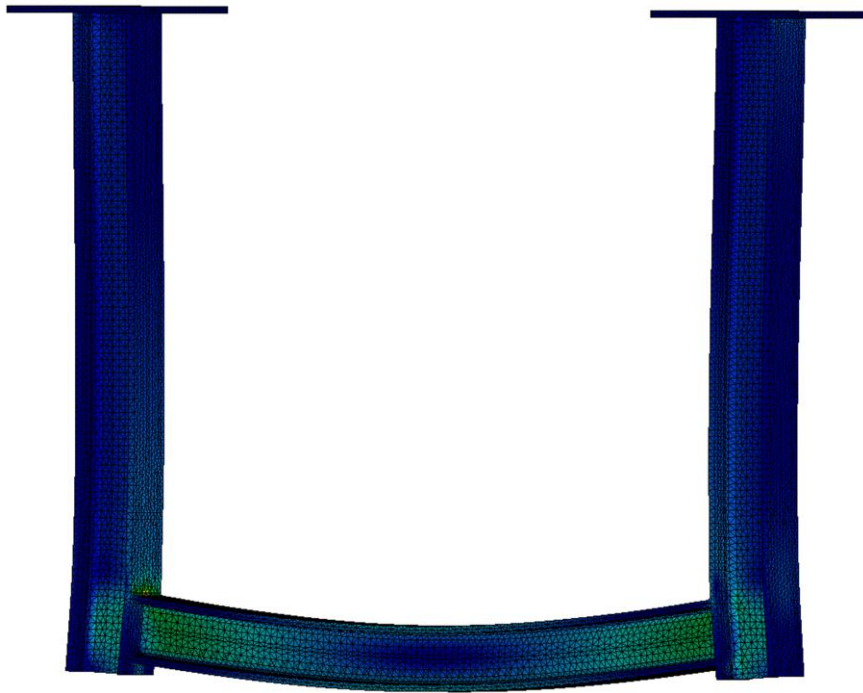


CHALMERS



Framtagning av ett underlag för val av sekundärstöd

Development of a basis for selection of secondary supports

Examensarbete för högskoleingenjörsexamen inom Maskiningenjörsprogrammet

Oskar Svensson

Elon Oskar Wennberg

Institutionen för Material- och tillverkningsteknik

Avdelningen för Avancerad oförstörande provning

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, Sverige, 2013

Examinator: Gert Persson

Examensarbete Nr. 92/2013

Förord

Detta examensarbete är utfört av två personer, studerande vid maskiningenjörsprogrammet på Chalmers Tekniska Högskola. Examensarbetet motsvarar 15 hp av utbildningens totala omfattning på 180 hp.

Arbetet är utfört åt företaget SWECO AB i Göteborg.

Vi som skrivit detta arbete skulle vilja tacka Lennart Krantz, Krister Martinsson, Peter Möller och Reham Sabah från SWECO AB som alla har varit delaktiga och viktiga för genomförandet av detta arbete.

Ett särskilt tack tilldelas även Niklas Rosenberg som varit vår handledare på företaget.

Vill även tacka vår handledare och examinator Gert Persson för all vägledning och alla råd.

Göteborg, juni 2013

Oskar Svensson

Elon Oskar Wennberg

Abstract

SWECO AB is a consultancy company which operates in several different fields and they are a leader of market segments such as energy, construction and industrial sectors. The company has requested a basis that will facilitate their engineers in the design and selection of secondary support.

Four different secondary supports and a total of 56 different load cases are analyzed in this work and dimensioned to a given yield-strength and deflection constraint. Two different anchoring options will be compared, to find out how big the difference in allowed external load is between them.

Most of the work involves performing and verifying FEM calculations in the program CATIA V5.

Two additional computational tools have been used in analyzing the two anchoring options, chemical anchor and fastening plate.

Allowed forces for every load case are finally presented, in both tables and graphs.

It has been shown that only three load cases have been limited by the anchoring-strength, the others have been limited by either yield-strength or the deflection constraint.

The difference in allowed external load between fastening plate and chemical anchor has varied between 13 % and 25 %.

This report is written in Swedish.

Sammanfattning

SWECO AB är ett konsultföretag som är verksamt inom ett flertal olika områden och är stora inom bland annat energi, industri och byggsektorn. Företaget har efterfrågat ett underlag som skall underlätta för deras konstruktörer vid dimensionering och val av sekundärstöd.

Fyra olika sekundärstöd och totalt 56 olika belastningsfall har i detta arbete analyseras och anpassats emot givna spännings- och utböjningsvillkor. Dessutom har två olika infästningsalternativ för sekundärstöden jämförts, för att ta reda på hur stor skillnaden i tillåten yttre belastning är mellan dem.

Den större delen av arbetet har bestått av att utföra och kontrollera FEM-analysberäkningar i programmet CATIA v5.

Ytterligare två beräkningsverktyg har tagits till hjälp vid analysering av de två infästningsalternativen kemankare och fäst-/svetsplatta.

Tillåten ansättningskraft för samtliga belastningsfall presenteras slutligen i både tabeller och diagram.

Det har visat sig att det endast för tre belastningsfall har varit infästningarna som har begränsat storleken på den maximala ansättningskraften i konstruktionen. I övriga fall har det varit antingen spännings- eller utböjningsvillkoren som har varit kritiska för ansättningskraftens storlek.

Belastningsskillnaden mellan fäst-/svetsplattan och kemankarinfästningen har legat mellan 13 % och 25 %, beroende på vilket belastningsfall som har beräknats.

Innehållsförteckning

1. Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Avgränsningar	1
1.4 Precisering av frågeställning.....	2
1.5 Mål	2
2. Teoretisk referensram.....	3
2.1 CATIA V5.....	3
2.2 Infästningarna.....	3
2.3 Hilti PROFIS Anchor	5
2.4 Peikko p.CalC.....	5
2.5 Balkprofiler	6
2.6 Material	7
3. Metod och utförande	8
3.1 Vägfall utan stötta.....	8
3.1.1 Handberäkningar.....	9
3.1.2 FEM-analys	9
3.1.3 Infästningar.....	9
3.1.4 Resultat	12
3.2 Vägfall med stötta.....	12
3.2.1 Handberäkningar.....	12
3.2.2 FEM-analys	13
3.2.3 Infästningar	14
3.2.4 Resultat	14
3.3 Golvfall.....	16
3.3.1 Handberäkningar.....	16
3.3.2 FEM-analys	16
3.3.3 Infästningar	17
3.3.4 Resultat	18
3.4 Takfall	19
3.4.1 Handberäkningar.....	19
3.4.2 FEM-analys	19
3.4.3 Infästningar	19
3.4.4 Resultat	20
3.5 Jämförelse av kemankare och svetsplatta	21
4. Resultat och slutsats	22
5. Referenser	23
6. Bilagor.....	24

1. Inledning

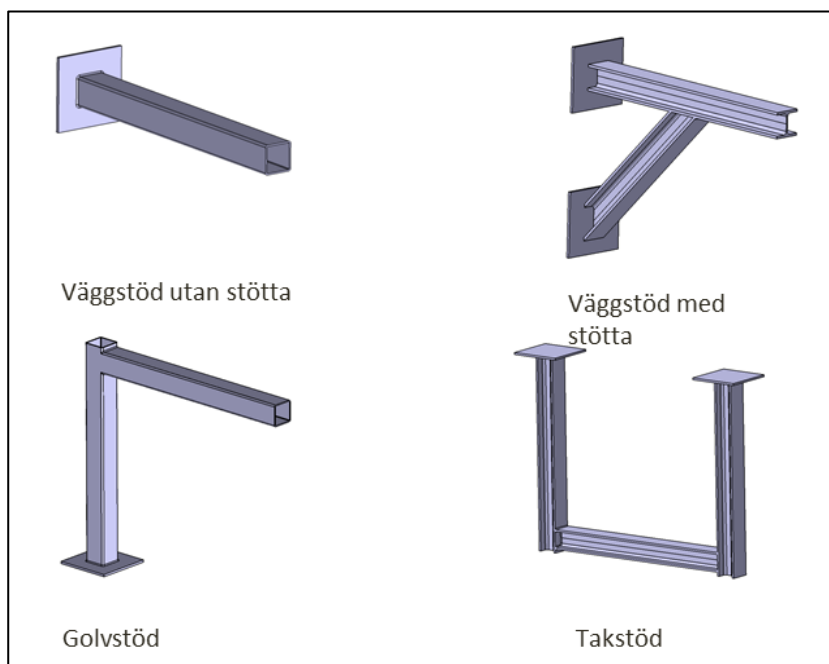
1.1 Bakgrund

Företaget SWECO har ett flertal alternativ av sekundärstöd för rörkonstruktioner som beroende av ett flertal faktorer, därtill yttre belastning, ser lite olika ut. Stöden dimensioneras utifrån situationsunika förhållanden som, om skulle studeras på detaljnivå, torde bli både kostsamt och tidskrävande för företaget. Därför har företaget i dagsläget valt att dimensionera stöden med stora säkerhetsmarginaler och ungefärliga beräkningar.

SWECO vill nu se över möjligheten att ta fram ett underlag som, utan att tumma på säkerhet och kvalitet, underlättar för deras konstruktörer i arbetet med att välja lämpliga stödkonstruktioner.

1.2 Syfte

Att utföra hållfasthetsberäkningar på fyra sekundärstöd, enligt Figur 1.1, och utifrån det analysera hur stora belastningar de fyra konstruktionerna klarar av. Resultatet skall presenteras i överskådliga tabeller där det tydligt skall framgå hur stor den maximala ansättningskraften för konstruktionen är.



Figur 1.1 – De fyra sekundärstöd som hållfastighetsberäkningar skall utföras på

Stöden används bland annat vid upphängning av olika typer av rörsystem.

1.3 Avgränsningar

Uppgiften kommer att behandlas som ett rent hållfasthetsproblem. Beräkningarna kommer utföras på de stöd och belastningsfall som SWECO har angivit.

1.4 Precisering av frågeställning

I samråd med SWECO har följande frågeställning tagits fram:

- Hur stor är den maximala ansättningskraften för varje belastningsfall?
- Vart föreligger störst risk för brott i stödkonstruktionen?
- Hur väl står sig infästningsalternativet kemankare emot ingjuten svetsplatta vid 80 mm monteringsdjup?
- Vilken är den kritiska längden på vertikalbalken i golvstödet?

1.5 Mål

Att genomföra hållfasthetsberäkningar på de fyra sekundärstöden som SWECO angivit. För samtliga konstruktioner skall belastningsupptagningsförmågan hos de två olika infästningsalternativen kemankare och ingjuten fäst-/svetsplatta även jämföras.

De begränsningar som SWECO har angivit är att:

- Materialet som används i konstruktionen är kolstålet S235JRG2.
- Stödkonstruktionerna skall beräknas med en säkerhetsfaktor mot spänning på 1,5.
- Fyra olika horisontalbalklängder skall undersökas
- Utböjningen får maximalt uppnå 0,5 % av balklängden

2. Teoretisk referensram

Kapitlet innefattar teoretisk bakgrundinformation för de verktyg och den teorin som används i examensarbetet.

2.1 CATIA V5

Dassault systemes AB är utvecklarna för programvaran CATIA V5 som utnyttjas vid FEM-analysberäkning under detta arbete. CATIA V5 kommer härnäst benämnas CATIA.

CATIA är en CAD/CAM/CAE programvara som är och har varit populärt inom flyg och bilindustrin. Dess funktion är omfattande, och kan därför användas inom ett flertal branscher.

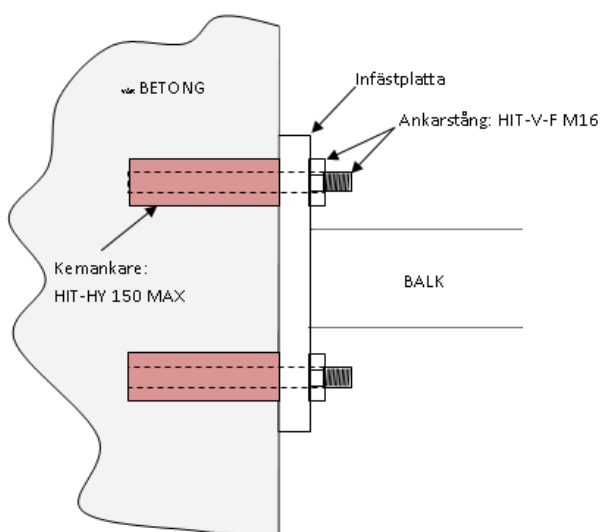
I detta arbete utnyttjas delarna *Part design*, *Wireframe and surface design* samt *Generated structural analysis (GSA)* av programvaran.

Part design ger möjligheten att med hög precision skissa upp och modellera 2D och 3D modeller. Modellerna kan sedan öppnas i *GSA*, där krafter appliceras och beräkningsanalyser utförs.

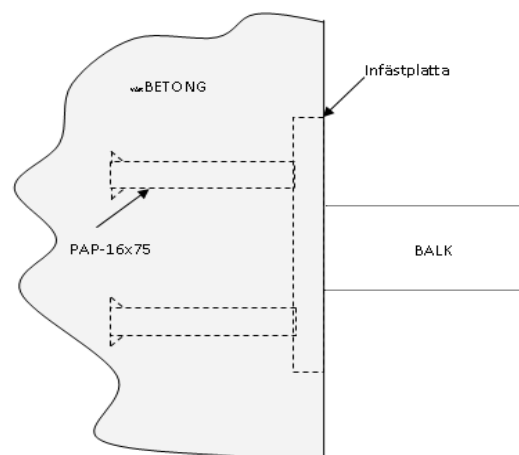
Generated structural analysis (GSA) använder sig av finita elementmetoden (FEM) för att ta fram bland annat deformations- och spänningsfördelningar genom att numeriskt lösa struktur- och elasticitetsproblem av modeller. Modellen delas upp i mindre delar, så kallade meshelement. Ju fler meshelement modellen delas upp i desto högre noggrannhet fås i analyserna. Hög noggrannhet leder till lång beräkningstid och stora beräkningsfiler. För att slippa onödigt långa beräkningstider och spara lagringsutrymme, går det i programmet att undersöka när en modell uppnår matematisk konvergens (Catiadesign, 2004).

