möte mellan fasad och tak. Detta har lösts genom att bygga in takkonstruktionen med en stålregelvägg där träpanel utgör fasadmateriäl, se figur 4.7.



Figur 4.8: Förslag på möte mellan fasadkonstruktion och tak.^[46]

4.4 Brandavskiljande block

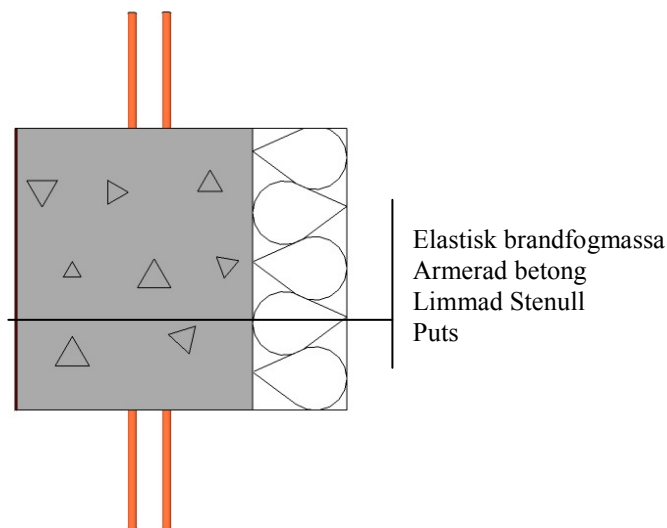
Brandkraven är högre på ett flerbostadshus i tre eller fler våningar, än för en villa. Ett flerbostadshus hamnar i brandklass 1, Br1, vilket är den högsta klassen, se kapitel 2.3. En yttervägg där brännbar EPS-cellplast ingår gör att brandkraven är ett hinder för att konstruktionen ska kunna användas på flerbostadshus. Historiskt sett är cellplast ett relativt nytt isolermaterial då Sverige av tradition använt andra isolerande material. Detta avspeglas i sättet som Boverkets regler är skrivna.

Det finns möjligheter att använda cellplast i Br1-byggnader, förutsatt att branden kan hindras att spridas inuti fasaden. Detta är något som måste kontrolleras genom provning av konstruktionen.^[43]

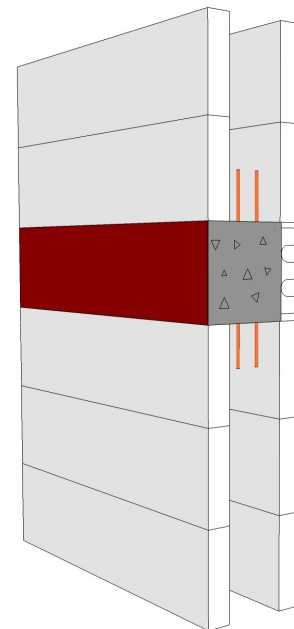
Förslaget som presenteras nedan är en idé som visar hur en brandspridning mellan våningsplanen skulle kunna förhindras, se figur 4.8 och 4.9.

Eftersom cellplastblocken är avsedda för att putsas på behöver cellplasten ersättas med ett material med goda brandegenskaper som går att applicera puts på. Stenull är ett sådant material.^[4] Brandblocket är ett förslag på ett förgjutet *betonghålstensblock* med vertikal armering och ett isolerande stenullslager ytterst. Blocket är tänkt att staplas på Dorocells konstruktion vid varje våningsplan, för att dela av fasadkonstruktionen. Blocket kan med fördel placeras ovanför konstruktionens infästning i bjälklaget. Tanken är att armeringen tillhörande brandblocket skall gjutas in fasadkonstruktionen i slutet av gjutningsprocessen för varje våningsplan.

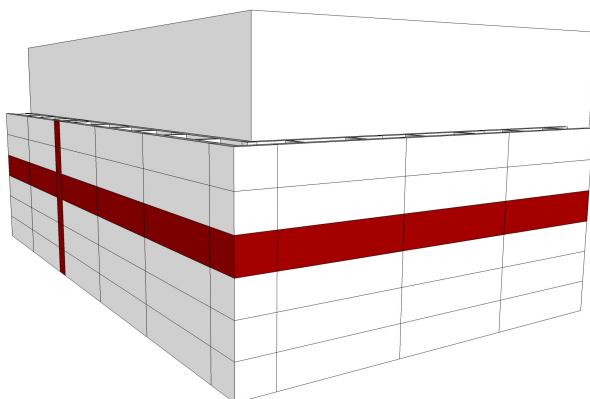
Om det förekommer fler än en lägenhet per våningsplan, innebär det att brandspridning måste förhindras mellan lägenheterna. I sådana fall behöver blocket modifieras för att kunna staplas på varandra, och på så sätt bibehålla varje brandcell intakt, se figur 4.11. Blocket kan då utformas med en mindre bredd för att minimera köldbryggan som uppstår. Dock utreds detta inte vidare i denna rapport.



Figur 4.9: Förslag på brandavskiljande block.^[46]



Figur 4.10: Blockets placering i väggen.^[46]



Figur 4.11: Principskiss av blockets brandavskiljande funktion.^[46]

4.5 Beräkningsdel 1: Dorotherm 350

I detta underkapitel kommer bakomliggande teori för beräkningarna att förklaras. Därefter görs en koppling mellan antal infästningar och snittkrafter. Utböjning presenteras sedan i en tabell, följt av en studie över fönsters inverkan på konstruktionen. Till sist dimensioneras infästningarna för väggen.

Den tilläggsisolerande fasadkonstruktionen skall dels fungera som ett isolerande skikt, och dels kunna stå emot laster. Konstruktionen måste ha tillräcklig hållfasthet för att stå emot vindlast och egentyingd, men behöver däremot inte dimensioneras för yttre vertikala laster som t.ex. snölast och egentyingd från tak, då dessa laster bärs av den befintliga konstruktionen.

4.5.1 Laster

De laster som påverkar fasadkonstruktionen presenteras nedan. Beräkning av lasterna finns i bilaga 1 under respektive lasts avsnitt.

4.5.1.1 Egentyingd

Dorotherm 350-blocket väger 4 kN/m^2 , inklusive betongfyllnad enligt Dorocells projekteringsanvisning för blocket.^[20]

4.5.1.2 Vindlast

Vindlasten belastar väggen antingen genom tryck eller genom sug (undertryck). Vindtryck på fasadkonstruktionen är inte av intresse för dimensioneringen, eftersom bakomliggande fasad redan är dimensionerad för vindlast och kan därför fungera som ett stöd då den nya väggen ligger emot.

Vindsuget däremot utgör en avgörande last för fasadkonstruktionens hållfasthet. För att beräkna den behövs ett antal parametrar. För punkthusen på Studentlyckan i Lund är dessa:

- Höjd: 9,8 m
- Bredd: 16 m
- Ort: Lund
- Terrängtyp: III

Enligt beräkningarna (se bilaga 1) blir den karakteristiska vindlasten $w_k = 0.646 \text{ kN/m}^2$.

4.5.1.3 Initialkrokighet

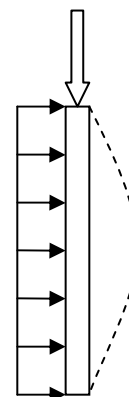
Initialkrokighet är ytterligare en aspekt att ta hänsyn till vid dimensionering av konstruktioner som t.ex. pelare eller ytterväggar. Oavsiktliga avvikelser i

formen för ett element orsakar ett böjmoment hos en tryckt pelare eller yttervägg. Detta beaktas dock ej i denna rapport.

4.5.1.4 2:a ordningens moment

Ett tryckt element som är slankt (det vill säga med liten tjocklek i förhållande till sin längd) utsätts för 2:a ordningens moment. När ett element (till exempel en balk) belastas med transversell kraft, kröks det. Detta i sin tur skapar ett moment på grund av den ökade hävarmen i kombination med den belastande tryckkraften (deformationen i sidled blir hävarmen för den axiella kraften).^[4]

Detta är ett komplicerat problem att behandla matematiskt, och särskilt tidskrävande vid handräkning.



Figur 4.12:
2:a ordningens
moment.^[46]

4.5.2 Lastbärande principer

4.5.2.1 Skivverkan

Väggkonstruktionen Dorotherm 350 består av armerad betong och cellplast. En vägg av betong (skiva) kan uppfattas som en bred betongpelare om den belastas vertikalt^[4].

4.5.2.2 Plattverkan

För laster vinkelrätt mot väggen (vindlast) kan fasadkonstruktionen liknas vid en platta. En platta som är enkelspänd, d.v.s. enbart bär last i en riktning, kan betraktas som en bred balk. Dorotherm 350-väggen kan därför, i ett snitt utan fönster och på avstånd från hörn, också ses som en bred balk.

4.5.2.3 Förenklat – balk

För att kunna göra en inte alltför komplicerad dimensionering av Dorotherm 350-väggen har beräkningar utförts med ovanstående antaganden. Detta görs i första hand för att kunna utföra beräkningar enligt balkteori för istället platteori. Fasadkonstruktionen kan alltså ses som en betongpelare istället för en skiva (med avseende på egentynghet) och som en balk istället för en platta (med avseende på vindlast).

4.5.3 Beräkning av snittkrafter

Då Dorotherm 350-väggen ska dimensioneras finns det en rad val att ta ställning till. Exempel på sådana är hur tätt eventuella infästningar ska sitta, både i längsled och höjdlid. Dessutom behöver dimensionering utföras både i brottgräns- och bruksgränstillstånd.

4.5.3.1 CALFEM

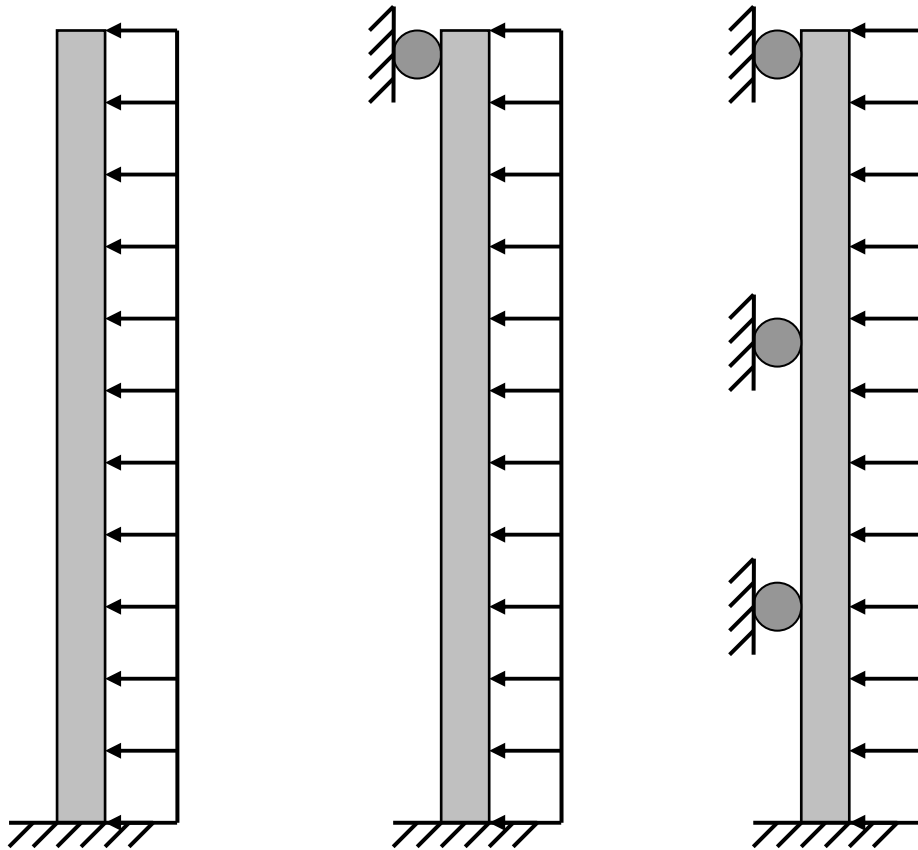
För att enkelt kunna ändra inparametrar har vi valt att använda oss av CALFEM^[49], som är ett datorsimuleringsverktyg för finita elementmetoden och ett tillägg till MATLAB^[52]. CALFEM^[49] är utvecklat av avdelningen för byggnadsmekanik på Lunds Tekniska Högskola. Därtill tar verktyget hänsyn till 2:a ordningens moment.

För att beskriva en balk i verktyget införs så kallade *nod*er längs balken, som lämpligen placeras vid upplagen. Dessa kan förses med tre frihetsgrader vardera; förskjutning i x- och y-led samt rotation. Vidare tilldelas balken material- och tvärsnittsdata som elasticitetsmodul, yttroghetsmoment och tvärsnittsarea. I det aktuella fallet förekommer två sorters laster; egentynghet och vindlast.

Därefter körs simuleringen och nya värden på förskjutning och rotation erhålls.^[3] Rotation och förskjutning utnyttjas sedan för att erhålla värden på moment och upplagskrafter i noderna.

Antalet infästningar som behövs styrs dels av krafterna som påverkar fasadkonstruktionen, och dels av krafterna som påverkar infästningarna. D.v.s. fasadkonstruktionen måste ha tillräcklig hållfasthet och infästningarna måste ha tillräcklig draghållfasthet. För att jämföra dragkrafter och belastningar på konstruktionen har tre simuleringar gjorts i CALFEM^[49], se figurerna nedan.

I figur 4.10 visas modeller för tre olika upplagsfall för att åskådliggöra de belastande krafterna. Den vänstra modellen, kallad upplagsfall 1, är endast fast inspänd vid foten. Modellen i mitten, kallad upplagsfall 2, är fast inspänd vid foten och ledat infäst i vindsbjälklaget. Den högra modellen, kallad upplagsfall 3, är fast inspänd vid foten och ledat infäst i varje våningsbjälklag.



Figur 4.13: Upplagsfall 1, 2 och 3.^[46]

De runda upplagen representerar *rullager* som endast kan ta last i en riktning, som i vårt fall är dragkraft från vindsuget.

De streckade upplagen representerar fast inspänning som kan ta upp moment och krafter i alla riktningar.

Simuleringarna kräver en del indata. Vägghonstruktionen består av ett cellplastblock med en 150 mm tjock armerad betongkärna. Cellplastens bidrag till hållfastheten försummas och beräkningar utförs enbart för en 150 mm tjock betongvägg med 1 meters bredd, som belastas av egentyngd och vindlast.

Säkerhetsklass

För att välja materialparametrar måste berörd byggnadsdel säkerhetsklassas.

”Till säkerhetsklass 2 bör följande byggnadsdelar räknas:

- Bjälklagsbalkar som inte tillhör säkerhetsklass 3.
- Bjälklagsplattor
- Takkonstruktion utom lätta ytbärverk av icke sprött material.
- De delar av tunga yttervägghonstruktioner (massa per area $\geq 50 \text{ kg/m}^2$) som är belägna högre än 3,5 meter över markytan och som inte hör till byggnadens bärande huvudsystem.”^[14]

Väggkonstruktionen tillhör inte byggnadens bärande huvudsystem och Dorotherm-blocket väger 4 kN/m^2 ($\approx 400 \text{ kg/m}^2$). Detta innebär att konstruktionen till Studentlyckan bör dimensioneras efter säkerhetsklass 2 (SK2).

Inparametrar:

Mått:

Höjd: 9,4 m

Bredd: 1 m

Tjocklek: 150 mm

Betong:

Elasticitetsmodul: 23,5 GPa (C25/30 & SK2)

Tvärsnittsarea: $0,150 \text{ m}^2$

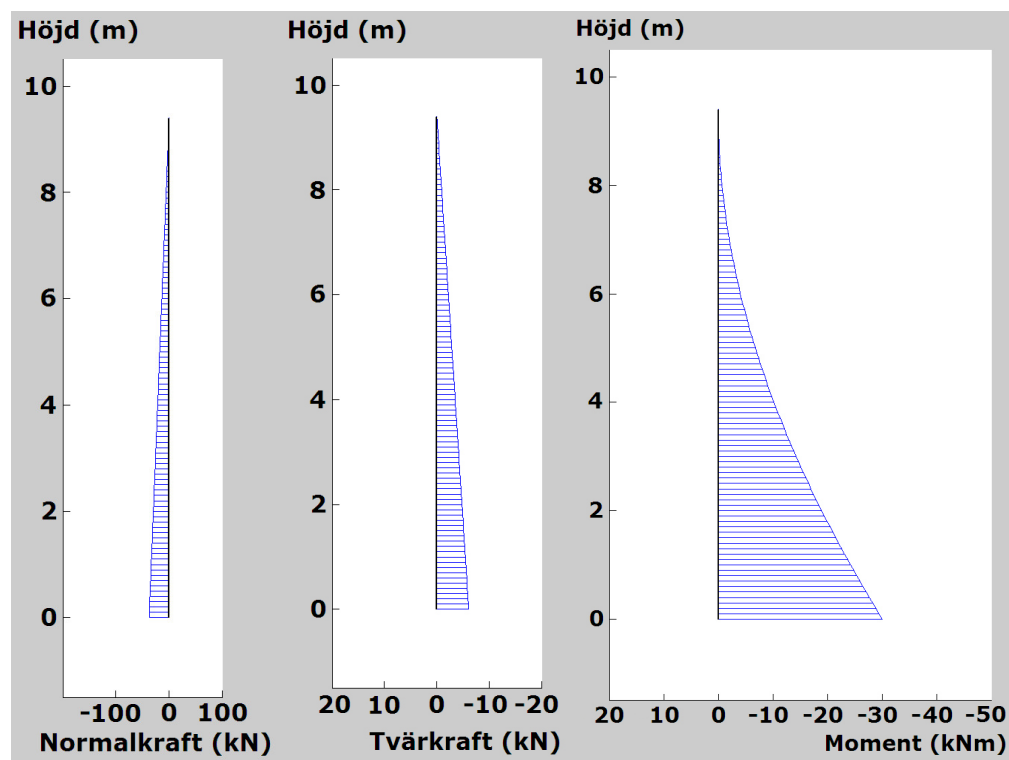
Yttroghetsmoment: $2,81 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

Laster:

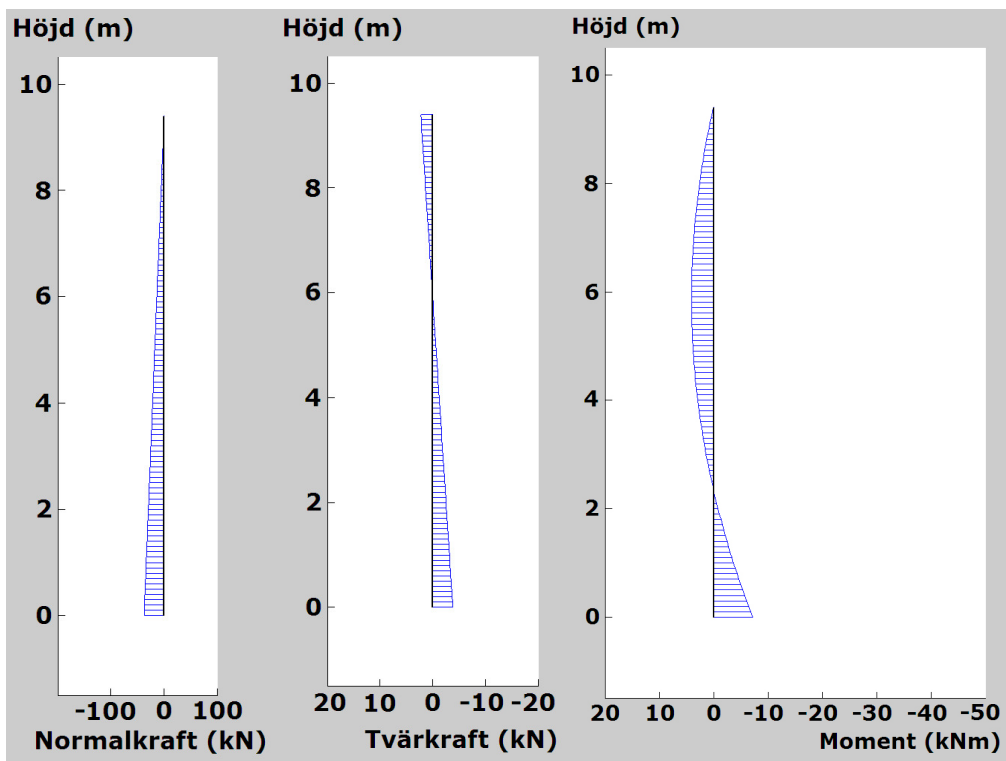
Egentyngd: 4 kN/m^2

Vindlast: $0,65 \text{ kN/m}^2$ (se beräkningsbilaga för vindlast)

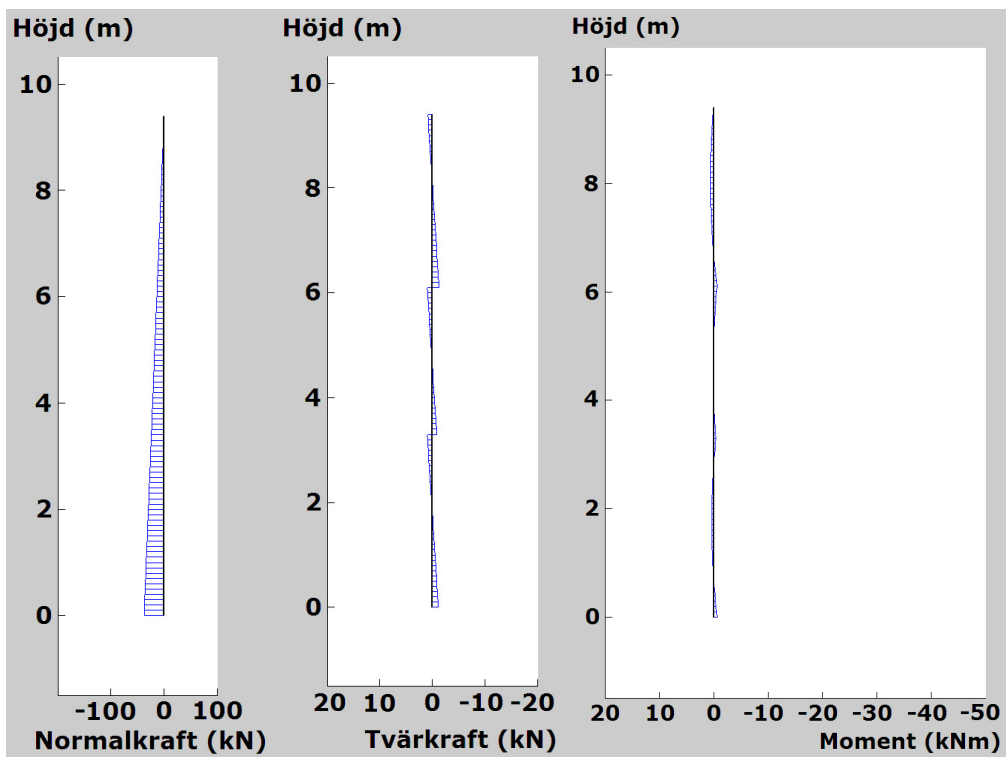
Resultatet från simuleringar för de tre lastfallen ovan visas nedan.



Figur 4.14: Upplagsfall 1: En infästning.^[46] Notera att momentet är stort.



Figur 4.15: Upplagsfall 2: Två infästningar.^[46] Tvärkraft och moment har reducerats.



Figur 4.16: Upplagsfall 3: Fyra infästningar.^[46] Tvärkraft och moment har reducerats ytterligare.

Upplagskrafter och utböjning för de olika fallen kan utläsas ur tabellerna nedan.

Upplagsfall	Infästning nr	Vertikala upplagskrafter (kN)	Horisontella upplagskrafter (kN)	Största moment (kNm)
1	1 (grund)	37,6	6,1	30,1
2	1 (grund)	37,6	3,8	7,2
	2 (vindsbjl.)		2,3	
3	1 (grund)	37,6	1,14	0,66
	2 (mellanbjl.)		1,82	
	3 (mellanbjl.)		2,26	
	4 (vindsbjl.)		0,86	

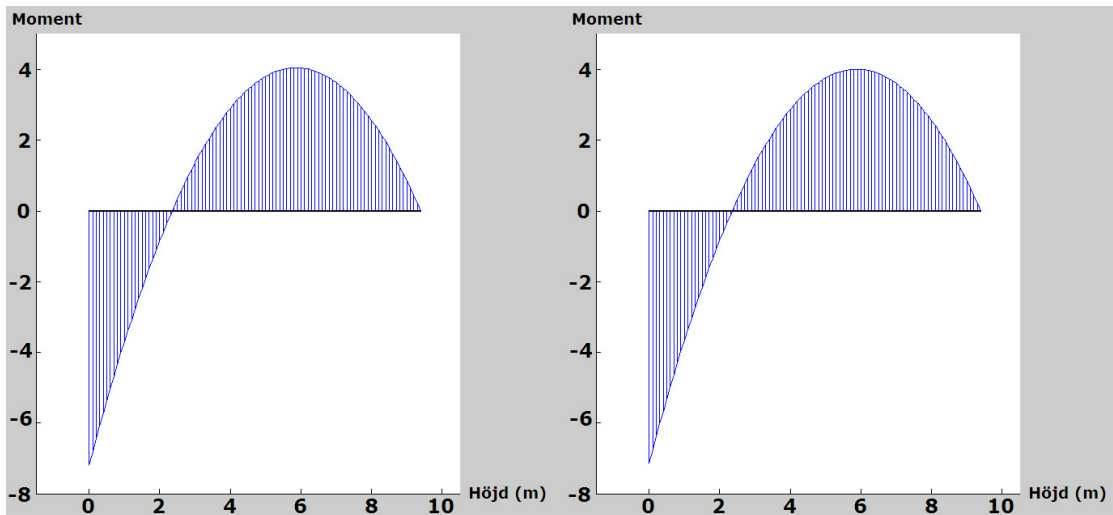
Tabell 4.1: Upplagskrafter för de olika fallen i brottgränstillstånd.

