Vedlegg 6

EUROCODEexpress

Project Eurocodes

1. EC1-SNØ-001

SNØLAST PÅ TAK
Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Snølast , EN1991-1-3:2003

2. Snølast på mark

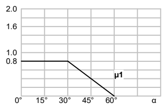
(EN1991-1-3 §4, Tillegg C)

Klima region : Norway
Tabell NA.4.1(901), Ålesund
sk,o=3.0kN/m², Hg=150m, H=150m, , Δsk=1.0kN/m²
sk=3.0+[(150-150)/100]x1.0=3.000kN/m², 3.000kN/m², (Ålesund)

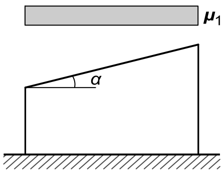
Karakteristiske verdier av snølast på mark: sk=3.000 kN/m²

3. Snølast på tak

(EC1 EN1991-1-3:2003 §5)



pulttak tak (EC1-1-3 §5.3.2))
Takvinkel : α=0.000°



Eksponeringsfaktor : Ce=1.000 (EC1-1-3 §5.2(7))
Termisk faktor : Ct=1.000 (EC1-1-3 §5.2(8))

3.1. Formfaktorer

(EN1991-1-3 §5.3)

Formfaktorer, α=0.00°, μ1=0.800 (Tabell 5.2)

3.2. Snølast

(EN1991-1-3 §5.3.2)

S1=μ1.Ce·Ct·Sk=0.800x1.000x1.000x3.000=2.400 kN/m²

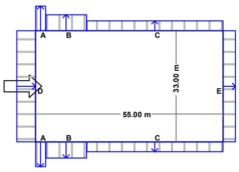
Project Eurocodes

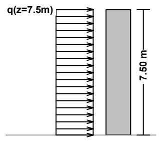
1. EC1-VIND-001

VINDTRYKK PÅ VERTIKALE VEGGER
Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Vindlast , EN1991-1-4:2005

1.1. Rektangulær bygning

Bygningshøyde : h= 7.50 m
Bygningsbredde på tvers av vind: b= 33.00 m
Bygningsdybde : d= 55.00 m





1.2. Basisvindhastighet (EN1991-1-4, §4.2)

vbo=29.00 m/s, Norway NS-EN, Sone: 8
vb= Cdir·Cseason·Vbo = 29.00 m/s

1.3. Terrengvirkninger (EN1991-1-4, §4.3.2, Tillegg A)

Terrengkategori : II (EN1991-1-4, Tab.4.1)
Område med lav vegetasjon og spredte hindringer (trær, bygninger)

Ruhetsfaktor Cr(z) (EN1991-1-4, §4.3.2)
Terrengkategori: II, z=7.500m, zo=0.050m, zmin=4m, zmax:=200m, zoII=0.050m
kr=0.19·(0.050/0.05)$^{0.07}$=0.190
Cr(z)=kr·ln(z/zo)=0.190xln(7.500/0.050)=0.952

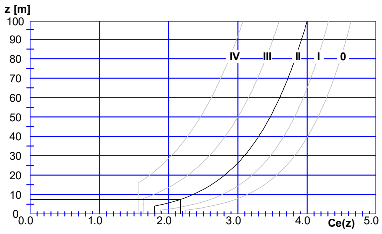
Terrengformfaktor Co(z) (EN1991-1-4, §4.3.3)
H/Lu=0/0=0.00, H/Lu=0.00<=0.05, Le=0.10 m (EN1991-1-4, Tab.A.2)
Co(z)=1.000 (Lign.A.1)

Turbulensfaktor Kt (EN1991-1-4, §4.4)
Kt=1.000

Eksponeringsfaktor Ce(z) (EN1991-1-4, §4.5)
Terrengkategori: II (EN1991-1-4, Tab.4.1)
z= 7.50 m, kr=0.190, lv(z)=0.200, Ce(z)= 2.173 (EN1991-1-4, Lign.A. 4.8,4.7,4.4,4.3)
q(z)=Ce(z)·(½ρ)·Vb^2=[0.001]x2.173x0.625x29.00^2=1.142 kN/m^2

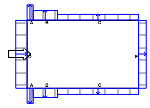
1.4. Vindlastfaktor q(z)=Ce(z)·qb=Ce(z)·(0.625)·Vb^2 (EN1991-1-4, §4.5)

Vb=29.00m/sec
z=7.50m, Cr(z)=0.952, Co(z)=1.000, Kt=1.000
q(z)=Ce(z)·(½ρ)·Vb²=[0.001]Ce(z)x0.625x29.00²kN/m²
c(z)= 2.173
q(z)=[10^{-3}]x2.173x0.625x29.00²= 1.14 kN/m²



1.5. Vindkrefter på vertikale vegger (EN1991-1-4, §7.2.2)

Formfaktor Cpe (EN1991-1-4, Tab.7.1)



h/d=7.50/55.00=0.136, e=15.00m
Sone : A, (3.00xh), Cpe,10=-1.20, Cpe,1=-1.40
Sone : B, (12.00xh), Cpe,10=-0.80, Cpe,1=-1.10
Sone : C, (40.00xh), Cpe,10=-0.50, Cpe,1=-0.50
Sone : D, (33.00xh), Cpe,10= 0.70, Cpe,1= 1.00
Sone : E, (33.00xh), Cpe,10=-0.30, Cpe,1=-0.30

Vindtrykk på veggoverflater we=q(z)·Cpe [kN/m²] (EN1991-1-4, 5.1)

	A		B		C		D		E	
	we,10	we,1	we,10	we,1	we,10	we,1	we,10	we,1	we,10	we,1
z= 7.50~ 0.00m,	-1.370	-1.599	-0.914	-1.256	-0.571	-0.571	0.799	1.142	-0.343	-0.343

Vindkrefter på veggoverflater Fw=we·A [kN]

			A(3.00m)	B(12.00m)	C(40.00m)	D(33.00m)	E(33.00m)
	zc[m]	dz[m]	Fw[kN]	Fw[kN]	Fw[kN]	Fw[kN]	Fw[kN]
z= 7.50~ 0.00m,	3.75	7.50	-30.832	-82.219	-171.290	197.841	-84.789

Vindkrefter [kN] på veggoverflater, og momenter [kNm] rundt fot

Sone : A, Kraft Fw= -30.83 kN, zc= 3.75m, Moment Mw=zc·Fw= 115.62 kNm
Sone : B, Kraft Fw= -82.22 kN, zc= 3.75m, Moment Mw=zc·Fw= 308.32 kNm
Sone : C, Kraft Fw=-171.29 kN, zc= 3.75m, Moment Mw=zc·Fw= 642.34 kNm
Sone : D, Kraft Fw= 197.84 kN, zc= 3.75m, Moment Mw=zc·Fw= 741.90 kNm
Sone : E, Kraft Fw= -84.79 kN, zc= 3.75m, Moment Mw=zc·Fw= 317.96 kNm

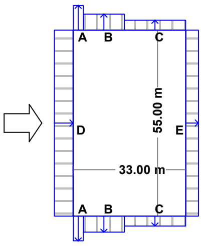
Project Eurocodes

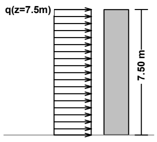
1. EC1-VIND-001

VINDTRYKK PÅ VERTIKALE VEGGER
Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Vindlast , EN1991-1-4:2005

1.1. Rektangulær bygning

Bygningshøyde : h= 7.50 m
Bygningsbredde på tvers av vind: b= 55.00 m
Bygningsdybde : d= 33.00 m





1.2. Basisvindhastighet (EN1991-1-4, §4.2)

vbo=29.00 m/s, Norway NS-EN, Sone: 8
vb= Cdir·Cseason·Vbo = 29.00 m/s

1.3. Terrengvirkninger (EN1991-1-4, §4.3.2, Tillegg A)

Terrengkategori : II (EN1991-1-4, Tab.4.1)
Område med lav vegetasjon og spredte hindringer (trær, bygninger)

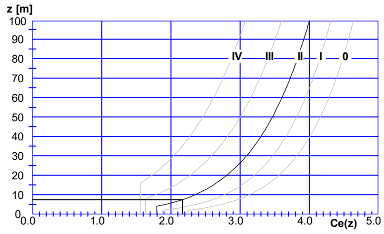
Ruhetsfaktor Cr(z) (EN1991-1-4, §4.3.2)
Terrengkategori: II, z=7.500m, zo=0.050m, zmin=4m, zmax:=200m, zoII=0.050m
$kr=0.19\cdot(0.050/0.05)^{0.07}=0.190$
Cr(z)=kr·ln(z/zo)=0.190xln(7.500/0.050)=0.952

Terrengformfaktor Co(z) (EN1991-1-4, §4.3.3)
H/Lu=0/0=0.00, H/Lu=0.00<=0.05, Le=0.10 m (EN1991-1-4, Tab.A.2)
Co(z)=1.000 (Lign.A.1)

Turbulensfaktor Kt (EN1991-1-4, §4.4)
Kt=1.000

Eksponeringsfaktor Ce(z) (EN1991-1-4, §4.5)
Terrengkategori: II (EN1991-1-4, Tab.4.1)
z= 7.50 m, kr=0.190, lv(z)=0.200, Ce(z)= 2.173 (EN1991-1-4, Lign.A. 4.8,4.7,4.4,4.3)
$q(z)=Ce(z)\cdot(½\rho)\cdot Vb^2=[0.001]x2.173x0.625x29.00^2=1.142\ kN/m^2$

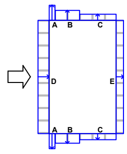
1.4. Vindlastfaktor q(z)=Ce(z)·qb=Ce(z)·(0.625)·Vb^2 (EN1991-1-4, §4.5)



Vb=29.00m/sec
z=7.50m, Cr(z)=0.952, Co(z)=1.000, Kt=1.000
q(z)=Ce(z)·(½ρ)·Vb^2=[0.001]Ce(z)x0.625x29.00^2kN/m^2
c(z)= 2.173
q(z)=[10^{-3}]x2.173x0.625x29.00^2= 1.14 kN/m^2

1.5. Vindkrefter på vertikale vegger (EN1991-1-4, §7.2.2)

Formfaktor Cpe (EN1991-1-4, Tab.7.1)



h/d=7.50/33.00=0.227, e=15.00m
Sone : A, (3.00xh), Cpe,10=-1.20, Cpe,1=-1.40
Sone : B, (12.00xh), Cpe,10=-0.80, Cpe,1=-1.10
Sone : C, (18.00xh), Cpe,10=-0.50, Cpe,1=-0.50
Sone : D, (55.00xh), Cpe,10= 0.70, Cpe,1= 1.00
Sone : E, (55.00xh), Cpe,10=-0.30, Cpe,1=-0.30

Vindtrykk på veggoverflater we=q(z)·Cpe [kN/m^2] (EN1991-1-4, 5.1)

	A		B		C		D		E	
	we,10	we,1	we,10	we,1	we,10	we,1	we,10	we,1	we,10	we,1
z= 7.50~ 0.00m,	-1.370	-1.599	-0.914	-1.256	-0.571	-0.571	0.799	1.142	-0.343	-0.343

Vindkrefter på veggoverflater Fw=we·A [kN]

			A(3.00m)	B(12.00m)	C(18.00m)	D(55.00m)	E(55.00m)
	zc[m]	dz[m]	Fw[kN]	Fw[kN]	Fw[kN]	Fw[kN]	Fw[kN]
z= 7.50~ 0.00m,	3.75	7.50	-30.832	-82.219	-77.081	329.734	-141.315

