

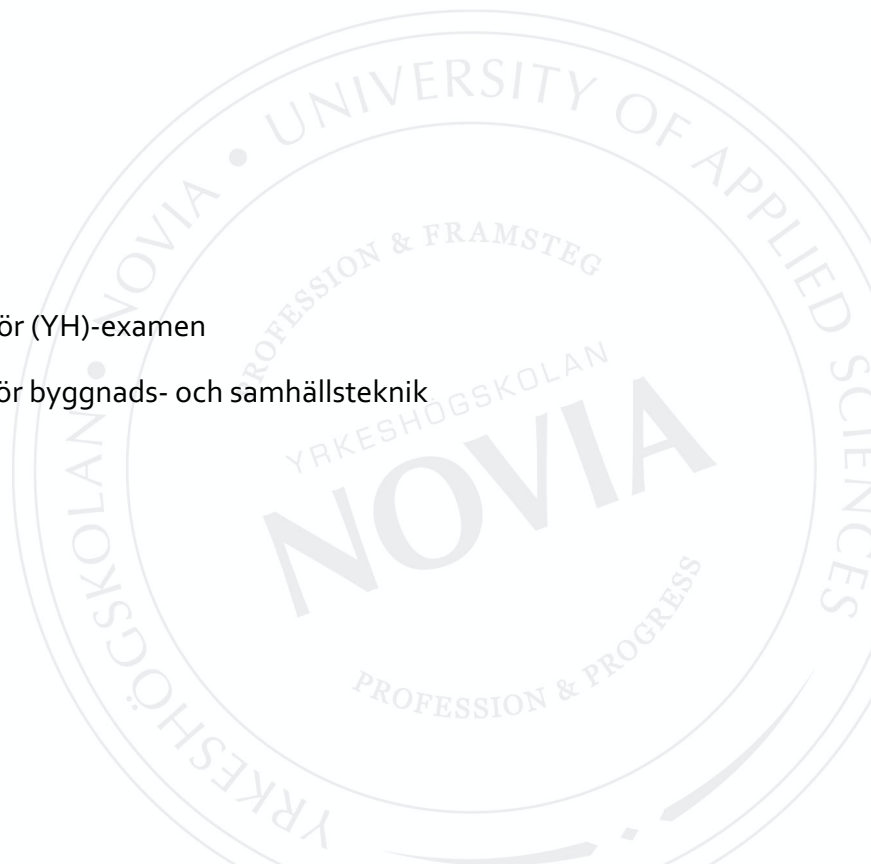
Beräkning av platsgjutna mellanväggar och mellanbjälklag

Henry Lindström

Examensarbete för ingenjör (YH)-examen

Utbildningsprogrammet för byggnads- och samhällsteknik

Ekenäs 2020



EXAMENSARBETE

Författare: Henry Lindström
Utbildning och ort: Utbildningen för byggnads- och samhällsteknik, ingenjör (YH), Raseborg
Inriktningsalternativ/Fördjupning: Projektering och byggnadskonstruktion
Handledare: Johan Degerlund

Titel: Beräkning av platsgjutna mellanbjälklag och mellanväggar

Datum 18.5.2020

Sidantal 31

Bilagor 1

Abstrakt

Detta examensarbete är en genomgång av handberäkningar för mellanbjälklag och bärande mellanväggar i ett höghus. Beräkningarna innehåller både armerade och oarmerade konstruktioner.

Konstruktionernas typ och användningssyfte är också taget i beaktande i och med att konsekvensklasser och implementeringsklasser varierar från konstruktion till konstruktion. Materialegenskaperna har också en stor betydelse vid planeringen, vilket kan ha stora följder för själva beräkningarna. Till dessa hör betongtypen, dess tryckhållfasthet och draghållfasthet, och armeringsstålet i konstruktionen.

Arbetet behandlar ytligt branddimensioneringen utförd enligt tabelldimensionering. Så som namnet antyder är detta en enkel tabelldimensionering som ger minimimått för bjälklag och mellanväggar sett från krävda brandklasser.

Syftet var att skapa en lättläst manual för handberäkningar som stöder förståelsen för hur tillvägagångssättet för beräkningarna är för olika konstruktionsdelar.

Detta kan underlätta förståelsen för hur elektroniska program kommer fram till resultaten, och om resultaten är jämförbara. Beräkningarna är stegvis förklarade med hänvisningar till var informationen kan hittas.

Materialet till arbetet har huvudsakligen tagits från "Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 1 & 2", och Eurokod 2 (EN-1992-1-1+A1+AC).

Språk: svenska
betong

Nyckelord: bjälklag, dimensionering, höghus, betong, armerad

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä:	Henry Lindström
Koulutus ja paikkakunta:	Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri (AMK), Raasepori
Suuntautumisvaihtoehto/Syventävät opinnot:	Rakennesuunnittelu
Ohjaajat:	Johan Degerlund

Nimike: Paikallavalettujen väliseinien ja välipohjien käsinlaskenta.

Päivämäärä 18.5.2020 Sivumäärä 31

Liitteet 1

Tiivistelmä

Tämä työ on katsaus kerrostalojen välipohjien ja kantavien väliseinien käsilaskelmiin. Laskelmat sisältävät sekä raudoitettut että vahvistamattomat rakenteet. Myös rakenteiden tyyppi ja käyttötarkoitus otetaan huomioon, millä on seuraamuksia seuraamusluokkien ja toteutusluokkien valintaan.

Materiaalien ominaisuuksilla on myös suuri merkitys suunnittelussa, ja materiaaleilla voi olla merkittäviä vaikutuksia itse laskelmiin. Näihin kuuluvat betonityypit, puristuslujuus, vetolujuus sekä rakenteen betoniteräs.

Palomitoitus suoritetaan taulukkomitoituksella. Kuten nimestä voi päätellä, tämä on yksinkertainen taulukkomitoitus, jonka avulla saadaan välipohjien ja väliseinien vähimmäismitat vaadittujen paloluokkien perusteella.

Tarkoituksena oli luoda helposti luettavissa oleva käsilaskennan käsikirja, joka antaa tietoa siitä, kuinka laskentatapa eroaa eri rakennusosissa.

Tämä voi auttaa ymmärtämään, kuinka elektroniset ohjelmat tekevät laskelmat ja ovatko tulokset vertailukelpoisia. Laskelmat selitetään askel askeleelta viittauksilla siihen, mistä tiedot löytyvät.

Teoksen materiaali on pääosin otettu julkaisuista "Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 1 & 2" ja Eurocode 2 (EN-1992-1-1 + A1 + AC).

Kieli: ruotsi Avainsanat: välipohja, mitoitus, kerrostalo, betoni, raudoitettu betoni

BACHELOR'S THESIS

Author: Henry Lindström
Degree Programme: Construction and Civil Engineering, Raseborg
Specialization: Structural Engineering
Supervisor: Johan Degerlund

Title: Manual Counting of Cast Molded Partitions Walls and Subfloors

Date 18.5.2020 Number of pages 31 Appendices 1

Abstract

This thesis is a review of hand calculations for intermediate joists and load-bearing partitions in a high-rise building. The calculations contain both reinforced and non-reinforced structures.

The type and purpose of the constructions are also taken into consideration, meaning impact classes and implementation classes that differ from design to design.

The material properties are also of great importance in the planning, which can have major consequences on the calculations themselves. These include the type of concrete, its compressive strength and tensile strength, and the reinforcing steel of the structure.

The work takes a superficial approach to table dimensioning of the fire dimensioning, as the name suggests, this is a simple table dimensioning that provides minimum dimensions for joists and partitions as seen from required fire classes.

The purpose was to create an easy-to-read manual for hand calculations that supports the understanding of what the calculations approach is for different design parts.

This can facilitate the understanding of how electronic programs reach the results, and whether the results are comparable. The calculations are explained step by step with references to where the information can be found.

The work's material has mainly been taken from "Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 1 & 2", and Eurocode 2 (EN-1992-1-1 + A1 + AC).

Language: Swedish Key words: calculations, joists, apartment block, concrete

Innehållsförteckning

1	Inledning	1
2	Planering av konstruktioner	1
2.1	Konsekvensklasser.....	2
2.2	Implementeringsklasser	3
3	Materialegenskaper.....	5
3.1	Betong.....	5
3.1.1	Tryckhållfasthet	6
3.1.2	Draghållfasthet	6
3.2	Armeringsstål.....	6
3.3	Armerad betong.....	9
3.4	Laster	10
3.5	Branddimensionering	11
4	Beräkningar för mellanbjälklag	13
5	Ringarmering	18
6	Beräkningar för mellanvägg	19
6.1	Armerad mellanvägg, stöd på 4 sidor	19
6.2	Armerad vägg utan förstyvande väggar.	24
6.3	Oarmerad mellanvägg.....	29
7	Analys.....	31
	Källförteckning	32

1 Inledning

I Finland är betong ett vanligt byggnadsmaterial, det används ca 5 miljoner kubik betong årligen och 45 % av husstommarna är konstruerade av betong. (Betoniteollisuus ry, 2020)

Elementbyggnad av betong har blivit allt vanligare p.g.a. den snabba monteringen men vissa konstruktioner görs fortfarande som platsgjutna, av tekniska eller logistiska skäl. Detta examensarbete kommer att fungera som en manual för platsgjutna mellanväggar och platsgjutna mellanbjälklag i höghus, vars höjd överskrider 4 våningar och hör till konsekvensklassen CC2, beräkningarna kommer att innehålla både armerade och oarmerade konstruktioner. Examensarbetet kommer att ta i beaktande planeringen och beräkningar för att fastställa hållfastheten för konstruktionen. Lasterna som används i beräkningar är endast riktgivande och bör inte användas i andra beräkningar. Informationen i arbetet kommer att främst från Eurokod samlingen 1 och 2, nationella bilagan till den, och Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1 & 2 och Finlands byggbestämmelsesamling.

2 Planering av konstruktioner

Planering av konstruktioner har många skeden, det kanske viktigaste av dessa är att säkerställa att konstruktionen är planerad på ett säkert sätt, och inga risker för olycksfall för konstruktionen eller personer som vistas i konstruktionen kan uppkomma. Dessa planer måste säkerställas med hjälp av beräkningar som visar att konstruktionen inte är i fara för strukturella skador, och att säkerhetskoefficienter är tagna med i beräkningarna. I dagens läge kommer de flesta beräkningar som görs för en konstruktion baserar sig på olika beräkningsprogram. Detta examensarbete kommer inte att ta upp elektroniska dimensioneringsprogram, utan koncentrera sig på att enbart göra handberäkningar. På så sätt kan man få en djupare förståelse för tillvägagångssättet, och kan med kritiska ögon se på resultat man får ur elektroniska dimensioneringsprogram.

Planeringens innehåll och storlek bestäms utgående från uppdraget som man fått, och konstruktionsmässigt utgår man som planerare från arkitektens preliminära ritningar. Efter hand kommer planerna att ändra och helheten av projektet ta form. Konstruktionen planeras utgående från gränstillstånd, till dessa hör brottgräns och bruksgränstillståndet. Brottgränser är tillfällen där konstruktionen kan utsätta folk för fara, och i

brukgränstillstånd tillfällen där det kan ses ändringar utseende mässigt, som på ett eller annat sätt kan försämra funktionen av konstruktionen. Med partiella säkerhetsfaktorer ser man till att sannolikheten minimeras för att gränsvärden överskrids. I metoden höjer man lasterna som belastar konstruktionen med koefficient (γF) och i materialets (betong) fall minskar vi värden med koefficienten (γm). (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 2013)

Byggnader måste planeras så att de håller under sin egen tyngd, under sitt användnings syfte och under möjliga olycksfall. Personen som planerar byggnaden måste också ha de behörigheter som Miljöministeriet kräver (YM2/601/2015). (Miljöministeriet, 2019). Kraven är uppdelade i AA, A, och B. AA är den mest krävande och kräver större behörigheter av planeraren.