Upplagsfall	Största utböjning (mm)
1	102
2	4,2
3	0,1

Tabell 4.2: Största utböjning för de olika fallen i bruksgränstillstånd.

Som figur 4.14-16, tabell 4.1 och 4.2 illustrerar, blir både tvärkraft, moment och utböjning flerfaldigt större med en infästning istället för fyra. Detta visar problematiken med höga höjder och transversella laster.

En jämförelse mellan två simuleringar där den ena saknar inverkan av 2:a ordningens moment har också gjorts. I figur 4.17 framgår det att tillägget från 2:a ordningens moment i det närmsta är obefintligt. En förklaring till detta är att den axiella kraften är relativt liten, då inga yttre axiella laster – som snölast och egentygnd från tak – påverkar väggkonstruktionen.



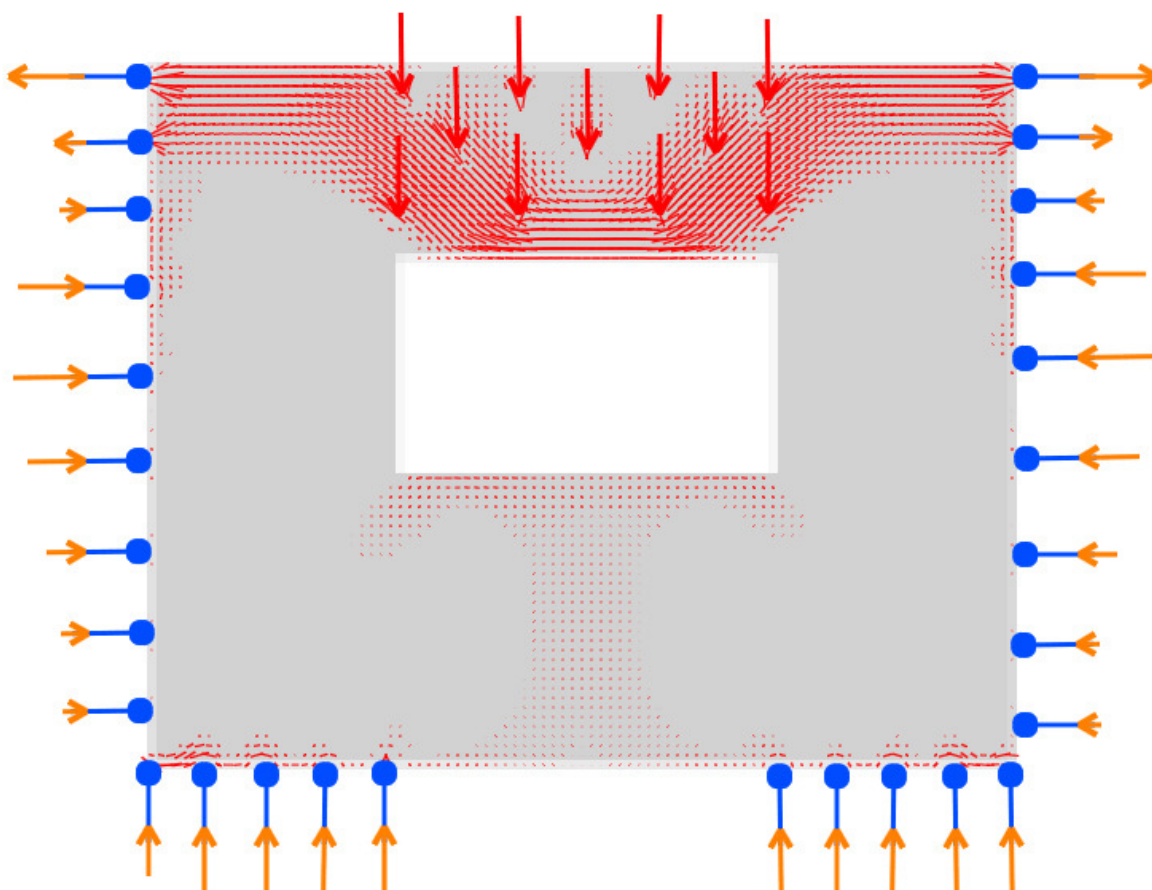
Figur 4.17: Momentdiagram för fall 2 i CALFEM-modellen. TV: 2:a ordningens moment beaktat. TH: Endast 1:a ordningens moment beaktat.^[46]

Oavsett om fasadkonstruktionen har tillräcklig moment- och tvärkraftskapacitet för att monteras med endast en infästning vid foten, kommer utböjningen enligt CALFEM^[49]-simuleringen att bli 102 mm. Detta är förstås helt oacceptabelt för en väggkonstruktion. Även 4,2 mm utböjning (som uppträder vid fallet med två infästningar) anses av författarna som en för stor rörelse. Problem som exempelvis mekaniskt slitage på sammanfogande byggnadsdetaljer kan då uppkomma och fuktskador uppstå då dessa brister. Därtill kan fasaden upplevas som osäker av de boende, då rörelser uppträder vid stort vindsug. Detta sammantaget gör att Dorotherm-väggen endast dimensioneras för fall 3, d.v.s. med fyra infästningar. Följande text och beräkningar grundar sig därför bara på detta upplagsfall.

4.5.4 Inverkan av fönsteröppningar

Ovanför fönsteröppningar uppstår dragspänningar i väggmaterialet. För att kontrollera mer detaljerat var dragspänningarna uppstår har vi använt oss av ett program vid namn ForcePAD^[50], som är ett visualiseringsprogram för strukturer, skapat av avdelningen för strukturmekanik vid Lunds Tekniska Högskola. Programmet är avsett för att åskådliggöra hur spänningsfördelningar uppträder när en kropp belastas med krafter.

Modellen nedan beskriver en fönsteröppning i en del av en betongvägg. Som randvillkor har fixlager valts längs sidorna av betongväggen, samt i underkant med undantag för öppningen där underliggande fönster befinner sig (och därmed inte kan fungera som ett upplag). Upplagen längs sidorna är tänkta symmetrilinjer mellan aktuell och nästkommande fönstersektioner. Krafterna i figuren är endast vertikala krafter från ovanliggande fönster och betong, d.v.s. den övriga betongens egenvikt är inte medräknad.



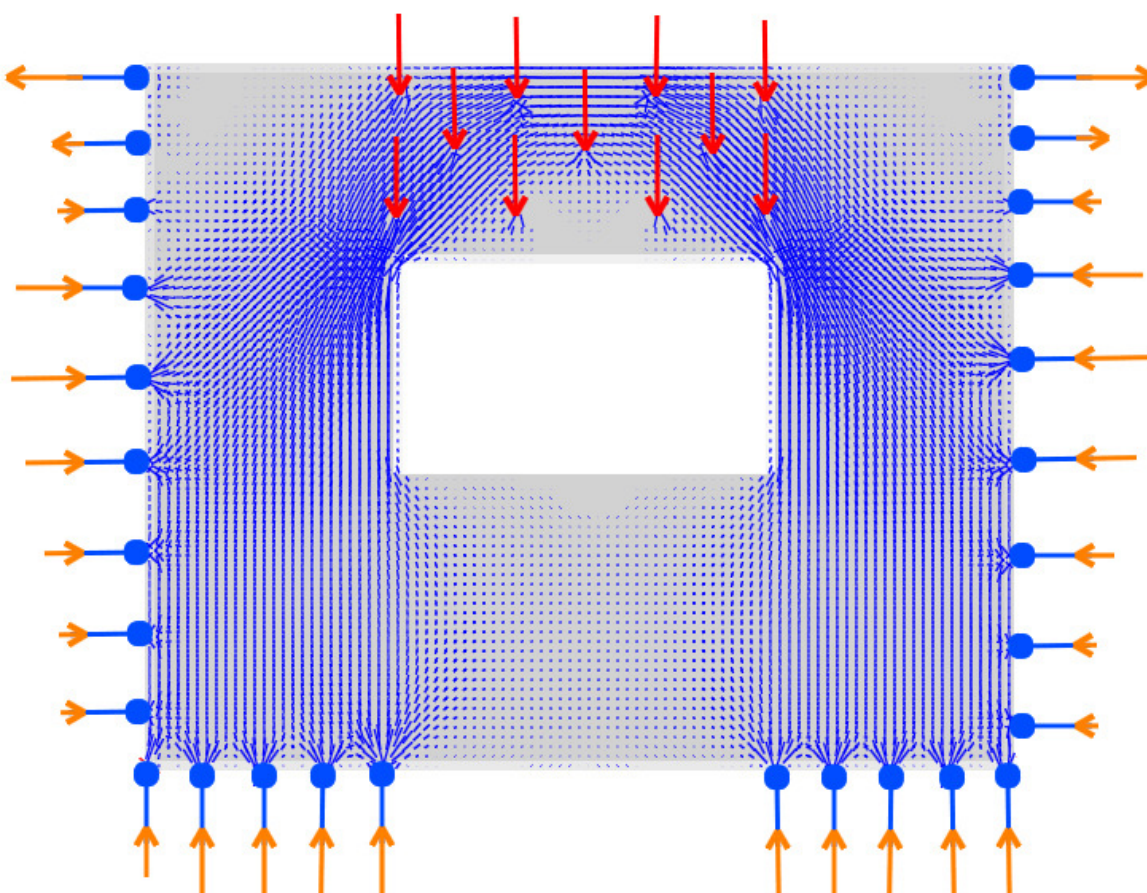
Figur 4.18: Rött fält visar huvuddragspänningar i betong vid fönsteröppningar.^[46]

Som figur 4.18 visar uppstår dragspänningar precis ovanför fönstret som sedan fördelar sig i sned uppåtående riktning.

Fenomenet kan liknas vid en fast inspänd balk ovanför fönstret som utsätts för en jämnt utbredd last. Då uppstår dragspänningar i underkanten av balken. Det uppstår även moment i de fasta inspänningarna, vilket leder till dragspänningar i överkant. Detta förklarar dragspänningarnas förekomst i figuren.

Sammanfattningsvis visar figuren att extra armering behövs ovanför fönsteröppningar för att klara av de dragspänningar som uppstår.

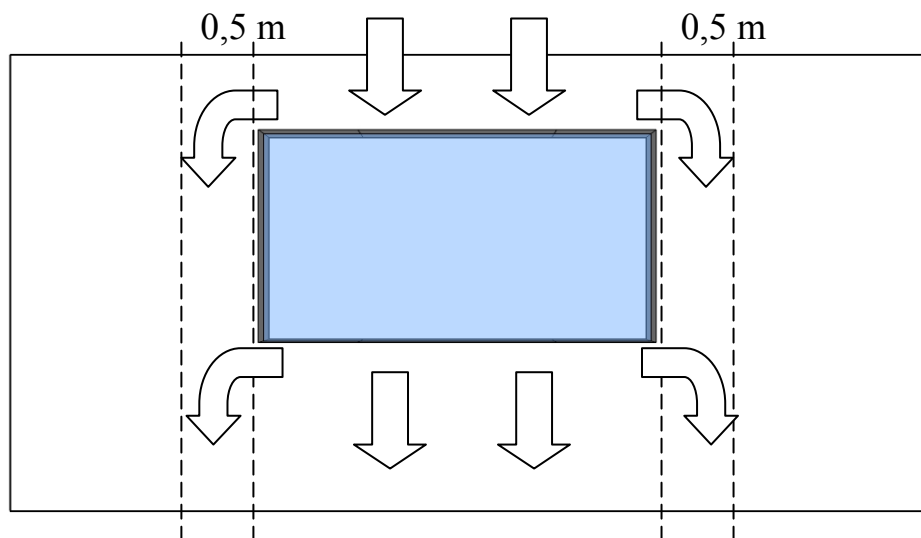
Figuren nedan visar hur tryckspänningar fördelar sig vid en fönsteröppning. Även här visar figuren endast tillskottsspänningar från ovanliggande fönster och betong, och inte spänningar från den övriga betongens egenvikt.



Figur 4.19 Huvudtryckspänningar i betong vid en fönsteröppning.^[46]

Som figur 4.19 visar uppstår tryckspänningar vid hörnen i ovankant av fönsteröppningen. Därefter fördelas spänningarna relativt jämnt över sidorna. Denna figur ligger till grund för dimensionering av Dorothermblocket då bredd på väggparti som tar tryck från fönsteröppningar måste väljas.

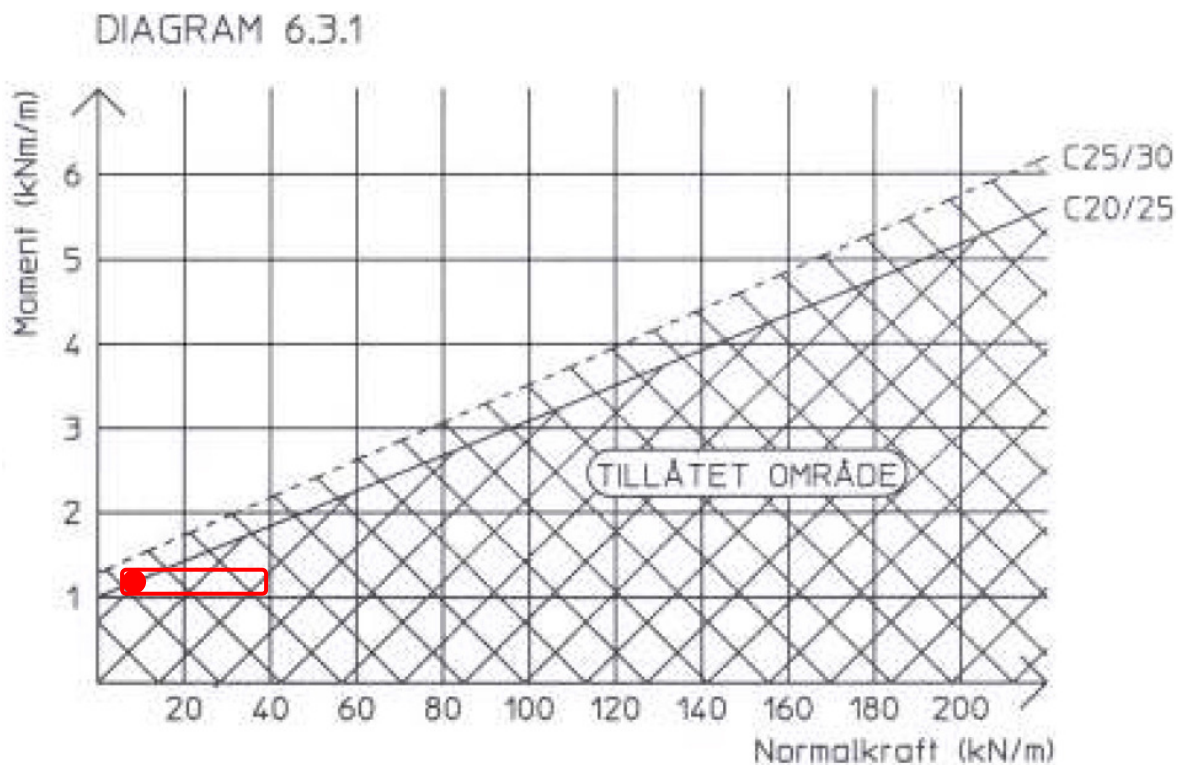
Där fasaden bryts för att ge plats åt fönsteröppningar och dörrar, uppstår svagheter i konstruktionen. Därför måste laster från ett avväxlat fönster räknas med som belastning på intilliggande väggparti. För att beakta detta har det gjorts en förenkling som innebär att last från väggparti ovanför fönster tillsammans med fönstervikt fördelas jämnt på intilliggande betong sett med 0,5 m bredd, se figur 4.20. Väggen intill fönsteröppningarna belastas även med extra horisontella laster. Detta behandlas dock inte i detta arbete.



Figur 4.20: Fördelning av laster vid fönsteröppningar.^[46]

4.5.5 Dimensionering av vägg

Första steget i dimensioneringen av fasadkonstruktionen är att med hjälp av CALFEM^[49] räkna ut snittkrafterna i väggen. Dessa utdata finns i bilag nr 1. Eftersom betongens dragkraftskapacitet är avsevärt mycket lägre än sin tryckkraftskapacitet, är det dragspänningarnas storlek som är avgörande för om väggkonstruktionen håller. Moment skapar dragspänningar i betongen, men dessa motverkas av normalkraften, som skapar tryckspänningar. Värdena för normalkraft och moment har därför plockats ut för kritiska punkter där antingen momentet är störst eller normalkraften är minst. Därefter har de placerats in i figur 4.21, från Projekteringsanvisningen för Dorotherm 350^[20]. (se figur nedan).



Figur 4.21: Dimensionering av Dorotherm 350-blocket. Den röda rektangeln visar området för de kritiska punkternas placering, medan den röda cirkeln visar det mest kritiska värdet.
^[20] Se bilaga 1 för beräkningar.

Andra steget i dimensioneringen är att kontrollera att tvärsnittet är sprickfritt. Enligt beräkningar för Dorotherm 350-blocket klarar väggen av dragspänningar på 2108 kPa, vilket är tillräckligt god marginal då konstruktionen utsätts för 119 kPa som mest, se bilaga 1. Därmed uppfyller konstruktionen hållfasthetskraven.

4.5.6 Dimensionering av infästningar

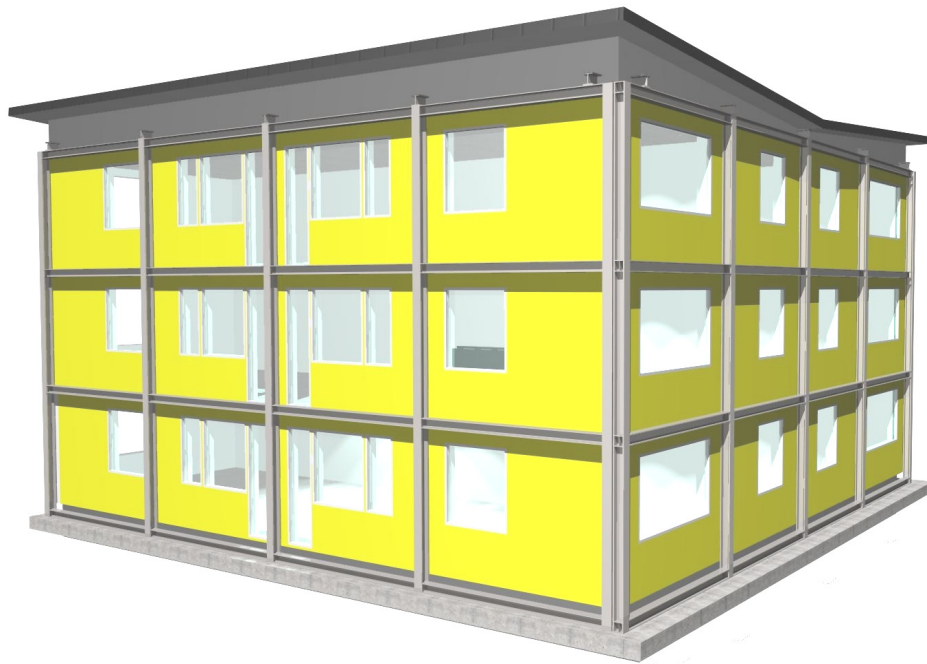
Det räcker inte bara med att väggen klarar av belastande krafter. För att dragkrafterna från vindlasten ska överföras till väggen ställs höga krav på infästningarna.

Infästningarna är tänkta att utformas så att endast horisontella krafter kan föras över mellan det tilläggsisolerande skiktet och den befintliga väggen och därmed ha fri rörlighet i vertikal led. På detta sätt åstadkoms det självbärande kriteriet; d.v.s. att vertikala laster inte tas upp i infästningarna. En infästning från Essve^[24] klarar upp till 6,5 kN, vilket är tillräckligt för ändamålet (se kolumnen *Horisontella upplagskrafter* i tabell 4.1 ovan). Beräkningarna anger krafter för 1 m bred vägg. Det betyder att för en dragkraft på 2,26 kN kan infästningarna placeras med maximalt $6,5 \text{ kN} / 2,26 \text{ kN} = 2,9 \text{ m}$ mellanrum. Därmed uppfyller även infästningarna hållfasthetskraven.

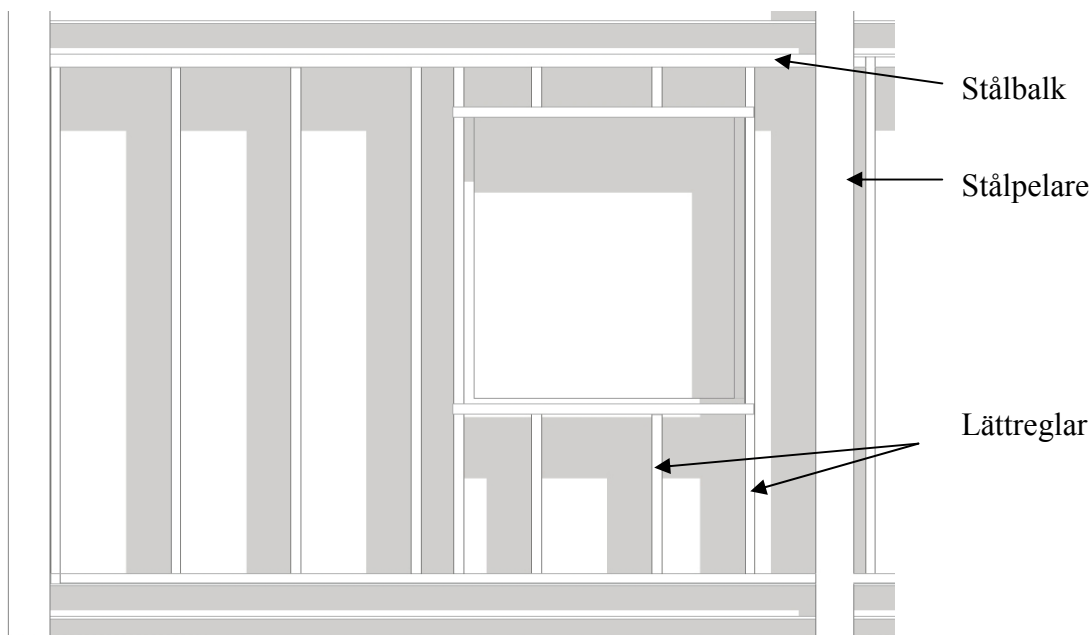
5 Förslag 2: Stålkonstruktion

Eftersom Dorothermkonstruktionen kräver infästningar i varje bjälklag, samt att brandkravet begränsar användningen av cellplast i fasadkonstruktionen, undersöks ytterligare en konstruktion. Eftersom det eftersträvas att ha så få infästningar som möjligt för att minimera antalet köldbryggor, erfordras ett styvt material som klarar stora spännvidder och som ger relativt små deformationer vid belastning.

Konstruktionen grundar sig på stålpelare som är fast inspända i ett betongfundament och ledat infästa i taket. Mellan dessa läggs sedan stålbalkar på varje våningsplan för att föra över vertikala laster till pelarna. Det grova rutnätet fylls sedan med slitsade stålreglar med mellanliggande mineralull, se figur 5.2. Eftersom stål har mycket god värmeledningsförmåga, placeras ett obrutet skikt av mineralull mellan den befintliga väggen och stålregelstommen, som hålls på plats med hjälp av lim och stålregelstommen, se figur 5.1. Fasadmaterialet kan vara någon form av skivor, se figur 5.3.



Figur 5.1: Fasad med utanpåliggande stålkonstruktion med mellanliggande skikt av mineralull.^[46]

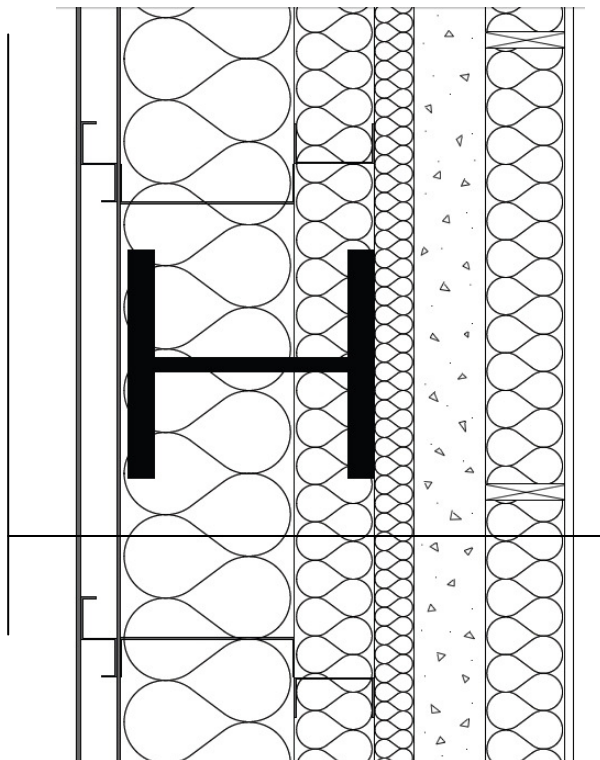


Figur 5.2: Stålregelstommen uppreglad med slitsade lättreglar av stål kring ett fönster.^[46]

5.1 Snitt av väggkonstruktion

Figuren nedan visar ett snitt av stålkonstruktionen. Total vägg tjocklek blir 566 mm.