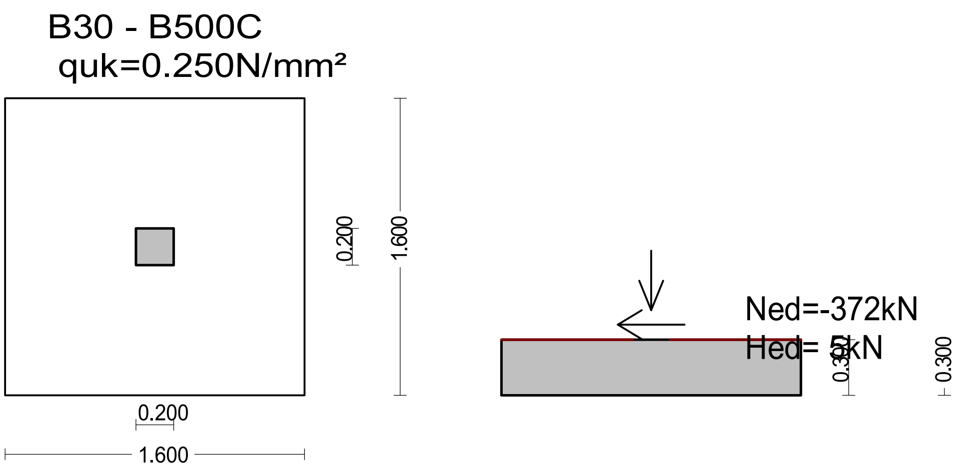
Vindkrefter [kN] på veggoverflater, og momenter [kNm] rundt fot

Sone : A, Kraft Fw= -30.83 kN, zc= 3.75m, Moment Mw=zc·Fw= 115.62 kNm
Sone : B, Kraft Fw= -82.22 kN, zc= 3.75m, Moment Mw=zc·Fw= 308.32 kNm
Sone : C, Kraft Fw= -77.08 kN, zc= 3.75m, Moment Mw=zc·Fw= 289.05 kNm
Sone : D, Kraft Fw= 329.73 kN, zc= 3.75m, Moment Mw=zc·Fw= 1236.50 kNm
Sone : E, Kraft Fw=-141.31 kN, zc= 3.75m, Moment Mw=zc·Fw= 529.93 kNm

Project Eurocodes

1. EC7-FUNDAM.-003

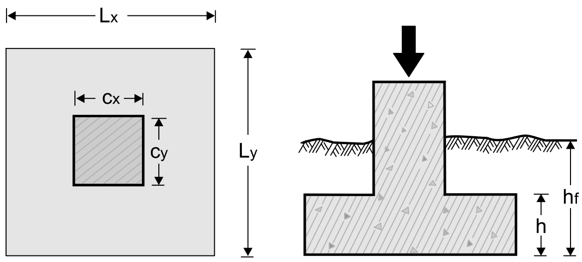
Fundament av stålsøyle Ned-Hed-Med
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)



Dimensjonering av Betong

Betong- og stålkvalitet: B30-B500C	(EC2 §3)
Beskrivelse av miljøet : XC2	(EC2 §4.4.1)
Betongoverdekning : Cnom=45 mm	(EC2 §4.4.1)
Egenvekt betong : 25.0 kN/m³	
γc=1.50, γs=1.15	(EC2 Tabell 2.1N)
fcd=αcc·fck/γc=0.85x30/1.50=17.00 MPa	(EC2 §3.1.6)
fctd=αct·fctk0.05/γc=0.85x2.0/1.50=1.13 MPa	(EC2 §3.1.6)
fyd=fyk/γs=500/1.15=435 MPa	(EC2 §3.2.7)
Betongens elastisitetsmodul Ecm=33.0 GPa	

1.1. Dimensjoner - Materialer - Laster



Dimensjoner

Fundament	Lx= 1.600 m	Ly= 1.600 m
Søyle	cx= 0.200 m	cy= 0.200 m
Fundamenthøyde		h= 0.300 m
Fundamentdybde		hf= 0.300 m
Fundamentareal		Af= 2.56 m²
Volum av fundament		Vf= 0.77 m³

Fundamentmaterialer

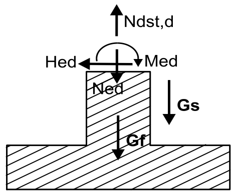
Betong- og stålkvalitet: B30-B500C	(EC2 §3)
Betongoverdekning: Cnom=45 mm	(EC2 §4.4.1)
Effektiv høyde av tverrsnitt d=h-d1, d1=Cnom+∅(3/2)=45+3x12/2=63mm, d=300-63=237mm	
Egenvekt betong: 25.0 kN/m³	
γc=1.50, γs=1.15	(EC2 Tabell 2.1N)
fcd=αcc·fck/γc=0.85x30/1.50=17.00 MPa	(EC2 §3.1.6)
fyd=fyk/γs=500/1.15=435 MPa	(EC2 §3.2.7)

Grunn

Bærekapasitet av jord/grunn q_{uk}= 0.250 N/mm²

Grunnens egenvekt γ=16.000 kN/m³

Laster



Egenvekt fundament 0.77x25.00 Gf= 19.25 kN

Dimensjonerende laster

Vertikal last nedover	Ned=	372.00 kN
Horisontal last	Hed=	5.00 kN
Moment	Med=	4.00 kNm
Vertikal last oppover	Ndst,d=	0.00 kN
Horisontal last	Hed2=	5.00 kN

Eurocode parametere

Kontroll av jordtrykkskapasitet (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)

Partialfaktorer for laster og grunnegenskaper (EC7 Tab. A.1-A.4, EC8-5 §3.1)

Likevekt grensetilstand (EQU), Konstruksjon grensetilstand (STR), Geoteknisk grensetilstand (GEO)

			(EQU)	(STR/GEO) (A1,A2+M2)
Laster	Permanent Ugunstig	γ_{Gdst}:	1.10	1.20
	Permanent Gunstig	γ_{Gstb}:	0.90	1.00
	Variable Ugunstige	γ_{Qdst}:	1.50	1.50
	Variable Gunstige	γ_{Qstb}:	0.00	0.00
Grunnegenskaper	Effektiv friksjonsvinkel	γ_φ:	1.25	1.25
	Effektiv kohesjon	γ_c:	1.25	1.25
	Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}:	1.40	1.40
	Jordtrykkfasthet	γ_{qu}:	1.40	1.40
	Tyngdetetthet	γ_w:	1.00	1.00

$\gamma_{R,v}(R3)=1.00$, $\gamma_{R,h}(R3)=1.00$, $\gamma_{R,e}(R3)=1.00$

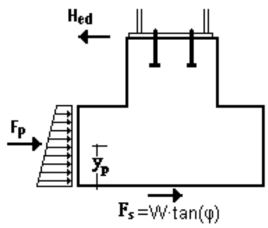
Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi\cdot\gamma_G=0.89\text{x}1.35=1.20$ (EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av ulykkeslaster :(EC7) ψ_2 =0.30

Kombinasjon av ulykkeslaster :(EC2) ψ_2 =0.30

Dimensjonering av armert betong (EC2 EN1992-1-1:2004)

1.2. Passivt jordtrykk på fundament (EC7 EN1997-1-1:2004, §9.5)



Jordfriksjonsvinkel	$\varphi_d=\varphi_k/\gamma_M=40.00/1.25=32.00°$
Grunnens egenvekt	γ_k =16.00 kN/m³
Fundamenteringsdybde	hf =0.300 m
Fundamenthøyde	h =0.300 m
Fundamentbredde	By =1.600 m
Passiv Jordtrykkskoeffisient	Kp =3.255
Jordtrykk på topp	p1 =16.00x0.000x3.255=0.00kN/m²
Jordtrykk i bunn	p2 =16.00x0.300x3.255=15.62kN/m²
Kraft fra jordtrykk	Fprd =0.5x(0.00+15.62)x1.600x0.300=3.75 kN
Angrepspunkt for jordlast	yp=0.333 m

1.3. Glidningsmotstandskrefter i fundamentbasen (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.3(8))

Jordfriksjonsvinkel $\delta_k=40.00°$

Vertikal last EQU Vd= 372.00+0.90x(19.25+0.00)=389.33kN

STR/GEO A1,A2+M2 Vd= 372.00+1.00x(19.25+0.00)=391.25kN

Kraftmotstanden som følge av friksjon Rd

EQU , Rd= $V_d\cdot\tan(\delta_k/\gamma_M)$=389.33xtan(40.00°/1.25)=243.28 kNm

STR/GEO A1,A2+M2, Rd= $V_d\cdot\tan(\delta_k/\gamma_M)$=391.25xtan(40.00°/1.25)=244.48 kNm

1.4. Bruddkontroll ved glidning (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.3)

Den horisontale kraften som virker utover, motvirkes av passivt jordtrykk
som opptrer på siden av fundament, og friksjon i fundamentbasen

Sum av glidningskrefter Hed= 5.00 kN
Sum av krefter mot glidning Hrd= 243.28 + 0.90x3.75/1.00= 246.65 kN

Glidningskontroll Hd=5.00kN < Rd=246.65kN, Kontroll godkjent

1.5. Kontroll likevekt av krefter oppover

Last (EQU), 0.90xPermanent + 1.50xVariabel (EC7 §2.4.7.2)
Vertikal krefter oppover Ndst,d = 0 kN
Vertikal krefter nedover Gk =19.25+0.00= 19.25 kN
Krefter å holde nede Nstb,d = γGxGk= 0.90x19.25= 18 kN

Ndst,d=0 kN < 18 kN =Nstb,d, Kontroll godkjent

1.6. Kontroll av grunnens bæreevne (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)

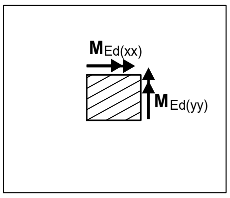
Last (EQU, STR/GEO A1,A2+M2), 1.20xPermanent + 1.50xVariabel (EC7 §2.4.7.3)
Dimensjonerende laster
Vertikal last i fundamentbasen Ned= 372.00+1.20x(19.25+0.00) = 395.10kN
Vertikal last i fundamenttopp Ned1= 372.00+1.20x0.00 = 372.00kN
Moment i fundamentbasen Med= 4.00+5.00x0.300-0.90x(3.75/1.00)x0.333 = 4.38kNm

eksentrisitet ex/Lx=Myy/(N·Lx)=4.38/(395.10x1.600)=(1/144.457)= 0.007
Eksentrisitet ec=4.38/395.10=0.011m, ec<=1.600/3=0.533m
Jordtrykk q1=0.161 N/mm^2 q2=0.148 N/mm^2
trykk fra egenvekt q= 10^{-3}fx(395.10-372.00)/(1.60x1.600)= 0.009 N/mm^2
Effektiv fundament L'=1.600-2x0.011= 1.578 m (EC7 Tillegg D)
Effektivt fundamentareal A'=1.578x1.600=2.52 m^2 (EC7 Tillegg D)
Jordtrykk q=Ned/A'=10^{-3}fx395.10/(1.58x1.600)=0.156N/mm^2
Bæreevnekontroll Rd=A'·quk/γM=2.525x(10^3x0.25)/1.40= 450.86 kN

Ned=395.10kN < 450.86kN =Nrd, Kontroll godkjent

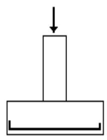
1.7. Dimensjonering for bøyning (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Bøyning i nederste overflate