Planeringen av bärande konstruktioner måste uppfylla kraven som finns i eurokoderna och i de nationella bilagorna. I undantagsfall kan ändringar i beräkningar göras om konstruktionen i fråga kräver det, men dessa måste bevisas hålla samma standard som de i eurokoderna. Eurokoderna som gäller för laster i konstruktioner är Eurokod 1, för betongkonstruktioner gäller Eurokod 2.

2.1 Konsekvensklasser

Gränstillstånden tar i beaktande konsekvenserna för byggnaden och människorna, men däremot inte i beaktande byggnaden i fråga, konstruktionen kan vara ett höghus eller en lagerlokal där man inte vistas länge. Därför måste det finnas konsekvensklasser för att kunna skilja dessa byggnader enligt risker som kan föreligga i dem. Dessa olika krav tas upp i konsekvensklasserna som är CC1, CC2 och CC3, var CC3 har de högsta kraven, och således de största riskerna att någon mister livet vid eventuellt olycksfall. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 2013)

I praktiken leder detta till ändrade belastningsfaktorer, K_{FI} som kan ses i figur 1 nedan. I detta fall kommer K_{FI} att bli 1,0. Faktorerna för cc1 är 0,9 och för cc3 är den 1,1. I figur 1 kan man se de olika kraven får att nå de olika konsekvensklasserna. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 2013)

2.2 Implementeringsklasser

Implementeringsklasser gäller för betongarbeten på arbetsplatsen och för betongelement som saknar skilda CE-märkningar. Klasserna delas in i 3 grupper, beroende på hur krävande projektet är, varav grupp 3 är den mest krävande och hör till konsekvensklass cc3. (Miljöministeriet, 2019)

Förutom implementeringsklasserna delas också konstruktionerna i toleransklasser från 1–2. Beroende på denna klass kan man använda sig av förminskade materialkoefficienter. Grundvärden för materialkoefficienter för betong är $\gamma_c = 1.50$ och för armering $\gamma_s = 1.15$. Förminskade materialkoefficienter för betong är $\gamma_c = 1.35$ och för armering $\gamma_s = 1.10$ (Miljöministeriet, 2019)

Implementeringsklasserna kan ses i figur 2, tillsammans med de konsekvensklasser som de kan kombineras med.

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset hengenmenetysten <i>tai hyvin suurten</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten <ul style="list-style-type: none"> • yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset • konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot • raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet kuten esim. suuret mastot ja tornit Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet hienorakenteiden maalajien alueilla siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä
CC2	Keskisuuret seuraamukset hengenmenetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Asuin- ja liikerakennukset; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat keskisuuret (esim. toimistorakennus)
CC1	Vähäiset seuraamukset hengenmenetysten <i>tai pienten tai merkityksettömien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot, kellarit Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten <ul style="list-style-type: none"> - matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaa- vat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kanta- van tai jäykistävän rungon osana - standardin SFS-EN 1993-1-3:n rakenneluokkien (structural class) II ja III muotolevyrakenteet. - standardin SFS-EN 1993-1-3:n rakenneluokan (structural class) I muotolevyrakenteet levyyn taivutus- ta aiheuttaville pintaa vasten kohtisuorille kuormille ³⁾.

Figur 1. Konsekvensklasser (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 2013)

Seuraamusluokka	Toleranssi- luokka	Materiaali osavarmuus	Toteutus- luokka	Betoni- luokat
CC1	1	perus	1	≤ C20/25
	1	perus	2	≤ C50/60
	1	perus	3	≤ C90/105
CC2	2	pienennetty	3	≤ C90/105
	1	perus	2	≤ C50/60
	1	perus	3	≤ C90/105
CC3	2	pienennetty	3	≤ C90/105
	1	perus	3	≤ C90/105
	2	pienennetty	3	≤ C90/105

Figur 2. Implementeringsklasserna och toleransklasser. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 2013)

3 Materialegenskaper

3.1 Betong

Betong är ett kompositmaterial och ett utmärkt material för bärande konstruktioner, och har en mycket bra tryckhållfasthet. Betongens hållfasthet kan lätt ändras enligt behov, genom att ändra mängden vatten, cement, ballast och tillsatsämnens mängd i blandningen. Betongkonstruktioner har också en väldigt lång livslängd, med planeringslivslängd på upp till 200 år. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 1, 2013) Betongen som används i dagens läge består av 70 % ballast, 8–16 % cement och vatten, vattnet får inte vara humusrikt, eller smutsigt, detta ändrar konsistensen och härdningsprocessen. Full hållfasthet i betongen nås efter 28 dygn (vid 20°C). (Betoniteollisuus ry, 2020)

Konstruktionerna som planeras i detta arbete kommer att finnas inomhus i torra utrymmen, exponeringsklassen för dessa kommer att planeras enligt XC₁, i konsekvensklassen CC₂. Från figur 3 kan man se att betongkvaliteten i detta fall kommer att vara $\geq C_{30/37}$.

Taulukko 4.3N Suositeltava vaatimusluokitus

Vaatimusluokka							
Kriteeri	Rasitusluokka taulukon 4.1 mukaan						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
100 vuoden suunniteltu käyttöikä	luokan nosto 2:lla	luokan nosto 2:lla	luokan nosto 2:lla	luokan nosto 2:lla	luokan nosto 2:lla	luokan nosto 2:lla	luokan nosto 2:lla
Lujuusluokka ^{1) 2)}	$\geq C_{30/37}$ luokan lasku 1:llä	$\geq C_{30/37}$ luokan lasku 1:llä	$\geq C_{35/45}$ luokan lasku 1:llä	$\geq C_{40/50}$ luokan lasku 1:llä	$\geq C_{40/50}$ luokan lasku 1:llä	$\geq C_{40/50}$ luokan lasku 1:llä	$\geq C_{45/55}$ luokan lasku 1:llä
Laattamainen rakenneos (työtapa ei vaikuta raudituksen sijaintiin)	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä
Betonin valmistuksen erityinen laaduntarkastus varmistettu	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä

Figur 3. Val av konsekvensklass enligt kriterierna för dessa. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC)

3.1.1 Tryckhållfasthet

Tryckhållfastheten på betong bestäms utav ett standardtest var man har en cylinder vars höjd är 300mm och diameter 150mm som utsätts för tryck tills sprickor kan synas i cylindern. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 2013)

Betongklassen namnges efter tryckhållfastheten, exempelvis C30/37. Var 30 MPa står för tryckhållfastheten i cylinder, och 37 MPa i kub. Eftersom testet är kortvarigt kan man inte direkt överföra sina resultat från den till konstruktionen i fråga, d.v.s. den kortvariga testen får ett högre värde än den skulle få i ett långvarigt test. Således används en koefficient för att kompensera för detta, α_{cc} . Eurokoderna rekommenderar 1,0 men i Finland används $\alpha_{cc} = 0,85$. (Eurokoderna SFS-EN- 1992 nationella bilagor)

Dimensionerande värde för tryckhållfasthet enligt EN-1992-1-1+A1+AC:

$$f_{cm} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.1.1.01)$$

γ_c = betongens materialkoefficient (1,5)

f_{ck} = tryckhållfasthet (MPa). C30/37 $\rightarrow f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$\alpha_{cc} = 0,85$ (Eurokoderna SFS-EN- 1992 nationella bilagor)

3.1.2 Draghållfasthet

Draghållfastheten i betong är endast cirka 5–8% av tryckhållfastheten. Den dimensionerande draghållfastheten fås ur EN-1992-2-2+A1+AC med formeln:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} \quad \text{Eurokod 2 (3.16)} \quad (3.1.2.02)$$

$$f_{ctk0,05} = 0.7 f_{ctm} \quad (3.1.2.03)$$

$$f_{ctm} = 0,30 \text{ MPa} \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{2/3} \quad (3.1.2.04)$$

3.2 Armeringsstål

Armeringen har stor betydelse för hållfastheten i betongen, utan armering skulle en stor majoritet av konstruktioner inte vara möjliga att bygga. Dagens armeringsteknik kan

dateras till 1800-talet då det användes stål för första gången till armering av betong. (Väisänen, 2010) Armeringens uppgift är att ta upp skjuv-, tryck- och dragspänningar som uppstår i betongen vid belastning.

Innan eurokoderna blev gällande i Finland var det vanligaste armeringskamstålet A500HW, men denna når inte alla krav som ställs för armeringsstål enligt de nya normerna. Således godkändes det av miljöministeriet att B500B kamstålet följer normerna som dikteras i eurokoderna.

Idag är B500B det mest använda armeringsstålet i konstruktioner i Finland. (Celsa steelservice, 2020) Undantag för användning av ovanstående stålsort kan hittas i t.ex. ställen med hög risk för korrosion, var rostfritt stål används t.ex. B600KX. De vanligaste dimensionerna för armeringsstål är allt mellan 6-32mm i diameter, och längden är mellan 6-12m. Det vanligaste tillverknings sättet för stålet är "tempcore" metoden vilket ger materialet bra egenskaper för svetsning och seghet. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1 2013) Dessa stålsorter är oftast varmvalsade. Kallvalsade stålsorter passar bäst in som svetsade armeringsnät och byglar. Var det inte krävs en stor seghet av stålet. Utifrån stålens namnbeteckningar får man inte direkt en översikt om stålet är varm- eller kallvalsat, men oftast hör kallvalsade sorter till klass A, och varmvalsade till klass B och C.

Den största faktorn i funktionen mellan betongen och armeringsstålet är armeringsstålets yta, d.v.s. på ytan av armeringsstålet finns valsade kammar som förbättrar vidfästningen, dessa kammar har skilda krav som fås ur SFS-EN 15630-1 /22/.

Ifall längre armeringsstål behövs följer man följande formel för minimi skarvlängder:

$$l_0 = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_5 + \alpha_6 = l_{b,rqd} \geq l_{o,min} \quad (3.2.01)$$

Var $l_{b,rqd}$ räknas från (EN-1992-2-2+A1+AC):

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \left(\frac{\delta s_d}{f_{bd}}\right) \quad \text{Eurokod 2 (8.3)} \quad (3.2.02)$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ är konstanter och fås från tabell 8.2 i SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC

α_6 tas ur tabell 8.3 och är beroende på den procentuella andelen av förlängda stänger i konstruktionen. α_6 får ha ett maximivärde på 1.5 och minimivärde på 1.0.