2.2 Infästningarna

Två olika infästningalternativ skall jämföras, kemankar- samt svetsplattinfästning. De två alternativen monteras på olika sätt.



Figur 2.1a – Illustrering av kemankarinfästningen, HIT-HY 150 MAX + HIT-V-F M16



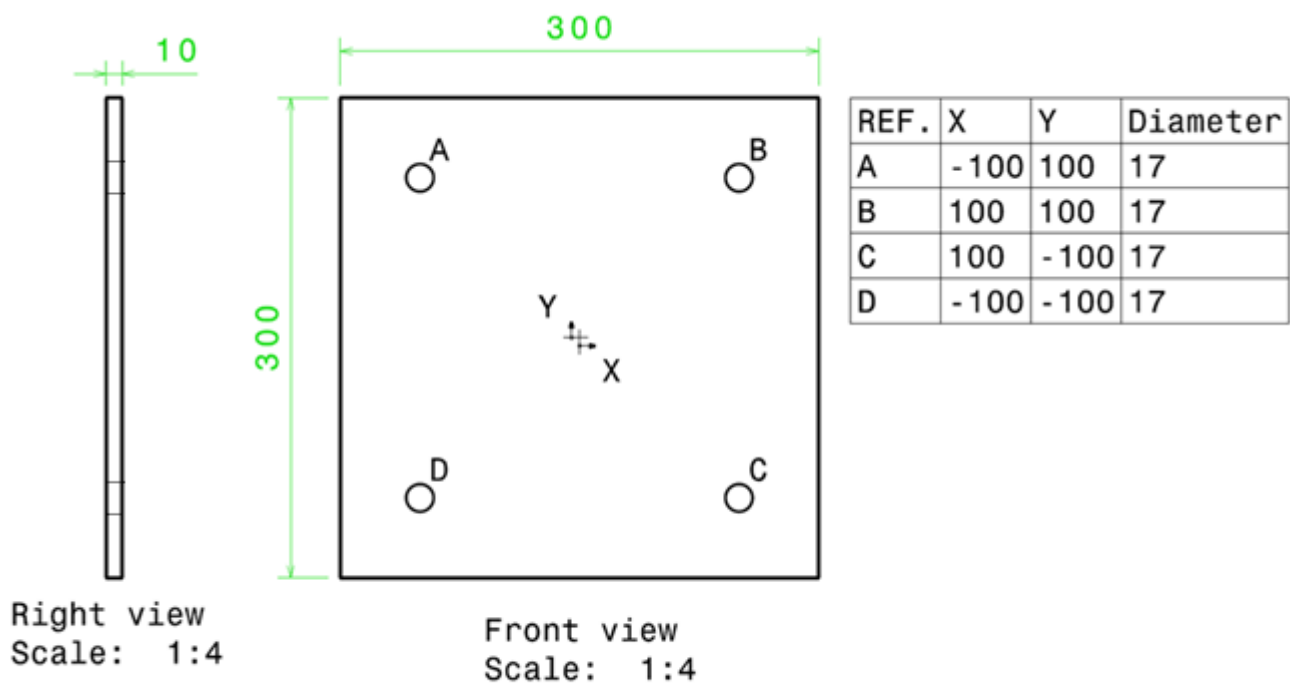
Figur 2.1b – Illustrering av svetsplattinfästningen, PAP-16*75

Vid montering av kemankarinfästning appliceras kemankarmassa i ett förborrat hål. En ankarstång placeras därefter i det massfyllda hålet för att härda fast. En infästplatta med förborrade hål, se Figur 2.2, monteras därefter direkt på de ingjutna bultarna.

Kemankarinfästningen som för det här arbetet, i samråd med SWECO, valts för beräkningar är HIT-HY 150 MAX + HIT-V-F M16, se Figur 2.1a.

Svetsplattinfästningen består däremot av en infästplatta med i förhand fastsvetsade gjutningsdubbar. Infästningen gjuts därefter in som en hel enhet i betongen.

Svetsplattinfästningen närmast motsvarande kemankarinfästningen, och som även valts för beräkningar är PAP-16*75, se Figur 2.1b.



Figur 2.2 – Dimensioner av infästplatta för kemankare, i millimeter

Infästplattan för de båda infästningsalternativen har samma yttre dimensioner.

2.3 Hilti PROFIS Anchor

För att beräkna huruvida en kemankarinfästning står sig emot given belastning finns det ett flertal brottriskfaktorer att ta i beaktning.

Hilti PROFIS Anchor är ett beräkningsverktyg, utvecklat av företaget HILTI, som är speciellt anpassat efter beräkning av de infästningsalternativ som de erbjuder ur sitt eget produktsortiment. Verktyget tar hänsyn till sju olika faktorer och presenterar sedan procentuella utnyttjandegrader kopplade till maximal belastning i drag- eller skjувbelastningar (Hilti, 2011).

Direkt i verktyget specificeras bland annat plattans dimensioner, balkprofil, betongkvalitet, monteringsdjup och vilken typ av armering som skall användas. Därefter väljs kemankartyp ur den inbyggda produktkatalogen. Som sista steg anges de krafter och moment som verkar i x-, y- respektive z-riktning.

Hilti PROFIS Anchor returnerar då de procentuella utnyttjandegraderna för varje faktor samt för en kombinerad skjув- och dragbelastningsfaktor.

2.4 Peikko p.CalC

På samma sätt som vid beräkning av kemankarinfästningar så finns det många faktorer som måste tas i beaktning vid beräkning av ingjuten svetsplatta, (Hagelin & Karlsson, 2011).

PEIKKO är ett företag som har specialiserat sig på infästningsteknik i betongkonstruktioner. De har utvecklat verktyget PEIKKO p.CalC för beräkning av hur ingjutna svetsplattor påverkas av yttre belastningar.

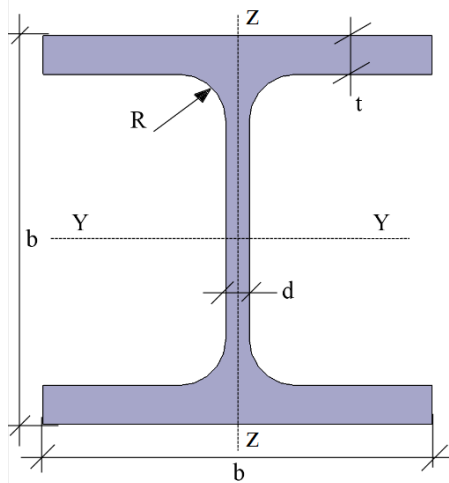
I p.CalC anges även här vilken typ av betong, armering, balkprofil, vilka plattdimensioner, belastningar och vilken längd på dubbarna som skall tas till hänsyn i beräkningarna. Programmet kan dock inte beräkna betongtyper av lägre kvalitet än C20/25.

p.CalC returnerar, på liknande sätt som i Hilti PROFIS Anchor, procentuella utnyttjandegrader kopplade till drag- respektive skjувbelastningsfaktorerna.

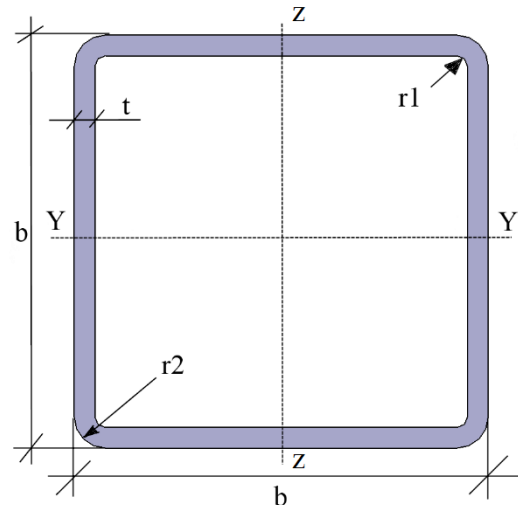
Resultaten presenteras sedan som det returneras från programmen, med en procentuell fördelning mellan utnyttjande i drag, skjув samt en kombination av drag/skjuvkapacitet.

2.5 Balkprofiler

Två balkprofiler undersöks, HEB 100, se Figur 2.4a med tabellvärden från Tabell 2.1a. Samt VKR 100x100x5, se Figur 2.4b med tabellvärden i Tabell 2.1b.



Figur 2.4a. HEB 100 - Profil



Figur 2.4b. VKR 100x100x5 - Profil

Generellt så använder företaget SWECO HEB 100 till utomhuskonstruktioner och VKR 100x100x5 till inomhuskonstruktioner. Det är för en HEB 100 profil lättare att kontrollera korrosion, i och med att alla ytor är synliga, än vad det är med en VKR100x100x5 profil vilket gör att HEB-profilen är lämpligare i de lite tuffare miljöerna som utomhuskonstruktionen oftast utsätts för.

Att notera här är dock att om de två profilernas utseende jämförs och de bådas yttröghetsmoment (I_z och I_y) studeras, så förstås att VKR-profilen har lika god belastningsupptagningsförmåga i y-respektive z-led. HEB-profilen tar däremot upp belastningar i z-led betydligt bättre än vad den gör i y-led, se Tabell 2.1 a samt b.

Med detta kan ett val av VKR-profilen motiveras framför en HEB-profil i fall där profilerna kan komma att belastas i flera riktningar.

Tabell 2.1a – Dimensionsvärden på HEB 100 (Tibnor AB, 2007)

Tvärsnittsdata							
b*b (Multibel Enhet, mm*mm)	t (mm)	d (mm)	R (mm)	A (mm ²)	I_y (mm ⁴)	I_z (mm ⁴)	z _{max} (mm)
100x100	10,0	6,0	12,0	2604	449,5	167	50

Tabell 2.1b – Dimensionsvärden på VKR 100x100x5 (Tibnor AB, 2007)

Tvärsnittsdata						
b*b (Multibel Enhet, mm*mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	A (mm ²)	I _y = I _z (mm ⁴)	z _{max} (mm)
100x100	5,0	7,5	2,5	1870	279	50

2.6 Material

För samtliga sekundärstöd i detta arbete används konstruktionsstålet S235JRG2.

Konstruktionsstål används på grund av dess goda svetsgenskaper och seghet (Sehlå, u.d.).

Sträckgräns och elasticitetsmodul för valt konstruktionsstål presenteras nedan i Tabell 2.2.

Tabell 2.2 – Materialdata S235JRG2 (SIS, 1999)

Materialdata				
Material	Sträckgräns	Elasticitetsmodul	Densitet	Poisson's konstant
S235JRG2/1.0038	$\sigma_s = 215 \text{ MPa}$	E=212,9 GPa	$\rho = 7851,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	$\nu = 0,3$

3. Metod och utförande

Kapitlet är uppbyggt så att de fyra olika sekundärstöden, se Figur 1.1, analyseras var för sig i underkapitel.

För samtliga belastningsfall utförs FEM-analyser av solidmodeller för sekundärstöden i CATIA. Här undersöks vilka ansättningskrafter som uppfyller de uppsatta utböjnings- och spänningvillkor för stödkonstruktionerna.

I CATIA finns även möjlighet att utföra beräkningar på balkelement. Balkelement är en förenkling av belastningsfallen, från solida modeller till slanka stänger. När denna förenkling görs i CATIA så finns det inte möjlighet att erhålla von.Misesspänningar i stöden, något som gör resultaten blir tämligen ointressanta.

Utböjning i rörstöden får maximalt uppnå 0,5 % av längden på den belastade balken. Med begränsningen i materialdata från Tabell 2.2, tillsammans med säkerhetsfaktorn på 1.5 blir tillåten maximal von.Misesspänning i konstruktionen 143 MPa.

$$\sigma_{till}^{v.m} = \sigma_{till} = \frac{\sigma_s}{n_s} = \frac{215}{1.5} \approx 143 MPa \quad (1)$$

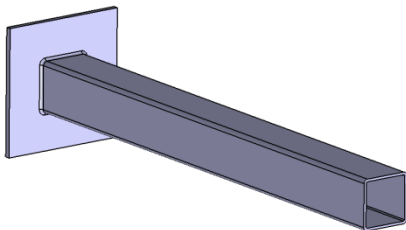
För att utvärdera resultaten av analyserna och bedöma dess rimlighet görs jämförelser med egna handberäkningar, i enlighet med Euler Bernoullis balkteori. Ingen hänsyn till egenvikt tas med i handberäkningarna (Dahlberg, 2001).

För alla infästningar utförs beräkningar och en anpassning av ansättningskraften efter vad infästningen klarar av som sista steg i beräkningsprocessen. Även för infästningarna används en säkerhetsfaktor på 1.5 vilket innebär att det maximala belastningsutnyttjandet en infästning får uppnå är 67 %.

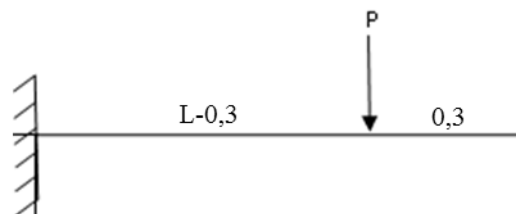
$$Utnyttjandegrad_{till} = \frac{1}{1.5} \approx 0,6667 \quad (2)$$

3.1 Vägfall utan stötta

Detta belastningsfall består av en balk som sitter fast inspänd i väggen, se Figur 3.1a. Balken belastas med en vertikal punktlast på ett avstånd av 30 cm från den fria änden, se Figur 3.1b.



Figur 3.1a – Solidmodell av vägfall utan stötta



Figur 3.1b – Belastningsfall vägfall utan stötta

3.1.1 Handberäkningar

Då belastningsfallet är relativt enkelt stämmer handberäkningarna väl överrens med de egentliga spänningarna och den utböjning som uppkommer i konstruktionen. Värt att notera är dock att beroende på dimension och utseende hos balken kan dess egenvikt ha betydande inverkan, vilket är något som i handberäkningarna helt har valts att bortses ifrån.