Med(yy)=1000x(0.156-0.009)x1.600x0.700²/2= 57.62kNm
Med(xx)=0.125x372x1.600x(1-0.200/1.600)² = 56.96kNm

Med=57.62kNm, b=1600mm, d=237mm, Kd=3.95, x/d=0.07
εc/εs=1.5/20.0, Ks=2.36, As= 573mm^2
Minimum armering As>=0.26bd·fctm/fyk (As= 357mm^2/m)(EC2 §9.3.1)
Minimum armering Ø12s315 (359mm^2/m)



Med=56.96kNm, b=1600mm, d=237mm, Kd=3.97, x/d=0.07
εc/εs=1.5/20.0, Ks=2.36, As= 567mm^2
Minimum armering As>=0.26bd·fctm/fyk (As= 357mm^2/m)
Minimum armering Ø12s315 (359mm^2/m)

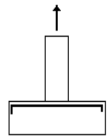
Armering av fundament i nederste overflate
Armering i x-x retning: Ø12s315 (359mm^2/m), **6Ø12** (678mm^2)
Armering i y-y retning: Ø12s315 (359mm^2/m), **6Ø12** (678mm^2)

Bøyning i øverste overflate

Med(yy)=0.125x0x1.600x(1-0.200/1.600)^2 = 0.00kNm
Med(xx)=0.125x0x1.600x(1-0.200/1.600)^2 = 0.00kNm

Med=0.00kNm, b=1600mm, d=237mm, Kd=0.00, x/d=0.00
εc/εs=0.0/0.0, Ks=0.00, As=*mm^2
Minimum armering As>=0.26bd·fctm/fyk (As= 357mm^2/m)(EC2 §9.3.1)
Minimum armering Ø12s315(359mm^2/m)

Med=0.00kNm, b=1600mm, d=237mm, Kd=0.00, x/d=0.00
εc/εs=0.0/0.0, Ks=0.00, As=*mm^2
Minimum armering As>=0.26bd·fctm/fyk (As= 357mm^2/m)
Minimum armering Ø12s315(359mm^2/m)



Armering av fundament i øverste overflate
Armering i x-x retning: Ø12s315(359mm^2/m), **6Ø12**(678mm^2)
Armering i y-y retning: Ø12s315(359mm^2/m), **6Ø12**(678mm^2)

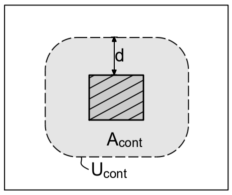
1.8. Dimensjonering for skjær (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2)

Skjærkontrollen er dekket gjennom kontroll av skjærkapasitet for gjennomlokking,
fordi den kritiske skjærflaten for gjennomlokking er antatt å ha en vinkel lik θ=45°, tan(θ)=1

1.9. Dimensjonering for gjennomlukking (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.4)

Fundamentutkrager x-x, L1=0.700>d=0.237m, L2=0.700>d=0.237m
Fundamentutkrager y-y, L1=0.700>d=0.237m, L2=0.700>d=0.237m

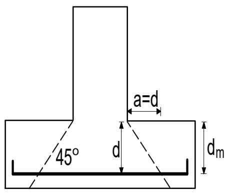
Dimensjonerende snitt i 1.0d=0.237m<2.0d (EC2 §6.4.2.2)
Bruddflatehelning lik θ=45°, tan(θ)=1
Ucont=(0.200+0.200+0.200+0.200)+3.14x(0.237+0.237)=2.288m
Fundamentareal av dimensjonerende snitt
Acont=0.200x0.200+0.200x0.474+0.200x0.474+3.14x0.237x0.237=0.41m^2
Minimum effektiv fundamenthøyde i kritisk tverrsnitt dm= 237mm



Dimensjonerende skjærspenning ved kritisk snitt Ved=Ned-σo·Acont, ved=Vedxβ/Ucont
σo=372.00/(1.600x1.600)=145.31 kN/m^2, β=1.15 (EC2 §6.4.3 Fig.6.21N)
ved=(372.00-145.31x0.41)x1.15/2.288=157.03 kN/m

Armering ved kritisk snitt Asxx= 3.59cm^2/m, Asyy= 3.59cm^2/m
As1^2=(Asxx)(Asyy)=3.59x3.59, As1=3.59 cm^2

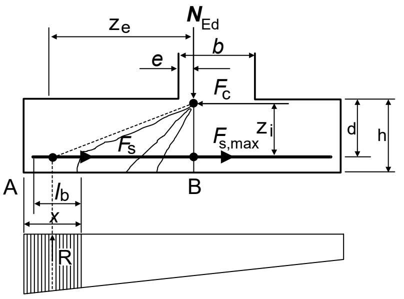
Gjennomlokkingskapasitet uten skjærarmering Vrdc (EC2 §6.4.4)
Vrdc=[Crdc·k·(100ρ1·fck)$^{0.33}$·(2d/a)]·bw·d (EC2 Lign.6.50)
Vrdc>=[vmin·2d/a]·bw·d, d=dm=237mm, a=237mm
Crdc=0.18/γc=0.18/1.50=0.120, fck=30MPa ,bw=1000mm, d=237mm
k=1+√(200/d)<=2, k=1.92
ρ1=As1/(bw·d)=359/(1000x237)=0.0015
vmin=0.0350·k$^{0.67}$·√fck = 0.30N/mm^2, (EC2 Lign.6.3N)
Vrd,c(min)=0.001x(0.30x2x237/237)x1000x237=142.20kN/m
Vrdc=0.001x[0.120x1.92x(0.15x30)$^{0.33}$x2x237/237]x1000x237=180.30kN/m
Ved=157.03 kN/m <= Vrdc=180.30 kN/m, skjær og gjennomlokkingskapasitet OK



Vrdmax=αcw·bw·z·ν1·fcd/(cotθ+tanθ), Ved/max(Vrdmax)=0.49, θ=45.0° cotθ=1.00 tanθ=1.00
αcw=1.00 z=0.9d, fck=30.0<=60Mpa ν1=0.6[1-fck/250]=0.6[1-30/250]=0.528, fcd=17.00Mpa
Vrdmax=0.001x1.00x800x0.9x237x0.528x17.00/2.00=765.8 kN
Ved=372.0 kN < 765.8 kN =Vrdmax, Kontroll tilfredsstilt

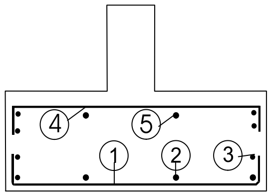
2. Forankring av fundamentarmering (EC2 §9.8.2.2, §8.4)

x=h/2=0.150m, R=1000x0.000x0.150x1.600=0.00 kN
e=0.15b=0.030m ze=0.655 m, zi=0.900d=0.213m
Fs=R·ze/zi=0.00x0.655/0.213=0.00 kN
σsd=Fs/As=1000x0.00/678=0 MPa
Forankringslengde er minst lik (EC2 Lign.8.3)
lb,rqd=(∅/4)(σsd/fbd)=(12/4)x(0/2.55)=0mm
σsd=435.00x0/678=0MPa fbd=2.25x1.00xfctd=2.55 MPa (EC2 §8.4.2)
Dimensjonerende forankringslengde (EC2 §8.4.4, T.8.2)
lbd=0.70x0=0mm, Cnom=45mm>3x12=36mm=(3∅)
Minimum forankringslengde lb,min=max(0.30lbrqd,10∅,100mm)=120mm
Nødvendig forankringslengde, lengdearmering Lbd=120mm =0.120m
lbd=120mm>(x-Cnom)=105.00. Bøyning 60mm i endene for forankring.



3. Bøyeliste

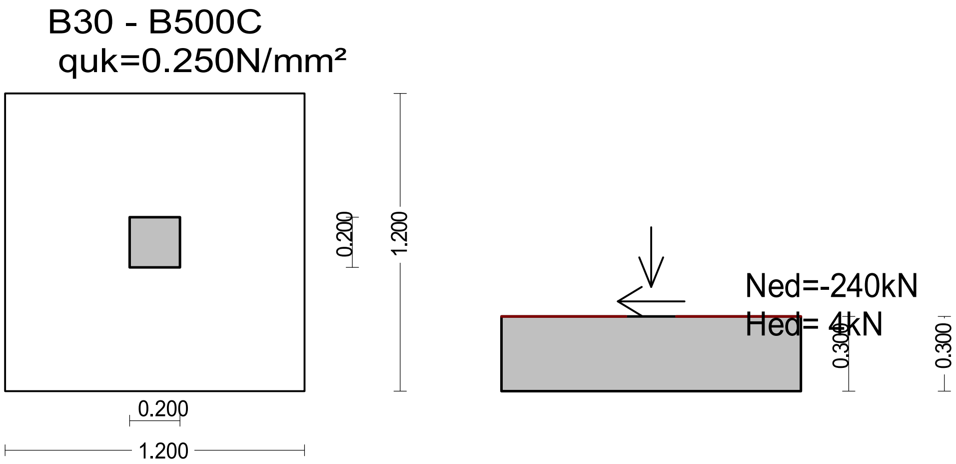
Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	1	60 1510 60	6	12	0.888	1.630	8.68
2	2	60 1510 60	6	12	0.888	1.630	8.68
3	3	1510	2	8	0.395	1.510	1.19
4	3	1510	2	8	0.395	1.510	1.19
5	4	60 1510 60	6	12	0.888	1.630	8.68
6	5	60 1510 60	6	12	0.888	1.630	8.68
7	3	1510	2	8	0.395	1.510	1.19
8	3	1510	2	8	0.395	1.510	1.19
		Total vekt [kg]					**39.48**



Project Eurocodes

1. EC7-FUNDAM.-003

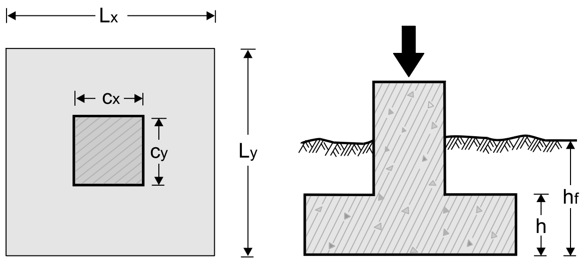
Fundament av stålsøyle Ned-Hed-Med
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)



Dimensjonering av Betong

Betong- og stålkvalitet: B30-B500C (EC2 §3)
Beskrivelse av miljøet : XC2 (EC2 §4.4.1)
Betongoverdekning : Cnom=45 mm (EC2 §4.4.1)
Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
γc=1.50, γs=1.15 (EC2 Tabell 2.1N)
fcd=αcc·fck/γc=0.85x30/1.50=17.00 MPa (EC2 §3.1.6)
fctd=αct·fctk0.05/γc=0.85x2.0/1.50=1.13 MPa (EC2 §3.1.6)
fyd=fyk/γs=500/1.15=435 MPa (EC2 §3.2.7)
Betongens elastisitetsmodul Ecm=33.0 GPa

1.1. Dimensjoner - Materialer - Laster



Dimensjoner

Fundament	Lx= 1.200 m	Ly= 1.200 m
Søyle	cx= 0.200 m	cy= 0.200 m
Fundamenthøyde		h= 0.300 m
Fundamentdybde		hf= 0.300 m
Fundamentareal		Af= 1.44 m²
Volum av fundament		Vf= 0.43 m³