Väggen består av följande, inifrån och ut:
Befintlig vägg av:
 Gipsskiva
 Träspont + isolering 100 mm
 Betongskiva 90 mm
Tilläggsisolerande konstruktion av:
 Limmad mineralull 50 mm
 Mineralull+stålregel 100 mm
 Mineralull+stålregel 170 mm
 Cembrit windstopper 4,5 mm
 Z-profil, läkt+luftspalt, 45 mm
 Fasadskiva Steni 6,5 mm



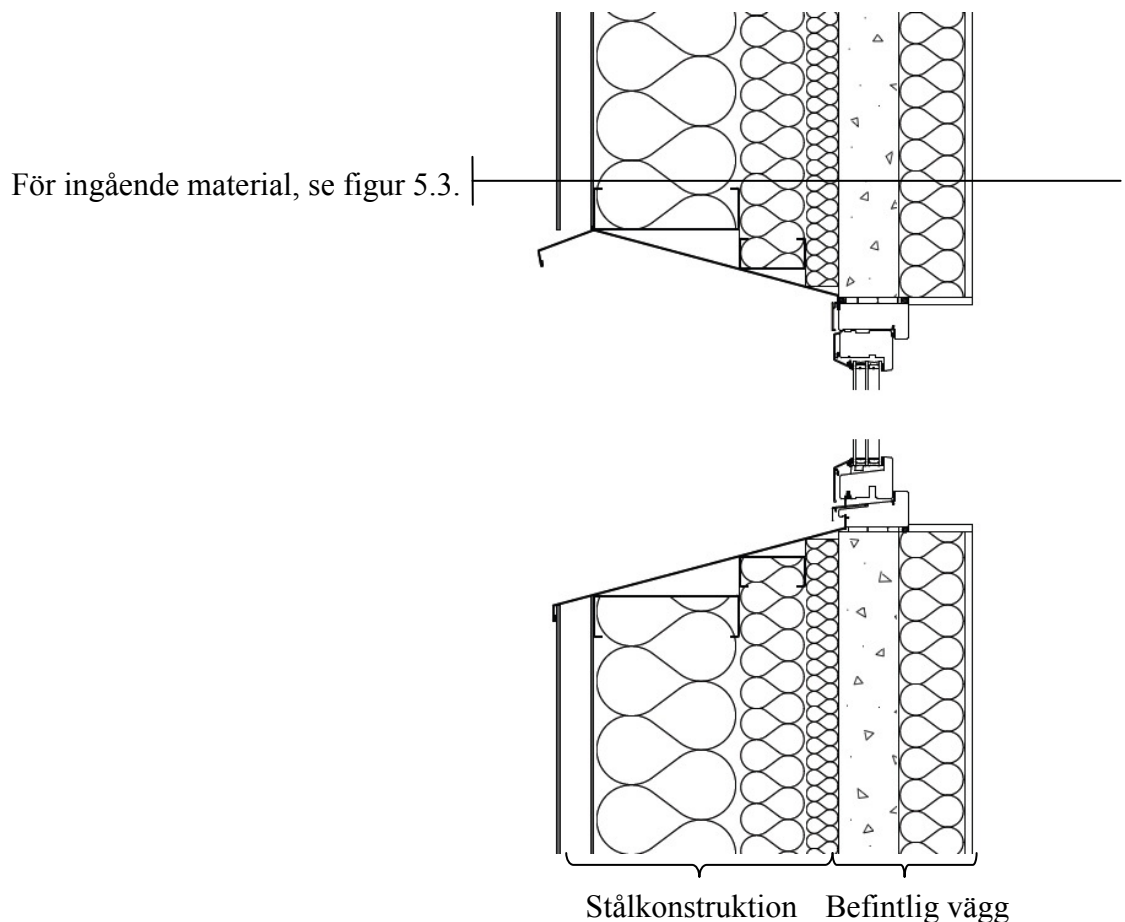
Figur 5.3: Snitt av stålkonstruktion och befintlig vägg.^[46]

5.2 Fönster

Vid fönsteröppningar har fönstrens placering i den befintliga väggen behållits. Eftersom det kommer att uppstå rörelser i stålkonstruktionen vid vindbelastning, kommer fönstren också att röra sig i takt med vindsuget. Detta är något som kan upplevas som otrevligt av de boende. Om fönstren behålls i den gamla väggen minimeras fönsterrörelserna.

Problemet med att placera fönstret långt in i väggen är att det skapas djupa gluggar med dåligt ljusinsläpp som följd. För att kompensera för detta kan kanterna på utsidan fasas av och kläs med plåtbleck, så att mer ljus når in i bostaden (se figur 5.4).

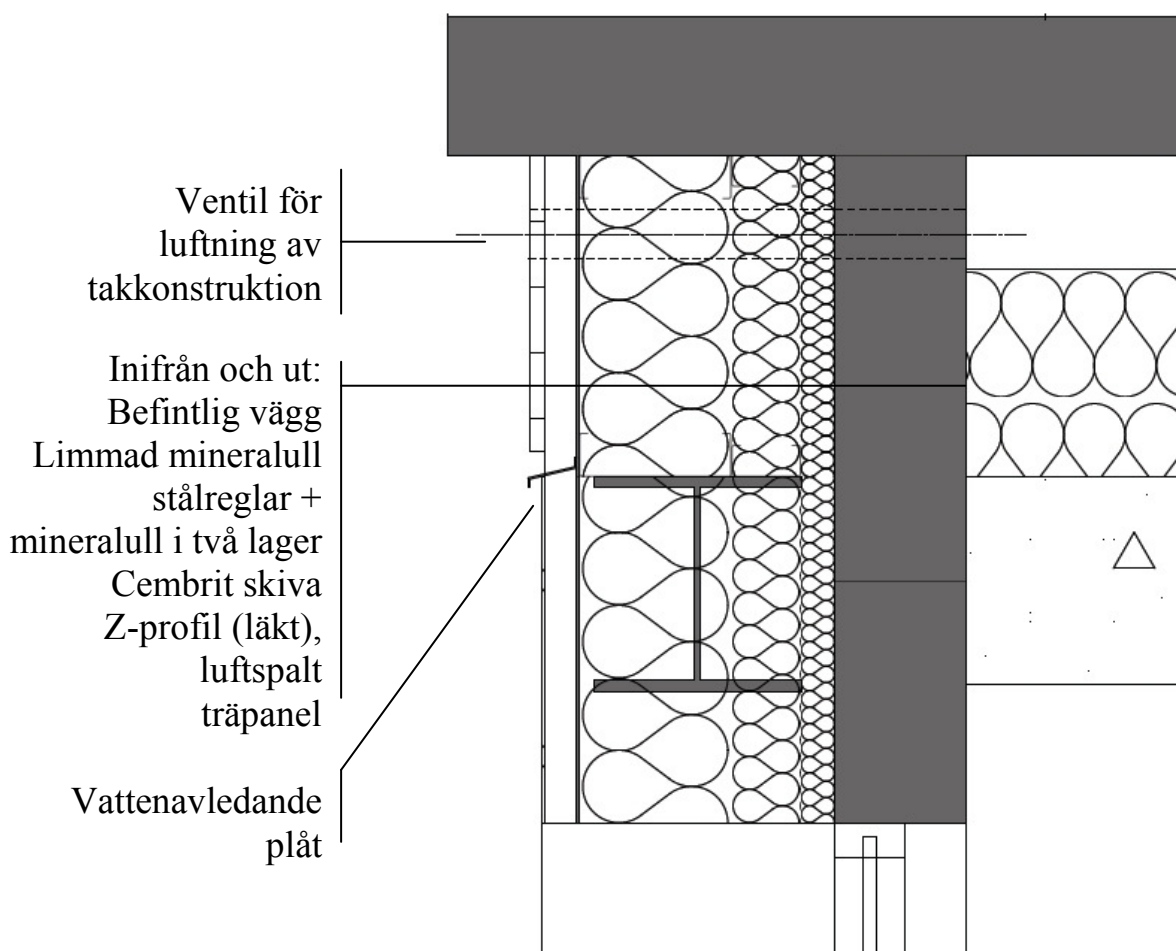
Ur fuktteknisk synvinkel kan det innebära en större risk att låta fönstren sitta kvar i den befintliga väggen, då skarven mellan de två väggdelarna kommer att utsättas för väder och vind. Det är därför viktigt att skarven utförs korrekt, och att en elastisk fog används som tål rörelser.



Figur 5.4: Fönsteröppning i stålkonstruktionen.^[46]

5.3 Möte med tak

För att behålla karaktären hos byggnaderna på studentlyckan, möts två olika väggmaterial strax under takfoten. Därför används i princip samma lösning som för Dorotherm-blocket, d.v.s. lättreglar och mineralull med en panel av trä, se figur 5.5.



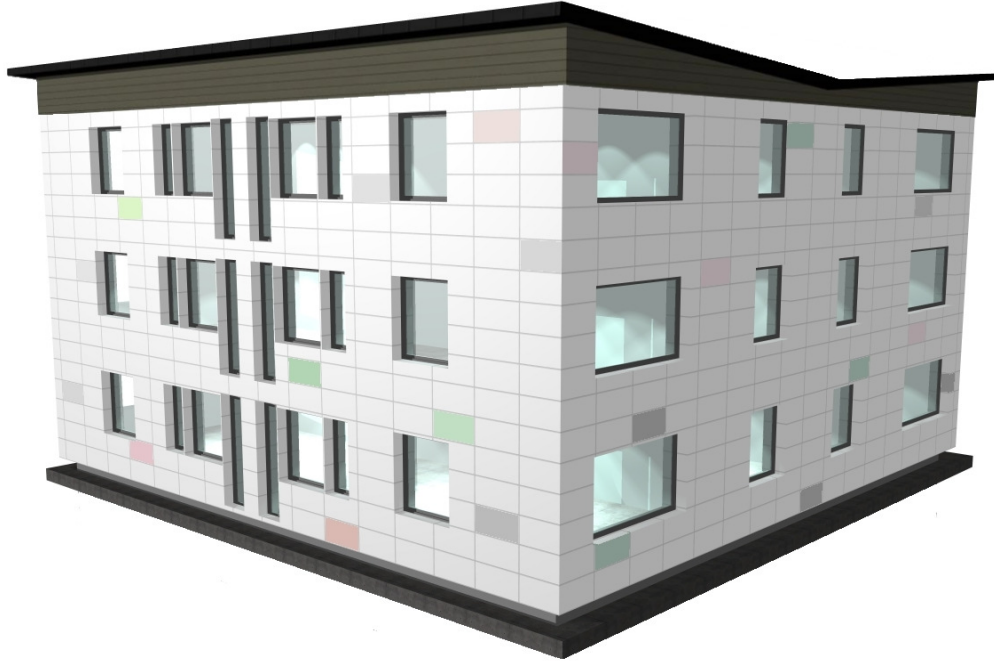
Figur 5.5: Fönsteröppning i stålkonstruktionen.^[46]

5.4 Brandskydd

Då stål utsätts för brand reduceras dess hållfasthet och styvhet drastiskt. Redan vid 450 °C minskar hållfastheten till 70 % av den ursprungliga. Med tanke på att temperaturen kan stiga till 1000 °C vid en kraftig brand och att stål leder värme mycket bra, innebär det att bärande stålkonstruktioner nästan alltid måste brandskyddas.^[4]

Insidan av konstruktionen är skyddad mot brand av befintlig vägg och det mellanliggande skiktet av mineralull.

Utsidan är först klädd med en cementbaserad kompositskiva som är brandbeständig. Som fasadmateriäl används sedan en glasfiberarmerad polymerkomposit-skiva från Steni, som också har god brandbeständighet ^[37]. Därmed är stålkonstruktionen inklädd och skyddad mot brand.



Figur 5.6: Stålkonstruktionen med fasadmateriäl. ^[46]

5.5 Beräkningsdel 2: Stålkonstruktion

Stålkonstruktionen skiljer sig något från Dorotherm-väggen eftersom den är uppbyggd av grova stålbalkar och stålpelare som i sin tur är uppreglade med lättreglar av stål och isolering. I detta kapitel kommer stålbalkarna att dimensioneras.

För att dimensionera de bärande stålpelarna har det utförts datorsimuleringar i CALFEM^[49] även för denna konstruktion. Då pelarna tar upp laster från både vind och egentygnd från väggmaterialen uppstår moment både kring x- och y-axlarna. Detta innebär att dimensioneringen måste beräknas för tre dimensioner istället för två.

5.5.1 Laster

De laster som påverkar fasadkonstruktionen presenteras nedan. Beräkningar för lasterna finns i beräkningsbilagan under respektive lasts avsnitt.

5.5.1.1 Egentyngd

Egentyngden för väggen består av flera olika delar. Centrumavstånd mellan stålpelarna är 4 meter, vilket innebär att de måste bära last från en lika stor bredd. Vikterna framgår ur tabellen nedan.

Byggnadselement	Mått	Vikt
HEA 260-balk: 68,2 kg/m	4 m	2,68
Stålskena SKY170: 0,03 kN/m	2 st·4 m	0,24
Stålskena SKY100: 0,02 kN/m	2 st·4 m	0,16
Stålregel RY170: 0,03 kN/m	(4/0,6) ·3,2 m	0,64
Stålregel RY100: 0,02 kN/m	(4/0,6) ·3,2 m	0,427
Fasadskiva (windstopper): 7 kg/m ²	(4·3,2) m ²	0,879
Z-reglar: 0,58 kg/m	(4/0,6) ·3,2 m	0,122
Steni-fasad: 13 kg/m ²	(4·3,2) m ²	1,633
Σ		6,78 kN

Tabell 5.1: Egentyngd för en våning hög väggsektion, 4 m bred.

5.5.1.2 Vindlast

Vindlasten belastar väggen antingen genom tryck eller genom sug (undertryck). Till skillnad från Dorotherm-konstruktionen kan stålkonstruktionen inte ta stöd mot bakomliggande vägg vid vindtryck, eftersom det finns en mjuk mineralullsskiva mellan som i sådana fall skulle tryckas ihop. Men eftersom vindsuget är större än vindtrycket (se beräkningsdel) utförs endast beräkningar för vindsug även här.

För punkthusen på Studentlyckan i Lund är den karaktäristiska vindlasten $w_k=0,646 \text{ kN/m}^2$, se bilaga 1.

5.5.1.3 Initialkrokighet

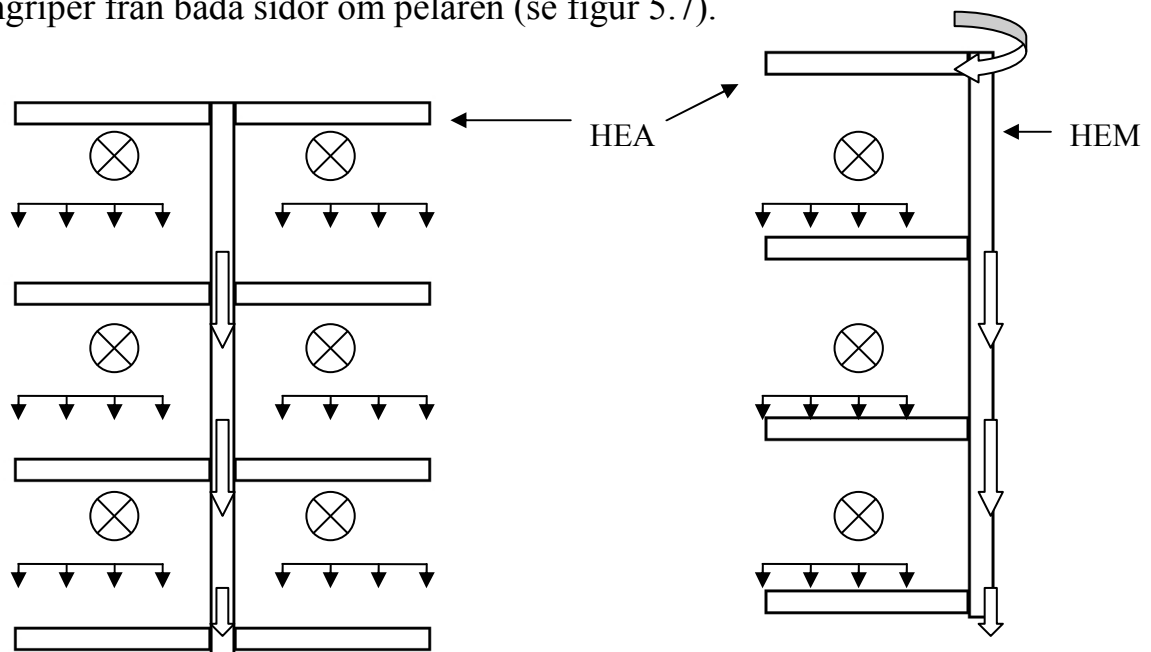
Långa stålpelare och balkar har alltid en viss initialkrokighet. Detta beaktas i dimensioneringsformlerna för stål och behöver därför inte behandlas närmare.

5.5.1.4 Andra ordningens moment

2:a ordningens moment bör beaktas vid dimensionering av stålbalkar. En hög höjd i kombination med ett relativt litet tvärsnitt gör konstruktionen känslig för utböjning. Att utföra CALFEM-beräkningarna i tre dimensioner är nödvändigt eftersom både moment och krafter belastar konstruktionen i fler än två riktningar. I CALFEM finns däremot ingen funktion som beräknar effekterna av 2:a ordningens moment för en balk i tre dimensioner, vilket gör att fenomenet inte är beaktat i beräkningarna för stålkonstruktionen i denna rapport.

5.5.2 Lastbärande principer

Dimensioneringen av stålkonstruktionen kan delas in i två fall. Det första fallet där en HEM-pelare belastas med symmetriska laster, d.v.s. där vindlast angriper från båda sidor om pelaren (se figur 5.7).



Figur 5.7: TV: Symmetrisk lastfördelning. TH: Asymmetrisk lastfördelning.^[46]

Det andra fallet där pelaren endast utsätts från vindlast från en sida, och på så sätt skapar ett vridmoment kring hela pelaren. Vridmomentet illustreras i figur 5.7 av en roterande pil. Vid vridmoment i ett icke-cylindriskt tvärsnitt uppstår välvning av pelaren. En snittkontroll har gjorts (se bilaga 2), som visar att balken har en mycket låg utnyttjandegrad och vridning antas därmed inte begränsa konstruktionen.

5.5.2.1 Egentyngd

De liggande HEA-balkarna bär upp stålskenor, stålreglar, mineralull och ytbeklädnaden. Dessa är i sin tur fastsvetsade i HEM-pelarna. Då ytbeklädnaden belastar HEA-balkarna excentriskt kommer detta att skapa ett vridmoment i balken, som sedan överförs som ett moment i HEM-pelaren. HEM-pelarna utsätts också för punktlaster från egentyngden från HEA-balkarna och dess tillhörande laster.

5.5.2.2 Vindlast

Vindlasten belastar HEA-balkarna som en utbredd last, för att sedan föras över som en punktlast på HEM-pelarna.

5.5.3 Beräkning av snittkrafter

Anledningen att använda sig av en stålkonstruktion är – som tidigare nämnts – att skapa en fasadkonstruktion med få infästningar. Därför görs en jämförelse av tre olika dimensioner på stålpelare som är infästa i grund och i tak, för att åskådliggöra relationen mellan pelardimension och utböjning.

För att beskriva en tredimensionell pelare i CALFEM^[49] gäller samma princip som den för tvådimensionella pelare som behandlas i kapitel 4.5.3.1, med skillnaden att varje nod har sex frihetsgrader istället för tre; förskjutningar och rotationer i x- y- och z-riktningen.

Material- och tvärsnittsdata måste också definieras för pelaren. Eftersom fler riktningar är inblandade behövs också fler indata än vid två dimensioner. Dessa är elasticitetsmodul, skjuvmodul, tvärsnittsarea, yttröghetsmoment i styva och veka riktningen, samt vridstyvhetens tvärsnittsfaktor.

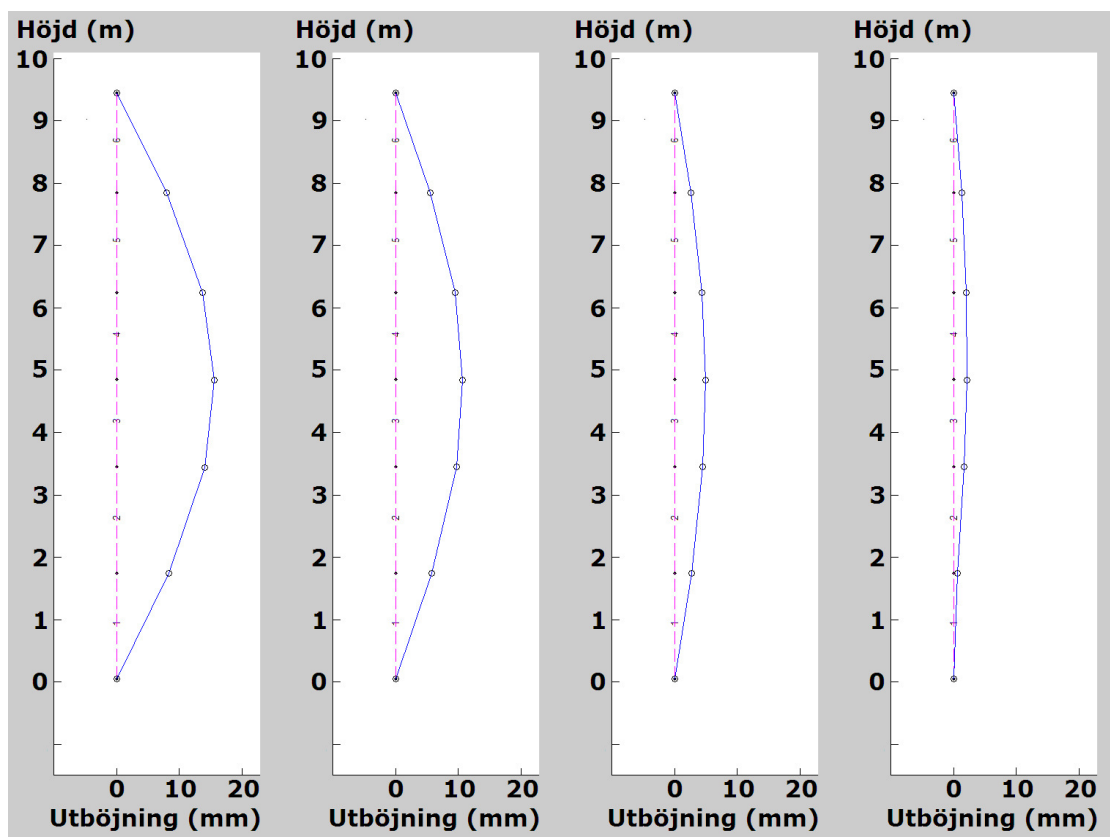
Pelardimension	Mått (h x b)	Flänstjocklek	Utböjning
HEA240	230 x 240 mm	12 mm	15,5 mm
HEB240	240 x 240 mm	17 mm	10,7 mm
HEM240	270 x 248 mm	32 mm	5,0 mm
HEM240(fast)	270 x 248 mm	32 mm	2,1 mm

Tabell 5.2: Varierande pelardimensioner med utböjning för respektive pelare från CALFEM.

Upplagskrafterna vid upplagen blir följande:

Pelar-dimension	Vertikala upplagskrafter	Horisontella upplagskrafter, fot	Horisontella upplagskrafter, tak	Inspänningsmoment
HEA240	25,9 kN	16,2 kN	8,5 kN	-
HEB240	28,9 kN	16,2 kN	8,5 kN	-
HEM240	34,8 kN	16,2 kN	8,5 kN	-
HEM240 (fast)	34,8 kN	19,1 kN	5,7 kN	26,6 kNm

Tabell 5.3: Varierande pelardimensioner med varierande tryckkraft och konstant moment och dragkraft.



Figur 5.8: Jämförelse i utböjning, mellan stålpelare. Från vänster till höger: HEA240, HEB240, HEM240 samt HEM240 med fast inspänning i grund.^[46]

Figur 5.8 och tabellerna 5.2 och 5.3 visar tydligt sambandet mellan pelarens grovlek och utböjning. Dragkraften i infästningarna påverkas däremot inte av storleken, eftersom balken är statiskt bestämd.

Det avgörande kriteriet vid val av balk/pelare är utböjningen. Dessutom är det eftersträvaransvärt att minimera väggens tjocklek, och detta sammantaget gör att vi väljer en balk/pelare med stor godstjocklek för att få en så liten tvärsnittshöjd som möjligt. Vi väljer därför en HEM-pelare med stor godstjocklek istället för att välja en HEA-pelare med större dimensioner. Vid jämförelse med och utan fast inspänning visar tabell 5.2 att utböjningen reduceras ytterligare. Det kan vara komplicerat att byggtekniskt utföra en fast inspänning, dock behandlas detta inte vidare i denna rapport.

5.5.4 Inverkan av fönsteröppningar

Ingen hänsyn till fönsteröppningar har tagits för stålkonstruktionen.

5.5.5 Dimensionering av vägg

HEM240-pelaren ger en tillräckligt liten utböjning och klarar därmed bruksgränskravet. Därtill måste pelaren dimensioneras mot brott.

Med brottlast för vind har simuleringar gjorts i CALFEM^[49]. Med utdata från programmet har sedan snittkontroll gjorts, se bilaga 2. Ingen hänsyn har tagits till välvning p.g.a. vridmoment eftersom beräkningarna för sådana är alltför omfattande. Dessutom är vridmomentet relativt litet (2,14 kNm i vridmoment jämfört med 34,2 kNm (tabell 1.2 i beräkningsbilaga 2) i moment i styva riktningen). Beräkningarna visar att bara några få procent av materialets hållfasthet utnyttjas i brottgränstillståndet.