Hela lösningsgången för handberäkningarna presenteras i Bilaga 1

3.1.2 FEM-analys

De handberäknade ansättningskrafterna används som utgångsvärden. Dessutom skapas ett gravitationsfält i CATIA, så att egenvikten tas med i beräkningarna. Den applicerade kraften ändras så att de spänningar och utböjningar som enligt CATIA uppkommer, inte överskrider spännings- och utböjningsvillkoren.

Störst spänning i stöden uppkommer vid svetsradien som en begynnande plasticering på ovansidan av HEB-profilen och i de fyra hörnen av VKR-profilen. Det är dock endast när belastningsbalken är en meter lång som spänningsvillkoren blir begränsande för storleken på ansättningskraften. För de övriga längderna av belastningsbalken i detta sekundärstöd är det utböjningsvillkoret på 0,5 % av balklängden som blir den angränsande faktorn. Det här beror på att dessa överskrids före det att spänningarna blir för höga i stödkonstruktionerna.

För att undersöka solidmodellens pålitlighet jämförs handberäkningsutböjningen, se Bilaga 1, med utböjningen i CATIA enligt Tabell 3.1. Belastningsfallet för testet är, balklängd: 1 m samt ansättningskraft: 18341 N för HEB och 11394 N för VKR.

Tabell 3.1 – Kontroll av CATIA-modellen för vägfall utan stötta

Profil	Handberäkning	CATIA	Procentuell skillnad
HEB	3,6 mm	3,9 mm	8,3 %
VKR	3,6 mm	3,7 mm	2,8 %

En viss felprocent mellan det handberäknade värdet och CATIA är att vänta då Euler Bernoullis balkteori, som används vid handberäkning av utböjning, är en metod som är bäst lämpad för långa och slanka balkar medan den finita elementmetoden som CATIA använder sig av är mer komplicerad och har högre noggrannhet (Dahlberg, 2001).

Eftersom att handberäkningarna stämmer väl överrens med resultatet i CATIA så används FEM-analysresultaten för detta fall som en utgångspunkt vid fastställande av vilka spänningskoncentrationer som tillåts i de övriga belastningsfallen.

3.1.3 Infästningar

För den nu spännings- och utböjningsgodkända anläggningskraften appliceras *Reaction sensor* i den låsta infästningen, i CATIA. En Reaction sensor mäter resulterande krafter och moment. Dessa belastningar kan sedan användas som indata i de två infästningsprogrammen Hilti PROFIS Anchor och Peikko p.CalC.

Det visar sig att infästningarna för tre av belastningsfallen överstiger utnyttjandegradsvillkoren vilket innebär att en reducering av ansättningskraften erfordras, se Tabell 3.2.

Tabell 3.2 – Belastningsutnyttjande i infästningen för vägfall utan stötta

Balklängd (m)	Profil	Kraft(N)	Infästning C16/20 (Utnyttjandeprocent)	Infästning C20/25 (Utnyttjandeprocent)
1	HEB	18341	Svets: - Kem: 143 %	Svets: 114 % Kem: 128 %
1	VKR	11394	Svets: - Kem: 88 %	Svets: 70 % Kem: 79 %
2	HEB	4300	Svets: - Kem: 86 %	Svets: 68 % Kem: 77 %
2	VKR	2800	Svets: - Kem: 54 %	Svets: 43 % Kem: 48 %
3	HEB	1590	Svets: - Kem: 57 %	Svets: 45 % Kem: 51 %
3	VKR	970	Svets: - Kem: 36 %	Svets: 28 % Kem: 32 %
4	HEB	640	Svets: - Kem: 44 %	Svets: 35 % Kem: 39 %
4	VKR	390	Svets: - Kem: 29 %	Svets: 22 % Kem: 26 %

De utgångsvärden som erhållits ifrån SWECO är att kemankarinfästningen skall utnyttjas till 56%, då en ren draglast på 40 kN ansätts. Detta motsvarar med beräkning i Hilti PROFIS Anchor betongkvaliteten C16/C20.

Eftersom att programvaran PEIKKO p.CalC har begränsningen att inte kunna utföra beräkningar på betongkvaliteten C16/20 så har beräkningar utförts för betongkvalitet C20/25. På så sätt kan de två infästningsalternativen jämföras med varandra. Däremot så begränsas den slutliga ansättningskraften för konstruktionen med hänsyn till betongkvalitet C16/20.

I Tabell 3.3 presenteras de tillåtna ansättningskrafterna för kemankarinfästningen.

Tabell 3.3 – Efter kemankarinfästningen anpassade ansättningskrafter

Balklängd (m)	Profil	Kraft (N)	Utböjning (mm)	Spänning
1	HEB	Svetsplatta: ~ Kemankare: 8550	~ 2	$< \sigma_{till}$
1	VKR	Svetsplatta: ~ Kemankare: 8650	~ 3	$< \sigma_{till}$
2	HEB	Svetsplatta: ~ Kemankare: 3350	~ 8	$< \sigma_{till}$

Eftersom att anpassning av ansättningskraften har skett med hänsyn till en betongkvalitet som inte har kunnat beräknas med hjälp utav PEIKKO p.CalC så har ingen maximal ansättningskraft med infästningsalternativet svetsplatta hittills tagits fram. Däremot skall en jämförelse mellan de två infästningsalternativen göras för att utreda hur stor skillnad i tillåten ansättningskraft det är mellan dem. Detta förhållande används för att beräkna fram vilken kraft svetsplattan klarar av med betongkvalité C16/C20.

Förhållandet mellan de två infästningsalternativen förhåller sig i de åtta belastningsfallen likvärdigt och med linjär karaktär gentemot varandra.

Förhållandet mellan maximal ansättningskraft för svetsplattan P_{svets} respektive kemankarinfästningen P_{Kem} förenklas enligt:

$$X = \frac{P_{Svets}}{P_{Kem}} \quad (3)$$

X-värdet räknas sedan fram som medelvärdet av skillnaden i utnyttjandeprocent mellan kemankare U_{Kem} och svetsplatta U_{Svets} , för de åtta belastningsfall som finns presenterade i Tabell 3.2.

$$X = \frac{P_{Svets}}{P_{Kem}} = \frac{U_{Kem}}{U_{Svets}} = \frac{\sum U_{Kem}}{8} \approx 1,13 \quad (4)$$

Detta innebär att infästningsalternativet med färdigingjuten svetsplatta klarar ungefär 13 % högre belastning (ansättningskraft) än kemankarinfästningen, baserat på analysen från detta sekundärstöd.

Ansättningskrafterna ur Tabell 3.3 med Ekvation 3 samt 4, blir enligt Tabell 3.4.

Tabell 3.4 – Slutlig anpassning av ansättningskrafterna efter de två infästningsalternativen

Balklängd (m)	Profil	Kraft (N)	Utböjning (mm)	Spänning
1	HEB	Svetsplatta: 9696 Kemankare: 8550	2 2	$< \sigma_{till}$
1	VKR	Svetsplatta: 9810 Kemankare: 8650	3 3	$< \sigma_{till}$
2	HEB	Svetsplatta: 3799 Kemankare: 3350	9 8	$< \sigma_{till}$

3.1.4 Resultat

Efter anpassning med hänsyn till utböjnings-, spännings- och infästningsvillkor har nya ansättningskrafter för belastningsfallet väggfall utan stötta tagits fram vilka presenteras i Tabell 3.5 nedan.

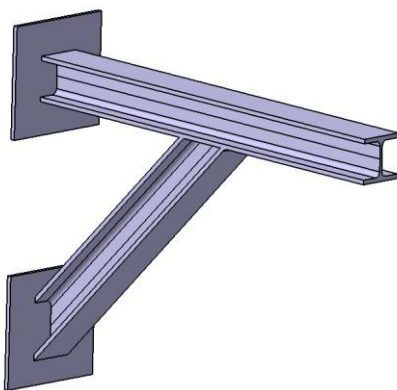
Tabell 3.5 – Tillåtna ansättningskrafter för väggfall utan stötta

Balklängd (m)	Profil	Ursprungskraft (N)	Kraft (N)	Utböjning (mm)	Spänning	Begränsande faktor
1	HEB	18341	$P_{Svets}= 9696$ $P_{Kem}= 8550$	2 2	$< \sigma_{till}$	Infästningen
1	VKR	11394	$P_{Svets}= 9810$ $P_{Kem}= 8650$	3 3	$< \sigma_{till}$	Infästningen
2	HEB	4300	$P_{Svets}= 3800$ $P_{Kem}= 3350$	9 8	$< \sigma_{till}$	Infästningen
2	VKR	2800	2800	10	$< \sigma_{till}$	Utböjning
3	HEB	1590	1590	15	$< \sigma_{till}$	Utböjning
3	VKR	970	970	15	$< \sigma_{till}$	Utböjning
4	HEB	640	640	20	$< \sigma_{till}$	Utböjning
4	VKR	390	390	20	$< \sigma_{till}$	Utböjning

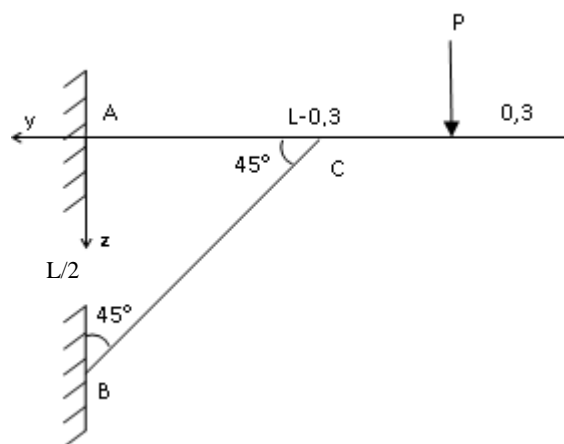
3.2 Vägfall med stötta

Detta belastningsfall är ett förstärkt vägginfästningsfall. En horisontell balk, fast inspänd i väggen stötts upp i dess mittpunkt av en stödbalk med 45 graders lutning. Även denna är fast inspänd i väggen, varvid vi har två infästningar, se Figur 3.2a.

Horisontalbalken belastas med en vertikal punktlast på ett avstånd av 30 cm från den fria änden, se Figur 3.2b.



Figur 3.2a – Solidmodell av väggfall med stötta



Figur 3.2b – Belastningsfall väggfall med stötta

3.2.1 Handberäkningar

Belastningsfallet är statisk obestämt, se Bilaga 2, vilket leder till att handberäkningar av utböjningen blir komplicerade.

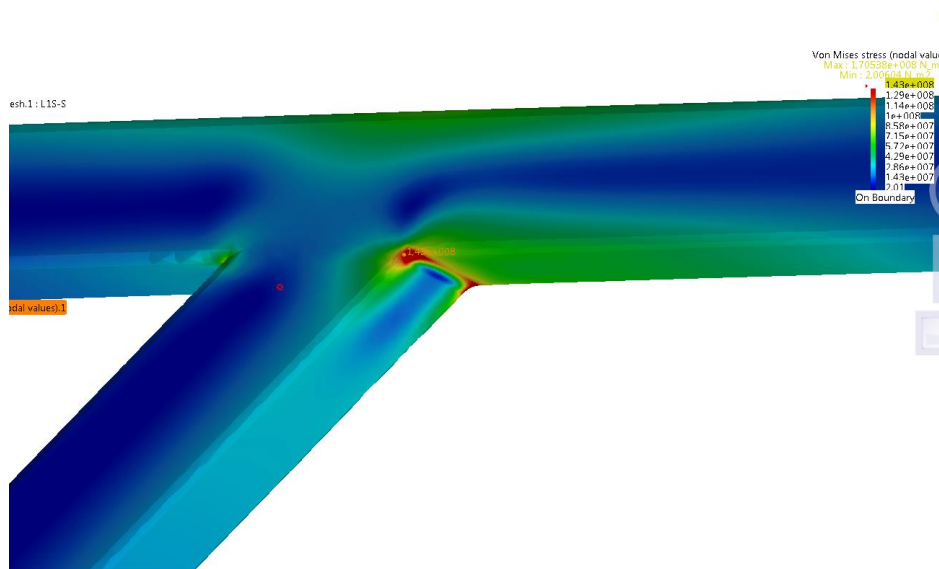
Inga handberäkningar har därför använts för att kontrollera FEM-analysresultaten. Istället har de godkända FEM-analyserna från föregående belastningsfall, väggfall utan stötta, varit en utgångspunkt för bedömning av hur spänningskoncentrationerna i dessa modeller tolkas. Liknande spänningsnivåer har försökt att eftersträvas och ansättningskrafter har sedan bestämts på ett sådant sett att spänningarna håller sig inom dessa.

3.2.2 FEM-analys

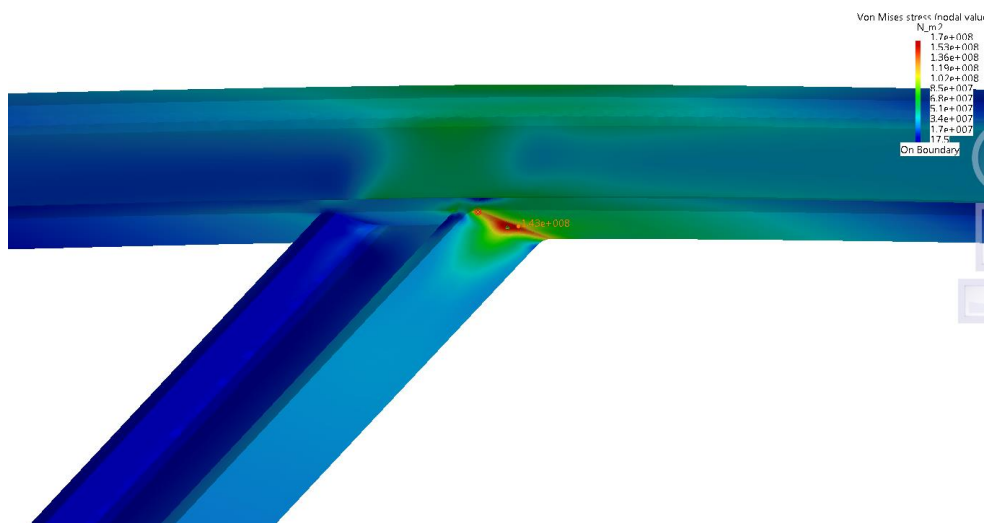
Det har visat sig att för ett par av FEM-analyserna så har spänningarna i belastningspunkten överskridit de spänningar som uppkommit i övriga delar av konstruktion. Detta märks framförallt i de fall där den horisontella balken är en meter. Spänningarna uppkommer främst på ytan av modellen och är beroende av storlek på arean som lasten appliceras på.