Benämningssättet B500B

B = betongstål

500 = f_{yk} (MPa) $f_{yd} = 435$ MPa

B = seghetsklass

Dragkapaciteten i armeringsstål fås av följande formel:

$$f_{yd} \times A_s = \text{dragkapacitet} \quad (3.2.03)$$

$$A_s = \pi \times r^2 = \text{Spännings area} \quad (3.2.04)$$

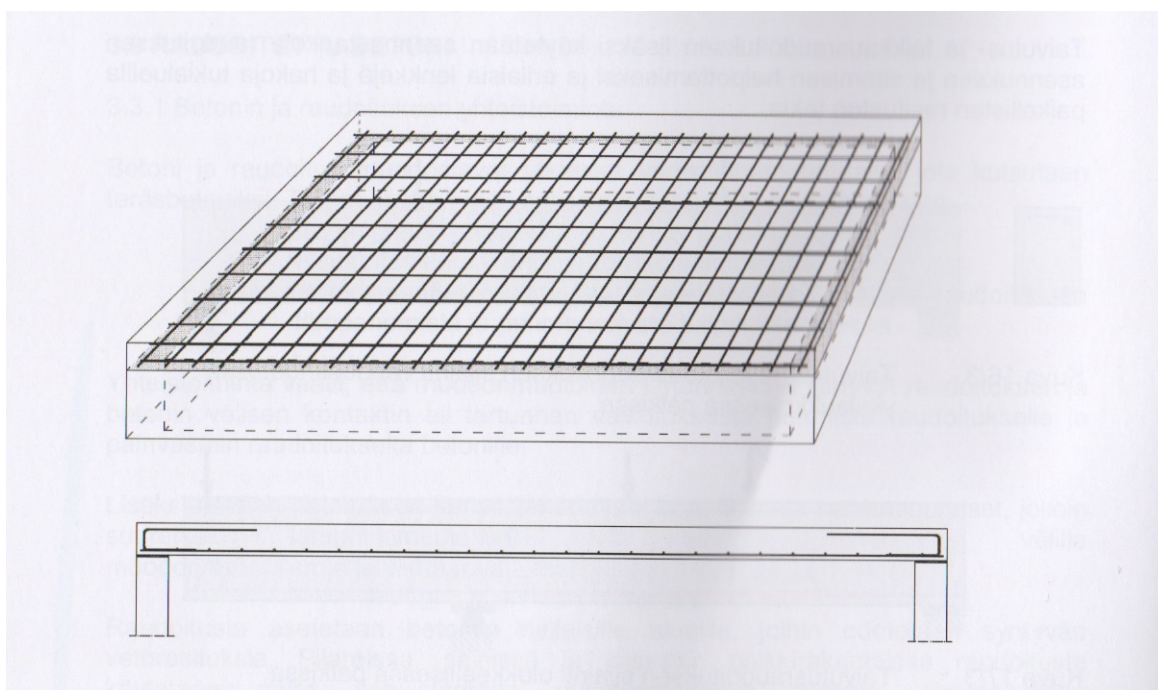
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.2.05)$$

f_{yd} = Dimensionerande sträckgräns för armeringsstålet

γ_s = materialkoefficient för armeringsstål.

3.3 Armerad betong

Betong och armeringen bildar tillsammans ett kombinationsmaterial som kallas armerad betong. Största inverkan på dessa två materialens samverkan beror på hur vidfästningen är. Som tidigare i arbetet nämndes har stålet kammar som ser till att vidfästningen blir tillräcklig. Denna vidhäftning skapar ett sätt för krafterna att förflytta sig från betongen till armeringen, och därifrån till stöden på konstruktionen. Armeringen måste förstås installeras på rätt plats i konstruktionen i fråga, så den kan ta upp böj- eller dragkrafterna, som kan ses i figur 4, var armeringen är i undre kant. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 2013)



Figur 4. Mellanbjälklag som är armerad i två led. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 1)

Betongens längdutvidgningskoefficient är 0.000012m ($1/^\circ\text{C}$) (Kallunki et al., 2020) och armeringsstålets är ungefär samma, detta leder till att skiftningarna i bägge material ligger på samma nivå, och inga extra krafter från dessa uppkommer som kan ses som skadliga för konstruktionen.

3.4 Laster

Konstruktioner dimensioneras för laster som antas uppstå under byggnadens livstid. Under planeringsskedet kan man inte veta hur alla laster kommer att se ut under byggnadens livstid, utan man måste statistiskt bestämma dem. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 2013).

Permanent laster fås redan i planeringsskedet, enligt materialen som används i konstruktionen och variabla laster räknas enligt byggnadens användningsmål. Laster i en konstruktion delas upp permanenta laster och variabla laster. Permanenta laster (G, g) består av egenvikten i konstruktionen (betong 2500kg/m^3) som ej ändras under byggnadens livstid eller flyttar plats. Variabla laster (Q, q) är laster som inte är permanenta, t.ex. snölast och nyttolast, som kan variera. Byggnader dimensioneras enligt gränstillstånd, till dessa hör brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd. Båda dessa fall måste enskilt bevisas att hålla den standard som satts för dem. För dessa gränstillstånd måste partiella säkerhetsfaktorer tas i beaktande, så att sannolikheten för överskridningar blir minimal under hela byggnadens livstid. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 1, 2013)

Den dimensionerande lasten fås ur formeln: (EN-1991-1-1)

$$Pd = \max \begin{cases} 1.15 \times K_{fi} \times gk + 1.5 \times K_{fi} \times qk \\ 1.35 \times K_{fi} \times gk \end{cases} \quad (3.4.01)$$

I konsekvensklassen CC2 är K_{fi} i vårt fall 1,0. Av dessa två räkningar väljes den mest ofördelaktiga lasten.

3.5 Branddimensionering

Det finns många olika dimensioneringsätt för betongkonstruktioner, den enklaste av dem är tabelldimensionering. Tabelldimensionering går ut på att, så som namnet antyder, genom användning av färdigställda tabeller som ger minimimått för mellanväggar och mellanbjälklag. Dimensionerna som tas i beaktande är väggen eller bjälklagets tjocklek, och avståndet mellan armeringen och närmaste ytan i betongen som utsätts för brand. Noggrannare branddimensioneringsvillkor kan hittas i EN-1992-1-2/19/.

Med branddimensionering ser man till att konstruktionen inte är i risk för strukturella skador som kan medföra skador för personer som vistas i byggnaden. Beteckningarna för brandklasserna är R, E och I, plus tiden i minuter vad den skall hålla under brand. T.ex. REI60 var R står för bärförmåga, E för tätheten, och I för isoleringen och 60 för minuter den är kapabel att hålla villkoren i brand. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 2013)

Taulukko 9/3. Laattojen vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot /SFS 1992-1-2/.

Standardipalonestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	laatan paksuus h_x (mm)	keskiöetäisyys a		
		yhteen suuntaan kantava	ristiin kantava	
			$l_x/l_y \leq 1,5$	$1,5 < l_x/l_y \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x ja l_y ovat ristiin kantavan laatan jänneimitat (kaksi toisiaan vastaan kohtisuoraa suuntaa) missä l_y on pitempi jännemitta.

Jännebetonipalkeissa otetaan huomioon keskiöetäisyyden suurentaminen kohdan 5.2. (5) mukaisesti.

Sarakkeiden 4 ja 5 mukainen keskiöetäisyys a ristiin kantavissa laatoissa koskee kaikilta neljältä reunalta tuettuja laattoja. Muita laattoja käsitellään yhteen suuntaan kantavina laattoina.

* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudituksen betonipeite on määräävä.

Figur 5. Minimimått för bjälklag för att nå brandsäkerhetsklasser (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 2013)

Taulukko 11/3. Kantavien seinien vähimmäispaksuus ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot /SFS 1992-1-2/.19/,

Standardi-palonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Seinän paksuus / keskiöetäisyys			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	altistus toiselta puolelta	altistus molemmilta puolin	altistus toiselta puolelta	altistus molemmilta puolin
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä betonipeitteen paksuus on määräävä.
Ks. kohdasta 5.3.2 (3) hyväksikäyttöasteen μ_{fi} määritelmää.

Figur 6. Minimimått för bärande väggar för att nå brandsäkerhetsklasser (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 2013)

4 Beräkningar för mellanbjälklag

Bärande plattor delas upp i följande klasser:

- i enbart en riktning bärande, böjmoment ses i endast en riktning.
- korsbärande plattor, d.v.s. den bärs upp av stöd från alla 4 sidor.
- pelarplattor, plattor som stöds av pelare nedanom.

Detta arbete kommer att se på MBP-metoden (massiva betong plattor) för bestämmande av momenten i mellanbjälklaget. MBP-metoden delas upp i 3 klasser. A, B och C.

A klassen är den mest ungefärliga och C den mest exakta. (BY211 Osa1)

Den bestämmande faktorn för tjockleken i ett mellanbjälklag är oftast ljudisoleringskraven mellan lägenheter, nedböjningen $\alpha_{max} = \frac{L}{250}$, böjhållfastheten och branddimensioneringskraven. I vanliga fall blir ljudisoleringen den bestämmande faktorn för tjockleken, d.v.s. i praktiken skulle konstruktionen hålla med en mindre platta, men ljudisoleringskraven kräver en platta som är mellan 260-280mm tjock för att uppnå $L_n, w \leq 53\text{db}$ (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 2013)

Lasterna som uppkommer till mellanbjälklaget är bjälklagets egenvikt, och variabla laster som är jämt fördelade på bjälklaget. Bjälklaget är stött på alla 4 sidor, d.v.s korsbärande. Beroende på hur bjälklaget är stött ändras räkningarna för fältmomentet. I bilagorna kan man se hur beräkningarna utförs med egentliga tal. Alla formler som används i beräkningarna är tagna från EN-1992-2-2+A1+AC och EN-1991-1-1

Beräkning av armeringsbehovet för kortare ledet, x.

Förhållande mellan sidorna:

$$\frac{L_y}{L_x} = \text{behövs vid val av MPB tabell (Figur 7), avrundas uppåt.} \quad (4.01)$$

X är alltid den kortare sidan, och y den längre.

Den dimensionerande lasten bestäms ur formeln:

$$P_{Ed} = \max \begin{cases} 1.15 \times K_{fi} \times g_k + 1.5 \times K_{fi} \times q_k \\ 1.35 \times K_{fi} \times g_k \end{cases} \quad (4.02)$$

Momentkoefficienter enligt MBP (Massiva betongplattor) metoden:

$$\alpha_{yf} = \text{MBP tabell, figur 7}$$

$$\alpha_{xf} = \text{MBP tabell, figur 7}$$

$$\alpha_{xs} = \text{MBP tabell, figur 7}$$

3. Ristiin kantavat laatat

Taulukko 3.1. Momenttikertoimet α . Taulukkosarja I.

Tuenta- tapaus	1		2			3			
	$\frac{L_y}{L_x}$	α_{yf} (1)	α_{xf} (2)	α_{xs} (3)	α_{yf} (4)	α_{xf} (5)	α_{ys} (6)	α_{yf} (7)	α_{xf} (8)
	1,0	0,0555	0,0555	0,0575	0,0368	0,0429	0,0575	0,0429	0,0368
	1,1	564	628	626	364	471	632	456	435
	1,2	564	694	672	355	505	684	472	494
	1,3	555	754	714	343	536	728	480	548
	1,4	542	807	752	331	560	761	478	597
	1,5	526	854	786	320	577	786	469	643
	1,6	508	894	816	310	592	800	456	686
	1,7	492	928	842	301	602	807	442	726
	1,8	478	958	864	293	610	807	430	762
	1,9	469	982	884	286	620	804	426	796
	2,0	464	996	900	280	632	800	426	828
	∞		1250	1250		704			

Figur 7. Momentkoefficienter (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014, Osa 2)

Varefter man kan räkna ut fältmomentet i bjälklaget:

$L_x = \text{plattans kortare spännvidd}$

$$m_{yf} = \alpha_{yf} \times P_{Ed} \times (L_x)^2 = \text{kNm/m} \quad (4.03)$$

$$m_{xf} = \alpha_{xf} \times P_{Ed} \times (L_x)^2 = kNm/m \quad (4.04)$$

$$m_{xs} = \alpha_{xs} \times P_{Ed} \times (L_x)^2 = KNm/m \quad (4.05)$$

Det största momentet av de ovanstående blir det dimensionerande momentet.