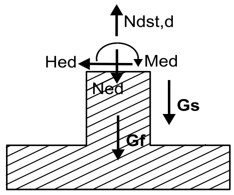
Fundamentmaterialer

Betong- og stålkvalitet: B30-B500C (EC2 §3)
Betongoverdekning: Cnom=45 mm (EC2 §4.4.1)
Effektiv høyde av tverrsnitt d=h-d1, d1=Cnom+Ø(3/2)=45+3x12/2=63mm, d=300-63=237mm
Egenvekt betong: 25.0 kN/m³
γc=1.50, γs=1.15 (EC2 Tabell 2.1N)
fcd=αcc·fck/γc=0.85x30/1.50=17.00 MPa (EC2 §3.1.6)
fyd=fyk/γs=500/1.15=435 MPa (EC2 §3.2.7)

Grunn

Bærekapasitet av jord/grunn quk= 0.250 N/mm²
Grunnens egenvekt γ=16.000 kN/m³

Laster



Egenvekt fundament 0.43x25.00 Gf= 10.75 kN
Vekt av grunn (1.44x0.30-0.43)x16.00 Gs= 0.03 kN
<u>Dimensjonerende laster</u>
Vertikal last nedover Ned= 240.00 kN
Horisontal last Hed= 4.00 kN
Moment Med= 2.00 kNm
Vertikal last oppover Ndst,d= 0.00 kN
Horisontal last Hed2= 4.00 kN

Eurocode parametere

<u>Kontroll av jordtrykkskapasitet</u> (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)
Partialfaktorer for laster og grunnegenskaper (EC7 Tab. A.1-A.4, EC8-5 §3.1)
Likevekt grensetilstand (EQU), Konstruksjon grensetilstand (STR), Geoteknisk grensetilstand (GEO)

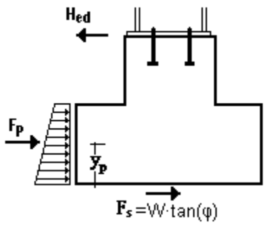
			(EQU)	(STR/GEO) (A1,A2+M2)
Laster	Permanent Ugunstig	γGdst:	1.10	1.20
	Permanent Gunstig	γGstb:	0.90	1.00
	Variable Ugunstige	γQdst:	1.50	1.50
	Variable Gunstige	γQstb:	0.00	0.00
Grunnegenskaper	Effektiv friksjonsvinkel	γφ:	1.25	1.25
	Effektiv kohesjon	γc:	1.25	1.25
	Udrenert skjærfasthet	γcu:	1.40	1.40
	Jordtrykkfasthet	γqu:	1.40	1.40
	Tyngdetetthet	γw:	1.00	1.00

γR,v(R3)=1.00, γR,h(R3)=1.00, γR,e(R3)=1.00

Lastfaktorer : γG=1.35, γQ=1.50, ξ·γG=0.89x1.35=1.20 (EC0 Tillegg A1)
Kombinasjon av ulykkeslaster :(EC7) ψ2 =0.30
Kombinasjon av ulykkeslaster :(EC2) ψ2 =0.30

<u>Dimensjonering av armert betong</u> (EC2 EN1992-1-1:2004)

1.2. Passivt jordtrykk på fundament (EC7 EN1997-1-1:2004, §9.5)



Jordfriksjonsvinkel φd=φk/γM=40.00/1.25=32.00°
Grunnens egenvekt γk =16.00 kN/m³
Fundamenteringsdybde hf =0.300 m
Fundamenthøyde h =0.300 m
Fundamentbredde By =1.200 m
Passiv Jordtrykkskoeffisient Kp =3.255
Jordtrykk på topp p1 =16.00x0.000x3.255=0.00kN/m²
Jordtrykk i bunn p2 =16.00x0.300x3.255=15.62kN/m²
Kraft fra jordtrykk Fprd =0.5x(0.00+15.62)x1.200x0.300=2.81 kN
Angrepspunkt for jordlast yp=0.333 m

1.3. Glidningsmotstandskrefter i fundamentbasen (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.3(8))

Jordfriksjonsvinkel δk=40.00°
Vertikal last EQU Vd= 240.00+0.90x(10.75+0.03)=249.70kN
STR/GEO A1,A2+M2 Vd= 240.00+1.00x(10.75+0.03)=250.78kN
Kraftmotstanden som følge av friksjon Rd
EQU , Rd= Vd·tan(δk/γM)=249.70xtan(40.00°/1.25)=156.03 kNm
STR/GEO A1,A2+M2, Rd= Vd·tan(δk/γM)=250.78xtan(40.00°/1.25)=156.71 kNm

1.4. Bruddkontroll ved glidning (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.3)

Den horisontale kraften som virker utover, motvirkes av passivt jordtrykk
som opptrer på siden av fundament, og friksjon i fundamentbasen

Sum av glidningskrefter Hed= 4.00 kN
Sum av krefter mot glidning Hrd= 156.03 + 0.90x2.81/1.00= 158.56 kN

Glidningskontroll Hd=4.00kN < Rd=158.56kN, Kontroll godkjent

1.5. Kontroll likevekt av krefter oppover

Last (EQU), 0.90xPermanent + 1.50xVariabel (EC7 §2.4.7.2)
Vertikal krefter oppover Ndst,d = 0 kN
Vertikal krefter nedover Gk =10.75+0.03= 10.78 kN
Krefter å holde nede Nstb,d = γGxGk= 0.90x10.78= 10 kN

Ndst,d=0 kN < 10 kN =Nstb,d, Kontroll godkjent

1.6. Kontroll av grunnens bæreevne (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)

Last (EQU, STR/GEO A1,A2+M2), 1.20xPermanent + 1.50xVariabel (EC7 §2.4.7.3)
Dimensjonerende laster

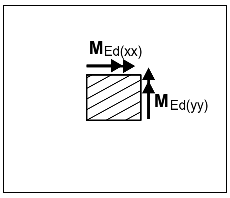
Vertikal last i fundamentbasen	Ned= 240.00+1.20x(10.75+0.03)	= 252.94kN
Vertikal last i fundamenttopp	Ned1= 240.00+1.20x0.00	= 240.00kN
Moment i fundamentbasen	Med= 2.00+4.00x0.300-0.90x(2.81/1.00)x0.333	= 2.36kNm

eksentrisitet ex/Lx=Myy/(N·Lx)=2.36/(252.94x1.200)= 0.008
Eksentrisitet ec=2.36/252.94=0.009m, ec<=1.200/3=0.400m
Jordtrykk q1=0.184 N/mm^2 q2=0.168 N/mm^2
trykk fra egenvekt q= 10^{-3}fx(252.94-240.00)/(1.20x1.200)= 0.009 N/mm^2
Effektiv fundament L'=1.200-2x0.009= 1.181 m (EC7 Tillegg D)
Effektivt fundamentareal A'=1.181x1.200=1.42 m^2 (EC7 Tillegg D)
Jordtrykk q=Ned/A'=10^{-3}fx252.94/(1.18x1.200)=0.178N/mm^2
Bæreevnekontroll Rd=A'·quk/γM=1.417x(10^3x0.25)/1.40= 253.07 kN

Ned=252.94kN < 253.07kN =Nrd, Kontroll godkjent

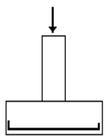
1.7. Dimensjonering for bøyning (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Bøyning i nederste overflate



Med(yy)=1000x(0.178-0.009)x1.200x0.500^2/2= 25.35kNm
Med(xx)=0.125x240x1.200x(1-0.200/1.200)^2 = 25.00kNm

Med=25.35kNm, b=1200mm, d=237mm, Kd=5.16, x/d=0.05
εc/εs=1.1/20.0, Ks=2.34, As= 250mm^2
Minimum armering As>=0.26bd·fctm/fyk (As= 357mm^2/m)(EC2 §9.3.1)
Minimum armering Ø12s315(359mm^2/m)



Med=25.00kNm, b=1200mm, d=237mm, Kd=5.19, x/d=0.05
εc/εs=1.1/20.0, Ks=2.34, As= 247mm^2
Minimum armering As>=0.26bd·fctm/fyk (As= 357mm^2/m)
Minimum armering Ø12s315(359mm^2/m)

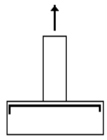
Armering av fundament i nederste overflate
Armering i x-x retning: Ø12s315(359mm^2/m), **5Ø12**(565mm^2)
Armering i y-y retning: Ø12s315(359mm^2/m), **5Ø12**(565mm^2)

Bøyning i øverste overflate

Med(yy)=0.125x0x1.200x(1-0.200/1.200)^2 = 0.00kNm
Med(xx)=0.125x0x1.200x(1-0.200/1.200)^2 = 0.00kNm

Med=0.00kNm, b=1200mm, d=237mm, Kd=0.00, x/d=0.00
εc/εs=0.0/0.0, Ks=0.00, As=*mm^2
Minimum armering As>=0.26bd·fctm/fyk (As= 357mm^2/m)(EC2 §9.3.1)
Minimum armering Ø12s315(359mm^2/m)

Med=0.00kNm, b=1200mm, d=237mm, Kd=0.00, x/d=0.00
εc/εs=0.0/0.0, Ks=0.00, As=*mm^2
Minimum armering As>=0.26bd·fctm/fyk (As= 357mm^2/m)
Minimum armering Ø12s315(359mm^2/m)



Armering av fundament i øverste overflate
Armering i x-x retning: Ø12s315(359mm^2/m), **5Ø12**(565mm^2)
Armering i y-y retning: Ø12s315(359mm^2/m), **5Ø12**(565mm^2)

1.8. Dimensjonering for skjær

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2)

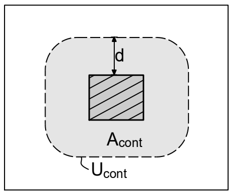
Skjærkontrollen er dekket gjennom kontroll av skjærkapasitet for gjennomlokking,
fordi den kritiske skjærflaten for gjennomlokking er antatt å ha en vinkel lik θ=45°, tan(θ)=1

1.9. Dimensjonering for gjennomlukking

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.4)

Fundamentutkrager x-x, L1=0.500>d=0.237m, L2=0.500>d=0.237m
Fundamentutkrager y-y, L1=0.500>d=0.237m, L2=0.500>d=0.237m

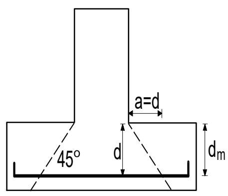
Dimensjonerende snitt i 1.0d=0.237m<2.0d (EC2 §6.4.2.2)
Bruddflatehelning lik θ=45°, tan(θ)=1
Ucont=(0.200+0.200+0.200+0.200)+3.14x(0.237+0.237)=2.288m
Fundamentareal av dimensjonerende snitt
Acont=0.200x0.200+0.200x0.474+0.200x0.474+3.14x0.237x0.237=0.41m^2
Minimum effektiv fundamenthøyde i kritisk tverrsnitt dm= 237mm



Dimensjonerende skjærspenning ved kritisk snitt Ved=Ned-σo·Acont, ved=Vedxβ/Ucont
σo=240.00/(1.200x1.200)=166.67 kN/m^2, β=1.15 (EC2 §6.4.3 Fig.6.21N)
ved=(240.00-166.67x0.41)x1.15/2.288=86.28 kN/m

Armering ved kritisk snitt Asxx= 3.59cm^2/m, Asyy= 3.59cm^2/m
As1^2=(Asxx)(Asyy)=3.59x3.59, As1=3.59 cm^2