De höga spänningarna i belastningspunkten har valt att bortses ifrån eftersom att belastningsfallet med en punktlast egentligen är en förenkling av verkligheten. Punktlasten bör snarare motsvara en kombination av ett flertal utspridda laster som har samlats i en och samma punkt varvid spänningskoncentrationen i belastningspunkten inte är av samma intresse.

Störst von.Misesspänning uppkommer som en begynnande plasticering i skarven mellan stötta och horisontalbalk mitt på svetsradien för HEB-profilen och i de två svetshörnen för VKR-profilen, se Figur 3.3a och Figur 3.3b.



Figur 3.3a – Spänningskoncentration i VKR-profil för väggfall med stötta



Figur 3.3b – Spänningskoncentration i HEB-profil för väggfall med stötta

3.2.3 Infästningar

Ingen av infästningarna överstiger villkoret för tillåtet belastningsutnyttjandet vid tillåtna ansättningskrafter som kan ses i Tabell 3.6. Utnyttjandeprocenten inom parenteserna avser den undre infästningen.

Tabell 3.6 – Belastningsutnyttjande för väggfall med stötta

Balklängd (m)	Profil	Kraft (N)	Infästning C16/20 (Utnyttjandeprocent)	Infästning C20/25 (Utnyttjandeprocent)
1	HEB	37000	Svets: - Kem: 67 % (29 %)	Svets: 53 % (23%) Kem: 61 % (26 %)
1	VKR	21000	Svets: - Kem: 39 % (17%)	Svets: 30 % (14%) Kem: 35 % (16%)
2	HEB	10500	Svets: - Kem: 45% (12%)	Svets: 35% (9 %) Kem: 40 % (11%)
2	VKR	6500	Svets: - Kem: 30% (8 %)	Svets: 23% (6%) Kem: 26 % (7%)
3	HEB	5900	Svets: - Kem: 39% (8%)	Svets: 30 % (6%) Kem: 35% (7%)
3	VKR	3500	Svets: - Kem: 21% (5%)	Svets: 18% (4%) Kem: 21% (5%)
4	HEB	4000	Svets: - Kem: 35% (6%)	Svets: 27 % (5%) Kem: 31% (6%)
4	VKR	2400	Svets: - Kem: 16% (4%)	Svets: 16% (3%) Kem: 19% (4%)

3.2.4 Resultat

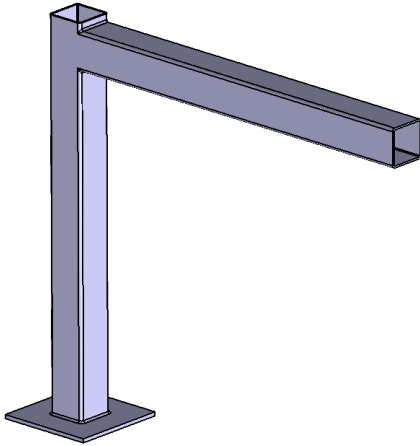
I Tabell 3.7 presenteras tillåtna ansättningskrafterna för sekundärstödet väggfall med stötta. Här framgår att utböjningarna för samtliga stöd blir förhållandevis små och sätter inte begränsningar i något av fallen. Inte heller infästningarna sätter begränsningar före det att spänningsvillkoret överskrids, jämför Tabell 3.6 med 3.7.

Tabell 3.7 - Tillåtna ansättningskrafter för väggfall med stötta

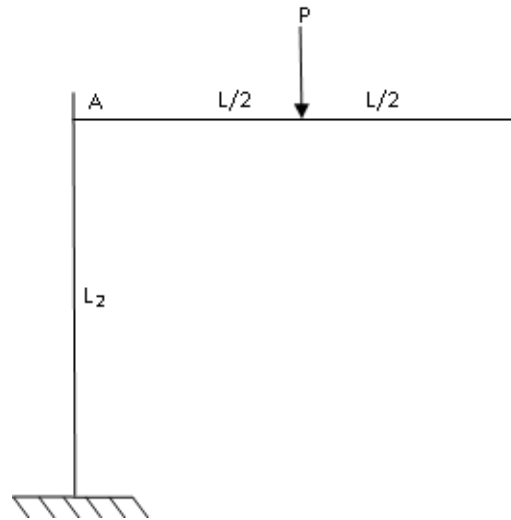
Balklängd	Profil	Ursprungskraft (N)	Kraft (N)	Utböjning	Spänning	Begränsande faktor
1 meter	HEB	37000	37000	~1 mm	σ_{till}	Spänningen
1 meter	VKR	21000	21000	~1 mm	σ_{till}	Spänningen
2 meter	HEB	10500	10500	~3 mm	σ_{till}	Spänningen
2 meter	VKR	6500	6500	~3mm	σ_{till}	Spänningen
3 meter	HEB	5900	5900	~8 mm	σ_{till}	Spänningen
3 meter	VKR	3500	3500	~7 mm	σ_{till}	Spänningen
4 meter	HEB	4000	4000	~13 mm	σ_{till}	Spänningen
4 meter	VKR	2400	2400	~13 mm	σ_{till}	Spänningen

3.3 Golvfall

Golvfallet består av två hopsvetsade balkar, se Figur 3.4a som belastas av en punktlast mitt på den horisontella balken, se Figur 3.4b.



Figur 3.4a – Solidmodell av golvfall



Figur 3.4b – Belastningsfall för golvfall

Det som skiljer detta belastningsfall gentemot de andra är att även den kritiska längden för den vertikala balkens längd L_2 skall undersökas. Med kritisk längd menas den längd för vilken den maximala ansättningskraften för konstruktionen börjar påverkas.

3.3.1 Handberäkningar

Vid utförande av handberäkningarna, enligt Bilaga 3, kan ses att L_2 har betydande inverkan för utböjningen och därmed möjligen påverkar den maximala ansättningskraften redan i ett tidigt skede.

Förutom utböjningens påverkan av längden L_2 så har även en jämförelse med beräkningar i enlighet med Euler Bernoullis knäckningsfall utförts för att undersöka om det är större risk för knäckning i den vertikala balken än vad det är att hela konstruktionen böjer ut för mycket (Dahlberg, 2001).

Det kan konstateras att utböjningen utan tvekan är den faktor som kommer begränsa ansättningskraften före det att knäckningen gör det, se Bilaga 4.

3.3.2 FEM-analys

Maximal spänning uppkommer för konstruktionerna dock i den undre svetsen mellan den vertikala och den horisontella balken för HEB-profilen. För VKR-profilen uppkommer maximal spänning för konstruktionen i hörnen av den undre svetsradien mellan de två balkarna.

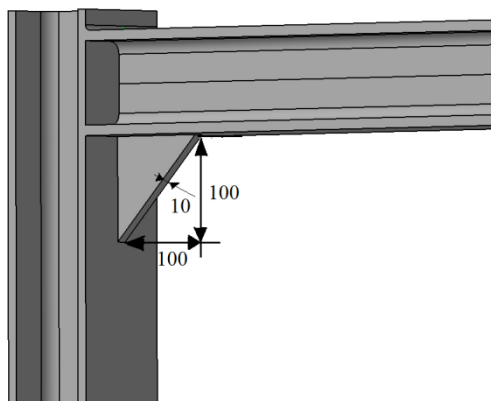
För samtliga belastningsfall är det dock utböjningsvillkoret som sätter begränsningen innan det föreligger risk för brott i konstruktionen. I vissa fall överskrids utböjningsvillkoret då endast egenvikten är medräknad, se Bilaga 10 och 11.

För att säkerställa pålitligheten i FEM-analyserna jämförs en handberäknad utböjning med utböjningen ifrån CATIA, se Tabell 3.8. Belastningsfallet för testet är, balklängd: 1 m samt ansättningskraft: 5800 N för HEB och 3900 N för VKR.

Tabell 3.8 - Kontroll av CATIA-modellen för golvfall

Belastningsfall/Profil		Handberäkning	CATIA	Procentuell skillnad
Vanligt belastningsfall	HEB	3,8 mm	4,83 mm	27,1 %
	VKR	3,98 mm	4,86 mm	22,1 %
Belastningsfall med stödplåt	HEB	3,8 mm	4,16 mm	9,5 %

Utböjningen i CATIA för HEB-profil blir 27,1 % större än det handberäknade värdet, vilket är något för högt för att kunna gå vidare och godkänna solidmodellen. Differensen kan förklaras med att Euler Bernoullis balkteori är en förenklad metod som inte tar hänsyn till skjuvdeformation. För att undersöka om solidmodellen stämmer så testas belastningsfallet åter i CATIA, nu med en 10*100*100 mm triangulär stödplåt mellan de hopsvetsade balkarna, se Figur 3.5. Stödplåtens syfte är att motverka skjuvdeformationen vid hopsvetsningen mellan balkarna för att på så vis komma närmre det handberäknade värdet. Utböjningen i CATIA blir nu 9,5 % större än det handberäknade värdet, och solidmodellen antas korrekt.



Figur 3.5 – Solidmodell golvfall, kontroll med stödplåt, värden i millimeter

3.3.3 Infästningar

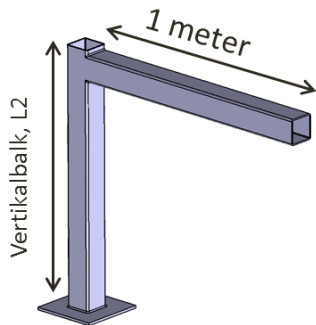
Infästningarna är inte begränsande i något fall vilket framgår ur Bilaga 8 till 11.

Då det är många infästningar som analyseras så presenteras samtliga belastningsutnyttjanden i samma bilagor som resultaten för detta fall, se Bilaga 8 till 11.

3.3.4 Resultat

Det har visat sig att utböjningsvillkoret har varit den begränsande faktorn i samtliga fall, detta har lett till att längden av vertikalbalken har stor inverkan. Då det är många belastningsfall för golvstödet så presenteras här endast resultaten för horisontalbalklängd en samt fyra meter, se Figur 3.6a och 3.6b. Samtliga längder och resultat kan ses i Bilaga 8 till 11.

I Diagram 1 med tillhörande Figur 3.6a, presenteras de tillåtna ansättningskrafterna för belastningsfallen där horisontalbalken är en meter.



Figur 3.6a – Golvstöd med VKR-profil, horisontalbalklängd en meter, och varierande vertikalbalklängd L_2

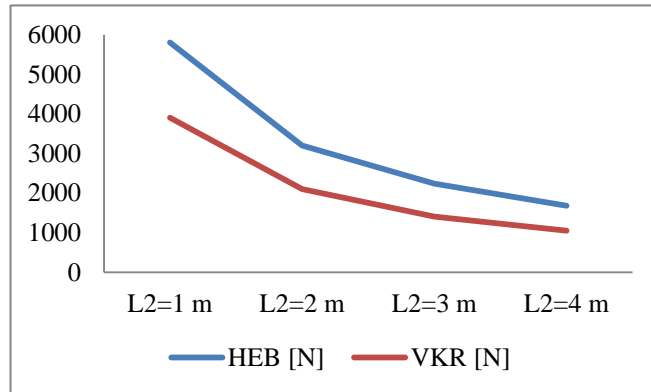
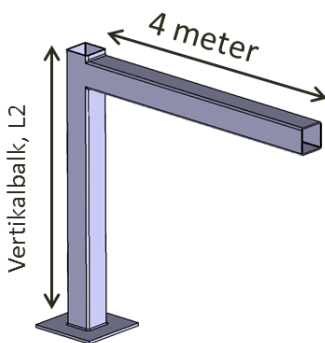


Diagram 1 – Tillåtna ansättningskrafter för belastningsfallen där horisontalbalken är en meter

Vid belastningsfallen då horisontalbalken är fyra meter lång så överskrids utböjningsvillkoret endast på grund av dess egenvikt, för nästan samtliga längder av L_2 . Endast då vertikalbalken är en meter lång kan en ansättningskraft läggas på, se Diagram 2 med tillhörande Figur 3.6b.



Figur 3.6b - Golvstöd med VKR-profil, horisontalbalklängd en meter, och varierande vertikalbalklängd L_2

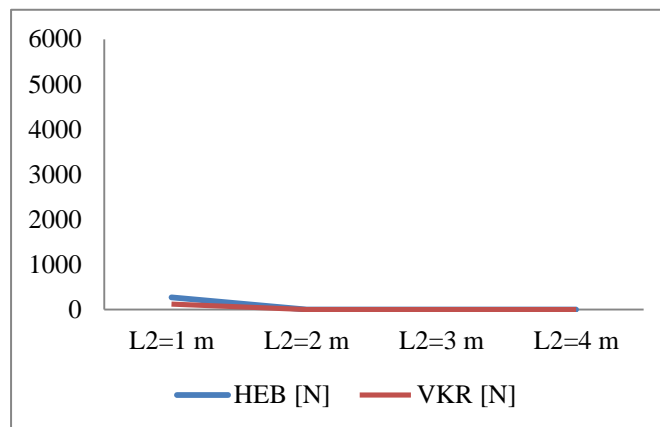
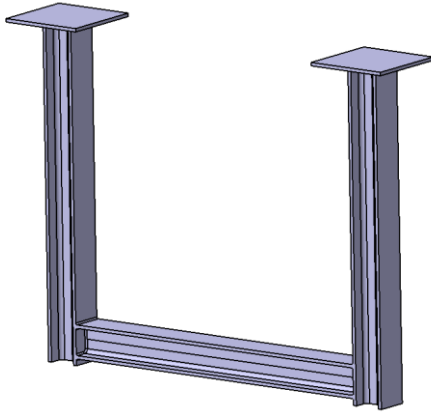


Diagram 2 – Tillåtna ansättningskrafter för belastningsfallen där horisontalbalken är fyra meter

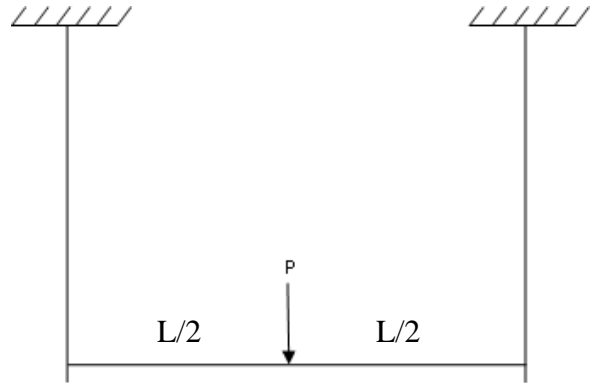
3.4 Takfall

Takfallet består av tre hopsvetsade balkar, en horisontell och två vertikala. De vertikala är fastsvetsade vid den horisontellas fria ändar, se Figur 3.7a.