Ifall bjälklaget är stött i endast det korta ledet (enbart 2 sidor) används följande formel för det dimensionerande momentet:

$$M_{Ed} = \frac{Pd \times l^2}{8} \quad (4.06)$$

Effektiv höjd på bjälklaget:

$$d = h - c_{nom} - \frac{1,1 \times \emptyset}{2} \quad (4.07)$$

h = höjden på plattan

$$c_{nom} = c_{min} + 10mm \geq 20mm, \text{ nominellt värde för betong skiktet.} \quad (4.08)$$

\emptyset = Huvudarmeringens diameter

Varefter man kan räkna ut det relativa böjmomentet

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{d^2 \times \eta \times f_{cd}} \leq \mu_{bd} = 0,372 \quad (4.09)$$

M_{Ed} = dimensionerande moment

d = effektiva höjden på plattan

$\eta = 1,0$ när $f_{ck} \leq 50MPa$.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.10)$$

γ_c = betongens materialkoefficient som är 1,5 i vårt fall, utgående från vår konsekvensklass CC2, och toleransklass 1.

$f_{ck} = 30$ MPa. Tryckhållfasthet betongklass C30/37

$\alpha_{cc} = 0,85$ (Finska nationella bilagan, 1,0 enligt EC)

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \leq \beta b d = 0,493 \quad (4.11)$$

Det mekaniska armeringsförhållandet:

$$\omega = \beta \quad (4.12)$$

Krävda armeringsområde:

$$A_{s,vaad} = \omega b d \eta \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Det verkliga behovet av armering.} \quad (4.13)$$

$$A_{s,min} \geq A_{s,vaad}$$

$A_{s,min}$ = minimiarmeringskravet

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times d \times b \\ 0,0013 \times d \times b \end{cases} \quad (4.14)$$

Efter detta väljer man ut sin armeringstjocklek och kollar armeringsdelningen.

$$K = \frac{A_s}{A_{s,min}} \quad (4.15)$$

A_s = armeringsstålets area (mm²)

Minimidelningen på armeringen fås ur:

$$S_{max,slab} = \min \begin{cases} 2h \\ 250mm \end{cases}$$

Av vilket man väljer det mindre talet, d.v.s. $k \leq S_{max}$

Därefter räknar man det långa ledets armeringskrav, som följer samma mönster som det kortare. Oftast kan man använda sig av samma armering i det kortare som det långa ledet, men ekonomiskt sätt lönar det sig att kolla vardera skilt för att inte överdimensionera.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{d^2 \times \eta \times f_{cd}} \leq \mu b d = 0,372 \quad (4.16)$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \leq \beta b d = 0,493 \quad (4.17)$$

$$\omega = \beta \quad (4.18)$$

Krävda armeringsområde:

$$A_{s,vaad} = \omega b d \eta \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Det verkliga behovet av armering.} \quad (4.19)$$

$$A_{s,min} \geq A_{s,vaad}$$

$A_{s,min}$ = minimiarmeringskravet

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times d \times b \\ 0,0013 \times d \times b \end{array} \right. \quad (4.20)$$

Efter detta väljer man ut sin armeringstjocklek, och kollar armeringsdelningen.

$$K = \frac{A_s}{A_{s,min}} \quad (4.21)$$

A_s = armeringsstålets area (mm²)

Minimi delningen på armeringen fås ur:

$$S_{max,slab} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2h \\ 250mm \end{array} \right. \quad (4.22)$$

Av vilket man väljer det mindre talet, dvs. $k \leq S_{max}$

5 Ringarmering

För att binda ihop bjälklagen till en helhet måste ringarmering installeras i bjälklaget. Denna kommer runt hela bjälklaget i kanterna, oftast nås denna med att kontinuerligt lägga 2st 10mm armeringstål att gå runt bjälklaget. Ringarmeringen ses som en minimiarmering och inte en tilläggsarmering för den resterande armeringen i konstruktionen. (SFS-EN-1992-1-1+AC+A1)

Ringarmeringen måste hålla för följande dragkraft enligt EN-1992-1-1+A1+AC (9.10.2.2):

$$F_{tie,per} = l_i \times q1 \quad (5.01)$$

Dock med kravet:

$$F_{tie,per} \geq Q2 \quad (5.02)$$

$$q1 = 10kN/m \quad (5.03)$$

$$Q2 = 70kN \quad (5.04)$$

$l_i =$ den yttersta sidans längd

$F_{tie,per} =$ dragkraften

6 Beräkningar för mellanvägg

Väggar i en byggnad fungerar som en förstyvande och bärande konstruktion. En bärande vägg ses som en pelare vid konstruktionsplaneringen. Vid förstyvande konstruktion ses väggen som en skivkonstruktion eller balk. Men t.ex. i en jordtrycksvägg ser man på konstruktionen som ett bjälklag(platta). Eurokoderna ger ingen minimitjocklek för väggar, utan detta bestäms utav hållfasthet-, brand- och ljudisoleringskraven. Normala vägg tjocklekar varierar mellan 140mm upp till 240mm. I höghus är bärande mellanväggar oftast 180-200mm tjocka och minimiarmerade. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2, 2014)

Armeringen i en vägg skall finnas på väggens bägge ytor, båda horisontellt och lodrätt. Den lodräta armeringen anses vara huvudarmeringen i konstruktionen. Den horisontella armeringen placeras alltid utanför den lodräta.

Mängden armering i väggar är oftast liten, och det räcker med minimiarmering i dessa. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2, 2014)

Lasten som uppkommer på väggarna kommer oftast från bjälklagen ovanför, och är således linjelaster som kan vara ojämnt på väggen. Både den nedre och övre delen av väggen anses vara ledade anslutningar, och potentiella tvärgående stödande väggar anses vara fast inspända. I bilagorna kan man se hur beräkningarna utförs med egentliga tal. Alla använda formler är från EN-1992-1-1+AC+A1.

6.1 Armerad mellanvägg, stöd på 4 sidor

1: a ordningens moment:

$$m_{ylä} = n_{Ed} \times e_{ylä} \quad (6.01)$$

$$m_{ala} = n_{Ed} \times e_{ala} \quad (6.02)$$

e_{ala} och $e_{ylä}$ är excentriciteten som uppkommer för lasten.

n_{Ed} = dimensionerande last

Minimi moment:

$$e_0 = \max \left\{ \begin{array}{l} h/30 \\ 20\text{mm} \end{array} \right. \quad (6.03)$$

$$m_{0,min} = e_{0,min} \times n_{Ed} \quad (6.04)$$

Effektiv bredd på väggen:

$$d = h - d' \quad (6.05)$$

$$d' = c_{nom} + 1,1 \times \emptyset h + \frac{1,1 \times \emptyset v}{2} \quad (6.06)$$

$\emptyset v$ = huvudarmering diameter

$\emptyset h$ = vågrät armering diameter

Knäckningslängd för väggen:

Knäckningslängden på väggen är beroende på om väggen är stödd på flera sidor eller är den utan stöd. Utifrån detta ändras beräkningarna. I vårt fall går vi med att väggen har stöd från 4 sidor, varpå vi väljer formel från figur 8.

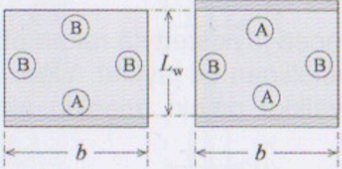
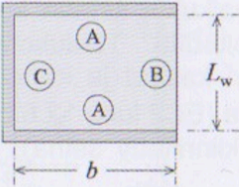
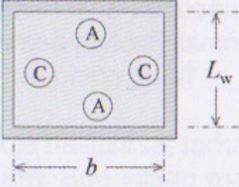
$$L_o = k_o \times L_w \quad (6.07)$$

$$k_o = \frac{1}{1 + \left(\frac{L_w}{b}\right)^2} \quad (6.08)$$

k_o = Faktor för knäckningslängd

L_w = Väggens höjd

Taulukko 1/8. Seinien nurjahduspituuden määrittely k_0 ($L_0=k_0L$)

Poikittais-siirtymä estetty	Kaavio	Kaava	Kerroin k_0	
			b/L_w	k_0
Yhdeltä tai kahdelta reunalta		kuten pilareille kaava 21/7		taul. 1/7
Kolmelta reunalta		$k_0 = \frac{1}{1 + \left(\frac{L_w}{3b}\right)^2}$	0,2 0,4 0,6 0,8 1,0 1,5 2,0 5,0	0,26 0,59 0,76 0,85 0,90 0,95 0,97 1,00
Neljältä reunalta		$k_0 = \frac{b}{2L_w}$ $k_0 = \frac{1}{1 + \left(\frac{L_w}{b}\right)^2}$	0,2 0,4 0,6 0,8 1,0 1,5 2,0 5,0	0,10 0,20 0,30 0,40 0,50 0,69 0,80 0,96
<p>(A) Välipohjalaatta (B) Vapaa reuna (C) Poikittainen seinä</p>				

Figur 8. Val av formel för väggens knäckningslängd (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2, 2014)

Slankhetstal:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (6.09)$$

$h =$ tjocklek på väggen

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (6.10)$$

$\lambda =$ Slankhetstal

Relativa normalkraften (Gränsslankhet):

$$n = \frac{n_{Ed}}{h \times f_{cd}} \quad (6.11)$$

$$\lambda_{lim} = 20ABC \times \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (\text{EC2, kap. 5.8.3 sid.64}) \quad (6.12)$$

Ovanstående kan också kollas med $\frac{10}{\sqrt{n}}$ vilket är på den säkra sidan.

A, B, C hittas i Eurokod 2, kapitel 5.8.3

$$A = 0,7$$

$$B = 1,1$$

$$C = 1,7 - r_m$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{m_{ala}}{m_{ylä}} \quad (6.13)$$

Om slankhetstalet är större än den relativa slankheten måste 2: a ordningens moment tas i beaktande. $\lambda > \lambda_{lim}$

1: a ordningens dimensionerande moment:

$$\theta_i = \frac{\alpha_h \times \alpha_m}{200} \quad (6.14)$$

$$\alpha_h = 1 \text{ om } L_w < 4m$$

$\alpha_m = 1$ (väggen ses som en enskild pelare.)

$$e_i = \theta_i \times \frac{L_0}{2} \quad (6.15)$$

$$m_{01} = \min \begin{cases} m_{ylä} + e_i \times N_{Ed} \\ m_{ala} + e_i \times N_{Ed} \end{cases} \quad \text{Väggens nedre kant} \quad (6.16)$$

$$m_{02} = \max \begin{cases} m_{ylä} + e_i \times N_{Ed} \\ m_{ala} + e_i \times N_{Ed} \end{cases} \quad \text{Väggens övre kant} \quad (6.17)$$

Ekvivalent moment:

$$m_{0e} = \max \text{ av } 0,6 \times m_{02} + 0,4 \times m_{01} \text{ eller } 0,4 \times m_{02} \quad (6.18)$$

Dimensionerande moment:

$$m_{Ed} = \max \begin{cases} m_{0e} + m_2 \\ m_{02} \\ m_{min} \end{cases} \quad (6.19)$$

Relativa böjmoment:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{h^2 \times f_{cd}} \quad (6.20)$$

$d'/h \rightarrow$ väljer samverkans diagram utifrån detta tal, avrundas uppåt. $\rightarrow \omega$

$$A_{s,vaad} = \omega \times b \times h \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.21)$$

$b = 1000\text{mm}$ av väggen

$A_{s,vaad}$

= Lodräta armeringens sammanlagda tvärsnittsarea i väggens båda ytor

Koll av armeringsdelningen:

$$k = \frac{A\phi}{A_{s,vaad}/2} \quad (6.22)$$

$A\phi =$ huvudarmeringen

Minimiarmningskrav:

Lodrätta armering →

$$A_{sv,min} = 0,002Ac \quad (6.23)$$

$$A_{sc,max} = 0,06Ac \quad (6.24)$$

$$S_{v,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 400mm \end{array} \right. \quad (6.25)$$

Vågrät armering:

$$A_{sh,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,001Ac \\ 0,25 \times \frac{A_{sv}}{2} \end{array} \right. \quad (6.26)$$

Delning av vågrät armering:

$$k = \frac{A_s}{A_{s,hmin}}$$

6.2 Armerad vägg utan förstyvande väggar

En armerad vägg utan förstyvande väggar följer samma räknesätt ända tills knäckningslängden $l_0 = k_0 \times L_w$ (6.07)

Knäckningslängd:

$$l_0 = 1,0 \times l \quad (6.27)$$

Detta fås ur figur 8, var vi ser att en vägg utan stöd ses som en pelare, varefter man följer knäckningslängd formeln för pelare.