5.5.6 Dimensionering av infästningar

Som tabell 5.3 visar, blir dragkrafterna i infästningarna ca 5,7 kN.

Infästningen i grunden är tänkt att utföras som en fast inspänd stålpelare. Vid taket kan stålbalkar placeras som väggkonstruktionen sedan fästs i. Dock får inte infästningen svetsas fast, då den måste tillåta rörelser i vertikal led. Detta är inget som behandlas vidare i rapporten.

5.5.7 Asymmetriskt lastfall

I beräkningarna ovan har ett förenklat lastfall använts, som innebär att vi kunnat bortse från vridmoment i pelare och vridmoment i balkar. Balkar med I-tvårsnitt som utsätts för vridmoment kommer att påverkas av välvning, men eftersom välvning är förknippat med en avancerad teori, tas ingen hänsyn till välvning i denna rapport. Istället görs en approximation med hjälp av CALFEM^[49]-verktyget. Ur beräkningsdelen fås en utböjning på 1,1 mm.

6 Energistudie

Som nämnts i tidigare kapitel är U-värdet för konstruktionsförslaget Dorotherm $0,17 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$. Ett värde som är fullt tillräckligt för att uppfylla kravet på energieffektivitet.

Eftersom U-värdesberäkning för en stålregelstomme är ett svårt och tidskrävande moment, har jämförelser med en likartad stålregelstomme gjorts för att få en uppfattning om konstruktionsförslaget ”stålregelkonstruktions” värmemotstånd. Stålregelstommen är från Isover och har en isolertjocklek på 340 mm, som medför ett U-värde på $0,16 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$.^[27] Stålregelväggen som behandlas i rapporten har en sammanlagd isoleringstjocklek på 320 mm. Antagandet kan därför göras att U-värdet bör vara av liknande storlek. Notera att det är endast stålregelväggen utan hänsyn till ståpelare och stålbalkar som ingår och som kan innefattas av det likartade U-värdet.

För att få en inblick i hur köldbryggor från infästningar påverkar klimatskalet har ett program som heter U-Norm^[53] använts.

6.1 U-Norm

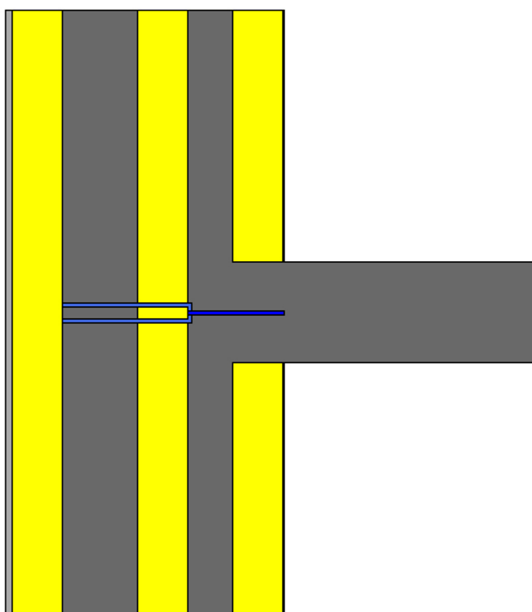
Programmet är skapat av Gunnar Anderlind på ”GAD Byggnadsfysik” som tidigare var professor vid Lunds Tekniska Högskola. U-Norm^[53] används för att räkna ut U-värden och ψ -värden, för köldbryggor i två dimensioner. För beräkning av ψ -värdet, som är skillnaden i värmefflöde, utnyttjas två fall, dels ett beräkningsfall och dels ett referensfall. Beräkningsfallet ska likna den verkliga byggnadsdelen i möjligaste mån. Referensfallet är likt beräkningsfallet med undantag att ingen värmeförlust sker genom köldbryggan. Köldbryggans ψ -värde kan sedan beräknas genom skillnaden mellan beräkningsfallet och referensfallet. Kort beskrivet: beräkningsfall – referensfall = ψ -värde. Köldbryggan delas också upp i celler, fler celler ger ett mer exakt resultat.^[25]

Studien nedan visar en köldbrygga från respektive konstruktionsalternativ samt en köldbrygga i form av infästning av konventionell tilläggsisolering. Varje undersökning visar en genomskärning på vald byggnadsdel där första bilden representerar en beräkningsmodell i U-Norm^[53] och andra bilden hur temperaturfördelningen runtom köldbryggan ser ut. Följande färger representerar följande material:

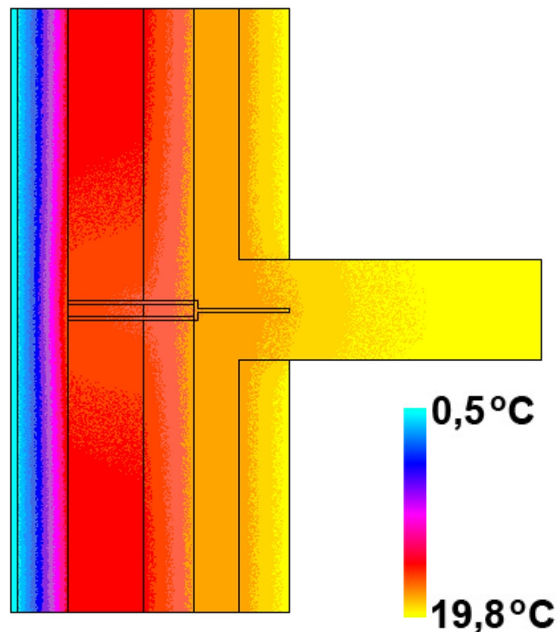
	Material	λ -värde
	Isolerande skikt	0,033
	Gips	1
	Betong	1,7
	Stål	50

För punktfästningarna i kapitel 6.2 och 6.4 har en förenkling gjorts då köldbryggans värmeledning sker i tre dimensioner. Dock är en tvådimensionell förenkling tillräcklig för att få ett generellt jämförbart resultat.^[45]

6.2 Infästning av Dorothermkonstruktion



Figur 6.1: Modell för infästning av Dorotherm i U-Norm.^[53]



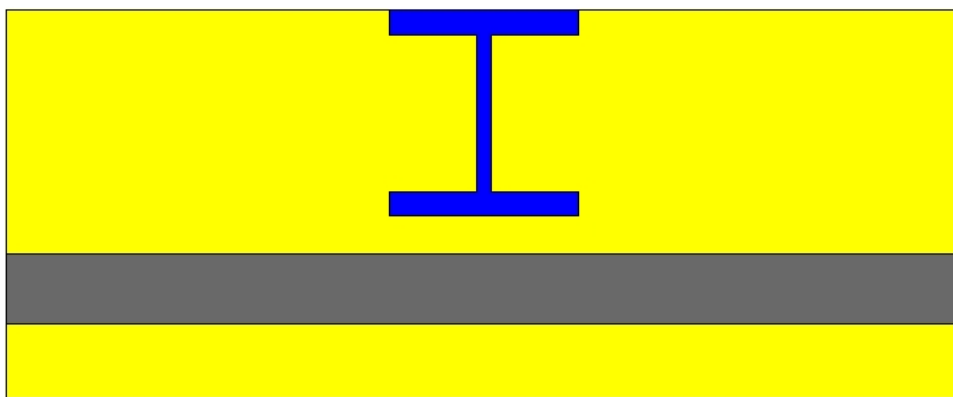
Figur 6.2: Modell med temperaturfördelning för Dorotherms infästning.^[53]

U-Norm^[53] ger ett $\psi = 0,090 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ för köldbryggan. Eftersom köldbryggan är punktförmig och inte kontinuerlig, vilket programmet antar, medför det att värdet måste räknas om. Punktförmig köldbrygga ger $\psi = 0,090 \cdot 0,008 = 7,2 \cdot 10^{-4} \text{ W/}^\circ\text{C} = 0,00072 \text{ W/}^\circ\text{C}$ per infästning. Infästningarna sitter med 1 m mellanrum i horisontal led samt med ca 2,9 m mellanrum i vertikal led. Detta medför 1 infästning på $1 \cdot 2,9 = 2,9 \text{ m}^2$, och ger $\psi = 0,00072 / 2,9 = 0,00025 \text{ W/m}^2\text{}^\circ\text{C}$.

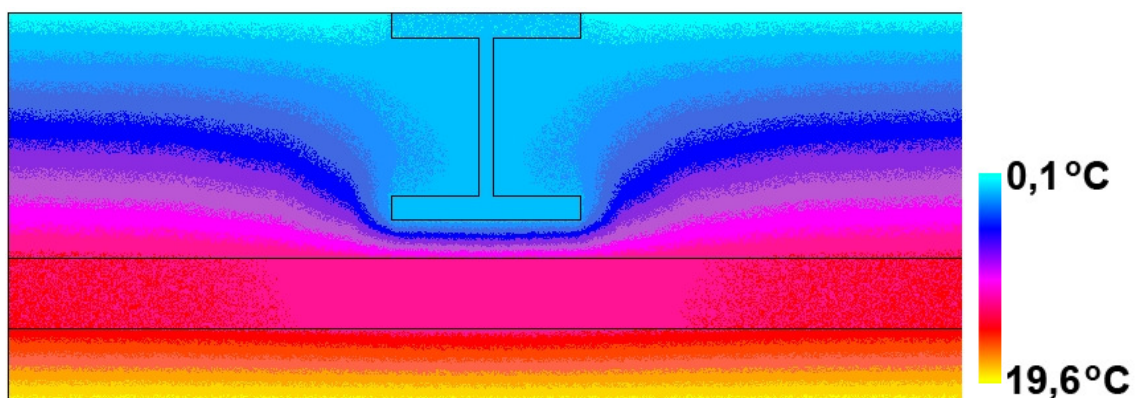
Om detta värde jämförs med U-värdet för hela väggen inklusive Dorotherm-blocket, dvs $U_{\text{gammalvägg+dorocell}} = 0,11 \text{ W/(m}^2\text{°C)}$ (se bilaga 5 för U-värdesberäkning), framgår det att köldbryggan ökar U-värdet med en faktor $(0,11+0,00025)/0,11 = 0,02 \%$ på U-värdet, vilket är väldigt lite. Då ψ -värdet är väldigt litet ger det inte något märkbart påslag.

6.3 Infästning av stålkonstruktion

Eftersom infästningen av stålkonstruktionen sker vid takkonstruktionen och inte i varje våningsbjälklag, är ett alternativ att titta på en eventuell köldbrygga mellan stålkonstruktionen och befintlig fasad. Bilden nedan föreställer ett snitt av en stålpelare och kringliggande vägg tillsammans med befintlig vägg.



Figur 6.3: Modell för stålkonstruktion i U-Norm. ^[53]



Figur 6.4: Modell för stålkonstruktion med temperaturfördelning. ^[53]

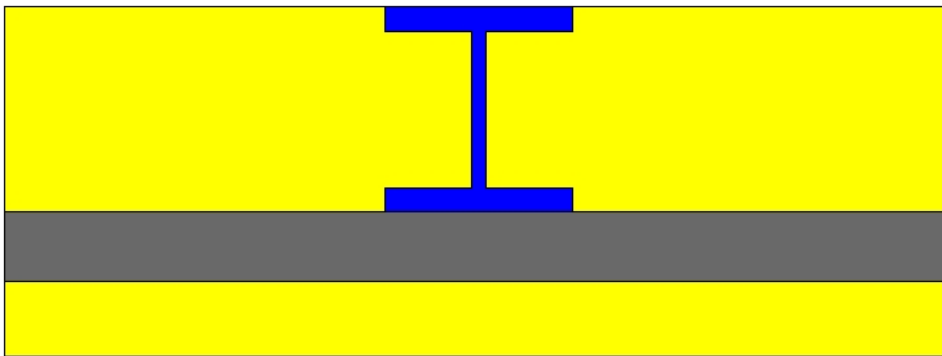
Ur U-Norm^[53] erhålls ett $\psi = 0,054 \text{ W/m}^2\text{°C}$.

Konstruktionen har 37,6 m pelare och 64 m balk vilket ger totalt 101,6 m stål på en fasadyta av ca 150 m^2 .

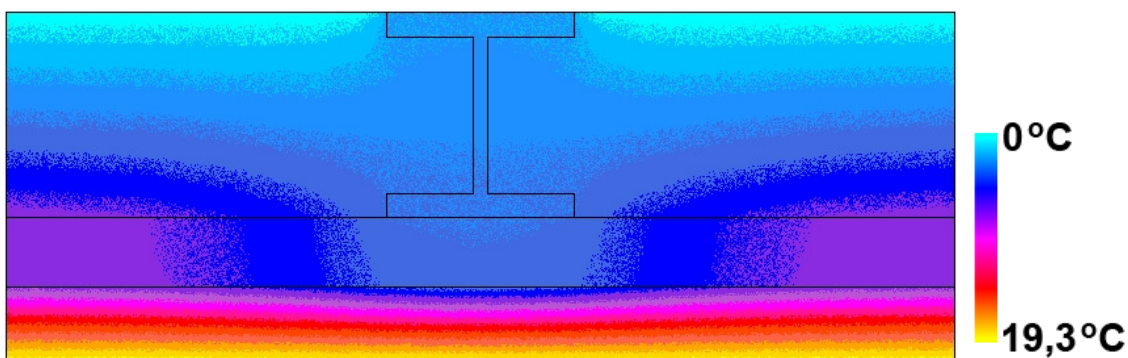
$$\frac{101,6}{150,4} = 0,676 \text{ m/m}^2 \rightarrow 0,676 \cdot \psi = \text{W/m}^2\text{°C} \rightarrow 0,676 \cdot 0,054 = 0,037 \text{ W/m}^2\text{°C}$$

Om detta värde jämförs med U-värdet för hela väggen inklusive tilläggsisoleringen, dvs $U_{\text{gammalvägg+stål}} = 0,11 \text{ W/m}^2\text{°C}$ (se bilaga för U-värdesberäkning), blir ökningen: $(0,11+0,052)/0,11=1,47$. Detta värde är i jämförelse med punktfästningen betydligt större. Det ger hela 47 % ökning av U-värdet jämfört med en stålregelvägg utan stora stålbalkar och pelare. Totalt blir U-värdet $0,11 + 0,052 = \mathbf{0,162 \text{ W/(m}^2\text{°C)}}$

Nedan visas stålkonstruktionen utan det köldbryggebrytande skiktet av isolering mot befintlig fasad, p.g.a. att det är intressant att se dess betydelse.



Figur 6.5: Modell för stålkonstruktion utan det innersta isolerande skiktet. Den nya fasadkonstruktionen står dikt an mot den befintliga fasaden av betong.^[53]



Figur 6.6: Visar temperaturfördelningen för stålkonstruktion utan det köldbryggebrytande skiktet.^[53]

Det syns tydligt i figur 6.6 att betongskivan får en lägre temperatur bakom pelaren. Detta är en följd av stålpelarens goda värmeledningsförmåga.

$\psi = 0,169 \text{ W/m}^2\text{°C}$. Samma antal meter stål gäller som på föregående uträkning ovan.

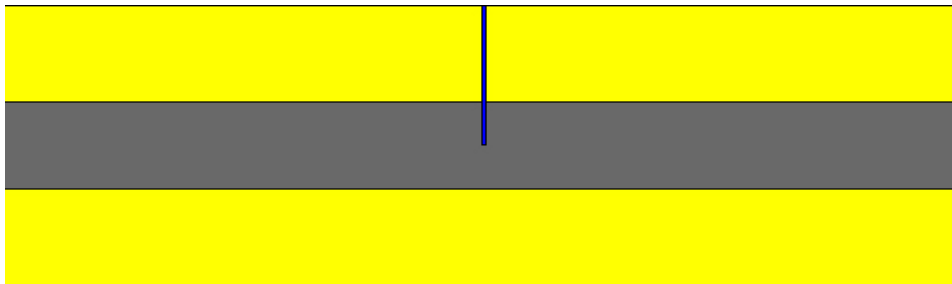
$0,676 \cdot \psi = \text{W/m}^2\text{°C}$ (från föregående uträkning)

$0,676 \cdot 0,169 = 0,114 \text{ W/m}^2\text{°C}$

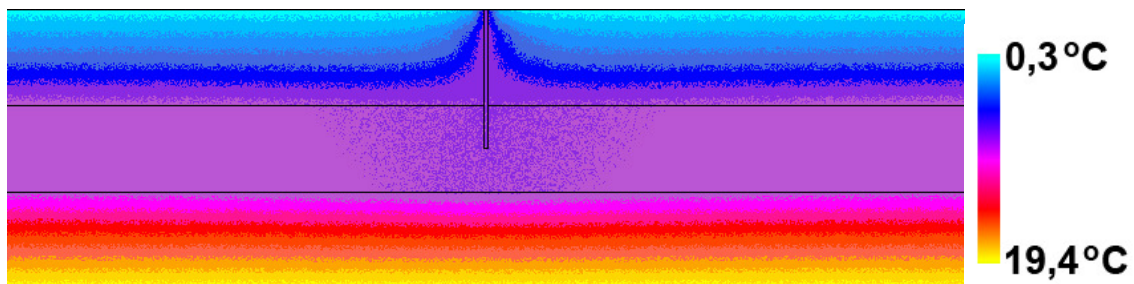
Om detta värde jämförs med U-värdet för hela väggen inklusive stålregelväggen (men utanköldbryggebrytande skivan), d.v.s. $U_{\text{gammalvägg+stål2}} = 0,13 \text{ W/(m}^2\text{°C)}$ (se bilaga för U-värdesberäkning), blir ökningen: $(0,13+0,114)/0,13 = 1,88$. Stålbalkarna och pelarna ger en ökning av U-värdet med hela 88 %. Totalt blir U-värdet: $0,13 + 0,114 = \mathbf{0,244 \text{ W/(m}^2\text{°C)}}$

Detta visar tydligt (se figur 6.4 och figur 6.6) att ett köldbryggebrytande skikt på bara 50 mm ger väldigt stor effekt på värmeförlusterna i väggen.

6.4 Konventionell tilläggsisolering



Figur 6.7: Modell för punktfästning av tilläggsisolering med konventionellt metod.^[53]



Figur 6.8: Värmefördelning vid en punktfästning av tilläggsisolering enligt modellen ovan.^[53]

$\psi = 0,026 \text{ W/m}^2\text{°C}$ per infästning. Eftersom köldbryggan är punktformig och inte kontinuerlig, vilket programmet antar, medför det att värdet måste räknas om. Punktformig köldbrygga ger

$\psi = 0,026 \cdot 0,005 = 1,3 \cdot 10^{-4} \text{ W} = 0,00013 \text{ W/°C}$ per infästning.

Efter samtal med Lars Sentler uppskattas antalet infästningar till 2-4 per m^2 .^[45]

Vilket medför ett totalt ψ -värde på: $4 \cdot 0,00013 = 5,2 \cdot 10^{-4} = 0,00052 \text{ W/m}^2\text{°C}$.

Om detta värde jämförs med U-värdet för hela väggen d.v.s. befintlig vägg av betong och isolering plus 100 mm tilläggsisolering, $U_{\text{gammalvägg+tilläggsisolering}} = 0,16 \text{ W/(m}^2\text{°C)}$ (se bilaga 5 för U-värdesberäkning), blir ökningen:

$(0,16+0,00052)/0,16=1,003$. Punktfästningarna ger en ökning av U-värdet med 0,3 %.

Totalt blir U-värdet $0,16 + 0,00052 = \mathbf{0,16052 \text{ W/(m}^2\text{C)}}$

Energistudien visar att infästningarna i Dorothermkonstruktionen gav ett mycket litet bidrag till energiförlusterna genom ytterväggen.

Det köldbryggebrytande skiktet på 50 mm i stålkonstruktionen gjorde väldigt stor skillnad på väggens totala U-värde. Detta visar att ett sådant skikt är nödvändigt i en konstruktion med stor andel stål för att erhålla ett lågt U-värde.

Den konventionella tilläggsisoleringens infästningar visade enligt energistudien utgöra en mycket liten energiförlust genom ytterväggen. Dock är detta värde schematiskt, och med en tredimensionell simulering tillsammans med en undersökning av okontrollerade ventilationsförluster, kommer värmeförlusten bli större.

7 Slutsatser

7.1 Resultat och diskussion

Under förundersökningen till rapporten hittades inga färdiga system för självbärande fasader. Detta kan bero på att det inte funnits någon efterfrågan för en sådan konstruktion. Men med ökade energikrav kan efterfrågan uppstå. Våra beräkningar har visat att det är möjligt att utforma en fasadkonstruktion med endast ett fåtal infästningar. Det är dock svårt att konstruera en helt infästningsfri fasad som klarar utböjningskrav utan att bli alltför tjock med dagens material. Konsekvensen blir då alltför djupa fönsternischer.

Efter undersökning av två konstruktioner har det åskådliggjorts att ingen av dem går att utföra utan infästningar i befintlig väggkonstruktion. Anledningen till detta är att vindlast i kombination med tre våningars byggnadshöjd leder till större utböjning än önskvärt. Det är inte brottgränstillståndet som är dimensionerande, utan utböjning i bruksgränstillståndet.

CALFEM-beräkningar för Dorotherm-konstruktionen visar att det krävs minst en infästning per meter vägg i varje bjälklag samt grund, sammanlagt fyra stycken, för att utböjningen inte ska bli större än 0,15 mm. För att erhålla samma utböjning utan infästningar krävs att tvärsnittshöjden på betongkärnan är betydligt större. Med ett kemankare från Essve kan infästningen utföras så att tillräcklig dragkraftskapacitet uppnås. Trots att infästningar krävs kan konstruktionen utföras köldbryggefri, på grund av ett inre och ett yttre isolerande skikt av cellplast. Total tjocklek för Dorotherm-konstruktion inklusive befintlig vägg blir 565 mm, med ett U-värde på 0,11 W/m²°C. En överslagsberäkning för infästningarnas påverkan på U-värdet för väggen visar att infästningarna bidrar med en ökning på 0,3 %.

Brandtekniskt medför Dorotherm-konstruktionen svårigheter att uppnå brandklass 1 (Br1). Detta på grund av att blocken består av cellplast, som har mycket dåliga brandegenskaper. Cellplasten måste därför skyddas för att förhindra brandspridning i fasaden mellan våningsplanen. En tänkbar lösning på problemet är ett s.k. brandblock, som består av material med goda brandegenskaper som placeras mellan varje våningsplan.

Fönsterplacering i konstruktionen kan med fördel utföras i betongkärnan i den yttre delen av väggen. Placeringen medför ett estetiskt tilltalande yttre, samt att djupa fönsternischer på insidan kan utnyttjas till exempelvis inredning.

Möjligheter att fasa av fönsternischerna för ökat ljusinsläpp är ett ytterligare alternativ. På grund av gjutningsprocessen av betongkärnan kan blocken inte monteras ända upp till takfot. Detta ger möjligheter att bibehålla

Studentlyckans karaktär med materialskifte strax under takfot. Materialsiftet kan utföras med hjälp av exempelvis stålregelvägg och fasadskikt av träpanel.

CALFEM-beräkningar för stålkonstruktionen visar att det inte krävs några infästningar i befintlig yttervägg. Däremot fordras minst två infästningar, en i grunden och en i vindsbjälklaget för varje pelare. Dimension för stålpelarna behöver minst vara av storlek HEM240 för att väggens utböjning inte ska överskrida 2,1 mm. HEM240 har grov godstjocklek och innebär att kostnaden för stål blir stor. Sammanlagd tjocklek för befintlig vägg tillsammans med utanpåliggande stålkonstruktion blir 566 mm. För att kostnadsoptimera konstruktionen kan en IPE-balk med mindre godstjocklek användas. Följden blir dock att tvärsnittshöjden måste vara större för att erhålla ett tillräckligt stort yttröghetsmoment som i sin tur medför att väggstjockleken blir avsevärt större. Ett annat alternativ för att hålla nere väggstjockleken är att minska avståndet mellan pelarna förutsatt att fönsterpartier tillåter det. På så sätt fördelas lasterna på fler pelare som då kan tilldelas mindre dimensioner. Energistudien för stålkonstruktionen gav ett schablonmässigt U-värde på $0,162 \text{ W/(m}^2\text{°C)}$. Stålbalkar och stålpelare har stor värmeledningsförmåga och bidrar därför till en relativt stor värmeförlust. Ett köldbryggebrytande isoleringsskikt på 50 mm mellan befintlig vägg och stålkonstruktion minskar U-värdet från $0,244 \text{ W/(m}^2\text{°C)}$ till $0,162 \text{ W/(m}^2\text{°C)}$.

Brandtekniskt är det möjligt att brandskydda konstruktionen. Dels genom brandmålning av balkar och pelare, och dels genom omslutande mineralullsskikt och skivmaterial i form av fasadskiva samt fasadbeklädnad. För stålkonstruktionen behålls fönstrens placering eftersom det finns möjlighet att utvändigt konstruera avfasade fönstersmygar som ger ökat ljusinsläpp. Detta kan göras genom att smygarna konstrueras med lutning för att sedan kläs in med plåt.

Stålkonstruktionen ger möjligheter för arkitekten att välja kulör och mått på fasadbeklädnad. En möjlighet som kan lyfta ett idag dystert och monotont område och ge det karaktär.

Fördelen med en självbärande fasadkonstruktion är att det ställs färre krav på befintlig fasad med avseende på hållfasthet. Lättbetong är exempelvis ett vanligt förekommande material i miljonprogrammets byggnader, som med sin porösa struktur skulle kunna orsaka problem med infästningar. Ytterligare en fördel är att befintlig yttervägg kan behållas intakt och de boende kan bo kvar under renoveringsprocessen. En självbärande fasad medför ett obrutet klimatskal och bidrar till ytterligare energibesparingar då punktfästningar undviks. Med tanke på att dagens energikrav från Boverket har skärpts och antagligen kommer skärpas ytterligare, kan ett obrutet klimatskal med få energiförluster vara en realistisk och nödvändig åtgärd för att byggnaderna i framtiden ska klara energikraven.