Horisontalbalken är belastad av en punktlast i dess mittpunkt, se Figur 3.7b.



Figur 3.7a – Solidmodell av takfallet



Figur 3.7b – Belastningsfall för takfallet

3.4.1 Handberäkningar

På samma sätt som för golvfallet så handberäknas utböjningen för att säkerställa rimligheten i FEM-analyser, se Bilaga 5.

3.4.2 FEM-analys

Eftersom att utböjningar blir så pass små är det återigen spänningarna i konstruktionen som sätter begränsningarna. Samma metod som vid analys av spänningskoncentrationer för väggfall med stötta tillämpas. Det vill säga att se till så att spänningskoncentrationerna för konstruktionerna håller sig inom områden som tidigare har godkänts.

Störst spänning i konstruktionen uppkommer vid skarv mellan vertikal och horisontell balk. För HEB-profilen uppkommer denna spänningskoncentration i mitten av den övre svetsradien medan den för VKR-profilen uppkommer i de fyra hörnen vid varje infästning.

För de belastningsfall där lastbalken är en meter uppkommer på samma sätt som för väggfallen med stötta även en spänningspik vid belastningspunkten vilket har bortsetts ifrån.

3.4.3 Infästningar

Ingen av infästningarna överstiger villkoret för tillåtet belastningsutnyttjande vid tillåtna ansättningskrafter. Takfallet har två infästningar som förhåller sig symmetriskt kring belastningspunkten, beräkningar utförs på en av infästningarna men resultaten gäller för dem båda, se Tabell 3.9 för belastningsutnyttjanden.

Tabell 3.9 – Belastningsutnyttjande för takfall

Balklängd (m)	Profil	Kraft(N)	Infästning C16/20 (Utnyttjandeprocent)	Infästning C20/25 (Utnyttjandeprocent)
1	HEB	37300	Svets: - Kem: 42 %	Svets: 28 % Kem: 37 %
1	VKR	30000	Svets: - Kem: 36 %	Svets: 28% Kem: 32%
2	HEB	16500	Svets: - Kem: 27 %	Svets: 16 % Kem: 25 %
2	VKR	11400	Svets: - Kem: 21 %	Svets: 16 % Kem: 19 %
3	HEB	9450	Svets: - Kem: 22 %	Svets: 17 % Kem: 20 %
3	VKR	6800	Svets: - Kem: 17 %	Svets: 13 % Kem: 16 %
4	HEB	6500	Svets: - Kem: 20 %	Svets: 15 % Kem: 18 %
4	VKR	4700	Svets: - Kem: 16 %	Svets: 12 % Kem: 14 %

3.4.4 Resultat

Vad det gäller infästningarna så påverkar de inte speciellt mycket i förhållande till den kraft som sätter begränsning för spänningen.

De tillåtna ansättningskrafterna för konstruktionen presenteras i Tabell 3.10.

Tabell 3.10 – Tillåtna ansättningskrafter för takfall

Balklängd (m)	Profil	Ursprungskraft(N)	Kraft(N)	Utböjning	Spänning	Begränsande faktor
1	HEB	37300	37300	~1 mm	σ_{till}	Spänningen
1	VKR	30000	30000	~2 mm	σ_{till}	Spänningen
2	HEB	16500	16500	~2 mm	σ_{till}	Spänningen
2	VKR	11400	11400	~2 mm	σ_{till}	Spänningen
3	HEB	9450	9450	~3 mm	σ_{till}	Spänningen
3	VKR	6800	6800	~3 mm	σ_{till}	Spänningen
4	HEB	6500	6500	~4 mm	σ_{till}	Spänningen
4	VKR	4700	4700	~5 mm	σ_{till}	Spänningen

3.5 Jämförelse av kemankare och svetsplatta

Som ett slutligt delmoment i arbetet jämförs infästningsalternativen färdiggingjuten svetsplatta med platta med kemankare för att utvärdera vilket alternativ som är det bästa ur ren hållfastighetssynpunkt.

Det enda belastningsfall till vilken anpassning efter infästningsalternativen har erfordrats har visat sig vara det enkla belastningsfallet vägginfästning utan stötta. Beräkningar för de andra belastningsfallens infästningar har även utförts men utnyttjandegraden hos de två infästningsalternativen har inte uppnått nivåer som på något vis har varit för stora.

Eftersom att det skiljer sig ganska mycket på vilket typ av belastning som infästningen utsätts för så har infästningarna jämförts varje sekundärstöd för sig.

Sedan tidigare har förhållandet mellan de två infästningsalternativen för belastningsfall väggfall utan stötta beräknats fram till 1.13, se Ekvation 4. Skrivs Ekvation 4 om på generell form fås nedan Ekvation 5.

$$X = \frac{P_F}{P_K} = \frac{\sum \frac{\text{Utnyttjandegrad i kemankarinfästning}}{\text{Utnyttjandegrad i fästplattan}}}{\text{Totalt antal kvoter}} \quad (5)$$

Med hjälp av Ekvation 5 beräknas förhållandet mellan infästningarna för de tre resterande belastningsfallen fram, med värden från Tabell 3.6 , 3.9 och Bilaga 8- 11, se Tabell 3.11.

Tabell 3.11 – Förhållande mellan infästningsalternativen för samtliga sekundärstöd

Väggfall utan stötta	Väggfall med stötta	Golvfall	Takfall
X=1,13	X=1,18	X=1,17	X=1,25

4. Resultat och slutsats

För detta arbete har en kombination av handberäkningar och FEM-analyser valt att användas. I första hand har handberäkningarna nyttjats för att säkerställa rimligheten i de FEM-analyser som utförts.

Det har visat sig vara varierande för vilka villkor i avgränsningarna som varit kritiska avseende vilken maximal ansättningskraft som kan tillåtas i de fyra sekundärstödskonstrukterna. För de flesta belastningsfallen har det varit spänning eller utböjning som haft störst inverkan och endast i tre belastningsfall har det visat sig vara infästningen som varit begränsande.

Vid jämförelse av de två infästningsalternativen har svetsplattan visat sig klara av en högre belastning än kemankarinfästningen. Även om en slutlig jämförelse mellan de två alternativen har genomförts så går det att ifrågasätta om det är rent statistiskt motiverbart att anta att resultatet från detta arbete förhåller sig på samma sätt även för andra kem- och svetsplattinfästningar.

Vad som dock, efter att ha utfört minst 100 infästningsberäkningar, går att konstatera är att vid medelvärdesberäkningarna från tidigare kapitel, så har svetsplattan som minst har klarat en 13 % högre belastning än vad kemankarinfästningen gjort.

Vid undersökning av kritisk längd för den vertikala balken i golvfallet kunde snabbt konstateras att ju längre balken blev desto större blev utböjningen i konstruktionen. Balken fick så pass stor inverkan att för vissa belastningsfall överskreds utböjningsvillkoret även då ingen last var applicerad på stödet.

5. Referenser

Catiadesign, 2004. *www.catiadesign.org*. [Online]

Available at: http://www.catiadesign.org/doc/catia/v5r14/catpdfestug_C2/estug.pdf

[Accessed 2013].

Dahlberg, T., 2001. Formelsamling i hållfasthetslära. In: *Supplement till: Teknisk hållfasthetslära*. s.l.:Studentlitteratur.

Dassault systèmes, 2001. *www.catia.com.pl*. [Online]

Available at: http://www.catia.com.pl/tutorial/z2/part_design.pdf

[Accessed 2013].

Hagelin, C. & Karlsson, E., 2011. *hh.diva-portal.se*, s.l.: s.n.

Hilti, 2011. *www.hilti.se*. [Online]

Available at: http://www.hilti.se/fstore/holse/techlib/docs/Anchor_design.pdf

[Accessed 2013].

Sehlå, B., n.d. *Stålbyggnadsinstitutet*. [Online]

Available at:

http://www.sbi.se/omraden/o_dokument.asp?mId=9&kId=44&subKId=0&mgrp=0&dId=36

[Accessed 13 06 2013].

SIS, 1999. *Svensk Standard SS-EN 10250-2*. s.l.:Standardiseringen i Sverige.

Tibnor AB, 2007. *konstruktion.triodev.se*. [Online]

Available at: konstruktion.triodev.se/KonstrtabellerStal.pdf

[Accessed 2013].

Yashar Aslanzadeh, Stefan Venbrant, 2011. *FEM-analyser av rörkonstruktioner*, Göteborg: Chalmers tekniska högskola. (Examensarbete inom Institutionen för Material- och tillverkningsteknik).

6. Bilagor

- Bilaga 1: Handberäkningar Vägfall utan stötta
- Bilaga 2: Handberäkningar Vägfall med stötta
- Bilaga 3: Handberäkningar Golvfall
- Bilaga 4: Eulers knäckningsfall
- Bilaga 5: Handberäkningar Takfall
- Bilaga 6: Resultat Vägfall utan stötta
- Bilaga 7: Resultat Vägfall med stötta
- Bilaga 8: Resultat Golvfall, horistontalbalk en meter
- Bilaga 9: Resultat Golvfall, horistontalbalk två meter
- Bilaga 10: Resultat Golvfall, horistontalbalk tre meter
- Bilaga 11: Resultat Golvfall, horistontalbalk fyra meter

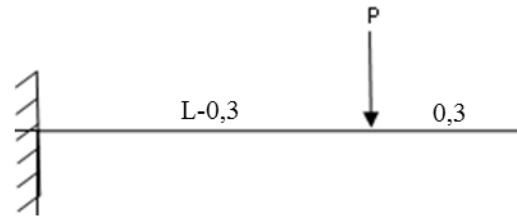
Bilaga 1: Handberäkningar Vägghall

Snitt och belastningar

Frilägg balken i Figur 6.1, se Figur 6.2.

$$\uparrow: T_a - P = 0 \rightarrow T_a = P$$

$$\curvearrowright \overset{A}{\bullet}: -M_a + P * (L - x) = 0 \rightarrow M_a = P * (L - x)$$



Figur 6.1- Belastningsfall, vägghall utan stötta

Spänningar och krafter

Infästningen belastas enligt Figur 6.2, normalspänning fås enligt:

$$\sigma_N = \frac{|M_a| * |z_{max}|}{I_y}$$

Med skjuvspänning:

$$\tau = \frac{T_a}{A}$$

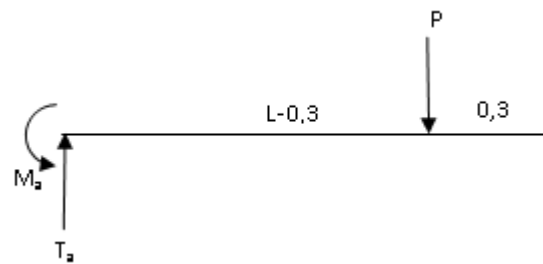
Von Mises spänningen blir:

$$\sigma_e^{v.m} = \sqrt{\sigma_N^2 + 3 * \tau^2}$$

Formel för tillåten lastkraft enligt:

$$P = \sqrt{\frac{\sigma_{till}^{v.m^2}}{\left(\frac{(L-x) * |z_{max}|}{I}\right)^2 + 3 * \left(\frac{1}{A}\right)^2}}$$

Med indata ifrån: Tabell 2.1a, 2.1b, 2.2 samt Ekvation 1



Figur 6.2 – Frilagda infästningar för vägghall utan stötta

Utböjning

Utböjningen delas upp i två delar, se Figur 6.3

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

Eulers Elementarfallsteori ger att:

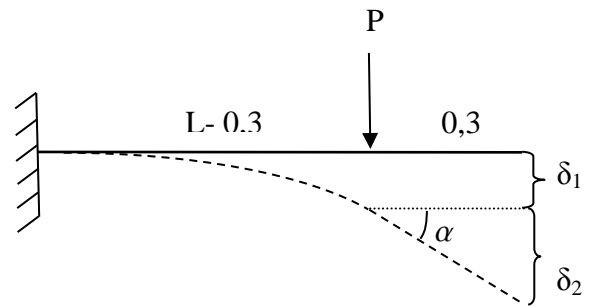
$$\delta_1 = \frac{P(L-0,3)^3}{3EI}$$

$$\delta_2 = \frac{P(L-0,3)^2}{2EI} * \chi$$

Totala utböjningen blir enligt:

$$\delta_{tot} = \frac{P(L-0,3)^3}{3EI} + \frac{Px(L-0,3)^2}{2EI} = \frac{P(L-0,3)^2}{EI} * \left(\frac{L-0,3}{3} + \frac{0,3}{2} \right)$$

Med indata ifrån: Tabell 2.1a, 2.1b, 2.2 samt Ekvation 1



Figur 6.3 - Utböjning av väggfall utan stötta

Bilaga 2: Handberäkningar Vägfall med stötta

Snitt och belastningar

Frilägg infästningarna i Figur 6.4, se Figur 6.5.

$$\uparrow : P = A_V + B_V$$

$$\rightarrow : A_H = -B_H$$

Frilägg övre balken i Figur 6.5, se Figur 6.6.

$$\uparrow : P = A_V + C_V$$

$$\rightarrow : A_H = -C_H$$

$$\curvearrow : -M_A - M + P(L - 0,3) + A_V * \frac{L}{2} = 0$$

Frilägg undre balken i Figur 6.5, se Figur 6.6.

$$\uparrow : C_V = B_V \quad (6)$$

$$\rightarrow : B_H = C_H \quad (7)$$

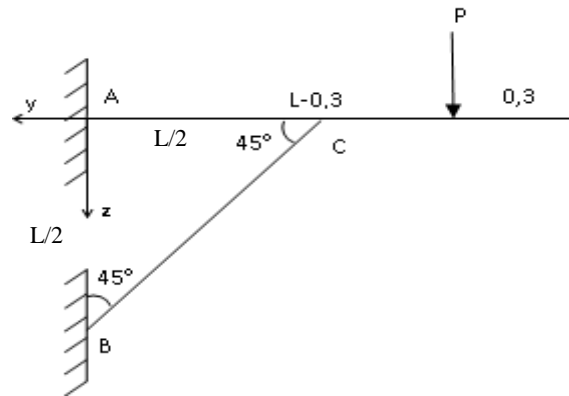
$\curvearrow :$

$$-M_B + M + B_V \left(\frac{L}{2}\right) - B_H \left(\frac{L}{2}\right) = 0$$

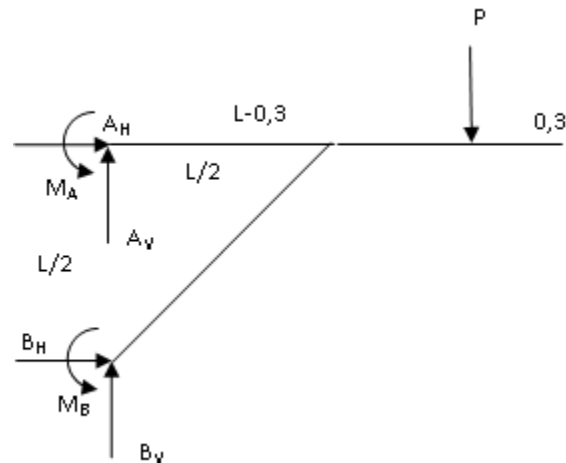
Ekvation (6) och (7) blir dubbeldefinierande.