Slankhetstal:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (6.28)$$

$h =$ tjocklek på väggen

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (6.29)$$

Relativ normalkraft:

$$n = \frac{n_{Ed}}{h \times f_{cd}} \quad (6.30)$$

$$\lambda_{lim} = 20ABC \times \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (6.31)$$

Ovanstående kan också kollas med $\frac{10}{\sqrt{n}}$ vilket är på den säkra sidan.

A, B, C hittas i Eurokod 2, kapitel 5.8.3

$$A = 0,7$$

$$B = 1,1$$

$$C = 1,7 - r_m$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{m_{ala}}{m_{ylä}}$$

Ifall $\lambda < \lambda_{lim}$ skall 2: a ordningens moment kollas.

1: a ordningens dimensionerande moment:

$$\theta_i = \frac{\alpha_h \times \alpha_m}{200} \quad (6.32)$$

$$\alpha_h = 1 \text{ om } L_w < 4m$$

$$\alpha_m = 1 \text{ (väggen ses som en enskild pelare.)}$$

$$e_i = \theta_i \times \frac{L_0}{2} \quad (6.33)$$

$$m_{01} = \min \begin{cases} m_{ylä} + e_i \times N_{Ed} \\ m_{ala} + e_i \times N_{Ed} \end{cases} \quad \text{Väggens nedre kant} \quad (6.34)$$

$$m_{02} = \max \begin{cases} m_{ylä} + e_i \times N_{Ed} \\ m_{ala} + e_i \times N_{Ed} \end{cases} \quad \text{Väggens övre kant} \quad (6.35)$$

Ekvivalent moment:

$$m_{0e} = \max av 0,6 \times m_{02} + 0,4 \times m_{01} \text{ eller } 0,4 \times m_{02} \quad (6.36)$$

2: a ordningens effekter enligt nominell krökning:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (6.37)$$

E_s = elasticitetsmodul för betong

Krökning:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} \quad (6.38)$$

$$\frac{1}{r} = k_r \times k_\varphi \times \frac{1}{R_0} \quad (6.39)$$

Vid första genomgång av räkningar lägger man k_r och k_φ till 1,0 och tillägger en kontrollräkning i senare skede.

Excentricitet:

Med excentricitet kollas det hur mycket tyngdpunkten av lasterna på väggen har inverkan på momenten i väggen.

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{(l_0)^2}{c} \quad (6.40)$$

2: a ordningens moment:

$$m_2 = e_2 \times n_{Ed} \quad (6.41)$$

Dimensionerande moment:

$$m_{Ed} = \max \begin{cases} m_{0e} + m_2 \\ m_{02} \\ m_{min} \end{cases} \quad (6.42)$$

Relativa böjmoment:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{h^2 \times f_{cd}} \quad (6.43)$$

$d'/h \rightarrow$ väljer samverkans diagram utifrån detta tal, avrundas uppåt. $\rightarrow \omega$

$$A_{s,vaad} = \omega \times b \times h \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.44)$$

Efter att mängden armering har fått, går vi tillbaka för att kontrollera att korrigeringsfaktorerna var rätt.

Granskning av korrigeringsfaktorernas inverkan:

$$n_u = 1 + \omega \quad (6.45)$$

$$n_{bal} = 0,4 \quad (6.46)$$

$$k_r = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \\ 1,0 \end{array} \right. \quad (6.47)$$

Inverkan av krypning:

Vi antar momentförhållanden $\frac{m_{0Eqp}}{m_{0Ed}} = 0,7$

$$\varphi ef = \varphi(\infty, t_0) \times \frac{m_{0Eqp}}{m_{0Ed}} \quad (6.48)$$

$\varphi(\infty, t_0)$ = Fås ur bild 3.1 från SFS-EN.1992-1-1+A1+AC

$$\beta = 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad (6.49)$$

$$k_\varphi = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 + \beta \times \varphi ef \\ 1.0 \end{array} \right. \quad (6.50)$$

Korrigerad krökning:

$$\frac{1}{r} = k_r \times k_\varphi \times \frac{1}{r_0} \quad (6.51)$$

Korrigerad böjning:

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{(l_0)^2}{c} \quad (6.52)$$

Efter att dessa korrigeringar har gjorts, beräknar man m_2 och m_{Ed} i 2: a ordningens moment, och korrigerar det relativa böjmomentet.

Korrigerat relativa böjmomentet:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{h^2 \times f_{cd}} \quad (6.53)$$

$d'/h \rightarrow$ väljer samverkans diagram utifrån detta tal, avrundas uppåt. $\rightarrow \omega$

$$A_{s,vaad} = \omega \times b \times h \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.54)$$

$A_{s,vaad}$

= Lodräta armeringens sammanlagda tvärsnittsarea i väggens båda ytor

Koll av armeringsdelningen:

$$k = \frac{A\phi}{A_{s,vaad}/2} \quad (6.55)$$

$A\phi =$ huvudarmeringen

$A_{s,vaad}$ delat med 2 pga. sammanlagd yta på 2 sidor av väggen.

Minimiarmeringskrav:

Lodräta armering \rightarrow

$$A_{sv,min} = 0,002Ac \quad (6.56)$$

$$A_{sc,max} = 0,06Ac \quad (6.57)$$

$$s_{v,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 400mm \end{array} \right. \quad (6.58)$$

Vågräta armering \rightarrow

$$A_{sh,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,001Ac \\ 0,25 \times \frac{A_{sv}}{2} \end{array} \right. \quad (6.59)$$

Delning av vågrät armering:

$$k = \frac{As}{A_{sh,min}} \quad (6.60)$$

6.3 Oarmerad mellanvägg

Mellanväggar kan ofta tillverkas utan armering i dem, detta om lasterna som kommer på dem är små, och för att väggarnas dimensionerande krav är oftast annan än lasten och på det viset är de redan överdimensionerade för lasterna de utsätts för. Oarmerade väggar skall dock ha armering runt kanterna för att förhindra spjälkning. Dessutom kan det finnas skäl att använda sig av vågrät armering för att förhindra sprickbildning i och med krympning i väggen. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2, 2014)

Betongens hållfasthet är mindre för oarmerade konstruktioner än armerade, d.v.s. för talen $\alpha_{cc,pl}$ och $\alpha_{ct,pl}$ används förminskade värden. Eurokoden rekommenderar 0.8 för båda värden. (SFS-EN-1992-1-1+A1+AC 12.3.1 sid.188)

Oarmerade väggar räknas utgående från att man ej vet lasterna som kommer ner på väggen, det enda man måste veta som förhandsfakta är excentriciteten. Alla formler är tagna ur SFS-EN-1992-1-1+A1+AC

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6.61)$$

Knäckningslängd:

$$l_0 = k_0 \times l_w \quad (6.62)$$

$$k_0 = \text{se figur 8} \quad (6.63)$$

l_w = väggens höjd

Slankhetstal:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (6.64)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = < 86 \quad (6.65)$$

Slankhets talet (λ) för en oarmerad vägg får högst vara 86.

$$\theta_i = \frac{\alpha_h \times \alpha_m}{200} \quad (6.66)$$

$$e_i = \theta_i \times \frac{l_0}{2} \quad (6.67)$$

$$e_{02} = e_{ylä} + e_i \quad (6.68)$$

$$e_{01} = e_{ala} + e_i \quad (6.69)$$

Ekvivalent excentricitet:

$$e_{0e} = \max \begin{cases} 0.6 \times e_{02} + 0.4 \times e_{01} \\ 0.4 \times e_{02} \end{cases} \quad (6.70)$$

$$e_{0e} = e_{tot} \quad (6.71)$$

$$\Phi = \frac{1 - 2.4 \frac{e_{tot}}{bw}}{1 + 0.007 \left(\frac{l_0}{hw} \right)^2 \left(0.1 + \frac{e_{tot}}{hw} \right) \left(0.8 + \varphi_{ef} \right) \left(\frac{f_{ck}}{30} \right)^2} \quad (6.72)$$

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \times \frac{m_{0Eqp}}{m_{0Ed}} \quad (6.73)$$

Normalkraftskapacitet:

$$N_{Rd} = f_{cd,pl} \times b \times hw \times \Phi \quad (\text{SFS-EN-1992-1-1+A1+AC 12.10 Sid. 192}) \quad (6.74)$$

Resultatet anger hur stor kraft väggen klarar av utan armering (kN/m). Varpå man kan kontrollera med den rådande lasten om detta är tillräckligt eller ej.

7 Analys

Uträkningarna i detta arbete kan ses som baskunskap för konstruktionsplanering, dock används inte handberäkningar i större skala i dagens läge. Tidsåtgången för att beräkna allting är omfattande, arbetets uträkningar hör inte till det svåraste och representerar vad som skulle kallas väldigt enkla fall i konstruktionen. Med mera komplicerade lastfall och konstruktioner ökar arbetsmängden mångfalt ifall beräkningarna skulle göras för hand. Detta skulle leda till större kostnader både för planerare och beställare.

Jämförelsevis kan handberäkningar ta 6–10 gånger längre per konstruktionsdel, beroende på hur komplicerade de är. (Sundin, F. 2013)

Handberäkningar har också en tendens att skilja sig från resultat som man fått ur elektroniska program, t.ex. från mänskliga misstag och mindre exakta värden i slutresultaten. Dock lutar resultaten från handberäkningar mot att de är överdimensionerade, vilket förstås leder till en större säkerhet i byggnaden, men detta kan ha ekonomisk betydelse för hela projektet.

Elektroniska program kräver en viss investering i början, men betalar sig tillbaka relativt snabbt med den 6–10 gånger snabbare beräkningstiden.

Källförteckning

Betoniteollisuus ry. (2020). Hämtat 8.11.2019 från <https://betoni.com/tietoa-betonista/perustietopaketti/betoni-rakennusmateriaalina/kaytto-talonrakentamisessa/>

Betoniteollisuus ry. (2020). Hämtat 10.11.2019 från <https://betoni.com/tietoa-betonista/perustietopaketti/betoni-rakennusmateriaalina/betonin-valmistus/>

Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 1 & 2. 2016. Suomen Betoniyhdistys ry.