Då vi inte gjort någon ekonomisk undersökning för våra två konstruktionsalternativen kan ingen jämförelse göras mellan de olika alternativen. Däremot misstänker vi att kostnaden blir betydligt större för en självbärande fasadkonstruktion än för en konventionell tilläggsisolering. Både material- och utförandekostnader blir troligtvis högre. Vidare är miljonprogrammet ur ekonomisk synpunkt inte rätt målgrupp för en självbärande fasadkonstruktion eftersom områdena oftast inte är attraktiva nog för att klara av en hyreshöjning som blir till följd. Kanske finns det andra områden som lämpar sig bättre.

Förutom detta visar vår energistudie av köldbryggor att infästningarna för en konventionellt tilläggsisolerad vägg ger ett mycket litet tillskott till värmeförlusten för en vägg. Därför kan det vara svårt att motivera varför en köldbryggefri fasadkonstruktion skall användas.

7.2 Uppslag till nya studier

Tanken med rapporten var att väcka ett intresse för en självbärande och köldbryggefri fasad som tilläggsisolering. Eftersom rapporten ska vara begränsad finns fler områden som berör ämnet som kan undersökas vidare. Exempel på sådana ämnen kan vara:

- Att testa brandblocket i kombination med Dorothers för att se huruvida det kan motverka brandspridningen mellan våningsplan.
- Konstruera balkonglösningar till en självbärande fasadkonstruktion.
- Undersöka energibesparingen för en självbärande fasadkonstruktion som tilläggsisolering för Studentlyckan.
- Är en självbärande fasadkonstruktion ekonomiskt hållbar?

8 Referenser

Böcker

- [1] Björk, Cecilia, Kallstenius, Per, Reppen, Laila, (1983) *Så byggdes husen 1880-1980*. Stockholm, Svensk byggtjänst i distribution.
- [2] Björk, Cecilia, Kallstenius, Per, Reppen, Laila, (2003) *Så byggdes husen 1880-2000*. Stockholm, Formas.
- [3] Dahlblom, Ola och Olsson, Karl-Gunnar (2010) *Strukturmekanik – modellering och analys*. Lund.
- [4] Isaksson, Tord, Mårtensson, Annika, Thelandersson Sven (2005) *Byggkonstruktion*. upplaga 1:3, Lund. Studentlitteratur
- [5] Sandin, Kenneth (red) (1996) *Värme och fukt*. Lund. KFS förlag. s. 31-33.
- [6] Sandin, Kenneth (red) (2004) *Praktisk Husbyggnadsteknik*. Lund. KFS förlag. s62-65.
- [7] Vidén, Sonja & Lundahl, Gunilla, Byggforskningsrådet, red., (1992) *Miljonprogrammets bostäder, bevara – förnya – förbättra*. Stockholm.

Elektroniska källor

- [8] AB Alingsåshem. *Brogårdsbladet nr 20, 2009*. Hämtad från <www.alingsashem.se>. Hämtad 2010-02-27.
- [9] AF Bostäder. Sökord: *Studentlyckan*. Hämtad från <www.afb.se>. Hämtad 2010-04-06.
- [10] Betongbanken. Allmänt>Projektera & Bygga>Energi>Köldbryggor> <www.betongbanken.se>. Hämtad 2010-02-24
- [11] Bostads AB Poseidon. *Renovering med fokus på energi och innemiljö, rapport 2009*. Hämtad från <www.poseidon.goteborg.se>. Hämtad 2010-02-27
- [12] Boverket. Sökord: *Bär Allmänna råd 1996:4 ändrad genom 2006:1*. Hämtad från <www.boverket.se>. Hämtad 2010-05-12.
- [13] Boverket. Sökord: *BBR 5 Brandskydd, Boverket 2008*. Hämtad från <<http://www.boverket.se>> Hämtad 2010-05-10.

- [14] Boverket. Sökord: *BFS 1993:58*. Hämtad från <www.boverket.se>. Hämtad 2010-05-10.
- [15] Boverket. Sökord: *Gårdsutveckling i miljonprogramsområden*. Hämtad från <www.boverket.se>. Hämtad 2010-02-18.
- [16] Boverket. Sökord: *BBR 6:42 Termisk komfort*. Hämtad från <<http://www.boverket.se/>>. Hämtad 2010-02-24.
- [17] Boverket. Sökord: *BBR 9 Energihushållning*. Hämtad från <<http://www.boverket.se/>>. Hämtad 2010-02-24.
- [18] Byggindustrin. *Miljonprogram får unik energirenovering*, publicerad 2009-06-03. Hämtad från <http://www.byggindustrin.com/energi--miljo/miljonprogram-far-unik-energirenovering__5419>. Hämtad 2010-03-02.
- [19] Byggsektorns Innovationscentrum. Sökord: *Restaurering av murade fasader med korrosionsskador*, publicerad Januari 2008. Hämtad från <<http://www.bic.nu/>>. Hämtad 2010-02-24.
- [20] Dorocell byggsystem. Ladda ner>Teknisk beskrivning Dorocell Thermomur 350. Hämtad från <www.dorocell.se>. Hämtad 2010-03-15.
- [21] Dorocell byggsystem. Ladda ner>Montering Dorocell Thermomur 350. Hämtad från <www.dorocell.se>. Hämtad 2010-03-15.
- [22] Elitfönster. Leverantörer>elitfönster>Inbyggnad av fönster i vägg. Hämtad från <<http://www.bollebygdshus.se>>. Hämtad 2010-05-10.
- [23] Energimyndigheten. Sökord: *Energiläget 2009*. Hämtad från <<http://www.energimyndigheten.se>>. Hämtad 2010-02-18.
- [24] ESSVE. Sökord: *Ankarmassa*. Hämtad från <www.essve.com>. Hämtad 2010-03-29.
- [25] GAD Byggnadsfysik, *Validation of UNorm and DAVID-32*. Hämtad från <<http://www.gadbyggnadsfysik.se/about2.html>>. Hämtad 2010-04-28.
- [26] Isover. Sökord: *Värme och kyla*. Hämtad från <www.isover.se>. Hämtad 2010-02-24.
- [27] Isover. Sökord: *Y:206 Stålregelstomme slitsad, ventilerat putssystem*. Hämtad från <www.isover.se>. Hämtad 2010-04-14.

- [28] Isover. Sökord: *Y:203 Träregelstomme, träpanel*. Hämtad från <www.isover.se>. Hämtad 2010-03-15.
- [29] LTH avdelningen för energi och byggnadsdesign. Sökord: *Brogården Alingsås*. Hämtad från <<http://www.ebd.lth.se/>>. Hämtad 2010-02-27.
- [30] Miljonprogrammets förnyelse. Arkitektur och byggteknik. Hämtad från <<http://www.miljonprogrammet.info/Arkitektur/start.aspx>>. Hämtad 2010-02-16.
- [31] Miljonprogrammets förnyelse. Historien. Hämtad från <<http://www.miljonprogrammet.info/Historia/Historia.aspx>>. Hämtad 2010-02-16.
- [32] Miljonprogrammets förnyelse. Boken>Ladda ner Miljonprogrammets förnyelse – inspiration till en helhetssyn. Hämtad från <<http://www.miljonprogrammet.info>>. Hämtad 2010-04-27.
- [33] Miljonprogrammets förnyelse. Korta fakta. Hämtad från <[www.miljonprogrammet.info/Korta fakta/allmant.aspx](http://www.miljonprogrammet.info/Korta_fakta/allmant.aspx)>. Hämtad 2010-02-10.
- [34] Nationalencyklopedin. Sökord: *loftgång*. Hämtad från <www.ne.se>. Hämtad 2010-02-18.
- [35] Nationalencyklopedin. sökord: *Värmekamera*. Hämtad från <<http://www.ne.se/>>. Hämtad 2010-02-24.
- [36] Stena Fastigheter. Bostäder>Malmö/Lund>Malmö Kantaten 6. Hämtad från <www.stenafastigheter.se>. Hämtad 2010-02-05
- [37] Steni as. Produkter>Steni colour>Euroklass CSTB-rapport, Hämtad från <www.steni.se>. Hämtad 2010-05-03.
- [38] Svensk Byggtjänst byggkatalog. Sökord: *Dorotherm 350*. Hämtad från <www.byggkatalogen.byggtjanst.se>. Hämtad 2010-03-15.
- [39] Svensk Byggtjänst AB. Sökord: *Ljudklassning av bostäder*. Hämtad från <www.ama.byggtjanst.se>. Hämtad 2010-02-23.

Artiklar

- [40] Albert Orrling, Johan Larsson "Form & teknik vid upprustning av 60-/70-talshus", Stockholm 2009

[41] Mats Östlund, Svensk Byggtjänst, ”Bygginfo PM nummer 1, januari – mars 2010”sid 94-95

Muntliga källor

[42] Albert Orrling, White. Stockholm. Mailkontakt 2010-03-05

[43] Håkan Frantzich universitetslektor på Brandteknik LTH. Konsultation via mail 2010-03-22.

[44]Leif Karlsson. AF Bostäder. Lund. Mindre intervju via telefon. 2010-04-6

[45]Lars Sentler Professor. Byggnadskonstruktion LTH. Lund. Rådfrågning 2010-04-12 och 2010-04-19

Bildkällor

[46] Författarna

[47] Passivhuscentrum. Sökord: *Alingsåshem 300 lägenheter*. Hämtad från <www.passivhuscentrum.se>. Hämtad 2010-05-17

Programkällor

[48] ArchiCAD. Hämtad från

<<http://www.graphisoft.com/products/archicad/>>. Hämtad 2010-02-14

[49] CALFEM – a finite element toolbox. Sökord: *CALFEM* . Hämtad från <www.lth.se>. Hämtad 2010-03-02

[50] ForcePAD. Hämtad från <<http://forcepad.sourceforge.net/>>. Hämtad 2010-05-02

[51] Google Sketchup. Hämtad från <<http://sketchup.google.com/>> . Hämtad 2010-04-23

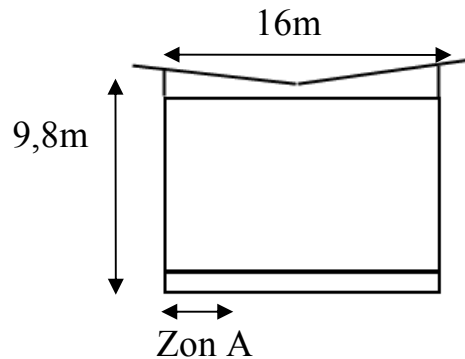
[52] MATLAB. Products & Services>Product list>MATLAB. Hämtad från <<http://www.mathworks.se>>. Hämtad 2010-03-25.

[53] UNorm. Hämtad från <<http://www.gadbyggnadsfysik.se/about2.html>>. Hämtad 2010-04-28.

Bilaga 1: Beräkningar för Dorotherm-konstruktion

Alla referenser till formler, tabeller och figurer avser *Byggnadskonstruktion, Regel- och formelsamling*, Isaksson Tord, Mårtensson Annika, Lund 2008, om inget annat anges.

Vindlast för Studentlyckan



Figur 1.1: Modell för vindlast på Studentlyckan.

$$v_{ref} = 26 \text{ m/s (Lund)}$$

Terrängtyp III

→

$$q_k = 0,62 \text{ kN/m}^2 (h = 8 \text{ m})$$

$$q_k = 0,73 \text{ kN/m}^2 (h = 12 \text{ m})$$

$$h = 9,8 \text{ m}$$

$$\text{interpola: } q_k = 0,62 + (0,73 - 0,62) \cdot \frac{12 - 9,8}{12 - 8} = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k = \mu \cdot q_k \quad \frac{h}{w} = \frac{h}{l} = \frac{h}{b} = \frac{9,8}{16} = 0,61 \rightarrow \mu_{tryck} = 0,85, \mu_{sug} = 0,95$$

”Formfaktorer för väggar och fästdon”. Störst vindsug uppträder i zon A (figur 1.4, s 17), och det är denna zon som konstruktionen är dimensionerad efter.

Zon A utgör $l = 0,4 \cdot 9,8 = 3,92 \text{ m}$ av ytterväggen räknat från varje hörn.

$$w_{sug} = 0,95 \cdot 0,68 = 0,646 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{tryck} = 0,85 \cdot 0,68 = 0,58 \text{ kN/m}^2 \text{ (figur 1.4, s 17)}$$

Dorotherm 350 med 4 st infästningar, Studentlyckan

Brottsgränstillstånd – utan fönsteröppningar

Konstruktionen måste kontrolleras så att brott inte uppstår.

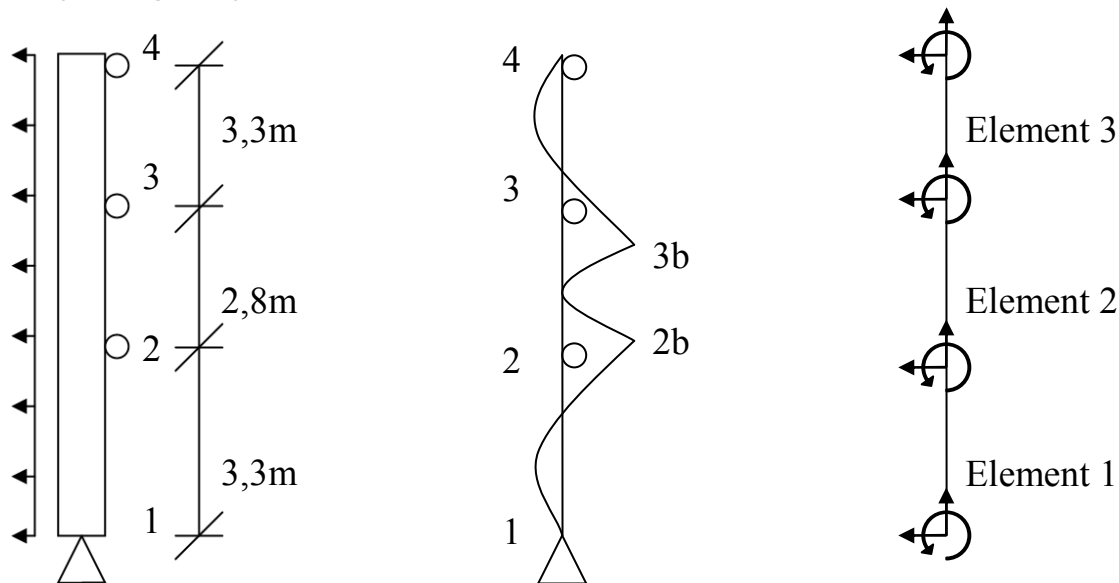
Lastkombination 1: $q_d = 1,3 \cdot Q_k + 1,0 \cdot G_k$

Vindlast huvudlast: $q_d = 1,3 \cdot w_k = 1,3 \cdot 0,646 = 0,840 \text{ kN/m}^2$

Egentyngd = $1,0 \cdot G_k$

Ovanstående används som indata i CALFEM. (1 m bred vägg)

Beräkningsmodell visas i figur 1.2. Bilden till vänster visar vindlasten som utbredd last och infästningarna som rullager. Bilden i mitten visar ett principiellt momentdiagram för Dorothermkonstruktionen med fyra infästningar i höjddled, med tillhörande värden från CALFEM för moment och normalkraft i bruksgränstillstånd. Bilden till höger visar CALFEM-modellen för väggkonstruktionen; vid varje infästning införs tre frihetsgrader; förskjutning i höjddled, sidled och moment.



Figur 1.2: TV: Beräkningsmodell. Mitten: Principiell momentkurva. TH: CALFEM-modell.

CALFEM ger sedan:

Fält mellan 3 och 4: $N = -6 \text{ kN}$, $V = 35,3 \text{ N}$, $M = -0,774 \text{ kNm}$

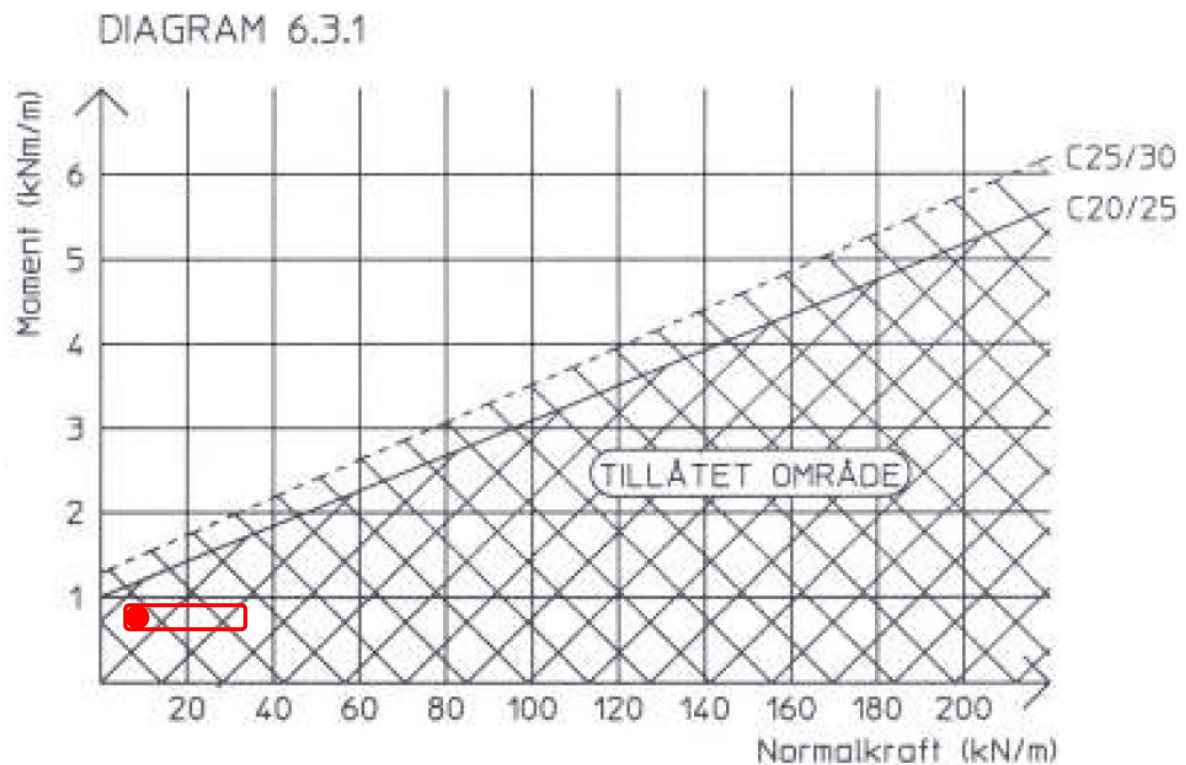
Punkt 3b: $N = -13,2 \text{ kN}$, $V = 1,63 \text{ kN}$, $M = 0,810 \text{ kNm}$

Punkt 2b: $N = -24,8 \text{ kN}$, $V = 1,63 \text{ kN}$, $M = 0,812 \text{ kNm}$

Fält mellan 1 och 2: $N = -32,4 \text{ kN}$, $V = 48 \text{ N}$, $M = -0,78 \text{ kNm}$

Dorocells dimensioneringstabell behöver kNm/m och kN/m . Utan fönsterlast och med 1 m bredd → OK! Betongkvalitet C25/30 används.

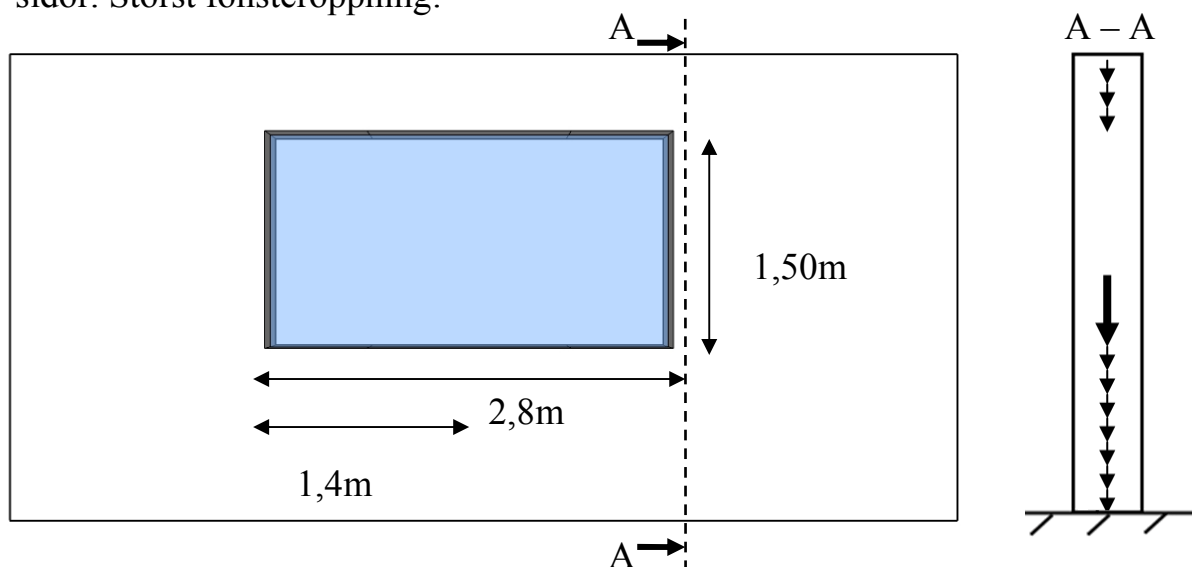
Om värdena placeras i hållfasthetsdiagrammet nedan framgår det att hållfastheten är tillräcklig.



Figur 1.3: Dimensionering av Dorotherm 350-blocket. Den röda rektangeln visar området för de kritiska punkternas placering, medan den röda cirkeln visar det mest kritiska värdet.
[33]

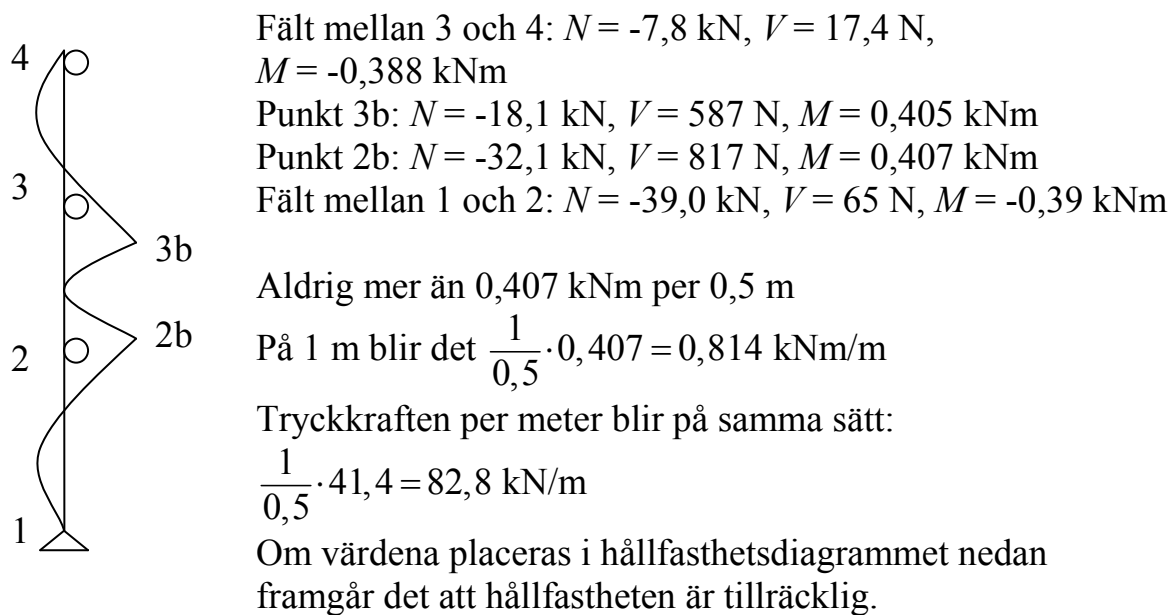
Brottgränstillstånd – med fönster och 0,5 m bred vägg

Vid fönsterpartier sker en avväxling av laster som intilliggande vägg måste klara av. Därför görs en schematisk modell där last från fönster och ovanliggande betong fördelas på 0,5 m bredd av intilliggande vägg på båda sidor. Störst fönsteröppning:

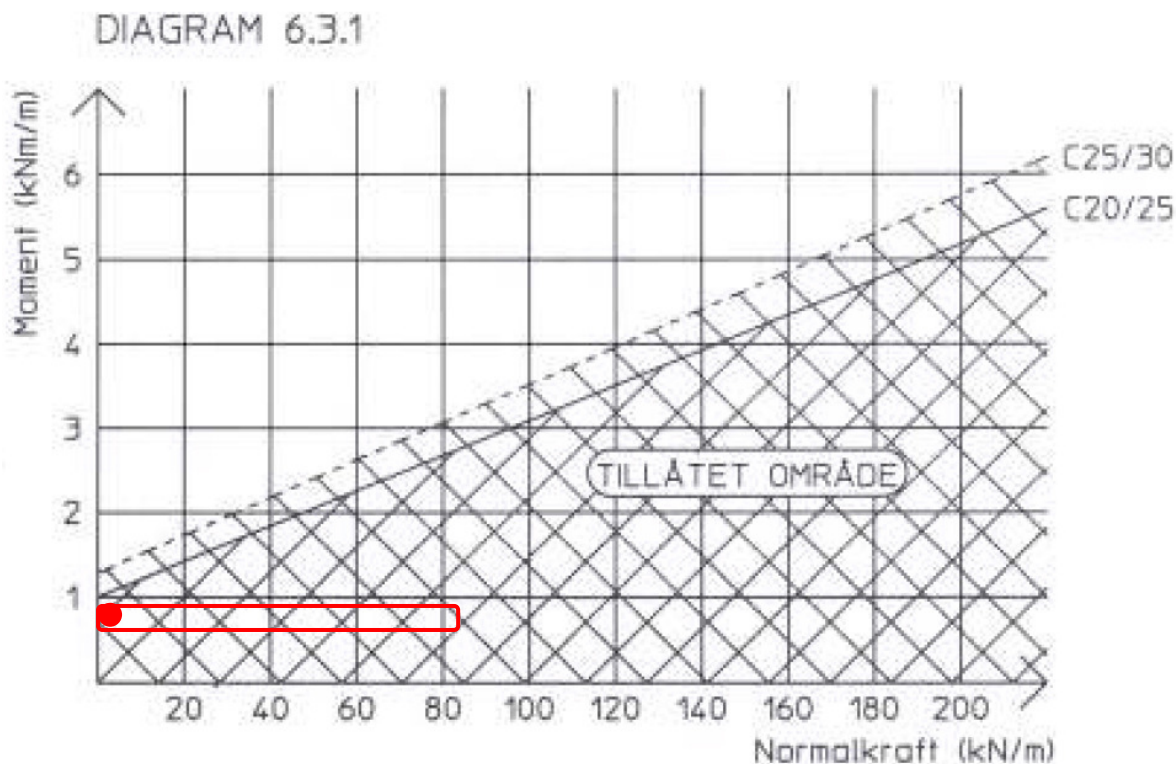


Figur 1.4: TV: Modell för fönstervikt. TH: Ett snitt av väggen med laster representerade av pilar.