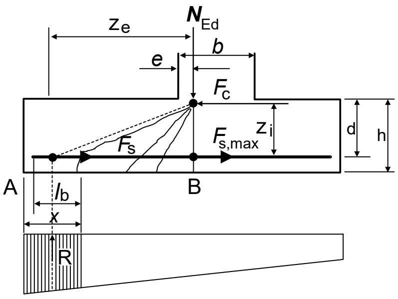
Gjennomlokkingskapasitet uten skjærarmering Vrdc (EC2 §6.4.4)
Vrdc=[Crdc·k·(100ρ1·fck)$^{0.33}$·(2d/a)]·bw·d (EC2 Lign.6.50)
Vrdc>=[vmin·2d/a]·bw·d, d=dm=237mm, a=237mm
Crdc=0.18/γc=0.18/1.50=0.120, fck=30MPa ,bw=1000mm, d=237mm
k=1+√(200/d)<=2, k=1.92
ρ1=As1/(bw·d)=359/(1000x237)=0.0015
vmin=0.0350·k$^{0.67}$·√fck = 0.30N/mm^2, (EC2 Lign.6.3N)
Vrd,c(min)=0.001x(0.30x2x237/237)x1000x237=142.20kN/m
Vrdc=0.001x[0.120x1.92x(0.15x30)$^{0.33}$x2x237/237]x1000x237=180.30kN/m
Ved=86.28 kN/m <= Vrdc=180.30 kN/m, skjær og gjennomlokkingskapasitet OK



Vrdmax=αcw·bw·z·ν1·fcd/(cotθ+tanθ), Ved/max(Vrdmax)=0.31, θ=45.0° cotθ=1.00 tanθ=1.00
αcw=1.00 z=0.9d, fck=30.0<=60Mpa ν1=0.6[1-fck/250]=0.6[1-30/250]=0.528, fcd=17.00Mpa
Vrdmax=0.001x1.00x800x0.9x237x0.528x17.00/2.00=765.8 kN
Ved=240.0 kN < 765.8 kN =Vrdmax, Kontroll tilfredsstilt

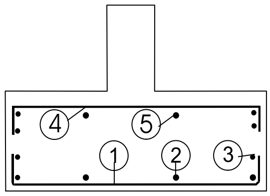
2. Forankring av fundamentarmering (EC2 §9.8.2.2, §8.4)

x=h/2=0.150m, R=1000x0.000x0.150x1.200=0.00 kN
e=0.15b=0.030m ze=0.455 m, zi=0.900d=0.213m
Fs=R·ze/zi=0.00x0.455/0.213=0.00 kN
σsd=Fs/As=1000x0.00/565=0 MPa
Forankringslengde er minst lik (EC2 Lign.8.3)
lb,rqd=(∅/4)(σsd/fbd)=(12/4)x(0/2.55)=0mm
σsd=435.00x0/565=0MPa fbd=2.25x1.00xfctd=2.55 MPa (EC2 §8.4.2)
Dimensjonerende forankringslengde (EC2 §8.4.4, T.8.2)
lbd=0.70x0=0mm, Cnom=45mm>3x12=36mm=(3∅)
Minimum forankringslengde lb,min=max(0.30lbrqd,10∅,100mm)=120mm
Nødvendig forankringslengde, lengdearmering Lbd=120mm =0.120m
lbd=120mm>(x-Cnom)=105.00. Bøyning 60mm i endene for forankring.



3. Bøyeliste

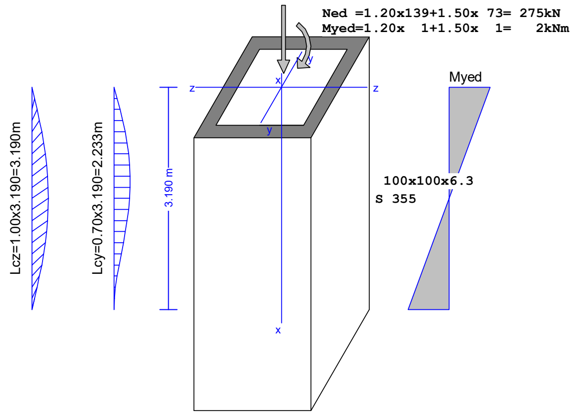
Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	1	60 1110 60	5	12	0.888	1.230	5.46
2	2	60 1110 60	5	12	0.888	1.230	5.46
3	3	1110	2	8	0.395	1.110	0.88
4	3	1110	2	8	0.395	1.110	0.88
5	4	60 1110 60	5	12	0.888	1.230	5.46
6	5	60 1110 60	5	12	0.888	1.230	5.46
7	3	1110	2	8	0.395	1.110	0.88
8	3	1110	2	8	0.395	1.110	0.88
		Total vekt [kg]					**25.36**



Project Eurocodes

1. EC3-SØYLE-001

Dimensjonering av søyler, Søyler belastet med aksiallast og bøyningsmoment
(EC3 EN1993-1-1:2005, +NA-NS:2008)



1.1. Beregningsstandarder

EN1990:2002, Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering
EN1991-1-1:2002, Eurokode 1-1 Laster på konstruksjoner
EN1993-1-1:2005, Eurokode 3 1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner
EN1993-1-3:2005, Eurokode 3 1-3 Kaldformede tynnplateprofiler
EN1993-1-5:2006, Eurokode 3 1-5 Platekonstruksjoner

1.2. Materialer

Stål: S 355 (EN1993-1-1, §3.2)
t<= 40 mm, Flytegrense fy= 355 N/mm², Strekkfasthet fu= 510 N/mm²
40mm<t<= 80 mm, Flytegrense fy= 335 N/mm², Strekkfasthet fu= 470 N/mm²
Elastisitetsmodul E=210000 N/mm², Poisson-tall ν=0.30, Enhetsmasse ρ= 7850 Kg/m³

Partial Lasterfaktorer (EN1990, Tillegg A1)
$\gamma G= 1.20$, $\gamma Q= 1.50$

Materialfaktorer (EN1993-1-1, §6.1)
$\gamma M0= 1.05$, $\gamma M1= 1.05$, $\gamma M2= 1.25$

1.3. Last (EN1991-1-1)

Permanent last Ngk= 138.90kN, Mygk= 0.90kNm
Variabel last Nqk= 72.50kN, Myqk= 0.60kNm

1.4. Dimensjoner

Søylelengde L=3.190 m
Knekklengde y-y: Lcr,y=0.700x3.190=2.233m
Knekklengde z-z: Lcr,z=1.000x3.190=3.190m

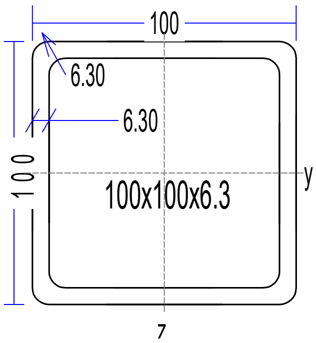
1.5. Dimensjonerende laster, Lastkombinasjoner

Bruddgrensetilstanden, Lastkombinasjoner (EN1990 §6.4.3.2, T.A1.2A, T.A1.2B)

Ned = γG·Ngk +γQ·Nqk = 1.20x138.90+1.50x 72.50= 275.43kN
Myed= γG·Mygk+γQ·Myqk= 1.20x 0.90+1.50x 0.60= 1.98kNm
Vzed= Myed/L = 1.98/ 1.595 = 1.24kNm

1.6. Ståltverrsnitt geometri

Tverrsnitt 100x100x6.3-S 355

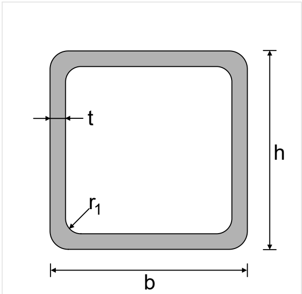


Tverrsnittsdata for profiler

Profilets totale høyde	h=	100.00 mm
Profilets totale bredde	b=	100.00 mm
Steghøyde	hw=	87.40 mm
Høyde på den rette delen av steget	dw=	81.10 mm
Stegtykkelse	tw=	6.30 mm
Flenstykkelse	tf=	6.30 mm
Avrundingsradius for en kilsveis	r=	6.30 mm
Egenvekt pr løpemeter	=	17.50 Kg/m

Tverrsnitt geometri

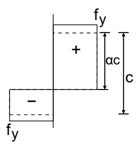
Areal	A= 2220 mm^2			
Treghetsmoment	Iy= $3.140x10^6$ mm^4		Iz= $3.140x10^6$ mm^4	
Tverrsnittsmodul	Wy=$62.800x10^3$ mm^3		Wz=$62.800x10^3$ mm^3	
Plastisk tverrsnittsmodul	Wpy=$76.300x10^3$ mm^3		Wpz=$76.300x10^3$ mm^3	
Treghetsradius	iy= 37.6 mm		iz= 37.6 mm	
Skjærareal	Avz= 1110 mm^2		Avy= 1110 mm^2	
Torsjonskonstant	It= $5.360x10^6$ mm^4		ip= 53 mm	
Torsjonsmodul	Wt=$111.00x10^3$ mm^3			



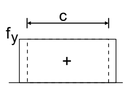
1.7. Klassifisering av ståltverrsnitt, Bøyning og trykk (EN1993-1-1, §5.5)

Maksimale og minimale spenninger i tverrsnitt σ=Ned/Ael ± Myed/Wel.y ± Mzed/Wel.z
σ=[10^3]275.43/2220 ± [10^6]1.98/62.8x10³ ± [10^6]0.00/62.8x10³
σ1=156 N/mm², σ2=93 N/mm² (trykk har positivt fortegn)

Steg
c=100.0-3x6.3=81.1 mm, t=6.3 mm, c/t=81.1/6.3=12.87
S 355 , t= 6.3<= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=$(235/355)^{0.5}$=0.81
Posisjon av nøytralaksel for kombinert Bøyning og trykk
Ned/(2tw·fy/γM0)=137715/(2x6.3x355/1.05)=32.3 mm
α=(81.1/2+32.3)/81.1=0.899>0.5
c/t=12.87<=396x0.81/(13x0.899-1)=30.03
Steget er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



Flens
c=100.0-3x6.3=81.1 mm, t=6.3 mm, c/t=81.1/6.3=12.87
S 355 , t= 6.3<= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=$(235/355)^{0.5}$=0.81
c/t=12.87<=33ε=33x0.81=26.73
Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



Tverrsnittsklasse er 1, Bøyning og trykk

1.8. Tverrsnittskapasitet, Søyletverrsnitt (EN1993-1-1, §6.2)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for trykk (EN1993-1-1, §6.2.4)

Nc.ed=275.43 kN
Trykkraftkapasitet Nplrd= A·fy/γM0=[10^{-3}]x2220x355/1.05=750.57kN
Ned= 275.43 kN < 750.57 kN =Nc,rd=Nplrd, Kontroll godkjent
Ned/Nc,rd= 275.43/750.57= 0.367<1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningsmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My.ed= 1.98 kNm

Bøyningsmomentkapasitet Mply,rd=Wply·fy/γM0=$[10^{-6}]$x76.300x10^{3}x355/1.05= 25.80kNm

My,ed= 1.98 kNm < 25.80 kNm =My,rd=Mply,rd, Kontroll godkjent

My,ed/My,rd= 1.98/25.80= 0.077<1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz.ed= 1.24 kN

Av=A·h/(b+h)=2220x100.0/(100.0+100.0)= 1110mm^2, Av=1110mm^2

Plastisk skjærkraftkapasitet Vpl,z,rd=Av(fy/√3)/γM0= $[10^{-3}]$x1110x(355/1.73)/1.05= 216.67kN