Celsa Steelservice. (2020) Hämtat 10.08.2019 från <https://celsa-steelservice.fi/>

Miljöministeriet. (2019). Rakenteiden lujuus ja vakaus. Hämtat 15.03.2020 från <https://www.ym.fi/download/noname/%7B281486B7-FA18-4532-82C4-767392EE368F%7D/153760>

Miljöministeriet. (2019). Ympäristöministeriön ohje rakennusten suunnittelijoiden kelpoisuudesta. Hämtat 12.02.2020 från https://www.ym.fi/download/Ymparistoministerion_ohje_rakennusten_suunnittelijoiden_kelpoisuudesta/ed413935-bbd6-425c-827e-ab5ae5ceecb9/109804

Kallunki, V., Lavonen, J., Juuti, K., Meisalo, V., Mikama, A., Suhonen, M., Lepikkö, J., Jokinen, J. (2020) Fyysikan menetelmät ja kvalitatiiviset mallit, Lämpö ja energia. Hämtat 14.4.2019 från (http://www.edu.helsinki.fi/astel-ope/lampo_ja_energia/lampo_laajeneminen.htm)

Eurokoodien SFS-EN- 1992 kansalliset liitteet. Hämtat 15.3.2020 från <https://www.eurocodes.fi/ymn-kansalliset-liitteet/>

SFS-1992-1-1+A1+AC Hämtat 15.10.2019 från SFS-Online

Sundin, F. 2013. Studie av tidsbesparing vid dimensionering med Statcon samt redovisning av handberäkningar. Umeå: Examensarbeteför högskoleingenjörsexamen.

Väisänen, P. Betoni Perustietoa arkkitehtiotiskelijalle (2:a upplagan). Vammalan kirjapaino Oy, Vammala 2010. Hämtat 12.12.2019 från

https://mycourses.aalto.fi/pluginfile.php/651153/mod_resource/content/1/roper_betoni.pdf

Bilagor

I bilaga 1 finns beräkningar med egentliga tal för mellanbjälklag och bärande mellanväggar.

Bilaga 1.

Korsbärande mellanbjälklag beräkningar, beräkning av armeringsbehovet i bjälklaget.

- $B \times L = 6.5\text{m} \times 8.7\text{m}$
- $h = 220\text{mm}$
- Betong c30/37
- Armeringsstål B500B
- $C_{nom} = 20\text{mm}$
- $q_k = 3\text{kN/m}^2$
- $g_k =$ bjälklagets egenvikt

Bjälklagets egenvikt:

$$1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.22\text{m} = 0.22\text{m}^3$$

$$\text{Betongens vikt} = 25\text{kN/m}^3$$

$$0.22 \times \frac{25\text{kN}}{\text{m}^3} = 5.5\text{kN/m}^2$$

Den dimensionerande lasten:

$$P_{Ed} = \max \begin{cases} 1.15 \times K_{fi} \times g_k + 1.5 \times K_{fi} \times q_k \\ 1.35 \times K_{fi} \times g_k \end{cases} \quad (4.02)$$

K_{fi} är i vårt fall 1.0, utgående från konsekvensklass cc2

$$P_{Ed} = \max \begin{cases} 1.15 \times 1.0 \times \frac{5.5\text{kN}}{\text{m}} + 1.5 \times 1.0 \times \frac{3\text{kN}}{\text{m}} = 10.825\text{kN/m} \\ 1.35 \times 1.0 \times \frac{5.5\text{kN}}{\text{m}} = 7.425\text{kN/m} \end{cases}$$

Av dessa två väljer den mest ofördelaktiga $\rightarrow 10.825\text{kN/m}$

Förhållandet mellan sidorna i bjälklaget:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{8.7\text{m}}{6.5\text{m}} = 1.338 \quad (4.01)$$

$$\alpha_{yf} = 0.0542$$

$$\alpha_{xf} = 0.0807$$

Fältmomentet i bjälklaget:

$$m_{yf} = \alpha_{yf} \times P_{Ed} \times (L_x)^2 = 0.0542 \times 10.825 \times (6.5\text{m})^2 = 24.788\text{kNm/m} \quad (4.03)$$

$$m_{xf} = \alpha x f \times P E d \times (Lx)^2 = 0.0807 \times 10.825 \times (6.5m)^2 = 36.908 kNm/m \quad (4.04)$$

Effektiv höjd på bjälklaget:

$$d = h - c_{nom} - \frac{1,1 \times \phi}{2} = 220mm - 20mm - \frac{1,1 \times 12}{2} = 193.4mm \quad (4.07)$$

Relativa böjmomentet:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{d^2 \times \eta \times f_{cd}} = \frac{0.037 MNm/m}{(0.1934mm)^2 \times 1.0 \times 17} = 0.058 \quad (4.09)$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{30}{1.5} = 17 \quad (4.10)$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058} = 0.0597 \quad (4.11)$$

Det mekaniska armeringsförhållandet:

$$\omega = \beta \quad (4.12)$$

Krävda armeringsområde:

$$A_{s,vaad} \quad (4.13)$$

$$= \omega b d \eta \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0597 \times 1000mm \times 193.4mm \times 1.0 \times \frac{17}{435} = 451.2mm^2/m$$

$$f_{ctm} = 0,30MPa \left(\frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{2/3} = 0,30MPa \left(\frac{30}{MPa} \right)^{2/3} = 2.89MPa \quad (3.1.2.04)$$

$A_{s,min}$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times d \times b = 0.26 \times \frac{2.89MPa}{500MPa} \times 193.4mm \times 1000mm = 290.6mm^2/m \\ 0,0013 \times d \times b = 0.0013 \times 193.4mm \times 1000mm = 251.4mm^2/m \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} \geq A_{s,vaad} = 290.6 \geq 451.2 \quad (4.14)$$

Dvs. vi går vidare med det verkliga behovet 451.2mm²/m

Koll av delning av armeringen:

$A_{\phi 12} = \pi \times (6\text{mm})^2 = 113.1\text{mm}^2 \rightarrow$ arean av en 12mm armeringsstål.

$$k = \frac{A_s}{A_{s,min}} = \frac{113.1}{451.2} = 0.25 \quad (4.15)$$

Lösning: För det kortare ledet i bjälklaget $\phi 12k250$

Koll av den längre sidan (y):

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{d^2 \times \eta \times f_{cd}} = \frac{0.0248\text{MNm/m}}{(0.1934\text{mm})^2 \times 1.0 \times 17} = 0.039 \quad (4.16)$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039} = 0.0397 \quad (4.17)$$

$$\omega = \beta \quad (4.18)$$

$$A_{s,vaad} = \omega b d \eta \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0397 \times 1000\text{mm} \times 193.4\text{mm} \times 1.0 \times \frac{17}{435} = 297.8\text{mm}^2/\text{m} \quad (4.19)$$

$$A_{s,min} \geq A_{s,vaad} = 290.6 \geq 297.8$$

Vi går vidare med det verkliga behovet $297.8\text{mm}^2/\text{m}$

$$k = \frac{A_s}{A_{s,min}} = \frac{113.1}{297.8} = 0.38 \quad (4.21)$$

$$S_{max,slab} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2h \\ 250\text{mm} \end{array} \right. \rightarrow \text{max delning} \quad (4.22)$$

Lösning: För det längre ledet i bjälklaget (6.8m x 8.7m) $\phi 12k250$ eftersom $k \leq S_{max}$

Bärande mellanvägg, stöd på 4 sidor, beräkning av behovet av armering i väggens bägge ytor.

- $L = 3000\text{mm}$, höjd på väggen
- $h = 200\text{mm}$, väggens tjocklek
- Betongklass $c30/37$
- $b = 6000\text{mm}$, längden på väggen
- Armeringsstål B500B
- $c_{nom} = 20\text{mm}$
- Huvudarmering $\phi_v = 10\text{mm}$ (lodrät armering)
- Vågrät armering $\phi_h = 8\text{mm}$
- Excentricitet 60mm
- Normalhärdande cement
- $n_{Ed} = 1200\text{kN/m}$

1: a ordningens moment:

$$m_{ylä} = n_{Ed} \times e_{ylä} = \frac{1200\text{kN}}{m} \times 0.06\text{m} = 72\text{kN/m} \quad (6.01)$$

$$m_{ala} = n_{Ed} \times e_{ala} = \frac{1200\text{kN}}{m} \times 0\text{m} = 0 \quad (6.02)$$

Minimi moment:

$$e_0 = \max \begin{cases} \frac{h}{30} = \frac{200}{30} = 6.7\text{mm} \\ 20\text{mm} \end{cases} \quad (6.03)$$

$$m_{0,min} = e_{0,min} \times n_{Ed} = 0.02 \times \frac{1200\text{kN}}{m} = 24\text{kNm/m} \quad (6.04)$$

Effektiv bredd på väggen:

$$d = h - d' = 200\text{mm} - 34.3 = 165.7\text{mm} \quad (6.05)$$

$$d' = c_{nom} + 1,1 \times \phi_h + \frac{1,1 \times \phi_v}{2} = 20\text{mm} + 1,1 \times 8\text{mm} + \frac{1,1 \times 10\text{mm}}{2} = 34.3 \quad (6.06)$$

Knäckningslängd:

För att välja formel till knäckningslängden kollar vi på bild 6, och ser att vår vägg är stödd från 4 sidor. Vilket leder till att vi väljer följande formler.

$$L_o = k_o \times L_w = 0.8 \times 3.0\text{m} = 2.4\text{m} \quad (6.07)$$

$$k_o = \frac{1}{1 + \left(\frac{L_w}{b}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{3m}{6m}\right)^2} = 0.8 \quad (6.08)$$

Slankhetstal:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{200}{\sqrt{12}} = 57.7mm \quad (6.09)$$

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{2.4m}{0.0577m} = 41.6 \quad (6.10)$$

Relativa normalkraften:

$$n = \frac{n_{Ed}}{h \times f_{cd}} = \frac{1.2MN/m}{0.2m \times 17MPa} = 0.352 \quad (6.11)$$

$$\lambda_{lim} = 20ABC \times \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 \times 0.7 \times 1.1 \times 1.7 \times \frac{1}{\sqrt{0.352}} = 44.12 \quad (6.12)$$

A, B, C hittas i Eurokod 2(EN-1992-1-1+A1+AC), kapitel 5.8.3

$$A = 0,7$$

$$B = 1,1$$

$$C = 1,7 - r_m$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{m_{ala}}{m_{ylä}} = \frac{0}{72kN/m} = 0 \quad (6.13)$$

$\lambda < \lambda_{lim}$ 2: a ordningens moment skall kollas.