$q_d = 0,840 \text{ kN/m}^2$ (från vindlast huvudlast ovan)
 $\rightarrow 0,420 \text{ kN/m}^2$ per 0,5 m vägg. Figur ovan används även i detta fall.
 CALFEM ger:



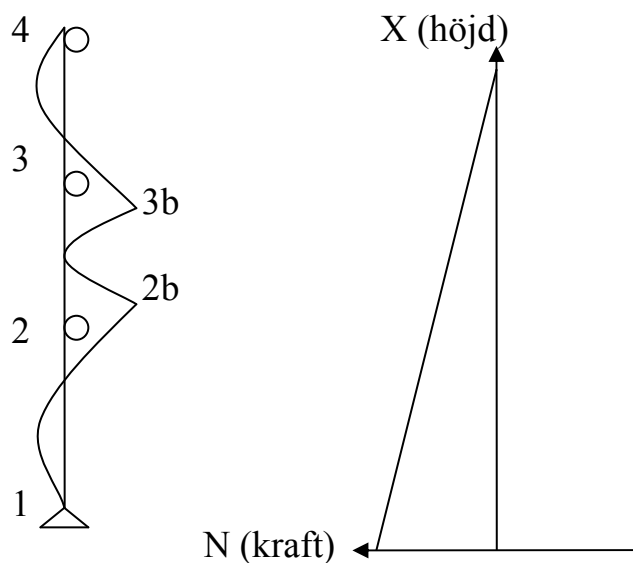
Figur 1.5: Momentdiagram för Dorothermkonstruktionen i brottgränstillstånd.



Figur 1.6: Dimensionering av Dorotherm 350-blocket. Den röda rektangeln visar området för de kritiska punkternas placering, medan den röda cirkeln visar det mest kritiska värdet.
 [31]

Fallet med extra last från fönster och fönsteröppningar ger större tryckspänningar, vilket är gynnsamt för konstruktionen eftersom dessa motverkar de dragspänningar som uppstår vid momentbelastning. Betong är betydligt mer känsligt för drag- än tryckspänningar. Därför är fallet utan fönsteröppningar dimensionerande, då tryckspänningarna från egentynghet är mindre.

Dimensionering av armering



Figur 1.7: TV: Principiellt momentdiagram för Dorothermkonstruktionen.
TH: Principiellt normalkraftsdiagram för Dorothermkonstruktionen.

Från brottgränstillståndberäkningarna från sidan 74 används värdena för moment- och tryckkraftsbelastning för att dimensionera armeringen i Dorothermkonstruktionen;

Fält mellan 3 och 4: $N = -6 \text{ kN}$, $V = 35,3 \text{ N}$, $M = -0,774 \text{ kNm}$

Punkt 3b: $N = -13,2 \text{ kN}$, $V = 1,63 \text{ kN}$, $M = 0,810 \text{ kNm}$

Punkt 2b: $N = -24,8 \text{ kN}$, $V = 1,63 \text{ kN}$, $M = 0,812 \text{ kNm}$

Fält mellan 1 och 2: $N = -32,4 \text{ kN}$, $V = 48 \text{ N}$, $M = -0,78 \text{ kNm}$

Diagram för samtidigt böjmoment och normalkraft (figur 3.1, s 90) används för att få fram mekanisk armeringsandel, ω_{os} .

	$\frac{N_c}{b \cdot d \cdot f_{cc}}$	$\frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cc}}$	ω_{os}
1	0,040	0,003	≈ 0
2	0,033	0,003	≈ 0
3	0,018	0,003	≈ 0
4	0,008	0,003	≈ 0
X	0,042	0	0

$b = 0,5$ (tvärsnittsbredd),
 $d = 0,135$ (effektiv höjd),
 $f_{cc} = 14,5 \text{ MPa}$ (tabell 3.1 sid 80)
 $\omega_{os} = \text{armeringsandel}$

Tabell 1.8: Värden för dimensionering av armering vid samtidigt böjmoment och normalkraft.

Slutsats:

Ingen extra armering behövs förutom den standardandel som anges i den tekniska beskrivningen för Dorotherm 350^[20], d.v.s. 2 st armeringsjärn med 10 mm i diameter i varannan fog, samt armering runt hörn och ovanför fönster. Verkar rimligt eftersom armerad betongvägg/pelare oftast dimensioneras för att bära stor last från tak, snölast och/eller nyttig last.

Bruksgränstillstånd

Lastkombination 8 (dimensionering mot permanent skada)

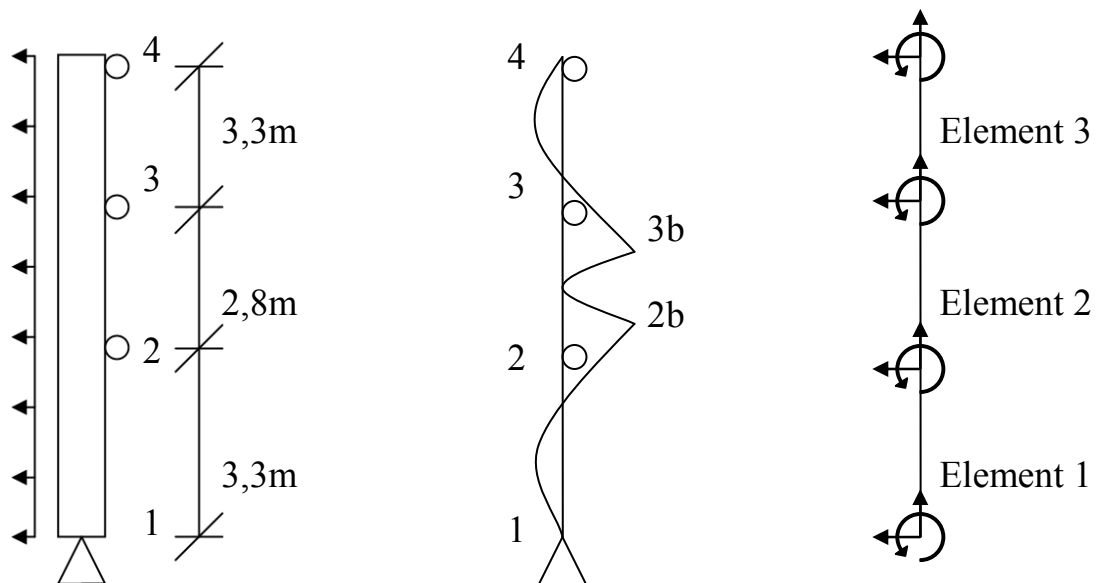
$$q_d = 1,0 \cdot G_k + 1,0 \cdot Q_k \text{ (tabell 1.3 sid 3)}$$

Dorotherm 350: $m = 4 \text{ kN/m}^2$. För 1 m bred vägg: $m = 4 \text{ kN/m}$ (från Dorotherm tekniska beskrivning), blir indata till beräkningar i CALFEM.

Höjd för konstruktionen: $h = 9,4 \text{ m}$ (ej ända upp till taknock).

$Q_k = w_k = \mathbf{0,646 \text{ kN/m}}$. Blir indata till beräkningar i CALFEM

Beräkningsmodell visas i figur 1.9. Bilden till vänster visar vindlasten som utbredd last och infästningarna som rullager. Bilden i mitten visar ett principiellt momentdiagram för Dorothermkonstruktionen med fyra infästningar i höjdlängd, med tillhörande värden från CALFEM för moment och normalkraft i bruksgränstillstånd. Bilden till höger visar CALFEM-modellen för väggkonstruktionen; vid varje infästning införs tre frihetsgrader; förskjutning i höjdlängd, sidled och moment.



Figur 1.9: TV: Beräkningsmodell. Mitten: Principiell momentkurva. TH: CALFEM-modell.

Utdata från CALFEM:

Fält mellan 3 och 4: $N = -6,0 \text{ kN}$, $M = -0,595 \text{ kNm}$

Punkt 3b: $N = -13,6 \text{ kN}$, $M = 0,623 \text{ kNm}$

Punkt 2b: $N = -24,8 \text{ kN}$, $M = 0,624 \text{ kNm}$

Fält mellan 1 och 2: $N = -32,4 \text{ kN}$, $M = -0,597 \text{ kNm}$

Kontroll om balken är sprucken: $\sigma_m + \sigma_n \leq \frac{k \cdot f_{ct}}{\zeta}$

$k = 1,24$ (för $h = 0,150$) $1 < k < 1,45 \rightarrow \text{OK!}$ (fig 3.2, s 98)

$\zeta = 1$ (sprickor medför inte stor skada, dvs. konstruktionen befinner sig inte i aggressiv miljö)

$f_{ct} = f_{ctk} = 1,70 \text{ MPa}$ (C25/30 & SK2, tabell 3.1, s 80)

$$\frac{k \cdot f_{ct}}{\zeta} = \frac{1,24 \cdot 1,70 \cdot 10^6}{1} = 2108 \text{ kPa}$$

Maximalt $\sigma_m + \sigma_n$ kan inträffa vid kritiska punkter (tryck anges som negativt värde och drag anges som positivt värde);

Fält mellan stöd 1 och 2:

$$\sigma_m = \frac{M}{W} = \frac{0,597}{1 \cdot 0,150^2 \cdot \frac{1}{6}} = 159 \text{ kPa}$$

$$\sigma_n = \frac{N}{A} = \frac{-32,4}{1 \cdot 0,150} = -216 \text{ kPa}$$

$$\sigma_m + \sigma_n = 159 - 216 = -57 \text{ kPa}$$

Punkt 2b:

$$\sigma_m = \frac{M}{W} = \frac{0,624}{1 \cdot 0,150^2 \cdot \frac{1}{6}} = 166 \text{ kPa}$$

$$\sigma_n = \frac{N}{A} = \frac{-24,8}{1 \cdot 0,150} = -165 \text{ kPa}$$

$$\sigma_m + \sigma_n = 166 - 165 = 1 \text{ kPa}$$

Punkt 3b:

$$\sigma_m = \frac{M}{W} = \frac{0,623}{1 \cdot 0,150^2 \cdot \frac{1}{6}} = 166 \text{ kPa}$$

$$\sigma_n = \frac{N}{A} = \frac{-13,6}{1 \cdot 0,150} = -91 \text{ kPa}$$

$$\sigma_m + \sigma_n = 166 - 91 = 75 \text{ kPa}$$

Fält mellan stöd 3 och 4:

$$\sigma_m = \frac{M}{W} = \frac{0,595}{1 \cdot 0,150^2 \cdot \frac{1}{6}} = 159 \text{ kPa}$$

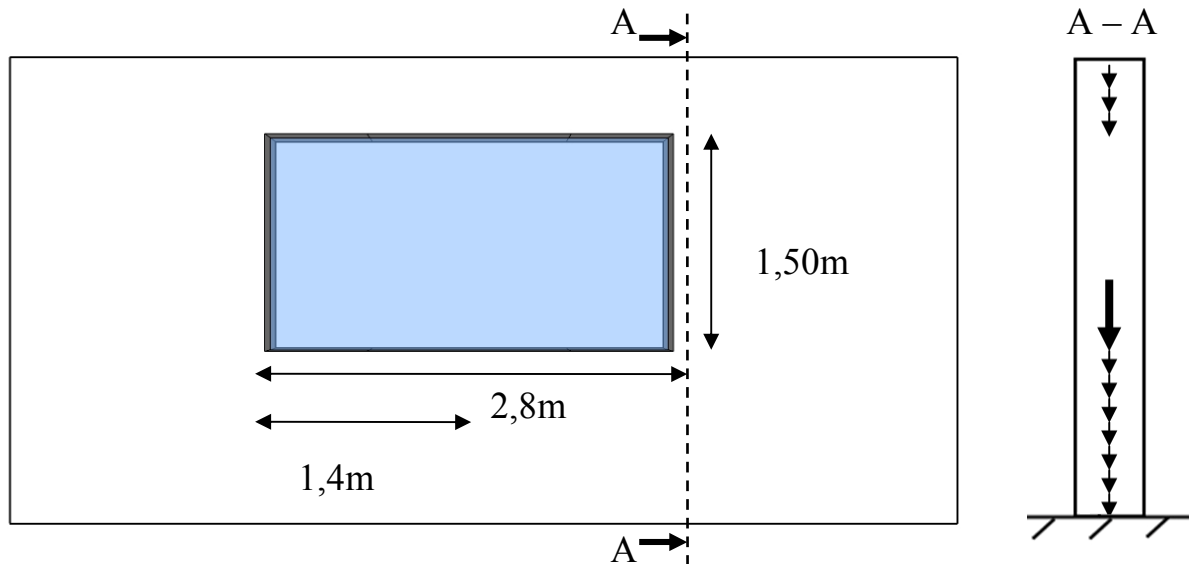
$$\sigma_n = \frac{N}{A} = \frac{-6,0}{1 \cdot 0,150} = -40 \text{ kPa}$$

$$\sigma_m + \sigma_n = 159 - 40 = 119 \text{ kPa} \rightarrow \text{Maximalt drag}$$

Då dragkapacitet för osprucken betong är 2108 kPa enligt ovan medför det att $119 \text{ kPa} < 2108 \text{ kPa} \rightarrow$ sprickfritt!

Bruksgränstillstånd - med fönsteröppningar

Vid fönsterpartier sker en avväxling av laster som intilliggande vägg måste klara av. Därför görs en schematisk modell där last från fönster och ovanliggande betong fördelas på 0,5 m bredd av intilliggande vägg på båda sidor. Störst fönsteröppning:



Figur 1.10: TV: Modell för fönstervikt. TH: Ett snitt av väggen med laster representerade av pilar.

Fönstervikt: 30 kg/m^2

$A = 1,4 \cdot 1,5 = 2,1 \text{ m}^2$ (halva fönstret)

$m = \rho \cdot A = 30 \cdot 2,1 = 63 \text{ kg}$

$mg = 630 \text{ N}$ på nod vid fönstrets nederkant

Betongvikt: 4 kN/m^2

$A = 1,4 \cdot 0,1 = 0,14 \text{ m}^2$

$F = q \cdot A = 4 \cdot 0,14 = 560 \text{ N}$ per nod

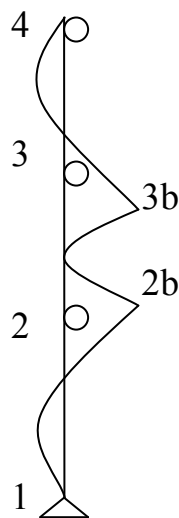
Indata till CALFEM

→ $F_{fön} = 630 \text{ N}$ (motsvaras av stor pil i figur 1.10)

→ $q_{B1} = q_{B2} = q_{B3} = 560 \text{ N}$ per nod. (motsvaras av små pilar i figur 1.10)

Följande laster förs sedan in i CALFEM på respektive nod. Resultatet visas på nästa sida.

Figuren är indelad i 0,1 m höga strimlor, dvs. lasterna ovan är för respektive strimla.



Utdata från CALFEM:

Fält mellan 3 och 4: $N = -8,0 \text{ kN}$, $M = -0,298 \text{ kNm}$

Punkt 3b: $N = -18,1 \text{ kN}$, $M = 0,311 \text{ kNm}$

Punkt 2b: $N = -32,1 \text{ kN}$, $M = 0,313 \text{ kNm}$

Fält mellan 1 och 2: $N = -39,1 \text{ kN}$, $M = -0,300 \text{ kNm}$

Figur 1.11: Momentdiagram för Dorothermkonstruktionen vid bruksgränstillstånd med fönsteröppningar.

Kontrollera sprickbildning enligt: $\sigma_m + \sigma_n < 2108 \text{ kPa}$

$$\text{Fält mellan stöd 1 och 2: } \sigma_m = \frac{M}{W} = \frac{0,300}{0,5 \cdot 0,15^2 \cdot \frac{1}{6}} = 160 \text{ kPa}$$

$$\sigma_n = \frac{N}{A} = \frac{-39,1}{0,5 \cdot 0,15} = -521 \text{ kPa}$$

$$\sigma_m + \sigma_n = 160 - 521 = -361 \text{ kPa} < 2108 \text{ kPa} \text{ OK!}$$

$$\text{Punkt 2b: } \sigma_m = \frac{M}{W} = \frac{0,313}{0,5 \cdot 0,15^2 \cdot \frac{1}{6}} = 167 \text{ kPa}$$

$$\sigma_n = \frac{N}{A} = \frac{-32,1}{0,5 \cdot 0,15} = -428 \text{ kPa}$$

$$\sigma_m + \sigma_n = 167 - 428 = -261 \text{ kPa} < 2108 \text{ kPa} \text{ OK!}$$

$$\text{Punkt 3b: } \sigma_m = \frac{M}{W} = \frac{0,311}{0,5 \cdot 0,15^2 \cdot \frac{1}{6}} = 166 \text{ kPa}$$

$$\sigma_n = \frac{N}{A} = \frac{-18,1}{0,5 \cdot 0,15} = -241 \text{ kPa}$$

$$\sigma_m + \sigma_n = 166 - 241 = -75 \text{ kPa} < 2108 \text{ kPa} \text{ OK!}$$

Fält mellan stöd 3 och 4: $\sigma_m = \frac{M}{W} = \frac{0,298}{0,5 \cdot 0,15^2 \cdot \frac{1}{6}} = 159 \text{ kPa}$

$$\sigma_n = \frac{N}{A} = \frac{-8,0}{0,5 \cdot 0,15} = -107 \text{ kPa}$$

$$\sigma_m + \sigma_n = 159 - 107 = 52 \text{ kPa} < 2108 \text{ kPa OK!}$$

Allt ligger under 2108 kPa → OK! Inga sprickor

Beräkningarna visar att dragspänningarna från momentbelastningen i stor grad motverkas av tryckkraften från egentvängden av väggen. Därmed blir dragspänningarna i betongen liten och kravet på sprickfritt tvärsnitt är uppfyllt.

Slutsatsen är också att tryckspänningar är gynnsamt för konstruktionen eftersom dessa motverkar de dragspänningar som uppstår vid momentbelastning. Betong är betydligt mer känsligt för drag- än tryckspänningar. Därför är fallet utan fönsteröppningar dimensionerande, då minst tryckkraft uppstår.

Bilaga 2: Beräkningar för stålkonstruktion

HEA260 balk

Laster

Vridmoment uppstår i balken då väggens ytbeklädnad belastar väggen excentriskt. Distanser till tyngdpunkter:

$$\text{distans}_{\text{vindskiva}} = \frac{270}{2} + \frac{4,5}{2} = 137,3 \text{ mm}$$

$$\text{distans}_{\text{steni}} = \frac{270}{2} + 4,5 + 21 = 160,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tyngdpunkt för vind- och fasadskivor: } d_{\text{vikt}} &= \frac{\rho_{\text{vindskiva}}}{\rho_{\text{tot}}} \cdot d_{\text{vindskiva}} + \frac{\rho_{\text{steni}}}{\rho_{\text{tot}}} \cdot d_{\text{steni}} = \\ &= \frac{7}{20} \cdot 137,3 + \frac{13}{20} \cdot 160,5 = 152,4 \text{ mm} = 0,1524 \text{ m} \end{aligned}$$

(distansreglarnas bidrag till tyngdpunktens förskjutning försummas, eftersom de befinner sig mellan vindskiva och Steni fasadskiva och därmed nära tyngdpunkten för ytbeklädnaden)

$$\begin{aligned} \text{Vikt} &= \text{vindskiva} + \text{distansreglar} + \text{steniskiva} = \\ &89,6 + 12,4 + 166,4 = 268,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{268,4}{4 \text{ m}} = 67,1 \text{ kg/m}$$

$$67,1 \cdot 9,81 = 0,658 \text{ kN/m}$$

Momentet blir: $0,1524 \text{ m} \cdot 0,658 \text{ kN/m} = 0,100 \text{ kNm/m}$ (= indata som q_w i CALFEM).

$q_{\text{vikt}} = mg = \text{HEA260} + \text{SKY220} + \text{SKY100} + \text{RY220} + \text{RY100} + \text{Mineralull} + \text{fasadskiva} + \text{Z-reglar} + \text{steni}$

	Mått	kN
HEA: 68,2 kg/m	4 m	2,68
SKY170: 0,03 kN/m	2·4 m	0,24
SKY100: 0,02 kN/m	2·4 m	0,16
RY170: 0,03 kN/m	(4/0,6) · 3,2 m	0,64
RY100: 0,02 kN/m	(4/0,6) · 3,2 m	0,427
Fasadskiva(windstopper): 7kg/m ²	(4·3,2) m ²	0,879
Z-reglar: 0,58kg/m	(4/0,6) · 3,2 m	0,122
Stenifasad: 13kg/m ²	(4·3,2) m ²	1,633
Σ		6,78 kN

Tabell 1.1: Egenvikter för stålkonstruktionen.

Utbredd last: $6,78 \text{ kN} / 4 \text{ m} = \mathbf{1,695 \text{ kN/m} = q_{\text{vikt}}}$

Vindlast (från föregående uträkningar): $\mathbf{0,646 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,2 \text{ m} = 2067 \text{ N/m} = q_{\text{vind}}}$

Både q_{vikt} och q_{vind} är indata till CALFEM, vilket ger 0,1 mm i utböjning ut från väggens plan.

Tvärkraftskapacitet

$$V_{Rd} = \omega_v \cdot A \cdot f_{yd} \quad \lambda = 0,35 \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} \quad (\text{ingår i Tabell 2.4 sid 32})$$

$$\lambda = 0,35 \cdot \frac{h - 2 \cdot t - 2 \cdot R}{7,5} \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} =$$

$$\lambda = 0,35 \cdot \frac{250 - 2 \cdot 12,5 - 2 \cdot 24}{7,5} \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,28 \rightarrow \text{insättning}$$

i tabell 2,4 $\rightarrow \omega_v = 0,67$

$A = 2 \cdot 12,5 \cdot 260 = 6500 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$ $f_{yd} = 214 \text{ MPa}$ (SK2 & S235 & <16 mm godstjocklek)

$$V_{Rd} = 0,67 \cdot 6500 \cdot 10^{-6} \cdot 214 \cdot 10^6 = 932 \text{ kN}$$

Skjuvspänningskapacitet

$$\tau_{Rd} = 0,6 \cdot f_{yd} = 0,6 \cdot 214 \cdot 10^6 = 128 \text{ MPa}$$

Tryckkraftskapacitet

Ingen tryckkraft uppstår, kontrollerar därför ej tryckkraftskapacitet.