Friläggning ger oss sex ekvationer, och nio obekanta krafter/moment.

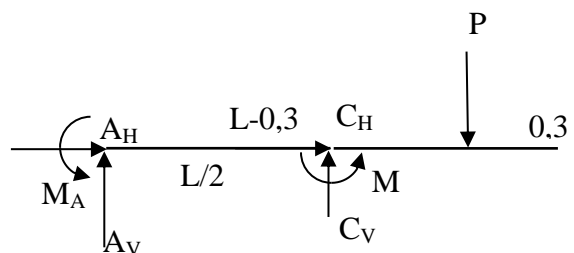
Systemet är därmed statiskt obestämt.



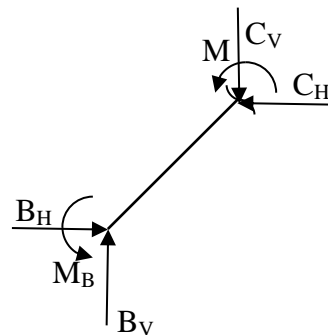
Figur 6.4 – Belastningsfall, väggfall med stötta



Figur 6.5 - Frilagda infästningar för väggfall med stötta



Figur 6.6 – Frilagd horisontalbalk för väggfall med stötta



Figur 6.7 – Frilagd stötta för väggfall med stötta

Bilaga 3: Handberäkningar Golvfall

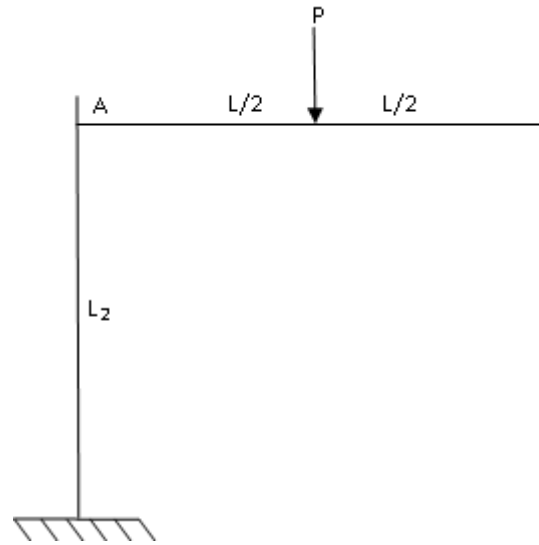
Snitt och belastningar

Frilägg horisontalbalken i Figur 6.7, se Figur 6.8:

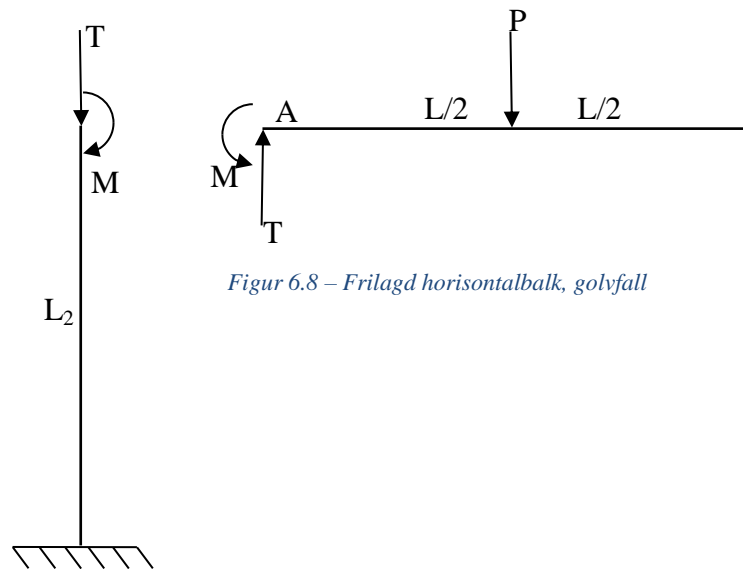
$$\uparrow: T - P = 0 \rightarrow T = P$$

$$\curvearrow^A: M - P * \frac{L}{2} = 0 \rightarrow M = \frac{PL}{2}$$

Frilägg vertikalbalken i Figur 6.7, se Figur 6.9.



Figur 6.7- Belastningsfall, golvfall



Figur 6.8 – Frilagd horisontalbalk, golvfall

Figur 6.9 – Frilagd vertikalbalk, golvfall

UTBÖJNING

Utböjningen blir enligt Figur 6.10.

$$\delta_{tot1} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

Eulers Elementarfallsteori ger att:

$$\delta_1 = L * w'(L_2) = \frac{P * L^2 * L_2}{2 * E * I}$$

$$\delta_2 = \frac{P \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3 * E * I} = \frac{P(L)^3}{24 * E * I}$$

$$\delta_3 = \frac{P \left(\frac{L}{2}\right)^3}{2 * E * I} = \frac{P(L)^3}{16 * E * I}$$

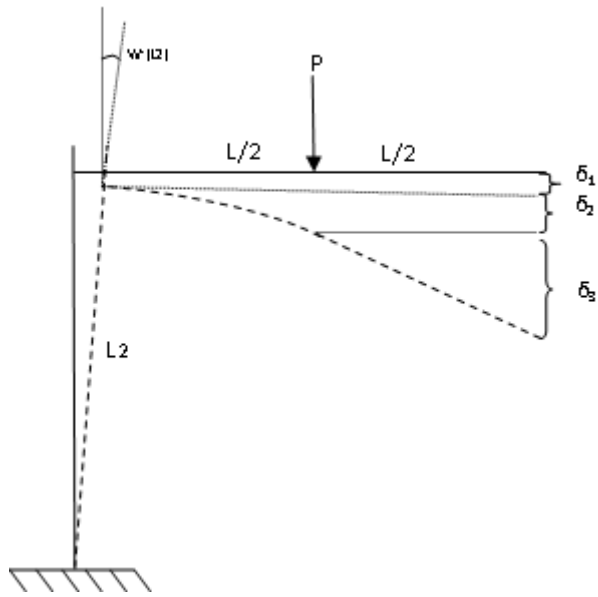
Hoptryckningen av vertikalbalken påverkar utböjningen enligt δ_4 :

$$\delta_4 = \frac{P * L_2}{E * A}$$

Vilket ger den totala utböjningen:

$$\delta_{tot} = \frac{P * L^2}{E * I} \left(\frac{L_2}{2} + \frac{L}{24} + \frac{L}{16} \right) + \frac{P * L_2}{E * A} = \frac{P * L^2}{E * I} \left(\frac{L_2}{2} + \frac{5 * L}{48} + \frac{L_2 * I}{A * L^2} \right)$$

Med indata ifrån: Tabell 2.1a, 2.1b, 2.2 samt Ekvation 1



Figur 6.10 – Utböjningen av golvfall

Bilaga 4: Euler Bernoullis knäckning

För att utreda om det föreligger risk för knäckning då L_2 blir tillräckligt lång görs en jämförelse mellan kraften beroende av utböjning P_{till} och kraften som beror av knäckning P_K .

$$\text{Från tidigare } \delta_{tot} = \frac{P * L^2}{E * I} \left(\frac{L_2}{2} + \frac{5 * L}{48} + \frac{L_2 * I}{A * L^2} \right) = \left[\begin{array}{l} \delta_{tot} = \delta_{till} \\ P = P_{till} \end{array} \right] \rightarrow \rightarrow$$

$$\delta_{till} = \frac{P_{till} * L^2}{E * I} \left(\frac{L_2}{2} + \frac{5 * L}{48} + \frac{L_2 * I}{A * L^2} \right)$$

$$\text{Utböjningsvillkor: } \left[\begin{array}{l} \delta_{till}^{L=1} = 5\text{mm} \\ \delta_{till}^{L=2} = 10\text{mm} \\ \delta_{till}^{L=3} = 15\text{mm} \\ \delta_{till}^{L=4} = 20\text{mm} \end{array} \right]$$

$$P_{till} = \frac{\delta_{till} * E * I}{L^2 * \left(\frac{L_2}{2} + \frac{5 * L}{48} + \frac{L_2 * I}{A * L^2} \right)}$$

Euler Bernoullis knäckningsfall

$$P_K = \frac{\pi^2 * E * I}{4 * L_2^2}$$

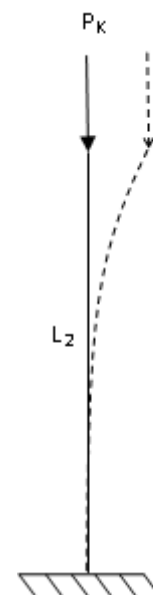
P_{till} med $P_K \rightarrow$

$$P_K = P_{till} \left(\frac{\pi^2 * L^2 \left(\frac{L_2}{2} + \frac{5 * L}{48} + \frac{L_2 * I_y}{A * L^2} \right)}{4 * \delta_{till} * L_2^2} \right)$$

Numerisk undersökning av förhållandet mellan P_K och P_{till} ger för belastningsfallet med en meter lång horisontalbalk följande mönster:

Tabell 6.1 – Förhållande mellan P_K och P_{till}

L [m]	L_2	δ_{till}	Förhållande
1	1	5 mm	$P_K \approx 299 * P_{till}$
1	2	5 mm	$P_K \approx 137 * P_{till}$
1	3	5 mm	$P_K \approx 88 * P_{till}$
1	4	5 mm	$P_K \approx 65 * P_{till}$
1	240	5 mm	$P_K \approx 1,03 * P_{till}$



Figur 6.11 – Eulers knäckningsfall

Den numeriska undersökningen ovan är ett extremfall, egentligen ter det sig inte riktigt på detta sätt då det utöver en tvärkraft även verkar ett moment vid den övre angrifningspunkten. Momentet skulle i själva verket öka förhållandet mellan P_K och P_{till} i Tabellen ovan, då en sådan belastning påbjuder en utböjning istället för knäckning.

Bilaga 5: Handberäkningar takfall

Snitt och belastningar

Frilägg horisontalbalken i Figur 6.12, se Figur 6.13.

$$\uparrow : P = T_A + T_B$$

$$\curvearrowleft \text{A} : -M_A + \frac{PL}{2} - T_B L + M_B = 0$$

$$\rightarrow : S_B - S_A = 0$$

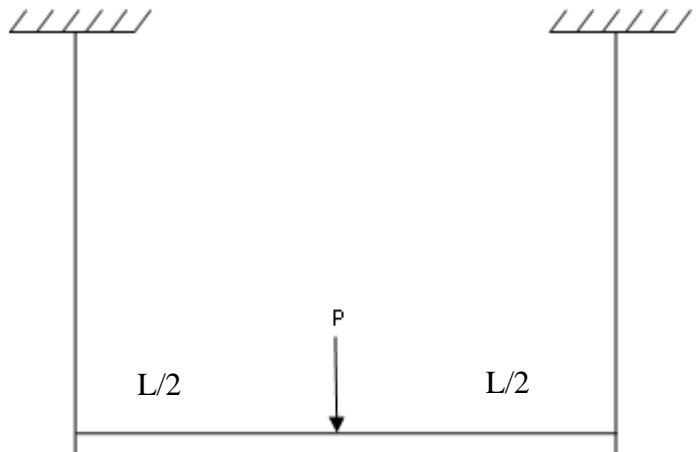
→

$$M_A = M_B$$

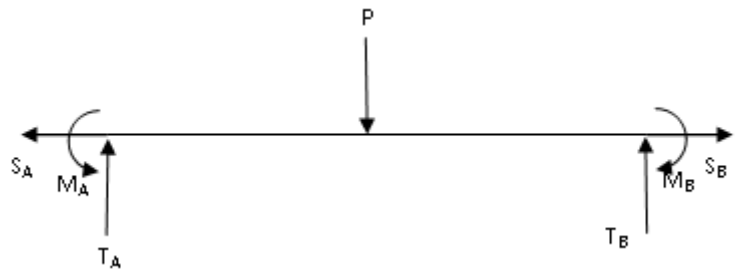
$$T_A = T_B = \frac{P}{2}$$

$$S_A = S_B$$

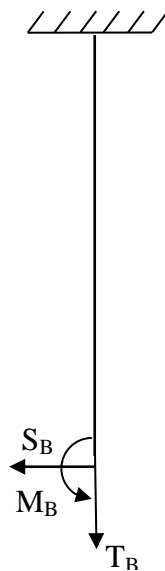
Frilägg horisontalbalken i Figur 6.12, se Figur 6.14.