1: a ordningens moment:

$$\theta_i = \frac{\alpha_h \times \alpha_m}{200} = \frac{1 \times 1}{200} = 0.005 \rightarrow \text{tilläggs excentricitet} \quad (6.14)$$

$$\alpha_h = 1 \text{ om } L_w < 4m$$

$$\alpha_m = 1 \text{ (väggen ses som en enskild pelare.)}$$

$$e_i = \theta_i \times \frac{L_0}{2} = 0.005 \times \frac{2.4m}{2} = 0.006m \quad (6.15)$$

Väggens nedre kant

$$m_{01} = \min \begin{cases} m_{ylä} + e_i \times N_{Ed} = \frac{72kN}{m} + 0.006 \times \frac{1200kN}{m} = 79.2kNm/m \\ m_{ala} + e_i \times N_{Ed} = 0 + 0.006 \times \frac{1200kN}{m} = 7.2kNm/m \end{cases} \quad (6.16)$$

Väggens övre kant

$$m_{02} = \max \begin{cases} m_{ylä} + e_i \times N_{Ed} = 79.2kNm/m \\ m_{ala} + e_i \times N_{Ed} = 7.2kNm/m \end{cases} \quad (6.17)$$

Ekvivalent moment:

$$m_{0e} = \max av 0,6 \times m_{02} + 0,4 \times m_{01} \text{ eller } 0,4 \times m_{02} \quad (6.18)$$

$$0,6 \times m_{02} + 0,4 \times m_{01} = 0,6 \times \frac{79.2kNm}{m} + 0,4 \times \frac{7.2kNm}{m} = 50.4kNm/m$$

$$0,4 \times m_{02} = 0,4 \times \frac{79.2kNm}{m} = 31.7kNm/m$$

$$m_{0e} = 50.4kNm/m$$

Dimensionerande moment:

$$m_{Ed} = \max \begin{cases} m_{0e} + m_2 = \frac{50.4kNm}{m} \\ m_{02} = 79.2kNm/m \\ m_{min} = 24kNm/m \end{cases} \quad (6.19)$$

$$m_{Ed} = 79.2kNm/m$$

Relativa böjmomentet:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{0.0792MNm}{(0.2m)^2 \times 17MN/m^2} = 0.116 \quad (6.20)$$

Väljer samverkansdiagram:

$$\frac{d'}{h} = \frac{34.3}{200} = 0.17 \rightarrow \text{väljer samverkans diagram utifrån detta tal} \rightarrow d'/h=0.20 \rightarrow \omega = 0.05$$

$$A_{s,vaad} = \omega \times b \times h \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.05 \times 1000mm \times 200mm \times \frac{17 MPa}{435 MPa} = 390.8mm^2$$

(6.21)

Koll av armeringsdelning:

$$\emptyset 10 = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$k = \frac{A\emptyset}{A_{s,vaad}/2} = \frac{78.5 \text{ mm}^2}{390.8 \text{ mm}^2/2} = 0.4 \text{ m} \quad (6.22)$$

Vilket leder till en armering på $\emptyset 10 k 400 = 392.5 \text{ mm}^2$ i väggens bägge ytor.

Koll av minimiarmerings krav:

Lodrät armering →

$$A_{sv,min} = 0,002Ac = 0.002 \times 1000 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}^2 \quad (6.23)$$

$$A_{sc,max} = 0,06Ac = 0.06 \times 1000 \text{ mm} \times 200 = 12000 \text{ mm}^2 \quad (6.24)$$

$$S_{v,max} = \min \begin{cases} 3h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases} \quad (6.25)$$

→ ok med den lodräta armeringen $\emptyset 10 k 400$ som kan ses i figur 1.

Vågrät armering:

$$A_{sh,min} = \max \begin{cases} 0,001Ac = 0.001 \times 1000 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} = 200 \text{ mm}^2 / \text{m} \\ 0,25 \times \frac{A_{sv}}{2} = 0.25 \times \frac{392.5 \text{ mm}^2}{2} = 49.06 \text{ mm}^2 / \text{m} \end{cases} \quad (6.26)$$

Delning av vågrät armering:

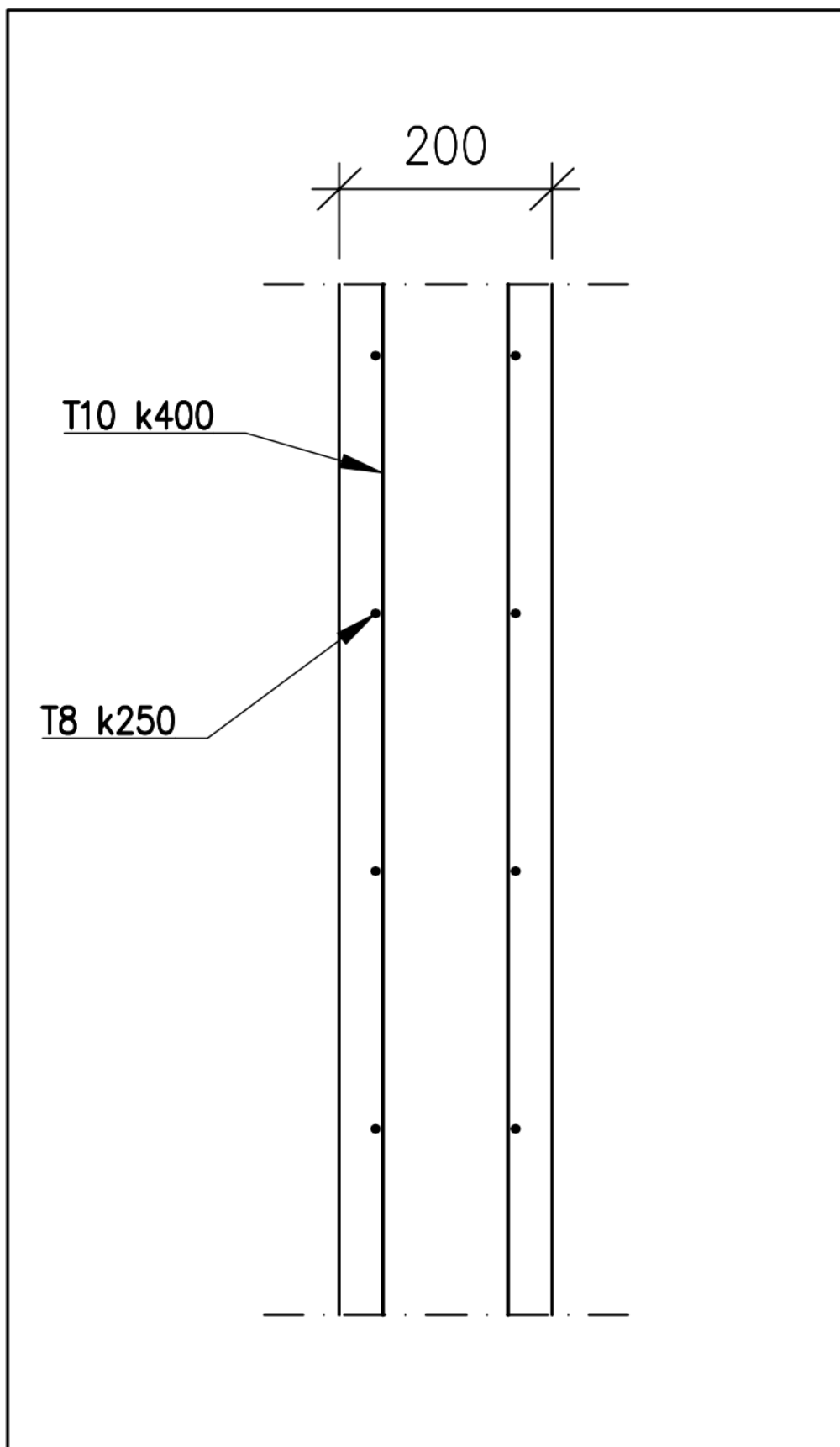
$$\text{Vågrät armering } \emptyset 8 = 50.3 \text{ mm}^2$$

$$k = \frac{As}{A_{sh,min}} = \frac{50.3 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm}^2} = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Vågräta stänger maxavstånd } S_{hmax} = 400 \text{ mm}$$

Vilket leder till en vågrät armering på $\emptyset 8 k 250$ som kan ses i figur 1.

Den vågräta armeringen placeras utanför den lodräta.



Figur 1. Den lodräta och vågräta armeringen i väggen.

Armerad vägg utan förstyvande väggar, beräkning av behovet av armering i väggens bägge ytor

Samma dimensioner som den föregående räkningen. Följer samma räknesätt ända tills knäckningslängden.

Knäckningslängd:

$$l_0 = 1.0 \times l = 1.0 \times 3m = 3m \quad (6.27)$$

Slankhetstal:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{200}{\sqrt{12}} = 57.73mm \quad (6.28)$$

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{3}{0.0577} = 52 \quad (6.29)$$

Relativ normalkraft:

$$n = \frac{n_{Ed}}{h \times f_{cd}} = \frac{1.2MN/m}{0.2m \times 17MN/m} = 0.352 \quad (6.30)$$

$$\lambda_{lim} = 20ABC \times \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 \times 0.7 \times 1.1 \times 1.7 \times \frac{1}{\sqrt{0.352}} = 44.126 \quad (6.31)$$

$\lambda > \lambda_{lim}$ 2: ordningens moment måste kollas.

1: ordningens moment:

$$\theta_i = \frac{\alpha_h \times \alpha_m}{200} = \frac{1 \times 1}{200} = 0.005 \quad (6.32)$$

$$\alpha_h = 1 \text{ om } L_w < 4m$$

$$\alpha_m = 1 \text{ (väggen ses som en enskild pelare.)}$$

$$e_i = \theta_i \times \frac{L_0}{2} = 0.005 \times \frac{3m}{2} = 0.0075m \rightarrow \text{Tilläggs excentricitet} \quad (6.33)$$

Väggens nedre kant

$$m_{01} = \min \begin{cases} m_{ylä} + e_i \times N_{Ed} = \frac{72kN}{m} + 0.0075 \times \frac{1200kN}{m} = 81kNm/m \\ m_{ala} + e_i \times N_{Ed} = 0 + 0.0075 \times \frac{1200kN}{m} = 9kNm/m \end{cases} \quad (6.34)$$

Väggens övre kant

$$m_{02} = \max \begin{cases} m_{ylä} + e_i \times N_{Ed} = 81kNm/m \\ m_{ala} + e_i \times N_{Ed} = 9kNm/m \end{cases} \quad (6.35)$$

Ekvivalent moment:

$$m_{0e} = \max av 0,6 \times m_{02} + 0,4 \times m_{01} \text{ eller } 0,4 \times m_{02} \quad (6.36)$$

$$0,6 \times m_{02} + 0,4 \times m_{01} = 0,6 \times \frac{81kNm}{m} + 0,4 \times \frac{9kNm}{m} = 52,2kNm/m$$

$$0,4 \times m_{02} = 0,4 \times \frac{81kNm}{m} = 33,6kNm/m$$

$$m_{0e} = 52,2kNm/m$$

z: a ordningens effekter enligt nominell krökning:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435MPa}{200000MPa} = 0,00217 \quad (6.37)$$

Krökning:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} = \frac{0,00217}{0,45 \times 165,7mm} = \frac{1}{34,4m} \quad (6.38)$$

$$\frac{1}{r} = k_r \times k_\varphi \times \frac{1}{r_0} = 1,0 \times 1,0 \times \frac{1}{34,4m} = \frac{1}{34,4m} \quad (6.39)$$

Vid första uträkningen används värdet för kr och $k\varphi = 1,0$

Excentricitet (Böjning):

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{(l_0)^2}{c} = \frac{1}{34,4} \times \frac{(3)^2}{10} = 0,026m \quad (6.40)$$

2: a ordningens moment:

$$m_2 = e_2 \times n_{Ed} = 0.026 \times \frac{1200kN}{m} = 31.2kNm/m \quad (6.41)$$

Dimensionerande moment:

$$m_{Ed} = \max \begin{cases} m_{0e} + m_2 = \frac{52.2kNm}{m} + \frac{31.2kNm}{m} = 83.4kNm/m \\ m_{02} = 81kNm/m \\ m_{min} = 24kNm/m \end{cases} \quad (6.42)$$

Relativa böjmoment:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{0.081MNm}{(0.2m)^2 \times 17MN/m^2} = 0.119 \quad (6.43)$$