Momentkapacitet

$$M_{Rtd} = f_{yd} \cdot W \cdot \eta \quad \text{för dragen kant}$$

$$W_x = 8,36 \cdot 10^{-4} \quad \eta = \frac{Z}{W} \quad \text{eftersom tvärsnittsklass 1 (sid 29)}$$

$$\eta_x = \frac{920}{836} = 1,10 \leq 1,25 \rightarrow \text{OK!} \quad f_{yd} = 214 \text{ MPa}$$

$$M_{Rtd} = 214 \cdot 10^6 \cdot 8,36 \cdot 10^{-4} \cdot 1,10 = 196,8 \text{ kNm}$$

$$W_y = 2,82 \cdot 10^{-4} \quad \eta_y = \frac{Z}{W} = \frac{430}{282} = 1,52 > 1,25 \rightarrow \eta = 1,25$$

$$M_{Rytd} = 214 \cdot 10^6 \cdot 2,82 \cdot 10^{-4} \cdot 1,25 = 75,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rcd} = f_{yd} \cdot W \cdot \eta \cdot \omega_b \text{ för tryckt kant}$$

ω_b = reduktionsfaktor för vippning. Risk för vippning beaktas ej, och därmed sätts $\omega_b = 1$.

$$W_y = 2,82 \cdot 10^{-4}, W_x = 8,36 \cdot 10^{-4} \text{ (från föregående)} \rightarrow M_{Rcd} = M_{Rtd}$$

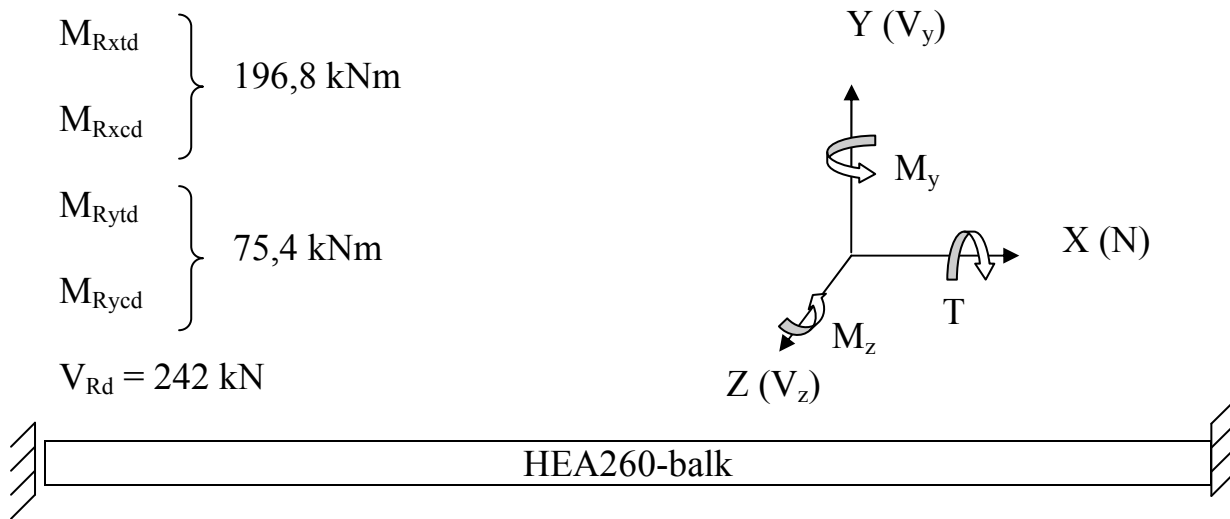
Eftersom vi har symmetriskt tvärsnitt och ingen risk för vippning gäller:

$$M_{Rxtl} = M_{Rxcd} = 196,8 \text{ kNm} \quad M_{Rytd} = M_{Rycd} = 75,4 \text{ kNm}$$

Brottgränslaster (HEA260-balk)

Vindlast; $q_k = 0,646 \text{ kN/m}^2$, höjd: 3,2 m $\rightarrow q_k = 0,646 \cdot 3,2 = 2,067 \text{ kN/m}$

Vind huvudlast: $1,3 \cdot q_k = 1,3 \cdot 2,067 = 2,687 \text{ kN/m}$



Figur 1.1: HEA260-balk betraktad som fast inspänd. Koordinataxlarna anger i vilken riktning krafterna i tabell 1.2 verkar på balken.

Resultat från CALFEM (alla enheter $\cdot 10^3$):

Position	N (kN)	V_y (kN)	V_z (kN)	T (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Vänster infästn.	0	-3,39	-5,36	0,155	3,57	-2,26
Mitten	0	0	0	0	-1,79	1,13
Höger infästn.	0	3,39	5,36	-0,155	3,57	-2,26

Tabell 1.2: Snittkrafter för utvalda punkter hos HEA260-balken, från CALFEM.

Samtidigt moment - & tvärkraftsbelastning (sid 33)

TK1: V och M kontrolleras var för sig; HEA & HEM = TK1

Vänster infästning: $\frac{V_y}{V_{Rd}} = \frac{3,4}{242} = 0,014$

$\frac{V_z}{V_{Rd}} = \frac{5,4}{242} = 0,022$ OK!

Momentet M_y motsvaras av veka riktningen, M_{Rytd}

$\frac{M_y}{M_{Rytd}} = \frac{3,6}{75,4} = 0,05$ OK!

Momentet M_z motsvaras av styva riktningen, M_{Rxtd}

$\frac{M_z}{M_{Rxtd}} = \frac{2,26}{196,8} = 0,011$ OK!

Böjvidknäckning: (kap 2.8.3)

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{Rycd}}\right)^{\alpha_c} + \left(\frac{M_{Sxd}}{M_{Rxcd}}\right)^{\beta_c} + \left(\frac{M_{Syd}}{M_{Ryd}}\right)^{\gamma_c} \leq 1,0$$

Ingen axiell last: ta bort $\left(\frac{N_{sd}}{N_{Rycd}}\right)^{\alpha_c}$ - kvoten.

$$\beta_c = \beta_o = \eta_y^2 = \left(\frac{Z}{W}\right)^2 = \left(\frac{430}{282}\right)^2 = 2,33 > 1,56 \rightarrow \beta_c = 1,56$$

$$\gamma_{yc} = \gamma_o \cdot \omega_{yc} \quad \gamma_o = \eta_x^2 = \left(\frac{Z}{W}\right)^2 = \left(\frac{920}{836}\right)^2 = 1,21 \geq 1 \rightarrow OK!$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_c &= \frac{l_c}{\pi \cdot i} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = \frac{1 \cdot 4}{\pi \cdot i} \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,66 \\ \frac{h}{b} &= \frac{250}{260} = 0,96 < 1,2 \rightarrow \text{Grupp b} \end{aligned} \right\} \omega_{yc} = 0,83 \text{ (figur 2.1 sid 34)}$$

$$\gamma_{yc} = \gamma_o \cdot \omega_{yc} = 1,21 \cdot 0,83 = 1,0 > 0,8 \quad OK!$$

$$\left(\frac{0}{N_{Rycd}}\right)^{\alpha_c} + \left(\frac{2,26}{196,8}\right)^{2,33} + \left(\frac{3,6}{75,4}\right)^{1,0} = 0,05 \ll 1 \quad OK!$$

Kontroll av skjuvspänning:

$$\tau_{Rd} = 0,6 \cdot f_{yd} = 0,6 \cdot 214 \cdot 10^6 = 128 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1,5 \cdot V_{max} / A = 1,5 \cdot 5,36 \cdot 10^3 / (6500 \cdot 10^{-6}) = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} \gg \tau \rightarrow OK!$$

HEM240 Pelare

Tvärkraftskapacitet

$$V_{Rd} = \omega_v \cdot A_w \cdot f_{yd} \quad \text{Tabell 2.4: } \lambda = 0,35 \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}}$$

$$\lambda = 0,35 \frac{270 - 2 \cdot t - 2 \cdot R}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} =$$
$$= 0,35 \frac{270 - 2 \cdot 32 - 2 \cdot 21}{18} \sqrt{\frac{235 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,107 < 0,75 \rightarrow \omega_v = 0,67$$

$$A_w = 0,00371 \text{ m}^2$$

$$f_{yd} = 195 \text{ MPa (SK 2 \& S235 \& <40 mm godstjocklek)}$$

$$V_{Rd} = 0,67 \cdot 0,003708 \cdot 205 \cdot 10^6 = 509 \text{ kN}$$

Tryckkraftskapacitet

$$N_{Rcd} = \omega_c \cdot f_{yd} \cdot A_{gr} \quad A_{gr} = A_{brutto} = 0,01996 \text{ m}^2$$

$$f_{yd} = 195 \text{ MPa (SK2 \& S235 \& <40 mm)}$$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi \cdot i} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} \quad l_c = \beta \cdot L \quad \beta_{cd} = 0,8 \quad l_c = 9,4 \cdot 0,8 = 7,52 \text{ m}$$
$$f_{yk} = 225 \text{ MPa}$$

$$i_x = 0,110$$

$$i_y = 0,0639 \quad E_k = 210 \text{ GPa}$$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi \cdot i} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = \frac{7,52}{\pi \cdot 0,110} \sqrt{\frac{225 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 0,71$$

Styva $\left\{ \begin{array}{l} \text{knäckning i styva riktningen: } \frac{h}{b} = \frac{270}{248} = 1,09 < 1,2 \rightarrow \text{fall b} \\ \text{Figur 2.1 sid 34 ger : } \omega_{xc} = 0,78 \text{ (med fall b \& } \lambda_{cx} = 0,71) \end{array} \right.$

$$\text{Veka} \left\{ \begin{array}{l} \lambda_{cy} = \frac{7,52}{\pi \cdot 0,0639} \cdot \sqrt{\frac{225 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} = 1,23 \\ \text{Knäckning i veka riktningen: } \frac{h}{b} = \frac{270}{248} = 1,09 < 1,2 \rightarrow \text{fall c} \\ \text{Figur 2.1 sid 34 ger : } \omega_{yc} = 0,44 \end{array} \right.$$

$$N_{Rxcd} = \omega_{cx} \cdot A_{gr} \cdot f_{yd} = 0,78 \cdot 0,01996 \cdot 205 \cdot 10^6 = 3,19 \text{ MN}$$

$$N_{Rycd} = \omega_{cy} \cdot A_{gr} \cdot f_{yd} = 0,44 \cdot 0,01996 \cdot 205 \cdot 10^6 = 1,80 \text{ MN}$$

Skjuvspänningskapacitet

$$\tau_{Rd} = 0,6 \cdot f_{yd} = 0,6 \cdot 205 \cdot 10^6 = 123 \text{ MPa}$$

Momentkapacitet

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

$$\eta_x = \frac{Z_x}{W_x} = \left(\frac{2120}{1800} \right) = 1,18 \text{ (eftersom tvärsnittsklass 1 s. 29)}$$

$$f_{yd} = 205 \text{ MPa} \quad W_x = 1,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$M_{Rxd} = 205 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 10^{-3} \cdot 1,18 = 435 \text{ kNm}$$

$$W_y = 6,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 \quad \eta_y = \frac{Z_y}{W_y} = \left(\frac{1010}{657} \right) = 1,53 > 1,25 \rightarrow \eta_y = 1,25$$

$$M_{Ryd} = 205 \cdot 10^6 \cdot 6,57 \cdot 10^{-4} \cdot 1,25 = 168 \text{ kNm}$$

Pelaren placeras så att vindsuget angriper i balkens styva riktning, d.v.s. den med störst momentkapacitet.

Brottgränslaster (Symmetriska laster)

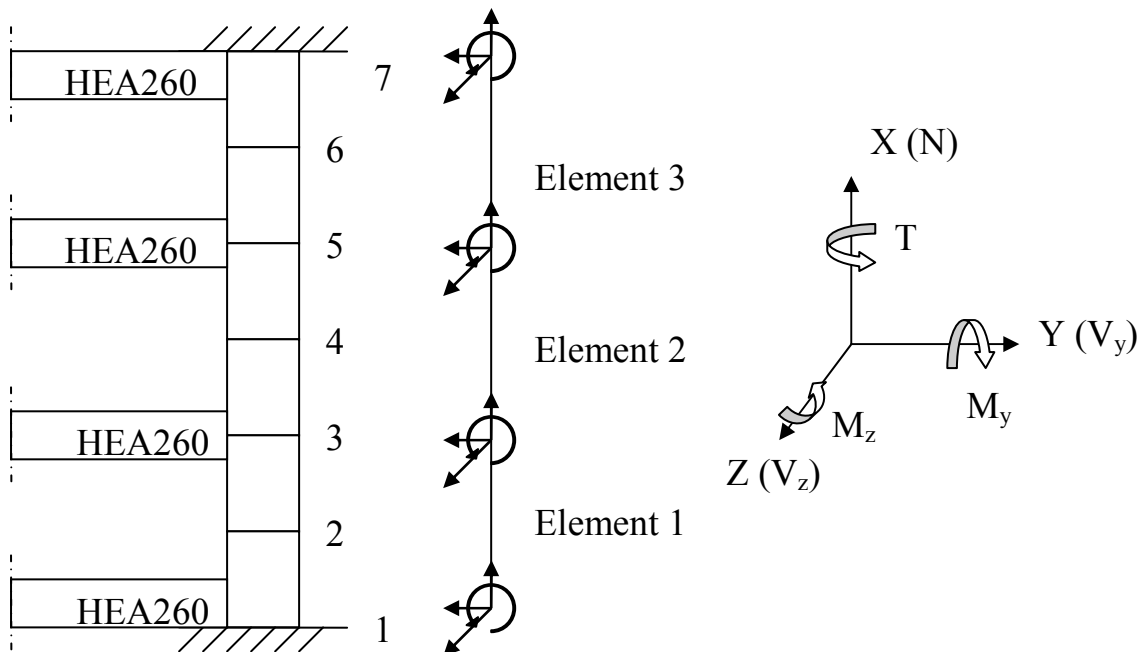
$$M_{Rxd} = 435 \text{ kNm}$$

$$M_{Ryd} = 168 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 509 \text{ kN}$$

$$N_{Rxd} = 3,19 \text{ MN}$$

$$N_{Ryd} = 1,8 \text{ MN}$$



Figur 1.2: TV: HEM-pelaren uppdelad i sex element, d.v.s. med 7 noder. Mitten: CALFEM-modell för HEM-pelaren. TH: Teckenförklaring till tabell 1.2.

Upplagskrafter från HEA260-simuleringarna i CALFEM införs som laster på HEM240-pelaren. Snittkrafter från varje del från CALFEM:

Nod	N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	T (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)
1:	-28,0	0	-14,1	0	34,2	0
2:	-25,4	0	-14,1	0	10,3	0
3:	-22,8	0	-14,1	0	-13,7	0
4:	-13,9	0	- 3,4	0	-18,6	0
5:	-11,9	0	- 3,4	0	-23,3	0
6:	-2,47	0	7,4	0	-11,8	0
7:	0	0	7,4	0	0	0

Tabell 1.3: Snittkrafter för HEM240-pelaren i brottgränstillstånd.

Dessa värden används sedan för att kontrollera hållfastheten i pelaren.

Samtidig moment & tvärkraftsbelastning (s. 33)

TK1: Tvärkraft och moment kontrolleras separat; HEM & HEA = TK1

Störst tvärkraft uppträder i $V_z = -14,1 \text{ kN}$

$$\frac{V_z}{V_{Rd}} = \left(\frac{14,1}{509} \right) = 0,03 \ll 1,0 \rightarrow OK!$$

Momentet i M_z motsvaras av veka riktningen i M_{Ryd} . Störst $M_z = 0 \rightarrow OK!$ (vid symmetriska laster)

Momentet i M_y motsvaras av styva riktningen: M_{Rxd}
 Störst $M_y = 34,2 \text{ kNm}$ $M_{Rxd} = 435 \text{ kNm}$

$$\frac{M_y}{M_{Rxd}} = \frac{34,2}{435} = 0,08 \ll 1,0 \rightarrow OK!$$

Böjvidknäckning (enligt kap 2.8.3)

Krav 1:

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{Rydc}} \right)^{\alpha_c} + \left(\frac{M_{Sxd}}{M_{Rxcd}} \right)^{\beta_c} + \left(\frac{M_{Sydc}}{M_{Rydc}} \right)^{\gamma_c} \leq 1,0 \text{ (skall uppfyllas)}$$

$$\alpha_c = \alpha_o \cdot \omega_{yc} \text{ där } \alpha_o = \eta_x^2 \cdot \eta_y^2 = \left(\frac{2120}{1800} \right)^2 \cdot \left(\frac{1010}{657} \right)^2 = 3,28 > 2 \rightarrow \alpha_o = 2$$

$$\omega_{yc} = 0,44 \text{ (se tidigare uträkningar)}$$

$$\alpha_c = 2 \cdot 0,44 = 0,88$$

$$\beta_c = \beta_o = \eta_y^2 = \left(\frac{Z}{W} \right)^2 = \left(\frac{1010}{657} \right)^2 = 2,36 > 1,56 \rightarrow \beta_c = 1,56$$

$$\gamma_{yc} = \gamma_o \cdot \omega_{yc} \quad \gamma_o = \eta_x^2 = \left(\frac{2120}{1800} \right)^2 = 1,39 \geq 1 \rightarrow OK!$$

$$\omega_{yc} = 0,44 \text{ (se tidigare uträkningar)}$$

$$\gamma_{yc} = 1,39 \cdot 0,44 = 0,612$$

$$\left(\frac{28 \cdot 10^3}{1,8 \cdot 10^6} \right)^{0,88} + \left(\frac{34,2 \cdot 10^3}{435 \cdot 10^3} \right)^{1,56} + \left(\frac{0}{M_{Rydc}} \right)^{\gamma_{yc}} = 0,05 \ll 1,0 \rightarrow OK!$$

Krav 2:

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{Rxd}} \right)^{\gamma_{xc}} + \left(\frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} \right) \leq 1,0 \text{ (skall även uppfyllas)}$$

$$\gamma_{xc} = \gamma_o \cdot \omega_{xc} \qquad \gamma_o = 1,36 \text{ (se ovan)} \qquad \omega_{xc} = 0,78$$

$$\gamma_{xc} = 1,36 \cdot 0,78 = 1,06$$

$$\left(\frac{28 \cdot 10^3}{3,19 \cdot 10^6} \right)^{1,06} + \left(\frac{34,2 \cdot 10^3}{435 \cdot 10^3} \right) = 0,09 \ll 1,0 \rightarrow \text{OK!}$$

Ingen hänsyn har tagits till vridmoment i pelaren, dock uppstår det inget i det symmetriska lastfallet.

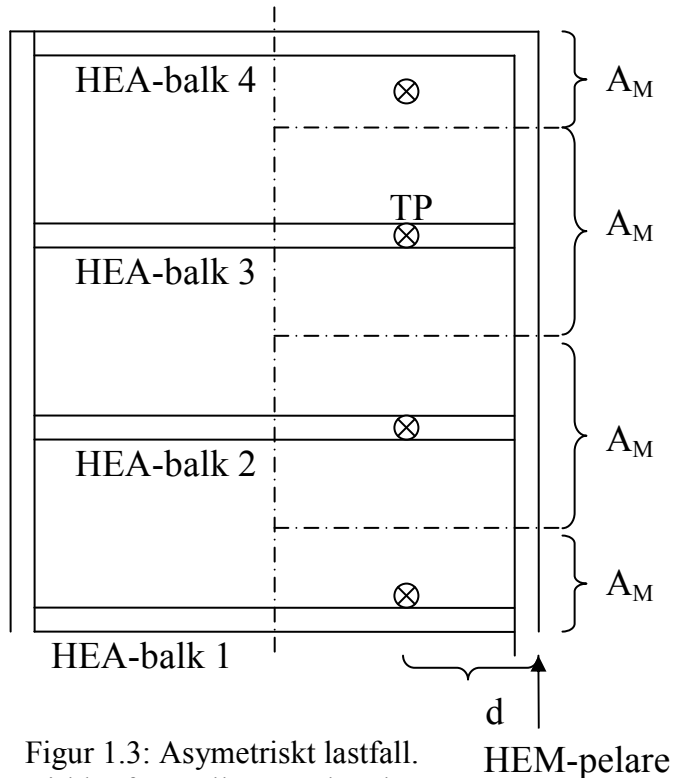
Kontroll av skjuvspänning:

$$\tau_{Rd} = 0,6 \cdot f_{yd} = 0,6 \cdot 205 \cdot 10^6 = 123 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1,5 \cdot V_{max} / A_w = 1,5 \cdot (14,1 \cdot 10^3 / 0,00371) = 5,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} \gg \tau \rightarrow \text{OK!}$$

Asymmetriska laster



Figur 1.3: Asymmetriskt lastfall. Cirklar föreställer tyngdpunkter för vindlast.

Vindlast skapar vridmoment i HEM-pelarna;

$$M = q_d \cdot A \cdot d$$

$$q_d = 0,840 \text{ kN/m}^2 \text{ (brottgräns)}$$

$$q_d = 0,646 \text{ kN/m}^2 \text{ (bruksgräns)}$$

$$d = 1 \text{ m}$$

$$A_4 = 1,6 \cdot 2 = 3,2 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 3,0 \cdot 2 = 6,0 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 3,1 \cdot 2 = 6,1 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 1,7 \cdot 2 = 3,4 \text{ m}^2$$

Balk 4:

$$M_{brott} = 0,840 \cdot 3,2 \cdot 1 = 2,69 \text{ kNm}$$

$$M_{bruks} = 0,646 \cdot 3,2 \cdot 1 = 2,07 \text{ kNm}$$

Balk 3:

$$M_{brott} = 0,840 \cdot 6,0 \cdot 1 = 5,04 \text{ kNm}$$

$$M_{bruk} = 10,65 \cdot 6,0 \cdot 1 = 3,88 \text{ kNm}$$

Balk 2:

$$M_{brott} = 0,840 \cdot 6,2 \cdot 1 = 5,12 \text{ kNm}$$

$$M_{bruk} = 0,646 \cdot 6,2 \cdot 1 = 3,94 \text{ kNm}$$

Balk 1:

$$M_{brott} = 0,840 \cdot 3,4 \cdot 1 = 3,86 \text{ kNm}$$

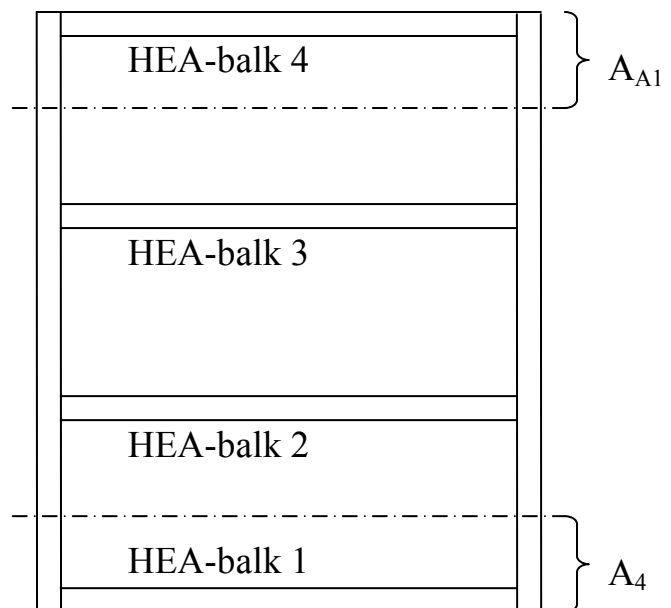
$$M_{bruk} = 0,646 \cdot 3,4 \cdot 1 = 2,20 \text{ kNm}$$

Moment som uppstår i HEA-balkarna:

Vi bortser från det lilla vridmoment som uppstår i HEA-balkarna nummer 2 och 3 (som nästan är symmetriskt belastade).

$$A_{A4} = 1,6 \cdot 4 = 6,4 \text{ m}^2$$

q_z blir indata till CALFEM som jämnt utbredd last vinkelrät mot väggen;



Figur 1.4: Vindlast ger upphov till moment i balk 1 & 4.

$q_z = 0,840 \cdot 1,6 = 1,34 \text{ kN/m}$ (brott)
 $q_z = 0,646 \cdot 1,6 = 1,03 \text{ kN/m}$ (bruks)
 q_w blir indata till CALFEM som vridmoment;
 $q_w = q_z \cdot (1,6/2) = 1,07 \text{ kNm/m}$ (brotts)
 $q_w = q_z \cdot (1,6/2) = 0,83 \text{ kNm/m}$ (bruks)

Egenvikt för balk: $q_y = 68,2 \cdot 9,81 = 958 \text{ N/m}$ blir indata till CALFEM som jämnt utbredd last.

Med ovanstående värden som indata i CALFEM fås följande värden:

	N	Vy	Vz	T	My	Mz
Balk 4	0	1,4	2,06	-1,66	1,38	-0,94
Balk 3	0	3,39	426	-0,155	2,84	-2,26
Balk 2	0	3,39	4,26	-0,155	2,84	-2,26
Balk 1	0	3,39	2,19	-1,72	1,47	-2,26

Tabell 1.4: Utdata för HEA-balkar från CALFEM i bruksgränstillstånd. Alla värden 10^3 .

	N	Vy	Vz	T	My	Mz
Balk 4	0	1,4	2,68	-2,14	1,79	-0,94
Balk 3	0	3,39	5,54	-0,155	3,69	-2,26
Balk 2	0	3,39	5,54	-0,155	3,69	-2,26
Balk 1	0	3,39	2,86	-2,28	1,91	-2,26

Tabell 1.5: Utdata för HEA-balkar från CALFEM i brottgränstillstånd. Alla värden 10^3 .

Teckenförklaring:

N = kraft i balkens riktning

V_y = normalkraft/upplagskraft

V_z = kraft vinkelrät väggen

T = vridmoment

M_y = böjmoment

M_z = böjmoment

Dessa värden blir sedan indata i CALFEM till HEM-pelaren, där $N \rightarrow$ belastning i sidled

$V_y \rightarrow$ vertikal belastning
 $V_z \rightarrow$ belastning vinkelrät väggen
 $T \rightarrow$ böjmoment
 $M_y \rightarrow$ vridmoment
 $M_z \rightarrow$ böjmoment

Med indata till CALFEM från tabell 1.4 och beräkningar för vridmoment kring HEM-pelarna, fås att utböjningen blir 1,2mm.

Därefter används indata till CALFEM från tabell 1.5 och beräkningar för vridmoment kring HEM-pelarna.

Vridmoment uppstår i pelaren. När ett icke-cirkulärt tvärsnitt belastas med vridmoment, uppstår så kallad välvning. Detta är ett komplicerat fenomen att behandla, men för att visa att pelarna är överstarka görs följande kontroll;

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\beta L)^2} = \frac{\pi^2 210 \cdot 10^9 \cdot 2,429 \cdot 10^{-4}}{(1,9,4)^2} = 1,8 \text{ MN}$$

där N_{cr} är Eulerknäcklasten. Knäcksäkerhetsfaktorn $v = N_{cr} / N = 1,8 \cdot 10^6 / 28 \cdot 10^3 = 64$.