Vz,ed= 1.24 kN < 216.67 kN =Vz,rd=Vpl,z,rd, Kontroll godkjent

Vz,ed/Vz,rd= 1.24/216.67= 0.006<1

hw/tw=(100.0-2x6.3)/6.3=87.4/6.3=13.87<=72x0.81/1.00=72ε/η=58.32 (η=1.00)

S 355 , t= 6.3<= 40 mm, fy=355 N/mm^2, ε=$(235/355)^{0.5}$=0.81

Skjærknekking er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær (EN1993-1-1, §6.2.9)

N.ed= 275.43kN (Trykk), Vz.ed= 1.24kN, My.ed= 1.98kNm

Nplrd=750.57kN, Mpl,y,rd=25.80kNm, Vpl,z,rd=216.67kN

Ned=275.43kN > 0.25x750.57=0.25xNplrd=187.64kN

Ned=275.43kN > $[10^{-3}]$x0.5x2x87.4x6.3x355/1.05=0.5hw·tw·fy/γM0=186.16 kN

n=Ned/Nplrd=275/751= 0.367

Må ta hensyn til virking av aksialkraft (EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

Ved=1.24kN <= 0.50x216.67=0.50xVpl,rd=108.33kN

Ikke nødvendig å ta hensyn til virking av skjærkraft (EC3 §6.2.8.2)

Mny,rd=Mply,rd(1-n)/(1-0.50aw), Mny,rd<=Mply,rd (EC3 Lign.6.39)

n=Ned/Npl,rd=275/751=0.367

aw=(A-2b·t)/A, aw<=0.5, aw=(2220-2x100x6.3)/2220=0.43 (§6.2.9.1.5)

af=(A-2h·t)/A, af<=0.5, af=(2220-2x100x6.3)/2220=0.43

Mny,rd=Mply,rd(1-n)/(1-0.50aw)=25.80x0.808, Mny,rd<=Mply,rd, Mny,rd=20.84kNm (EC3 Lign.6.39)

Mnz,rd=Mplz,rd(1-n)/(1-0.50af)=0.00x0.808, Mnz,rd<=Mplz,rd, Mnz,rd=0.00kNm (EC3 Lign.6.40)

My,ed= 1.98 kNm < 20.84 kNm =Mny,rd, Kontroll godkjent

My,ed/Mny,rd= 1.98/20.84= 0.095<1

1.9. Bøyningsknekking, (Bruddgrensetilstanden) (EN1993-1-1, §6.3.1)

Nc,ed=275.43 kN, Lcr,y=2.233 m, Lcr,z=3.190 m

Knekklengder: Lcr,y=0.700x3190=2233mm, Lcr,z=1.000x3190=3190mm

Relativ slankhet (Tverrsnittsklasse: 1) (EC3 §6.3.1.3)

$\bar{\lambda}$y=√(A·fy/Ncr,y)=(Lcr,y/iy)·(1/λ1)=(2233/ 37.6)x(1/76.06)=0.781

$\bar{\lambda}$z=√(A·fy/Ncr,z)=(Lcr,z/iz)·(1/λ1)=(3190/ 37.6)x(1/76.06)=1.115

λ1=π√(E/fy)=93.9ε=76.06, ε=√(235/fy)=0.81

y-y Knekkurve:c, Imperfeksjonsfaktor:αy=0.49, χy=0.674 (T.6.2,T.6.1,Fig.6.4)

Φy=0.5[1+αy($\bar{\lambda}$y-0.2)+$\bar{\lambda}y^2$]=0.5x[1+0.49x(0.781-0.2)+0.781^2]=0.947

χy=1/[Φy+√($Φy^2$-$\bar{\lambda}y^2$)]=1/[0.947+√(0.947^2-0.781^2)]=0.674 <=1 χy=0.674

z-z Knekkurve:c, Imperfeksjonsfaktor:αz=0.49, χz=0.476

Φz=0.5[1+αz($\bar{\lambda}$z-0.2)+$\bar{\lambda}z^2$]=0.5x[1+0.49x(1.115-0.2)+1.115^2]=1.346

χz=1/[Φz+√($Φz^2$-$\bar{\lambda}z^2$)]=1/[1.346+√(1.346^2-1.115^2)]=0.476 <=1 χz=0.476

Reduksjonsfaktor χ=1/[Φ+√($Φ^2$-$\bar{\lambda}^2$)], χ<=1.0, Φ=0.5[1+α($\bar{\lambda}$-0.2)+$\bar{\lambda}^2$], χ=0.476 (EC3 Lign.6.49)

Nb,rd=χ·A·fy/γM1= 0.476x$[10^{-3}]$x2220x355/1.05=357.27kN (EC3 Lign.6.47)

Nc,ed= 275.43 kN < 357.27 kN =Nb,rd, Kontroll godkjent

Nc,ed/Nb,rd= 275.43/357.27= 0.771<1

1.10. Vipping, (ULS) (EN1993-1-1, §6.3.2)

My,ed=1.98 kN, L=3.190m, Lcr,y=2.233m, Lcr,z=3.190m, Lcr,lt=3.190m

Ideelt moment for vipping (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 Tillegg C)

Timoshenko,S.P, Gere,J.M, Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

$Mcr=C1\cdot[\pi^2EIz/(kL)^2]\{\sqrt{[(kz/kw)^2(Iw/Iz)+(kL)^2GIt/(\pi^2EIz)+(C2\cdot zg-C3\cdot zj)^2]}-(C2\cdot zg-C3\cdot zj)\}$

Beregningsmetode C1,C2,C3 : ECCS 119/Galea SN030a-EN-EU Access Steel 2006

$G=E/(2(1+\nu))=210000/(2(1+0.30))=80769=8.1x10^4$ N/mm²

k·L=3190mm, zg=h/2=100/2=50mm, zj=0mm (EN1993:2002 Lign.C.11)

ky=0.7, kz=1.0, kw=1.0, ψ=-1.000, C1=2.550, C2=0.000, C3=0.000

$Mcr=[10^{-6}]2.550x[\pi^2x2.1x10^5x3.140x10^6/3190^2]$

$x\{\ [(1.0/1.0)^2x(0.000x10^9/3.140x10^6)$

$+3190^2x8.1x10^4x5.360x10^6/(\pi^2x2.1x10^5x3.140x10^6)]^{0.5}\ \}=$ 1341.8 kNm

$\bar{\lambda}$,lt=$\sqrt{(Wpl,y\cdot fy/Mcr)}=\sqrt{\{[10^{-6}]x76.300x10^3x355/1341.8\}}=0.142$ (EC3 Lign.6.56)

$\bar{\lambda}$,lt<= 0.40, χ,lt=1.00 (EC3 §6.3.2.2.4)

χ,lt,mod=χ,lt/f, χ,lt,mod<=1, χ,lt,mod<=1/$\bar{\lambda}$,lt²=1/0.142²=49.54 (EC3 §6.3.2.3(2),Lign.6.58)

Kc=1/(1.33-0.33ψ)=0.602, ψ=-1.00 (EC3 Tab.6.6)

f=1-0.5(1-kc)[1-2.0($\bar{\lambda}$,lt-0.8)²]=1-0.5x(1-0.602)[1-2.0x(0.142-0.8)²]=0.973, f<=1.0

χ,lt,mod=χ,lt/f=1.000/0.973=1.027, χ,lt,mod<=1.0, χ,lt,mod<=49.54, χ,lt,mod=1.000

Mb,rd=χ,lt·Wpl,y·fy/γM1= $1.000x[10^{-6}]x76.300x10^3x355/1.05$=25.80kNm (EC3 Lign.6.55)

My,ed= 1.98 kNm < 25.80 kNm =Mb,rd, Kontroll godkjent

My,ed/Mb,rd= 1.98/25.80= 0.077<1

1.11. Bøyning og aksialkraft, Søyle (ULS) (EN1993-1-1, §6.3.3)

Ned=275.43 kN, My,ed=1.98 kNm

Ned/(χy·Nrk/γM1)+kyy·My,ed/(χLT·My,rk/γM1)<=1 (EC3 Lign.6.61)

Ned/(χz·Nrk/γM1)+kzy·My,ed/(χLT·My,rk/γM1)<=1 (EC3 Lign.6.62)

Nrk=A·fy=$[10^{-3}]$x2220x355=788.1 kN (Tab.6.7)

My,rk=Wpl,y·fy=$[10^{-6}]x76.300x10^3$x355=27.1 kNm

χy·Nrk/γM1=χy·A·fy/γM1= 0.674x$[10^{-3}]$x2220x355/1.05=505.9kN

χz·Nrk/γM1=χz·A·fy/γM1= 0.476x$[10^{-3}]$x2220x355/1.05=357.3kN

χLT·My,rk/γM1=χLT·Wpl,y·fy/γM1= 1.000x$[10^{-6}]x76.300x10^3$x355/1.05=25.8kNm

Interaksjonsfaktorer, Beregningsmetode: Metode 1 Tillegg A (EC3 Tillegg A)

kyy=Cmy·CmLT(μy/(1-Ned/Ncr,y)(1/Cyy), μy=(1-Ned/Ncr,y)/(1-χy·Ned/Ncr,y) (EC3 Tab.A.1)

kzy=Cmy·CmLT(μz/(1-Ned/Ncr,y)(1/Czy)0.60√(wy/wz), μz=(1-Ned/Ncr,z)/(1-χz·Ned/Ncr,z)

Ncr,y=π²EIy/lcr,y²=3.14²x$[10^{-3}]$x210000x $3.140x10^6$/ 2233²= 1305 kN

Ncr,z=π²EIz/lcr,z²=3.14²x$[10^{-3}]$x210000x $3.140x10^6$/ 3190²= 640 kN

Ncr,t=(1/ip²)x(G·It + π²EIw/Lcr,t²) (EC3 NCCI SN003b-EN-EU)

Ncr,t=$[10^{-3}]$x(1/53²)[80769x $5.360x10^6$+π²x210000x $0.000x10^9$/3190²]=153040 kN

μy=(1-Ned/Ncr,y)/(1-χy·Ned/Ncr,y)=(1- 275.4/ 1305)/(1-0.674x 275.4/ 1305)=0.920

μz=(1-Ned/Ncr,z)/(1-χz·Ned/Ncr,z)=(1- 275.4/ 640)/(1-0.476x 275.4/ 640)=0.716

alt=1-It/Iy>=0=1- $5.360x10^6$/ $3.140x10^6$=0.000 (EC3 Tillegg A.1)

wy=Wpl,y/Wel,y<=1.50, wy= $0.076x10^6$/ $0.063x10^6$=1.215 <= 1.50 (EC3 Tillegg A.1)

wz=Wpl,z/Wel,z<=1.50, wz= $0.076x10^6$/ $0.063x10^6$=1.215 <= 1.50

npl=Ned/(Nrk/γM1)=275.43/(788.10/1.05)=0.367

$\bar{\lambda}max=max(0.781,1.115)=1.120$ (EC3 Tillegg A.1)
$Mcro=C1\cdot[\pi^2 EIz/(kL)^2]\{\sqrt{[(kz/kw)^2(Iw/Iz)+(kL)^2GIt/(\pi^2EIz))}\}$, C1=1.00
$Mcro=[10^{-6}]1.0x[\pi^2 x2.1x10^5x3.140x10^6/3190^2]$
$x\{\ [(1.0/1.0)^2x(0.000x10^9/3.140x10^6)$
$+3190^2x8.1x10^4x5.360x10^6/(\pi^2x2.1x10^5x3.140x10^6)]^{0.5}\ \}=$ 526.2 kNm
$\bar{\lambda}o=\sqrt{([10^{-6}]x76.300x10^3x355/526.2)}=0.230$
$\bar{\lambda}o,lim=0.2\sqrt{C1}\ [(1-Ned/Ncr,z)(1-Ned/Ncr,t)]^{0.25}$ (EC3 Tillegg A.1)
$\bar{\lambda}o,lim=0.2\sqrt{2.550}\ [(1-275.4/640)(1-275.4/153040)]^{0.25}=0.277$
$\varepsilon y=(My,ed/Ned)(A/Wel,y)=([10^3]x1.98/275.43)x(2220.0/62.800x10^3)=0.25$