Figur 6.12 – Belastningsfall takfall



Figur 6.13 – Frilagd horisontalbalken för takfall



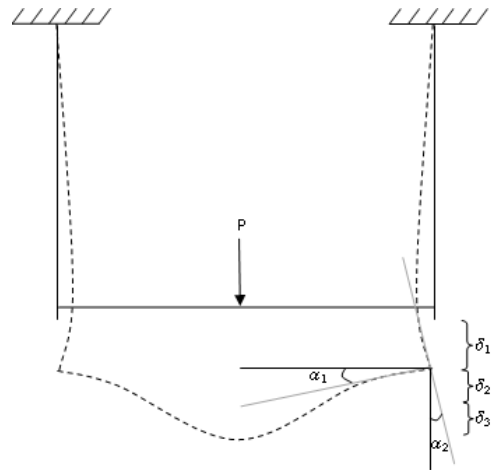
Figur 6.14 – Frilagd vertikalbalk för takfall

Utböjningsförhållanden

För att få fram det okända Momentet $M_A=M_B$ samt horisontalkraften $S_A=S_B$ ställs utböjningsförhållanden för horisontalförskjutningen och vinkeln fram.

$$\alpha_1 = \alpha_2, \text{ se Figur 6.15. (8)}$$

$$\delta_{H1} = \delta_{H2}, \text{ se Figur 6.17. (9)}$$



Figur 6.15 – Utböjning av takfall

Ur elementarfall från Tore Dahlberg formelsamling i hållfasthetslära ges nedan dessa förhållanden ur snitt i B (Dahlberg, 2001).

$$\alpha_1 = \frac{P \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I_y} - \frac{M \cdot L}{2 \cdot E \cdot I_y}, \text{ se Figur 6.17.}$$

$$\alpha_2 = \frac{M \cdot L_2}{E \cdot I_y} - \frac{S \cdot L_2^2}{2 \cdot E \cdot I_y}, \text{ se Figur 6.16.}$$

Med Ekvation 8 fås:

$$P = \frac{\frac{M}{E \cdot I_y} \left(L_2 + \frac{L}{3} + \frac{L}{6} \right) - \frac{S \cdot L_2^2}{2 \cdot E \cdot I_y}}{\frac{L^2}{16 \cdot E \cdot I_y}}$$

Med indata ifrån: Tabell 2.1a, 2.1b, 2.2 samt Ekvation 1

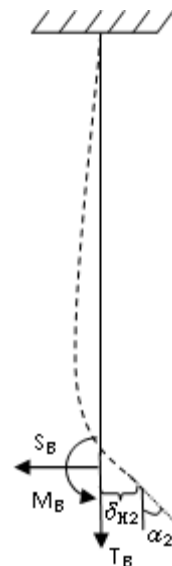
$$\delta_{H1} = \frac{S \cdot L^2}{2 \cdot E \cdot A}, \text{ se Figur 6.16 med Ekvation 9.}$$

$$\delta_{H2} = \frac{M \cdot L_2^2}{2 \cdot E \cdot I_y} - \frac{S \cdot L_2^3}{3 \cdot E \cdot I_y}, \text{ se Figur 6.16.}$$

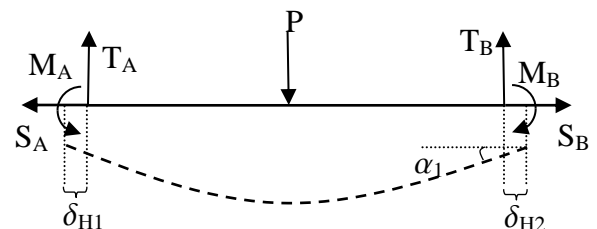
Med Ekvation 9 fås:

$$S = M \left(\frac{\frac{L_2^2}{L \cdot I_y} + \frac{2 \cdot L_2^3}{3}}{A} \right)$$

Med indata ifrån: Tabell 2.1a, 2.1b, 2.2 samt Ekvation 1



Figur 6.16 – Utböjning av högra vertikalbalken



Figur 6.17 – Utböjning av horisontalbalk

$$M = \frac{\frac{P * L^2}{16}}{\left(L_2 + \frac{L}{3} + \frac{L}{6} - \frac{\frac{L_2^4}{2 * L * I_y} + \frac{4 * L_2^3}{3}}{A} \right)}$$

→

$$S = \frac{\frac{P * L^2}{16} * \left(\frac{\frac{L_2^2}{L * I_y} + \frac{2 * L_2^3}{3}}{A} \right)}{\left(L_2 + \frac{L}{3} + \frac{L}{6} - \frac{\frac{L_2^4}{2 * L * I_y} + \frac{4 * L_2^3}{3}}{A} \right)}$$

Utböjningar

Utböjningen delas upp i delar där $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$, se Figur 6.15.

δ_1 uppkommer på grund av förlängningen i vertikalbalkarna. δ_3 är utböjningen i horisontalbalken, som tillsammans med en begynnande vinkel från Punkten A samt B's vridning adderas med δ_2 .

Elementarfall ur Tore Dahlbergs formelsamling i hållfasthetslära (Dahlberg, 2001).

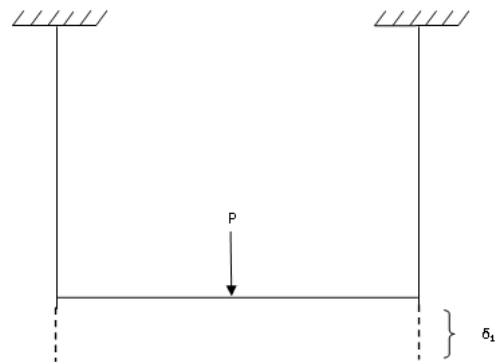
$$\delta_1 = \frac{P * L_2}{2 * E * A}, \text{ se Figur 6.18.}$$

$$\delta_2 = \alpha_1 * \frac{L}{2} = \frac{P * L^3}{32 * E * I_y} - \frac{M * L^2}{4 * E * I_y}, \text{ se Figur 6.15.}$$

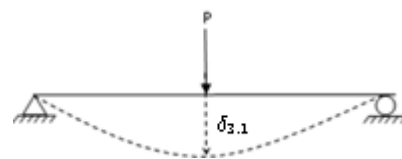
$$\delta_{3.1} = \frac{P * L^2}{E * I_y} \left(\frac{L}{48} \right), \text{ se Figur 6.19.}$$

$$\delta_{3.2} = \frac{P * L^2}{E * I_y} \left(\frac{M}{P * 8} \right), \text{ se Figur 6.20.}$$

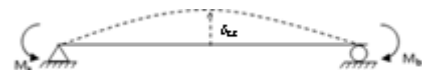
$$\delta_3 = \delta_{3.1} + \delta_{3.2}, \text{ se Figur 6.15.}$$



Figur 6.18 – Utböjning på grund av förlängning av vertikalbalkarna



Figur 6.19 – Utböjning på grund av nedböjning av horisontalbalken



Figur 6.20 – Utböjning på grund av resulterande moment i svetsfogarna

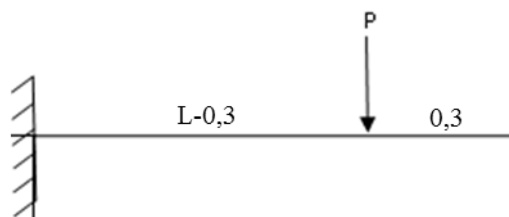
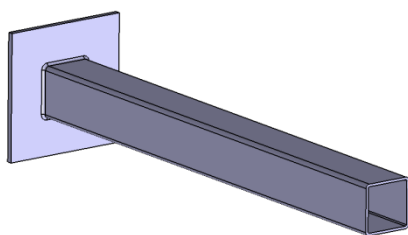
Totala utböjningen blir enligt:

$$\delta_{tot} = \frac{P \cdot L_2}{2 \cdot E \cdot A} + \frac{P \cdot L^3}{32 \cdot E \cdot I_y} - \frac{M \cdot L^2}{4 \cdot E \cdot I_y} + \frac{P \cdot L^2}{E \cdot I_y} \left(\frac{L}{48} \right) - \frac{P \cdot L^2}{E \cdot I_y} \left(\frac{M}{P \cdot 8} \right)$$

$$\delta_{tot} = \frac{P}{E} \left(\frac{L_2}{2 \cdot A} + \frac{L^3}{32 \cdot I_y} - \frac{L^4}{I_y \left(L_2 + \frac{L}{3} + \frac{L}{6} - \frac{L_2^4}{\frac{2 \cdot L \cdot I_y}{A} + \frac{4 \cdot L_2^3}{3}} \right)} \left(\frac{1}{64} + \frac{1}{P \cdot 128} \right) + \frac{L^3}{48 \cdot I_y} \right)$$

Med indata ifrån: Tabell 2.1a, 2.1b, 2.2 samt Ekvation 1

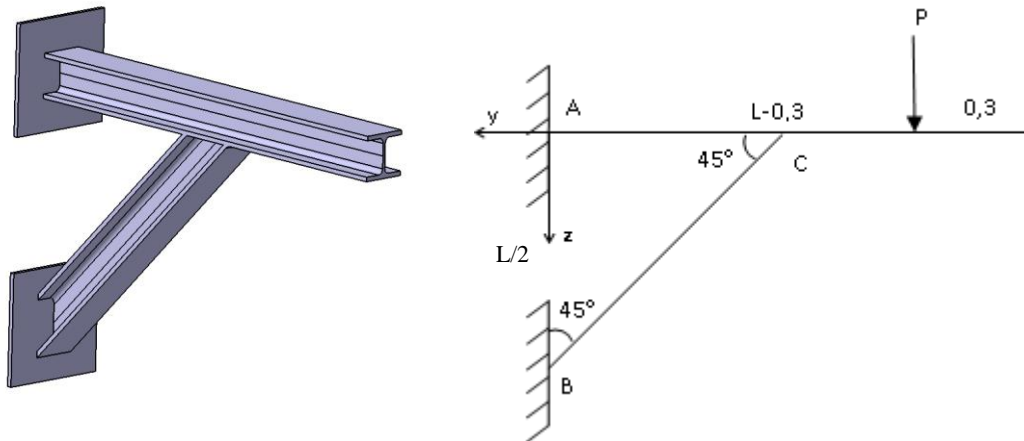
Bilaga 6: Resultat Vägfall utan stötta



Balklängd (m)	Profil	Ursprungskraft (N)	Kraft (N)	Utböjning (mm)	Spänning	Begränsande faktor
1	HEB	18341	P _{Svets} = 9696 P _{Kem} = 8550	2 2	< σ_{till}	Infästningen
1	VKR	11394	P _{Svets} = 9810 P _{Kem} = 8650	3 3	< σ_{till}	Infästningen
2	HEB	4300	P _{Svets} = 3800 P _{Kem} = 3350	9 8	< σ_{till}	Infästningen
2	VKR	2800	2800	10	< σ_{till}	Utböjning
3	HEB	1590	1590	15	< σ_{till}	Utböjning
3	VKR	970	970	15	< σ_{till}	Utböjning
4	HEB	640	640	20	< σ_{till}	Utböjning
4	VKR	390	390	20	< σ_{till}	Utböjning

Balklängd (m)	Profil	Kraft(N)	Infästning C16/20 (Utnyttjandeprocent)	Infästning C20/25 (Utnyttjandeprocent)
1	HEB	18341	Svets: - Kem: 143 %	Svets: 114 % Kem: 128 %
1	VKR	11394	Svets: - Kem: 88 %	Svets: 70 % Kem: 79 %
2	HEB	4300	Svets: - Kem: 86 %	Svets: 68 % Kem: 77 %
2	VKR	2800	Svets: - Kem: 54 %	Svets: 43 % Kem: 48 %
3	HEB	1590	Svets: - Kem: 57 %	Svets: 45 % Kem: 51 %
3	VKR	970	Svets: - Kem: 36 %	Svets: 28 % Kem: 32 %
4	HEB	640	Svets: - Kem: 44 %	Svets: 35 % Kem: 39 %
4	VKR	390	Svets: - Kem: 29 %	Svets: 22 % Kem: 26 %

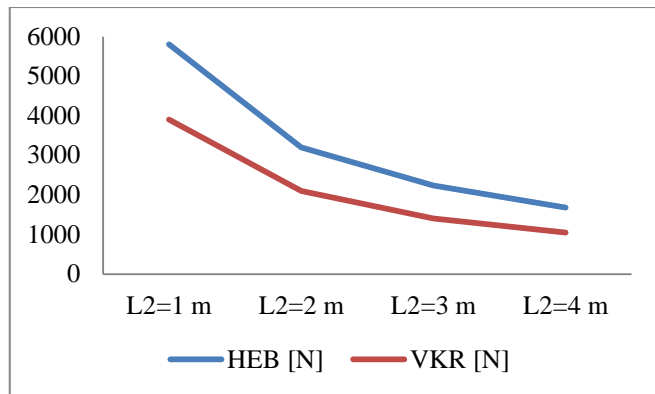
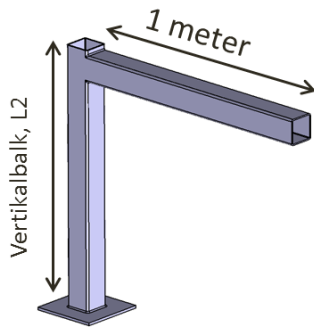
Bilaga 7: Resultat väggfall med stötta



Balklängd	Profil	Ursprungskraft (N)	Kraft (N)	Utböjning	Spänning	Begränsande faktor
1 meter	HEB	37000	37000	~1 mm	σ_{till}	Spänningen
1 meter	VKR	21000	21000	~1 mm	σ_{till}	Spänningen
2 meter	HEB	10500	10500	~3 mm	σ_{till}	Spänningen
2 meter	VKR	6500	6500	~3mm	σ_{till}	Spänningen
3 meter	HEB	5900	5900	~8 mm	σ_{till}	Spänningen
3 meter	VKR	3500	3500	~7 mm	σ_{till}	Spänningen
4 meter	HEB	4000	4000	~13 mm	σ_{till}	Spänningen
4 meter	VKR	2400	2400	~13 mm	σ_{till}	Spänningen