Väljer samverkansdiagram

$$\frac{d'}{h} = \frac{34.3}{200} = 0.17 \rightarrow \text{väljer samverkans diagram utifrån detta tal} \rightarrow d'/h=0.20 \rightarrow \omega = 0.3$$

$$A_{s,vaad} = \omega \times b \times h \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.05 \times 1000mm \times 200mm \times \frac{17MPa}{435MPa} = 390.8mm^2$$

(6.44)

Granskning av korrigeringsfaktorernas inverkan:

$$n_u = 1 + \omega = 1 + 0.05 = 1.05 \quad (6.45)$$

$$n_{bal} = 0,4 \quad (6.46)$$

$$k_r = \min \begin{cases} \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1.05 - 0.352}{1.05 - 0.4} = 1.073 \\ 1,0 \end{cases} \quad (6.47)$$

Inverkan av krypning:

$$\text{Vi antar momentförhållanden } \frac{m_{0Eqp}}{m_{0Ed}} = 0,7$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \times \frac{m_{0Eqp}}{m_{0Ed}} = 2.5 \times 0.7 = 1.75 \quad (6.48)$$

$$\varphi(\infty, t_0) = 2.5 \quad (\text{SFS-EN.1992-1-1+A1+AC, sid. 32})$$

$$\beta = 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.35 + \frac{30}{200} - \frac{52}{150} = 0.153 \quad (6.49)$$

$$k_\varphi = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 + \beta \times \varphi e f = 1 + 0.153 \times 1.75 = 1.27 \\ 1.0 \end{array} \right. \quad (6.50)$$

$$k_\varphi = 1.27$$

Korrigerad krökning:

$$\frac{1}{r} = k_r \times k_\varphi \times \frac{1}{r_0} = 1.0 \times 1.27 \times \frac{1}{34.3m} = \frac{1}{27.1m} \quad (6.51)$$

Korrigerad böjning:

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{(l_0)^2}{c} = \frac{1}{27.1m} \times \frac{(3m)^2}{10} = 0.033m \quad (6.52)$$

Korrigerat 2: a ordningens moment:

$$m_2 = e_2 \times n_{Ed} = 0.033m \times \frac{1200kNm}{m} = 39.6kNm/m \quad (6.41)$$

$$m_{Ed} = m_{0e} + m_2 = \frac{52.2kNm}{m} + \frac{39.6kNm}{m} = 91.8kNm/m \quad (6.42)$$

Korrigerad relativ nedböjning:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{0.0981MNm}{(0.2m)^2 \times 17} = 0.144 \quad (6.43)$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{34.3}{200} = 0.17 \rightarrow \text{väljer samverkans diagram utifrån detta tal} \rightarrow d'/h=0.20 \rightarrow \omega = 0.1$$

$$A_{s,vaad} = \omega \times b \times h \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1 \times 1000mm \times 200mm \times \frac{17}{435} = 781.6mm^2/m$$

(6.44)

Koll av armeringsdelning:

$$\emptyset 10 = 78.5mm^2$$

$$k = \frac{A\emptyset}{A_{s,vaad}/2} = \frac{78.5mm^2}{781.6mm^2/2} = 0.2m \quad (6.55)$$

Lodrät armering $\emptyset 10k200$ på väggens bägge ytor. $785mm^2 > 781.6mm^2$

Minimiarmningskrav:

Lodrät armering \rightarrow

$$A_{sv,min} = 0,002Ac = 0.002 \times 1000mm \times 200mm = 400mm^2 \quad (6.56)$$

$$A_{sc,max} = 0,06Ac = 0.06 \times 1000mm \times 200 = 12000mm^2 \quad (6.57)$$

$$S_{v,max} = \min \begin{cases} 3h = 3 \times 200 = 600mm \\ 400mm \end{cases} \quad (6.58)$$

\rightarrow ok med den lodräta armeringen $\emptyset 10k200$.

Vågrät armering:

$$A_{sh,min} = \max \begin{cases} 0,001Ac = 0.001 \times 1000mm \times 200mm = 200mm^2/m \\ 0,25 \times \frac{A_{sv}}{2} = 0.25 \times \frac{781.6mm^2}{2} = 97.7mm^2/m \end{cases} \quad (6.59)$$

Delning av vågrät armering:

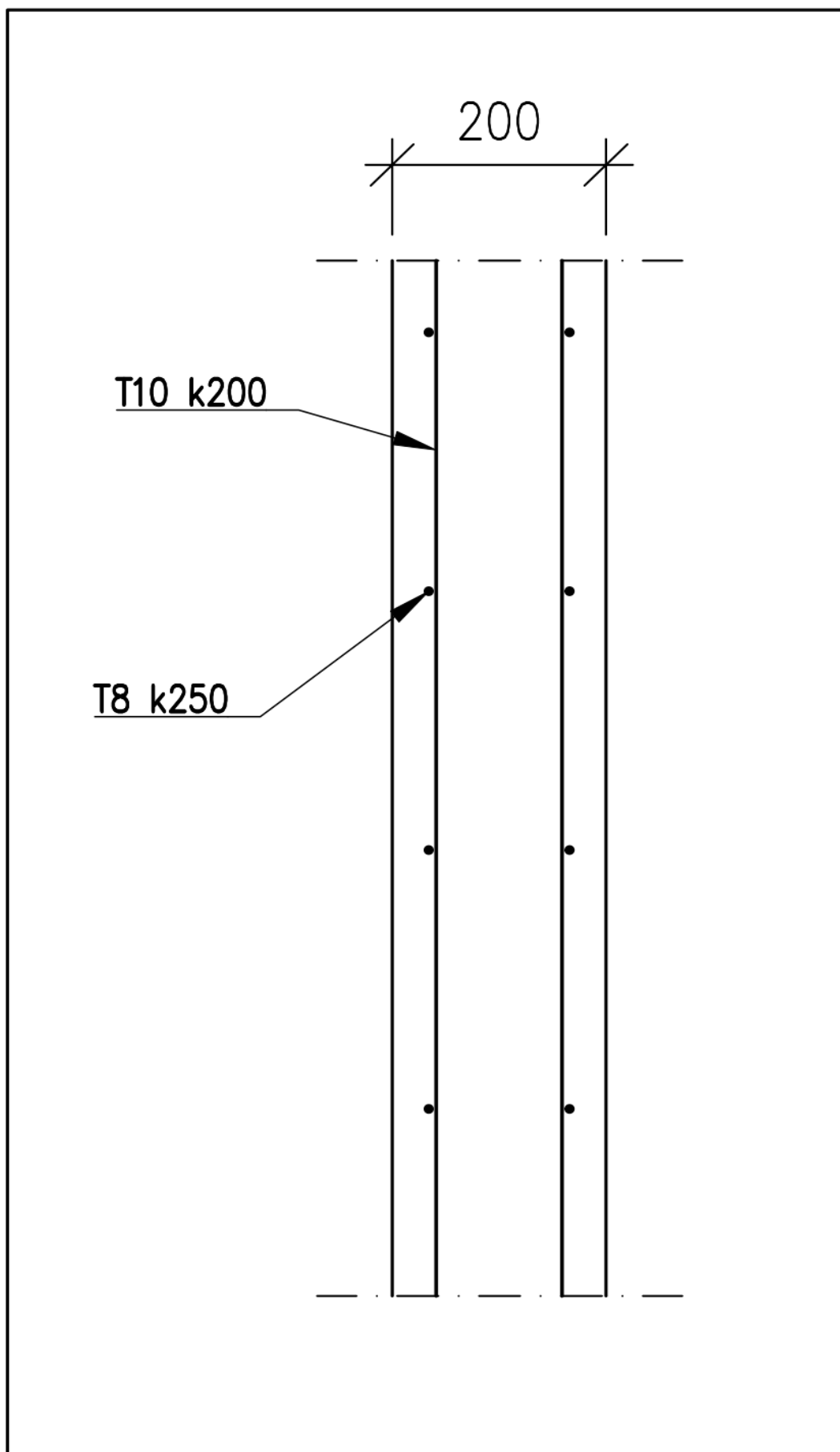
Vågrät armering $\emptyset 8 = 50.3mm^2$

$$k = \frac{A_s}{A_{sh,min}} = \frac{50.3mm^2}{200mm^2} = 0.25m \quad (6.60)$$

Vågräta stänger maxavstånd $S_{hmax} = 400mm$

Vilket leder till en vågrät armering på $\emptyset 8k250$.

Den vågräta armeringen placeras utanför den lodräta se figur 2.



Figur 2. Den lodräta och vågräta armeringen i väggen.

Oarmerad vägg

Oarmerade väggar räknas utgående från att man ej vet lasterna som kommer ner på väggen, det enda man måste veta som förhandsfakta är excentriciteten. Väggen i uträkningarna är 3.0m hög och 200mm tjock. Excentriciteten är 60mm.

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.8 \times \frac{30MPa}{1.5} = 16MPa \quad (6.61)$$

Knäckningslängd:

$$l_0 = k_0 \times l_w = 1.0 \times 3.0m = 3m \quad (6.62)$$

$$k_0 = \text{Se figur 8.} \quad (6.63)$$

Slankhetstal:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{200mm}{\sqrt{12}} = 57.7mm \quad (6.64)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3m}{0.0577m} = 52 < 86 \quad (6.65)$$

Slankhets talet (λ) för en oarmerad vägg får högst vara 86. Kraven uppfylls i vårt fall. Vi kan gå vidare med att dimensionera väggen utan armering.

$$\theta_i = \frac{\alpha_h \times \alpha_m}{200} = \frac{1 \times 1}{200} = 0.005 \quad (6.66)$$

$$e_i = \theta_i \times \frac{l_0}{2} = 0.005 \times \frac{3m}{2} = 0.0075 \quad (6.67)$$

$$e_{02} = e_{ylä} + e_i = 60mm + 7.5mm = 67.5mm \quad (6.68)$$

$$e_{01} = e_{ala} + e_i = 0mm + 7.5 = 7.5mm \quad (6.69)$$

Ekvivalent excentricitet:

$$e_{0e} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \times e_{02} + 0.4 \times e_{01} = 0.6 \times 67.5mm + 0.4 \times 7.5mm = 43.5mm \\ 0.4 \times e_{02} = 0.4 \times 67.5mm = 27mm \end{array} \right.$$

(6.70)

$$e_{0e} = e_{tot} \quad (6.71)$$

$$\Phi = \frac{1 - 2.4 \frac{e_{tot}}{hw}}{1 + 0.007 \left(\frac{l_0}{hw}\right)^2 \left(0.1 + \frac{e_{tot}}{hw}\right) (0.8 + \varphi_{ef}) \left(\frac{f_{ck}}{30}\right)^{0.7}} \quad (6.72)$$

$$= \frac{1 - 2.4 \frac{43.5mm}{200mm}}{1 + 0.007 \left(\frac{3000}{200}\right)^2 \left(0.1 + \frac{43.5mm}{200mm}\right) (0.8 + 1.75) \left(\frac{30}{30}\right)^{0.7}} = 0.21$$

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \times \frac{m_{0Eqp}}{m_{0Ed}} = 2.5 \times 0.7 = 1.75 \quad (6.73)$$

Normalkraftskapacitet:

$$N_{Rd} = f_{cd,pl} \times b \times hw \times \Phi = 16 \times 1000mm \times 200 \times 0.21 = 672kN/m \quad (6.74)$$

(SFS-EN-1992-1-1+A1+AC 12.10 Sid. 192)

Resultat, väggen klarar av en kraft på 672kN/m utan armering.