$Cmy,o=0.79+0.21\psi+0.36(\psi-0.33)x(275.43/1305.0)=0.479$, $(\psi=-1.00)$ (EC3 Tillegg A, T.A.1)
$\bar{\lambda}o=0.230 <= \bar{\lambda}o,lim=0.277$
Cmy=Cmy,o=0.479, Cmz=Cmz,o=1.000, Cmlt=1.00

$Cyy=1+(wy-1)[(2-1.6Cmy^2\cdot\bar{\lambda}max/wy-1.6Cmy^2\cdot\bar{\lambda}max^2/wy)npl-blt]>=Wel,y/Wpl,y$ (Tillegg A, T.A.1)
$blt=0.5alt\cdot\bar{\lambda}o^2[My,ed/(\chi,lt\cdot Mpl,y,rd)](Mz,ed/Mpl,z,rd)=$
$=0.5x0.000x0.230^2[0.0/(1.000x21.2)](0.0/21.2)=0.000$
$Cyy=1+(1.215-1)[(2-1.6x0.479^2x1.120/1.215-1.6x0.479^2x1.120^2/1.215)x0.367-0.000]=1.101$
$Cyy>=62.800x10^3/76.300x10^3=0.823$, Cyy=1.101

$Czy=1+(wy-1)[(2-14.0Cmy^2\cdot\bar{\lambda}max^2/wy^5)npl-dlt]>=0.6\sqrt{(wy/wz)}(Wel,y/Wpl,y)$ (Tillegg A, T.A.1)
$dlt=2alt\cdot[\bar{\lambda}o/(0.1+\bar{\lambda}z^4)][My,ed/(Cmy\cdot\chi,lt\cdot Mpl,y,rd)][Mz,ed/(Cmz\cdot Mpl,z,rd)]=$
$=20.000x[0.230/(0.1+1.115^4)][0.0/(0.479x1.000x21.2)][0.0/(1.000x21.2)]=0.000$
$Czy=1+(1.215-1)[(2-14.0x0.479^2x1.120^2/1.215^5)0.367-0.000]=1.038$
$Czy>=0.6\sqrt{(1.215/1.215)}(62.800x10^3/76.300x10^3)=0.494$, Czy=1.038

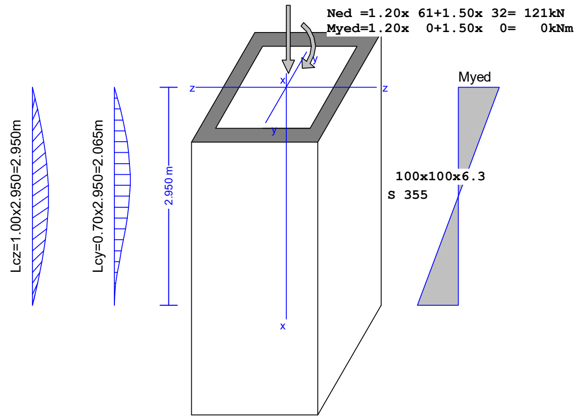
Cyy=1.101, Czy=1.038 (Tillegg A, T.A.1)
kyy=0.479x1.000x0.920/(1-275.43/1305.0)x(1/1.101)=0.507
$kzy=0.479x1.000x0.716/(1-275.43/1305.0)x(1/1.038)x0.6x\sqrt{(1.215/1.215)}=0.251$

$Ned/(\chi y\cdot Nrk/\gamma M1)+kyy\cdot My,ed/(\chi LT\cdot My,rk/\gamma M1)=$ (EC3 Lign.6.61)
275.4/(0.674x788.1/1.05)+0.507x2.0/(1.000x27.1/1.05)=0.544+0.039=0.583
0.583< 1.000, Kontroll godkjent
$Ned/(\chi z\cdot Nrk/\gamma M1)+kzy\cdot My,ed/(\chi LT\cdot My,rk/\gamma M1)=$ (EC3 Lign.6.62)
275.4/(0.476x788.1/1.05)+0.251x2.0/(1.000x27.1/1.05)=0.771+0.019=0.790
0.790< 1.000, Kontroll godkjent

Project Eurocodes

1. EC3-SØYLE-001

Dimensjonering av søyler, Søyler belastet med aksiallast og bøyningsmoment
(EC3 EN1993-1-1:2005, +NA-NS:2008)



1.1. Beregningsstandarder

EN1990:2002, Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering
EN1991-1-1:2002, Eurokode 1-1 Laster på konstruksjoner
EN1993-1-1:2005, Eurokode 3 1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner
EN1993-1-3:2005, Eurokode 3 1-3 Kaldformede tynnplateprofiler
EN1993-1-5:2006, Eurokode 3 1-5 Platekonstruksjoner

1.2. Materialer

Stål: S 355 (EN1993-1-1, §3.2)
t<= 40 mm, Flytegrense fy= 355 N/mm², Strekkfasthet fu= 510 N/mm²
40mm<t<= 80 mm, Flytegrense fy= 335 N/mm², Strekkfasthet fu= 470 N/mm²
Elastisitetsmodul E=210000 N/mm², Poisson-tall ν=0.30, Enhetsmasse ρ= 7850 Kg/m³

Partial Lasterfaktorer (EN1990, Tillegg A1)
$\gamma G= 1.20$, $\gamma Q= 1.50$

Materialfaktorer (EN1993-1-1, §6.1)
$\gamma M0= 1.05$, $\gamma M1= 1.05$, $\gamma M2= 1.25$

1.3. Last (EN1991-1-1)

Permanent last Ngk= 61.10kN, Mygk= 0.15kNm
Variabel last Nqk= 31.60kN, Myqk= 0.05kNm

1.4. Dimensjoner

Søylelengde L=2.950 m
Knekklengde y-y: Lcr,y=0.700x2.950=2.065m
Knekklengde z-z: Lcr,z=1.000x2.950=2.950m

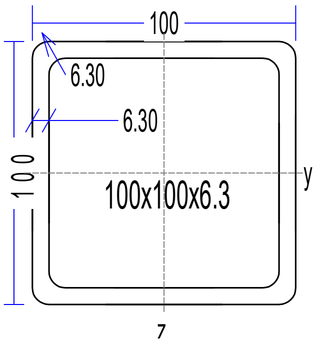
1.5. Dimensjonerende laster, Lastkombinasjoner

Bruddgrensetilstanden, Lastkombinasjoner (EN1990 §6.4.3.2, T.A1.2A, T.A1.2B)

Ned = γG·Ngk +γQ·Nqk = 1.20x 61.10+1.50x 31.60= 120.72kN
Myed= γG·Mygk+γQ·Myqk= 1.20x 0.15+1.50x 0.05= 0.26kNm
Vzed= Myed/L = 0.26/ 1.475 = 0.17kNm

1.6. Ståltverrsnitt geometri

Tverrsnitt 100x100x6.3-S 355

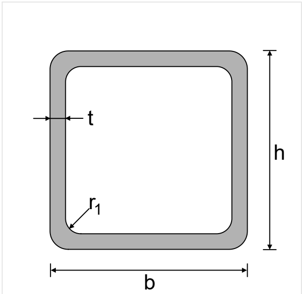


Tverrsnittsdata for profiler

Profilets totale høyde	h=	100.00 mm
Profilets totale bredde	b=	100.00 mm
Steghøyde	hw=	87.40 mm
Høyde på den rette delen av steget	dw=	81.10 mm
Stegtykkelse	tw=	6.30 mm
Flenstykkelse	tf=	6.30 mm
Avrundingsradius for en kilsveis	r=	6.30 mm
Egenvekt pr løpemeter	=	17.50 Kg/m

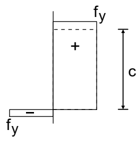
Tverrsnitt geometri

Areal	A= 2220 mm^2			
Treghetsmoment	Iy= 3.140x10^6 mm^4		Iz= 3.140x10^6 mm^4	
Tverrsnittsmodul	Wy=62.800x10^3 mm^3		Wz=62.800x10^3 mm^3	
Plastisk tverrsnittsmodul	Wpy=76.300x10^3 mm^3		Wpz=76.300x10^3 mm^3	
Treghetsradius	iy= 37.6 mm		iz= 37.6 mm	
Skjærareal	Avz= 1110 mm^2		Avy= 1110 mm^2	
Torsjonskonstant	It= 5.360x10^6 mm^4		ip= 53 mm	
Torsjonsmodul	Wt=111.00x10^3 mm^3			

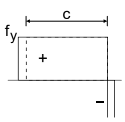


1.7. Klassifisering av ståltverrsnitt, Trykk Nc (EN1993-1-1, §5.5)

Steg
c=100.0-3x6.3=81.1 mm, t=6.3 mm, c/t=81.1/6.3=12.87
S 355 , t= 6.3<= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=(235/355)$^{0.5}$=0.81
c/t=12.87<=33ε=33x0.81=26.73
Steget er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



Flens
c=100.0-3x6.3=81.1 mm, t=6.3 mm, c/t=81.1/6.3=12.87
S 355 , t= 6.3<= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=(235/355)$^{0.5}$=0.81
c/t=12.87<=33ε=33x0.81=26.73
Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



Tverrsnittsklasse er 1, Trykk Nc,ed

1.8. Tverrsnittskapasitet, Søyletverrsnitt (EN1993-1-1, §6.2)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for trykk (EN1993-1-1, §6.2.4)
Nc.ed=120.72 kN
Trykkraftkapasitet Nplrd= A·fy/γM0=[10^{-3}]x2220x355/1.05=750.57kN
Ned= 120.72 kN < 750.57 kN =Nc,rd=Nplrd, Kontroll godkjent
Ned/Nc,rd= 120.72/750.57= 0.161<1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningsmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)
My.ed= 0.26 kNm
Bøyningsmomentkapasitet Mply,rd=Wply·fy/γM0=[10^{-6}]x76.300x10^3x355/1.05= 25.80kNm
My,ed= 0.26 kNm < 25.80 kNm =My,rd=Mply,rd, Kontroll godkjent
My,ed/My,rd= 0.26/25.80= 0.010<1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz.ed= 0.17 kN

Av=A·h/(b+h)=2220x100.0/(100.0+100.0)= 1110mm², Av=1110mm²

Plastisk skjærkraftkapasitet Vpl,z,rd=Av(fy/√3)/γM0= [10^{-3}]x1110x(355/1.73)/1.05= 216.67kN

Vz,ed= 0.17 kN < 216.67 kN =Vz,rd=Vpl,z,rd, Kontroll godkjent

Vz,ed/Vz,rd= 0.17/216.67= 0.001<1

hw/tw=(100.0-2x6.3)/6.3=87.4/6.3=13.87<=72x0.81/1.00=72ε/η=58.32 (η=1.00)

S 355 , t= 6.3<= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=$(235/355)^{0.5}$=0.81

Skjærknekking er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær (EN1993-1-1, §6.2.9)