Balklängd (m)	Profil	Kraft (N)	Infästning C16/20 (Utnyttjandeprocent)	Infästning C20/25 (Utnyttjandeprocent)
1	HEB	37000	Svets: - Kem: 67 % (29 %)	Svets: 53 % (23%) Kem: 61 % (26 %)
1	VKR	21000	Svets: - Kem: 39 % (17%)	Svets: 30 % (14%) Kem: 35 % (16%)
2	HEB	10500	Svets: - Kem: 45% (12%)	Svets: 35% (9 %) Kem: 40 % (11%)
2	VKR	6500	Svets: - Kem: 30% (8 %)	Svets: 23% (6%) Kem: 26 % (7%)
3	HEB	5900	Svets: - Kem: 39% (8%)	Svets: 30 % (6%) Kem: 35% (7%)
3	VKR	3500	Svets: - Kem: 21% (5%)	Svets: 18% (4%) Kem: 21% (5%)
4	HEB	4000	Svets: - Kem: 35% (6%)	Svets: 27 % (5%) Kem: 31% (6%)
4	VKR	2400	Svets: - Kem: 16% (4%)	Svets: 16% (3%) Kem: 19% (4%)

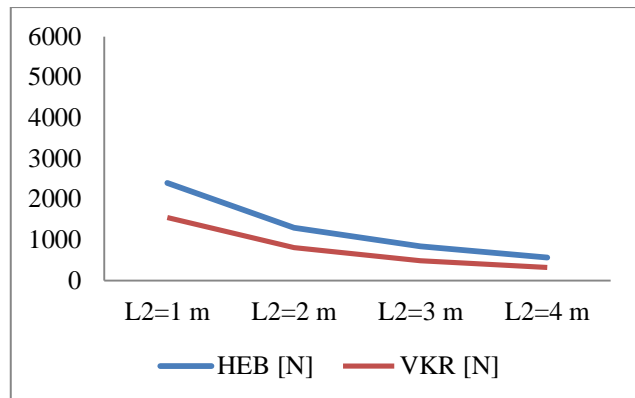
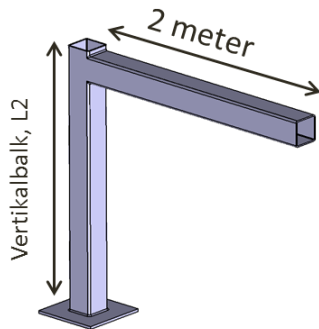
Bilaga 8: Resultat Golvfall, horistontalbalk 1 meter



Vertikalbalklängd (m)	Profil	Ursprungskraft (N)	Kraft (N)	Utböjning (mm)	Spänning	Begränsande faktor
1	HEB	5800	5800	5	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
1	VKR	3900	3900	5	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
2	HEB	3200	3200	5	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
2	VKR	2100	2100	5	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
3	HEB	2240	2240	5	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
3	VKR	1400	1400	5	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
4	HEB	1680	1680	5	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
4	VKR	1050	1050	5	$< \sigma_{till}$	Utböjningen

Vertikalbalklängd (m)	Profil	Kraft(N)	Infästning C16/20 (utnyttjandeprocent)	Infästning C20/25 (utnyttjandeprocent)
1	HEB	5800	Svets: - Kem: 28 %	Svets: 22 % Kem: 25 %
1	VKR	3900	Svets: - Kem: 19 %	Svets: 15% Kem: 17%
2	HEB	3200	Svets: - Kem: 16 %	Svets: 12 % Kem: 14 %
2	VKR	2100	Svets: - Kem: 11 %	Svets: 8% Kem: 9%
3	HEB	2240	Svets: - Kem: 11 %	Svets: 8 % Kem: 10 %
3	VKR	1400	Svets: - Kem: 7 %	Svets: 5% Kem: 6%
4	HEB	1680	Svets: - Kem: 8 %	Svets: 7 % Kem: 8 %
4	VKR	1050	Svets: - Kem: 5 %	Svets: 4% Kem: 5%

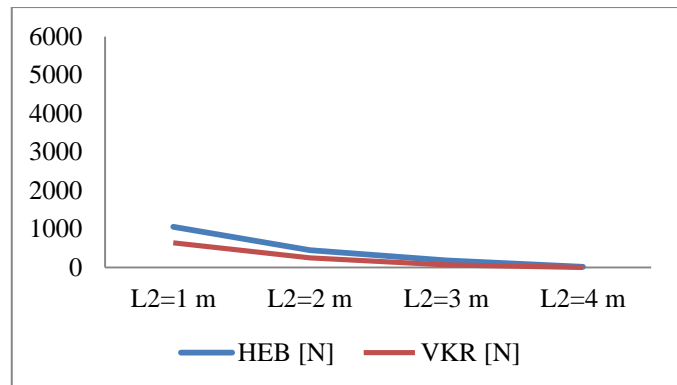
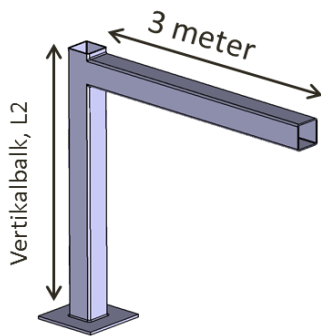
Bilaga 9: Resultat Golvfall, horistontalbalk 2 meter



Vertikalbalklängd (m)	Profil	Ursprungskraft (N)	Kraft (N)	Utböjning (mm)	Spänning	Begränsande faktor
1	HEB	2400	2400	10	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
1	VKR	1550	1550	10	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
2	HEB	1300	1300	10	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
2	VKR	810	810	10	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
3	HEB	840	840	10	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
3	VKR	490	490	10	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
4	HEB	570	570	10	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
4	VKR	320	320	10	$< \sigma_{till}$	Utböjningen

Vertikalbalklängd (m)	Profil	Kraft(N)	Infästning C16/20 (utnyttjandeprocent)	Infästning C20/25 (utnyttjandeprocent)
1	HEB	2400	Svets: 19 % Kem: 19 %	Svets: 22 % Kem: 25 %
1	VKR	1550	Svets: 28 % Kem: 17 %	Svets: 15 % Kem: 17 %
2	HEB	1300	Svets: 11 % Kem: 15 %	Svets: 13 % Kem: 15 %
2	VKR	810	Svets: 17 % Kem: 10 %	Svets: 9 % Kem: 10 %
3	HEB	840	Svets: 8 % Kem: 11 %	Svets: 9 % Kem: 11 %
3	VKR	490	Svets: 12 % Kem: 7 %	Svets: 6 % Kem: 7 %
4	HEB	570	Svets: 6 % Kem: 7 %	Svets: 6 % Kem: 7 %
4	VKR	320	Svets: 9 % Kem: 5 %	Svets: 4 % Kem: 5 %

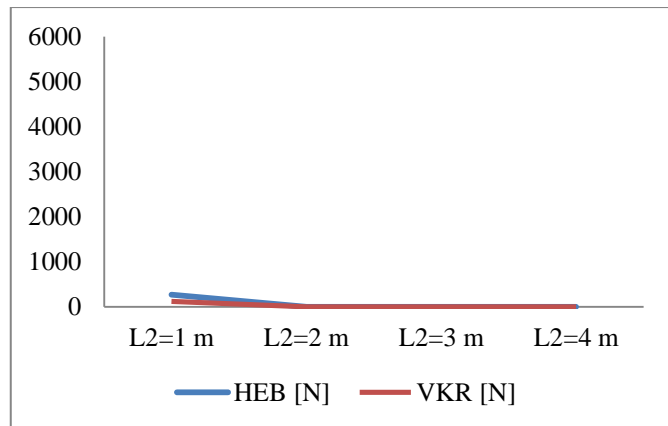
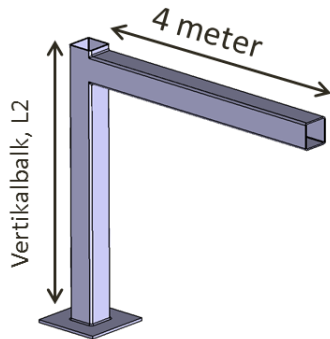
Bilaga 10: Resultat Golvfall, horistontalbalk 3 meter



Vertikalbalklängd (m)	Profil	Ursprungskraft (N)	Kraft (N)	Utböjning (mm)	Spänning	Begränsande faktor
1	HEB	1050	1050	15	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
1	VKR	640	640	15	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
2	HEB	450	450	15	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
2	VKR	245	245	15	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
3	HEB	180	180	15	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
3	VKR	62	62	15	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
4	HEB	10	10	15	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
4	VKR	0	0	>15	$< \sigma_{till}$	Utböjningen

Vertikalbalklängd (m)	Profil	Kraft(N)	Infästning C16/20 (utnyttjandeprocent)	Infästning C20/25 (utnyttjandeprocent)
1	HEB	1050	Svets: Går ej i Peikko Kem: 26 %	Svets: 20% Kem: 23 %
1	VKR	640	Svets: Går ej i PEIKKO Kem: 17 %	Svets: 15% Kem: 17%
2	HEB	450	Ej uträknat	Svets: 13 % Kem: 15 %
2	VKR	245	Ej uträknat	Svets: 8 % Kem: 9%
3	HEB	180	Ej uträknat	Svets: 9 % Kem: 11 %
3	VKR	62	Ej uträknat	Svets: 6% Kem: 7%
4	HEB	10	Ej uträknat	Svets: 7 % Kem: 8 %
4	VKR	0	Ej uträknat	Ej uträknat

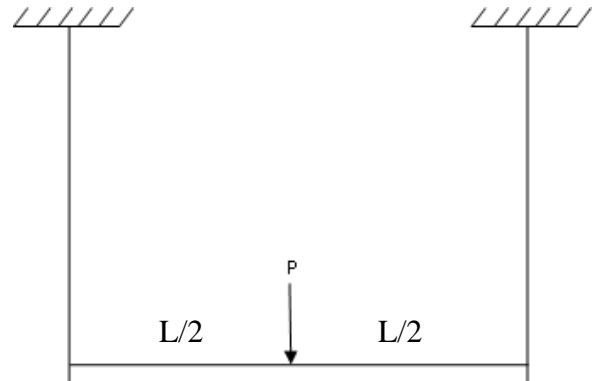
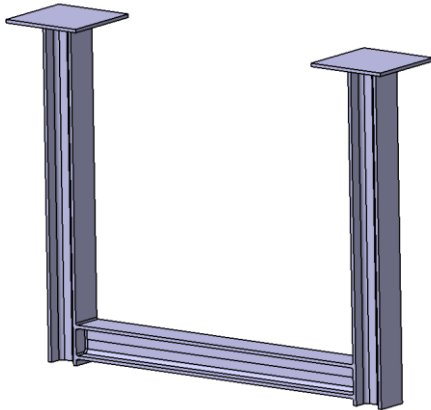
Bilaga 11: Resultat Golvfall, horisontalbalk 4 meter



Vertikalbalklängd (m)	Profil	Ursprungskraft (N)	Kraft (N)	Utböjning (mm)	Spänning	Begränsande faktor
1	HEB	270	270	20	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
1	VKR	125	125	20	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
2	HEB	0	0	>20	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
2	VKR	0	0	>20	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
3	HEB	0	0	>20	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
3	VKR	0	0	>20	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
4	HEB	0	0	>20	$< \sigma_{till}$	Utböjningen
4	VKR	0	0	>20	$< \sigma_{till}$	Utböjningen

Vertikalbalklängd (m)	Profil	Kraft(N)	Infästning C16/20 (utnyttjandeprocent)	Infästning C20/25 (utnyttjandeprocent)
1	HEB	270	Ej uträknat	Svets: 18% Kem: 20 %
1	VKR	125	Ej uträknat	Svets: 11% Kem: 13%
2	HEB	0	Ej uträknat	Ej uträknat
2	VKR	0	Ej uträknat	Ej uträknat
3	HEB	0	Ej uträknat	Ej uträknat
3	VKR	0	Ej uträknat	Ej uträknat
4	HEB	0	Ej uträknat	Ej uträknat
4	VKR	0	Ej uträknat	Ej uträknat

Bilaga 12: Resultat Takfall



Balklängd (m)	Profil	Ursprungskraft(N)	Kraft(N)	Utböjning	Spänning	Begränsande faktor
1	HEB	37300	37300	~1 mm	σ_{till}	Spänningen
1	VKR	30000	30000	~2 mm	σ_{till}	Spänningen
2	HEB	16500	16500	~2 mm	σ_{till}	Spänningen
2	VKR	11400	11400	~2 mm	σ_{till}	Spänningen
3	HEB	9450	9450	~3 mm	σ_{till}	Spänningen
3	VKR	6800	6800	~3 mm	σ_{till}	Spänningen
4	HEB	6500	6500	~4 mm	σ_{till}	Spänningen
4	VKR	4700	4700	~5 mm	σ_{till}	Spänningen

Balklängd (m)	Profil	Kraft(N)	Infästning C16/20 (Utnyttjandeprocent)	Infästning C20/25 (Utnyttjandeprocent)
1	HEB	37300	Svets: - Kem: 42 %	Svets: 28 % Kem: 37 %
1	VKR	30000	Svets: - Kem: 36 %	Svets: 28% Kem: 32%
2	HEB	16500	Svets: - Kem: 27 %	Svets: 16 % Kem: 25 %
2	VKR	11400	Svets: - Kem: 21 %	Svets: 16 % Kem: 19 %
3	HEB	9450	Svets: - Kem: 22 %	Svets: 17 % Kem: 20 %
3	VKR	6800	Svets: - Kem: 17 %	Svets: 13 % Kem: 16 %
4	HEB	6500	Svets: - Kem: 20 %	Svets: 15 % Kem: 18 %
4	VKR	4700	Svets: - Kem: 16 %	Svets: 12 % Kem: 14 %