För ren vridning gäller enligt BSK07 (Boverket, 2007) att vridmomentkapaciteten är: $T_{Rd} = 0,58 \cdot Z_v \cdot f_{yd}$
 $Z_v = 299 \cdot 10^{-6}$, $f_{yd} = 205 \cdot 10^6$
 $T_{Rd} = 0,58 \cdot 299 \cdot 10^{-6} \cdot 205 \cdot 10^6 = 35,5 \text{ kNm}$

Från CALFEM erhålles största vridmoment i HEM-pelaren: $T = 9,2 \text{ kNm}$
 Detta innebär att säkerhetsfaktorn för vridmoment (vid ren vridning) är:
 $T_{Rd} / T = 35,5 / 9,2 = 3,9$.

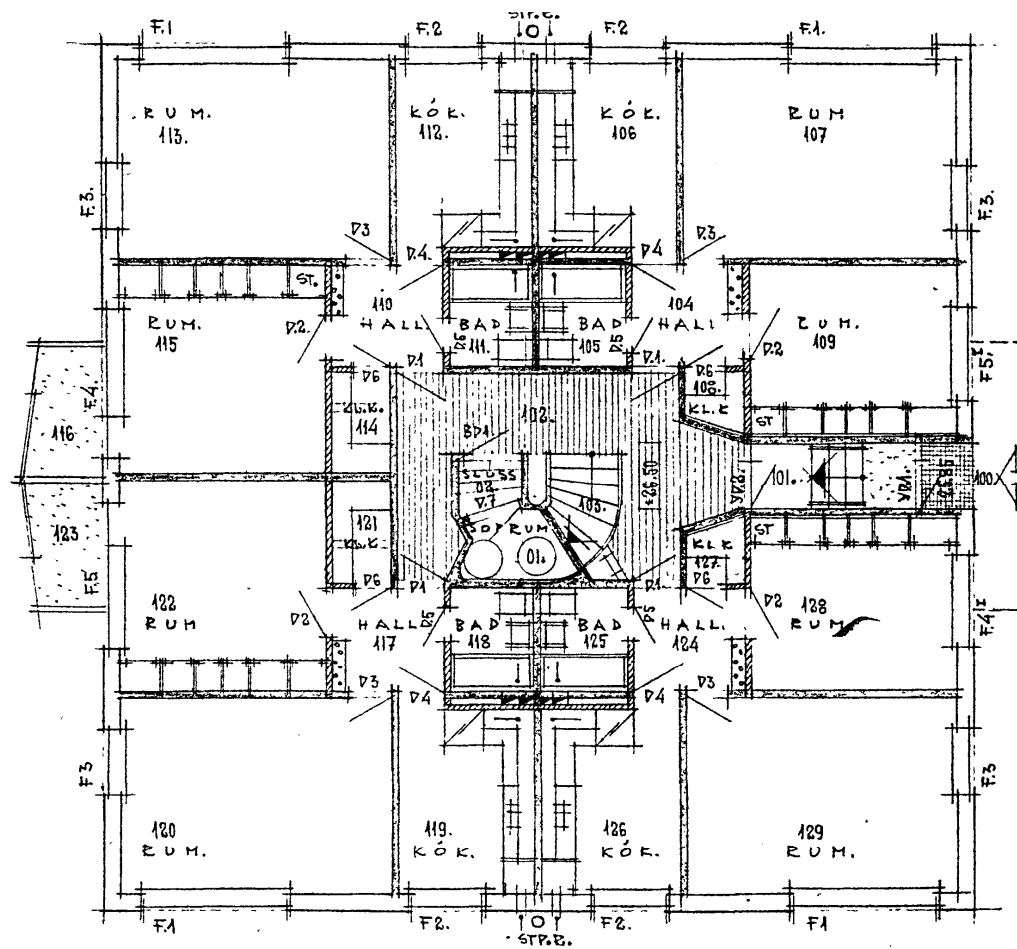
Kontroll av skjuvspänning:

$$\begin{aligned} \tau_{Rd} &= 0,6 \cdot f_{yd} = 0,6 \cdot 205 \cdot 10^6 = 123 \text{ MPa} \\ \tau &= 1,5 \cdot V_{max} / A_w = 1,5 \cdot (7,7 \cdot 10^3 / 0,00371) = 3,1 \text{ MPa} \\ \tau_{Rd} &\gg \tau \rightarrow \text{OK!} \end{aligned}$$

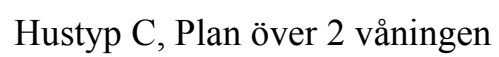
Då knäcksäkerhetsfaktorn och säkerhetsfaktorn för vridmoment är väldigt höga, anses pelaren ha tillräcklig hållfasthet för att klara vridmomentet på 9,17 kNm som uppstår i pelaren. Att knäcksäkerhetsfaktorn är hög visar dessutom att 2:a ordningens moment har liten inverkan på konstruktionen.

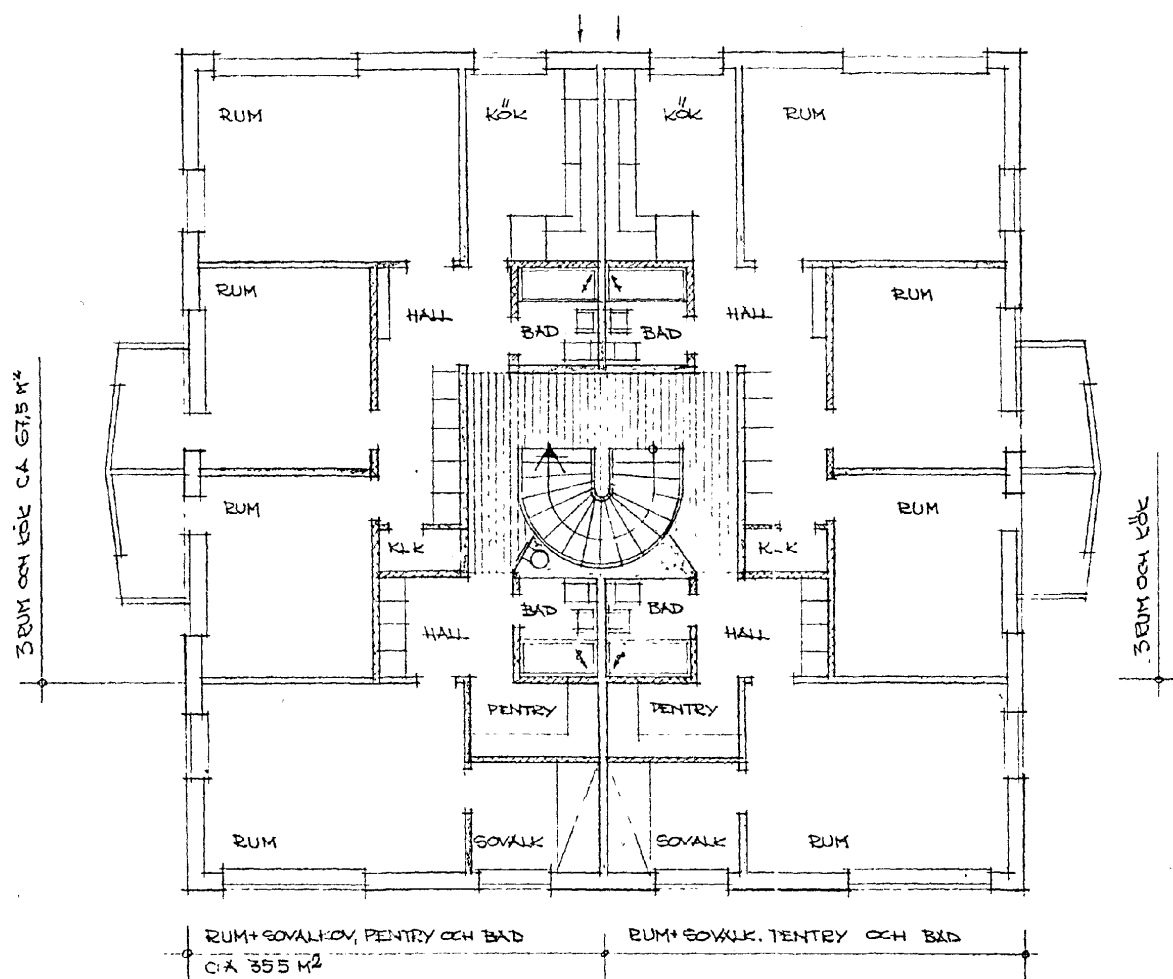
Sammanfattningsvis är det utböjningen som är dimensionerande för stålpelarna, vilket tydligt visas genom förhållandet mellan kapaciteter och belastningar.

Bilaga 3: Ritningar till Studentlyckan

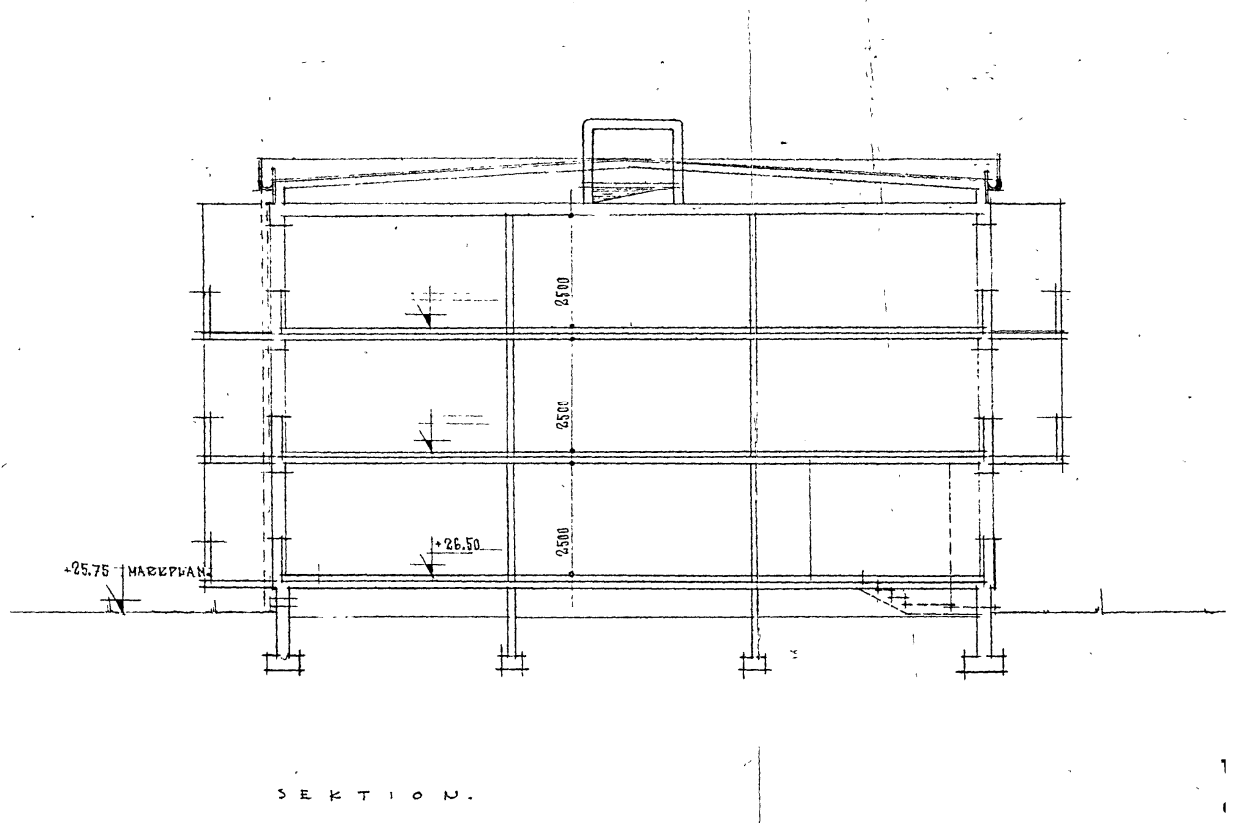


Hustyp C, Plan över 1 våningen

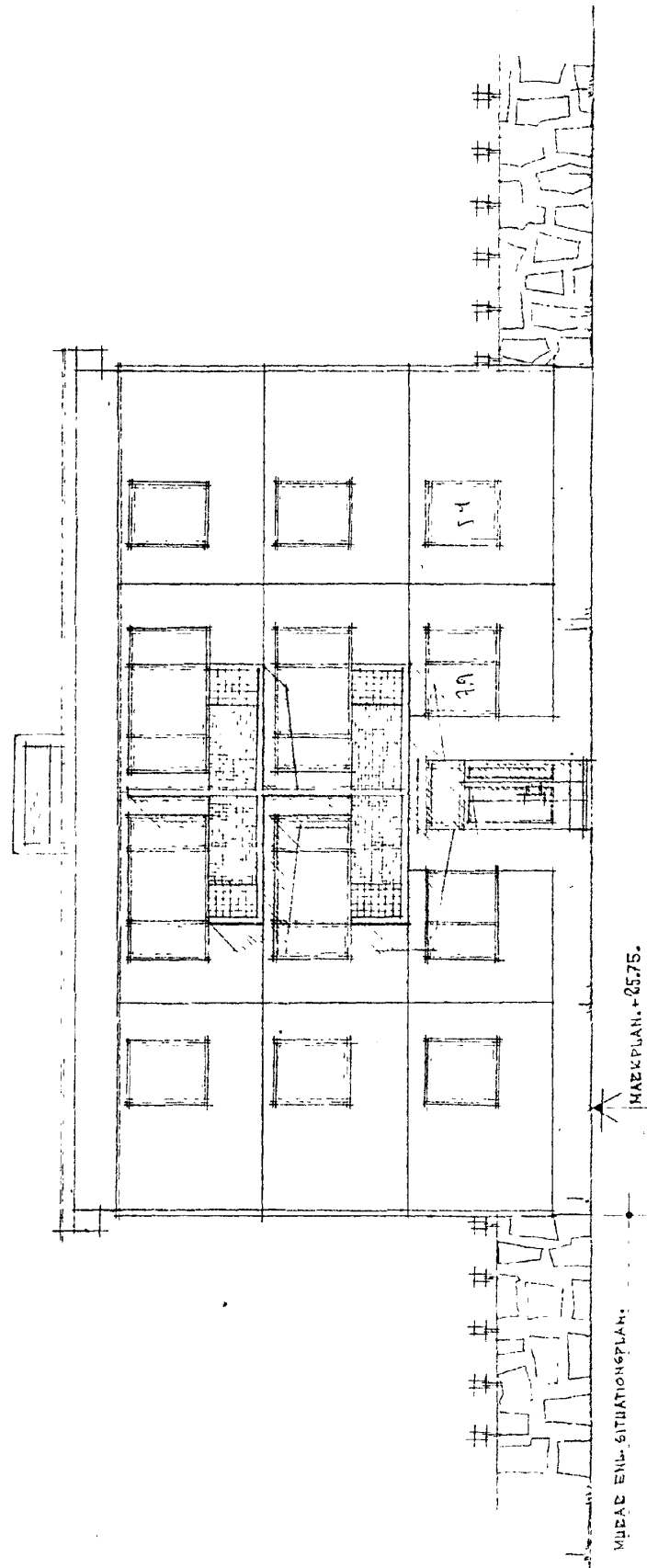




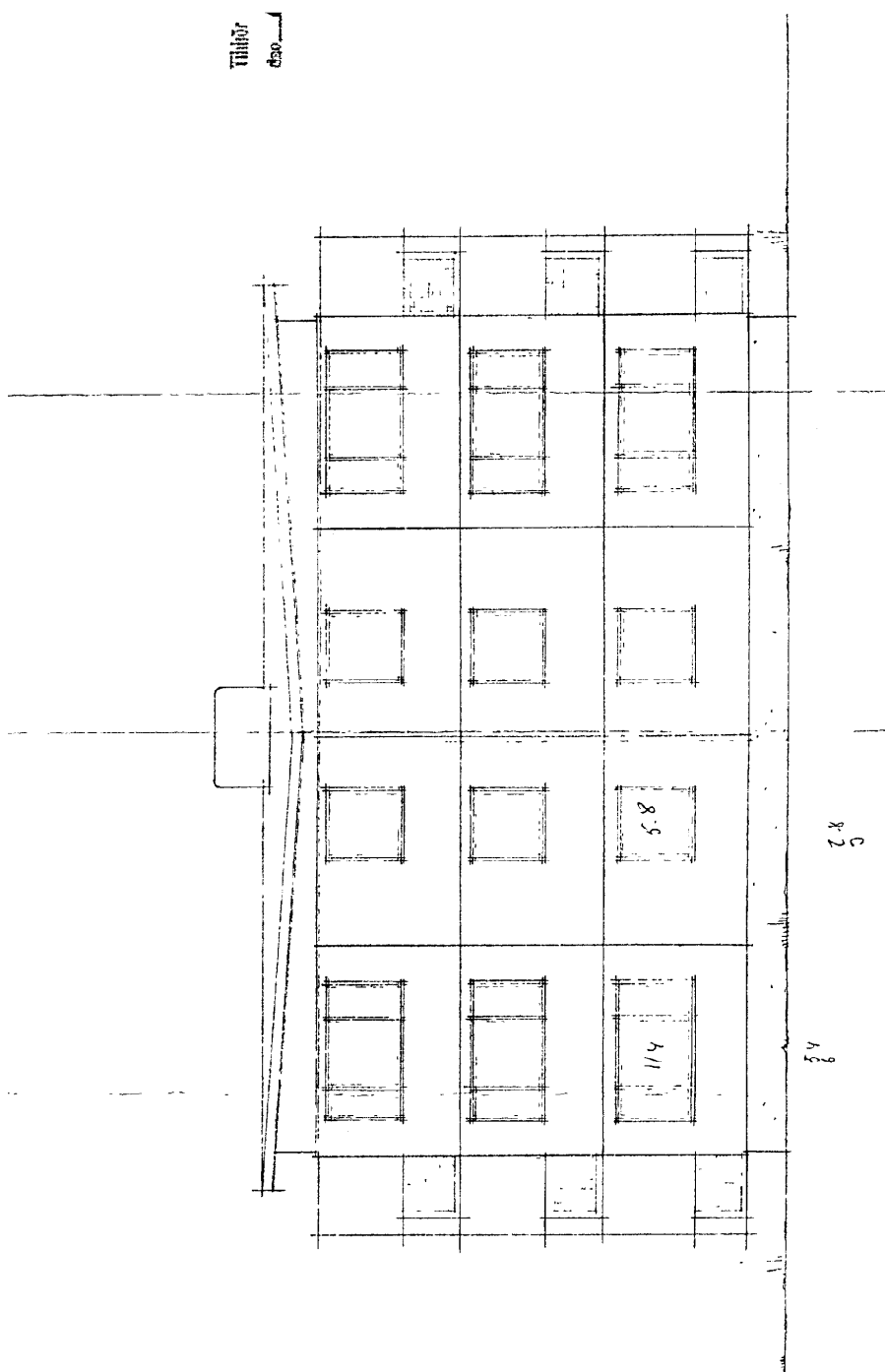
Hustyp C, Plan över 3 våningen



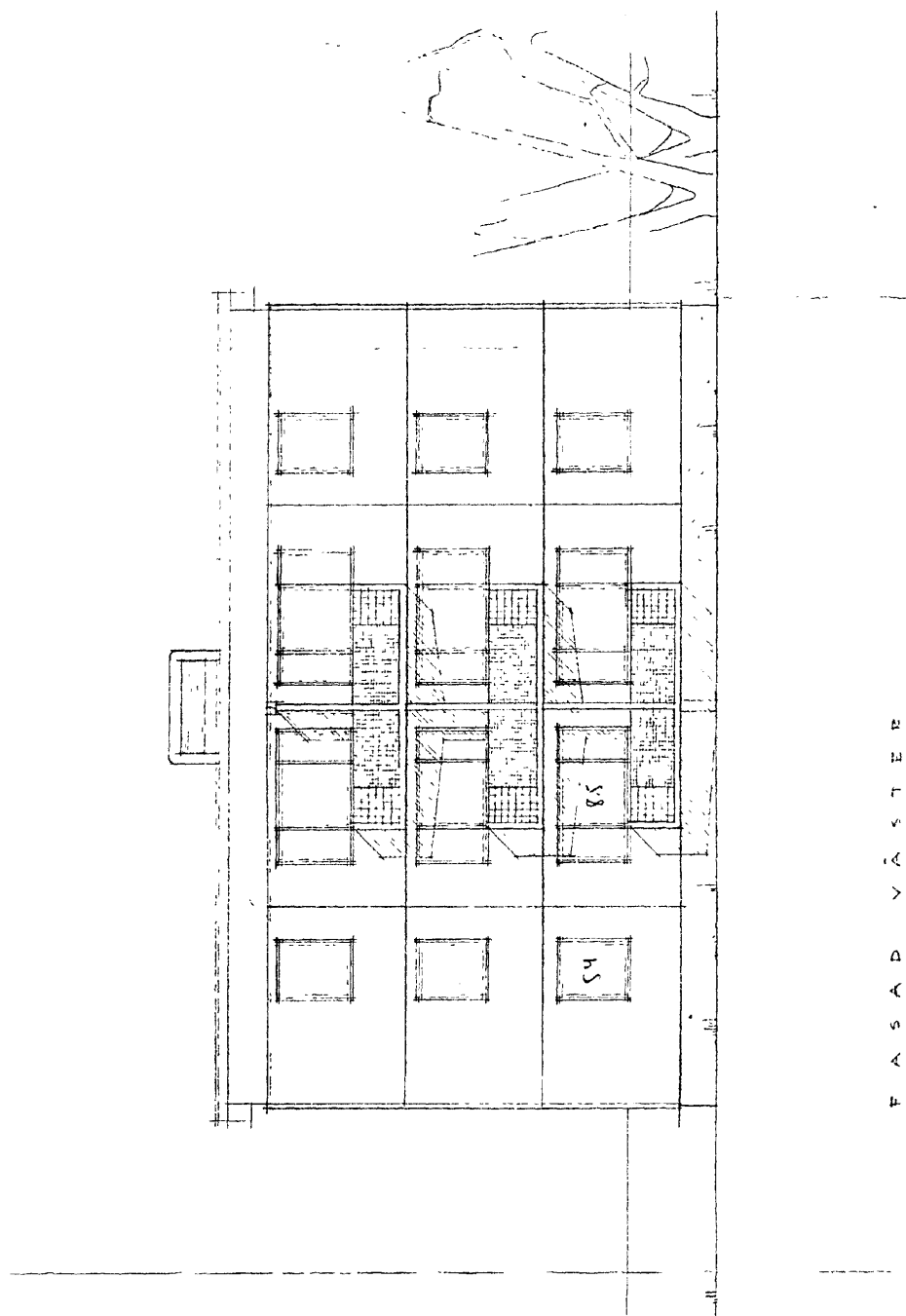
Hustyp C, Sektion



Hustyp C, Fasad Öster



Hustyp C, Fasad norr och syd



Bilaga 4: Karta över Lund



Kartan visar centrala delar av Lund. I höger hörn syns Studentlyckan som ett strekat område.

Kartan är hämtad från Wikipedia. Sökord Lund.

Bilaga 5: U-värden

U-värde för gammal befintlig vägg på Studentlyckan är följande:

$$R_{betong} = \left(\frac{L}{\lambda} \right) = \left(\frac{0,090}{1,7} \right) = 0,053 \text{ (m}^2 \cdot ^\circ\text{C)/W}$$

$$R_{\text{mineralull}} = \left(\frac{0,1}{0,033} \right) = 3,03 \text{ (m}^2 \cdot ^\circ\text{C)/W}$$

$$U_{\text{stålkonstruktion}} = 0,16 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C} \text{ (från sidan 56)}$$

$$R_{\text{tilläggsiso-stål}} = \left(\frac{1}{U} \right) = \left(\frac{1}{0,16} \right) = 6,25 \text{ (m}^2 \cdot ^\circ\text{C)/W}$$

$R_{\text{tilläggsiso-stål2}}$ = R-värdet för stålregelväggen utan det köldbryggebrytande skiktet av mineralull.

$$R_{\text{tilläggsiso-stål2}} = 6,25 - \left(\frac{L_{\text{mineral}}}{\lambda_{\text{mineral}}} \right) = 6,25 - \left(\frac{0,05}{0,033} \right) = 4,73 \text{ (m}^2 \cdot ^\circ\text{C)/W}$$

$$U_{\text{dorocell}} = 0,17 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C} \text{ (från sidan 27)}$$

$$R_{\text{tilläggsiso-dorocell}} = \left(\frac{1}{U} \right) = \left(\frac{1}{0,17} \right) = 5,88 \text{ (m}^2 \cdot ^\circ\text{C)/W}$$

Vi antar att R_{si} och R_{se} redan ingår i U-värdet för dorocell samt lättregelväggen i stål.

$$U_{\text{gammalvägg+dorocell}} = \left(\frac{1}{R_T} \right) = \left(\frac{1}{0,053 + 3,03 + 5,88} \right) = 0,11 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$$

$$U_{\text{gammalvägg+stålkonstruktion}} = \left(\frac{1}{R_T} \right) = \left(\frac{1}{0,053 + 3,03 + 6,25} \right) = 0,11 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$$

$U_{\text{tilläggsiso-stål2}}$ = U-värdet för stålregelväggen utan det köldbryggebrytande skiktet av mineralull

$$U_{\text{gammalvägg+stålkonstruktion}^2} = \left(\frac{1}{R_T} \right) = \left(\frac{1}{0,053 + 3,03 + 4,73} \right) = 0,13 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$$

Vi har även antagit en tjocklek på isoleringen för konventionell tilläggsisolering till 100 mm. En tjocklek som givetvis kan variera.

$$U_{\text{gammalvägg+tilläggsisolering}} = \left(\frac{1}{R_T} \right) = \left(\frac{1}{0,053 + 3,03 + 3,03} \right) = 0,16 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$$