N.ed= 120.72kN (Trykk), Vz.ed= 0.17kN, My.ed= 0.26kNm

Nplrd=750.57kN, Mpl,y,rd=25.80kNm, Vpl,z,rd=216.67kN

Ned=120.72kN <= 0.25x750.57=0.25xNplrd=187.64kN

Ned=120.72kN <= [10^{-3}]x0.5x2x87.4x6.3x355/1.05=0.5hw·tw·fy/γM0=186.16 kN

n=Ned/Nplrd=121/751= 0.161

Ikke nødvendig å ta hensyn til virking av aksialkra (EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

Ved=0.17kN <= 0.50x216.67=0.50xVpl,rd=108.33kN

Ikke nødvendig å ta hensyn til virking av skjærkraft (EC3 §6.2.8.2)

My,ed= 0.26 kNm < 25.80 kNm =Mply,rd, Kontroll godkjent

My,ed/Mply,rd= 0.26/25.80= 0.010<1

1.9. Bøyningsknekking, (Bruddgrensetilstanden) (EN1993-1-1, §6.3.1)

Nc,ed=120.72 kN, Lcr,y=2.065 m, Lcr,z=2.950 m

Knekklengder: Lcr,y=0.700x2950=2065mm, Lcr,z=1.000x2950=2950mm

Relativ slankhet (Tverrsnittsklasse: 1) (EC3 §6.3.1.3)

$\bar{\lambda}$y=√(A·fy/Ncr,y)=(Lcr,y/iy)·(1/λ1)=(2065/ 37.6)x(1/76.06)=0.722

$\bar{\lambda}$z=√(A·fy/Ncr,z)=(Lcr,z/iz)·(1/λ1)=(2950/ 37.6)x(1/76.06)=1.031

λ1=π√(E/fy)=93.9ε=76.06, ε=√(235/fy)=0.81

y-y Knekkurve:c, Imperfeksjonsfaktor:αy=0.49, χy=0.711 (T.6.2,T.6.1,Fig.6.4)

Φy=0.5[1+αy($\bar{\lambda}$y-0.2)+$\bar{\lambda}$y²]=0.5x[1+0.49x(0.722-0.2)+0.722²]=0.889

χy=1/[Φy+√(Φy²-$\bar{\lambda}$y²)]=1/[0.889+√(0.889²-0.722²)]=0.711 <=1 χy=0.711

z-z Knekkurve:c, Imperfeksjonsfaktor:αz=0.49, χz=0.522

Φz=0.5[1+αz($\bar{\lambda}$z-0.2)+$\bar{\lambda}$z²]=0.5x[1+0.49x(1.031-0.2)+1.031²]=1.235

χz=1/[Φz+√(Φz²-$\bar{\lambda}$z²)]=1/[1.235+√(1.235²-1.031²)]=0.522 <=1 χz=0.522

Reduksjonsfaktor χ=1/[Φ+√(Φ²-$\bar{\lambda}$²)], χ<=1.0, Φ=0.5[1+α($\bar{\lambda}$-0.2)+$\bar{\lambda}$²], χ=0.522 (EC3 Lign.6.49)

Nb,rd=χ·A·fy/γM1= 0.522x[10^{-3}]x2220x355/1.05=391.80kN (EC3 Lign.6.47)

Nc,ed= 120.72 kN < 391.80 kN =Nb,rd, Kontroll godkjent

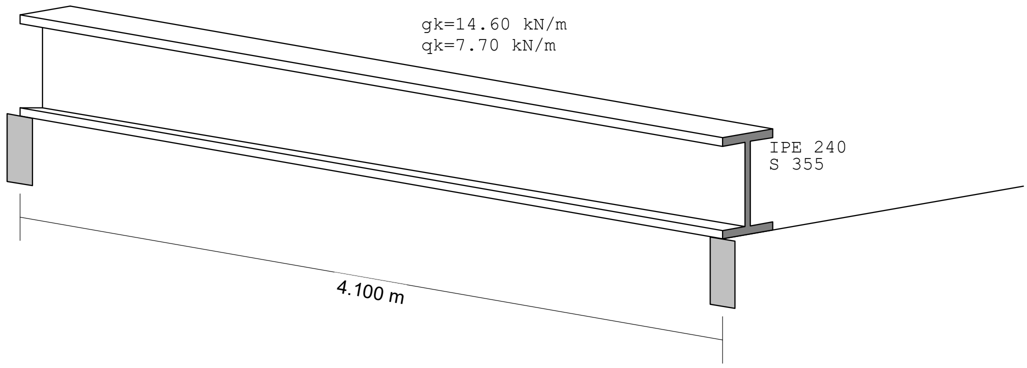
Nc,ed/Nb,rd= 120.72/391.80= 0.308<1

Project Eurocodes

1. EC3-BJELKE-001

Dimensjonering av bjelker, Ettfelt bjelker
(EC3 EN1993-1-1:2005, +NA-NS:2008)

Gulvbjelkens spennvidde L=4.100 m, Bjelke over ett spenn
Sideveis fastholdelse: Med sideveis fastholdelse



1.1. Beregningsstandarder

EN1990:2002, Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering
EN1991-1-1:2002, Eurokode 1-1 Laster på konstruksjoner
EN1993-1-1:2005, Eurokode 3 1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner
EN1993-1-3:2005, Eurokode 3 1-3 Kaldformede tynnplateprofiler
EN1993-1-5:2006, Eurokode 3 1-5 Platekonstruksjoner

1.2. Materialer

Stål: S 355 (EN1993-1-1, §3.2)
t<= 40 mm, Flytegrense fy= 355 N/mm², Strekkfasthet fu= 510 N/mm²
40mm<t<= 80 mm, Flytegrense fy= 335 N/mm², Strekkfasthet fu= 470 N/mm²
Elastisitetsmodul E=210000 N/mm², Poisson-tall ν=0.30, Enhetsmasse ρ= 7850 Kg/m³

Partial Lasterfaktorer (EN1990, Tillegg A1)
γG= 1.20, γQ= 1.50

Materialfaktorer (EN1993-1-1, §6.1)
$\gamma M0$= 1.05, $\gamma M1$= 1.05, $\gamma M2$= 1.25

1.3. Last (EN1991-1-1)

Last på bjelke

Egenlast	Gk1= 14.60 kN/m
Bjelkevekt	Gk2= 0.30 kN/m
Permanent last	Gk =Gk1+Gk2= 14.90 kN/m
Variabel last	Qk = 7.70kN/m

1.4. Dimensjonerende laster, Lastkombinasjoner

Bruddgrensetilstanden, Lastkombinasjoner (EN1990 §6.4.3.2, T.A1.2A, T.A1.2B)

γG·Gk+γQ·Qk = 1.20x14.90+1.50x7.70 =29.43kN/m, $ql^2/8$=61.84kNm

Dimensjonerende laster, Bruddgrensetilstanden

Myed= 29.43x4.100²/8= 61.84 kNm, Vzed= 29.43x4.100/2= 60.33 kN

Bruksgrensetilstanden (SLS), Lastkombinasjoner (EN1990 §6.5.3, T.A1.4)

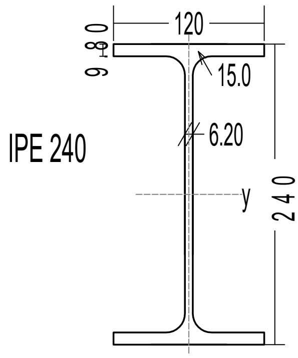
Gk+Qk = 14.90+7.70= 22.60kN/m

Dimensjonerende laster, Bruksgrensetilstanden (SLS)

Myed= 22.60x4.100²/8= 47.49 kNm, Vzed= 22.60x4.100/2= 46.33 kN

1.5. Ståltverrsnitt geometri

Tverrsnitt IPE 240-S 355

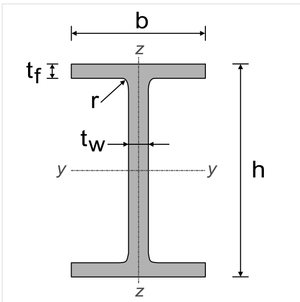


Tverrsnittsdata for profiler

Profilets totale høyde	h=	240.00 mm
Profilets totale bredde	b=	120.00 mm
Steghøyde	hw=	220.40 mm
Høyde på den rette delen av steget	dw=	190.40 mm
Stegtykkelse	tw=	6.20 mm
Flenstykkelse	tf=	9.80 mm
Avrundingsradius for en kilsveis	r=	15.00 mm
Egenvekt pr løpemeter	=	30.70 Kg/m

Tverrsnitt geometri

Areal	A= 3912 mm^2		
Treghetsmoment	Iy=38.920x10^6 mm^4	Iz= 2.836x10^6 mm^4
Tverrsnittsmodul	Wy=324.30x10^3 mm^3	Wz=47.270x10^3 mm^3
Plastisk tverrsnittsmodul	Wpy=366.60x10^3 mm^3	Wpz=73.920x10^3 mm^3
Treghetsradius	iy= 99.7 mm	iz= 26.9 mm
Skjærareal	Avz= 1915 mm^2	Avy= 2352 mm^2
Torsjonskonstant	It= 0.129x10^6 mm^4	ip= 103 mm
Torsjonsmodul	Wt=13.143x10^3 mm^3	
Hvelvingskonstant	Iw=37.391x10^9 mm^6	



1.6. Bruksgrensetilstanden (SLS) (EN1993-1-1, §7)

Bjelkenedbøyning

Last G+Q: w=5x22.60x4100^4/(384x2.1x10^5x38.920x10^6)= 10.17mm = L/403<L/200

Last Q: w=5x 7.70x4100^4/(384x2.1x10^5x38.920x10^6)= 3.47mm = L/1183<L/360

Bjelkenedbøyning, Bruksgrensetilstanden (SLS), Kontroll godkjent

1.7. Klassifisering av ståltverrsnitt, Bøyningsmoment My (EN1993-1-1, §5.5)

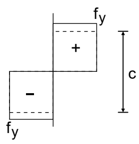
Steg

c=240.0-2x9.8-2x15.0=190.4 mm, t=6.2 mm, c/t=190.4/6.2=30.71

S 355 , t= 6.2<= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=$(235/355)^{0.5}$=0.81

c/t=30.71<=72ε=72x0.81=58.32

Steget er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



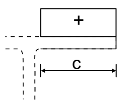
Flens

c=120.0/2-6.2/2-15.0=41.9 mm, t=9.8 mm, c/t=41.9/9.8=4.28

S 355 , t= 9.8<= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=$(235/355)^{0.5}$=0.81

c/t=4.28<=9ε=9x0.81=7.29

Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



Tverrsnittsklasse er 1, Bøyningsmoment My,ed

1.8. Tverrsnittskapasitet, Bjelkesnitt (EN1993-1-1, §6.2)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningsmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My.ed= 61.84 kNm

Bøyningsmomentkapasitet Mply,rd=Wply·fy/γM0=[10^{-6}]x366.60x10^3x355/1.05= 123.95kNm

My,ed= 61.84 kNm < 123.95 kNm =My,rd=Mply,rd, Kontroll godkjent

My,ed/My,rd= 61.84/123.95= 0.499<1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz.ed= 60.33 kN

Av=A-2b·tf+(tw+2r)tf=3912-2x120.0x9.8+(6.2+2x15.0)x9.8=1915mm² (EC3 §6.2.6.3)

Av= 1915mm² > η·hw·tw= 1.00x(240.0-2x9.8)x6.2=1.00x220.4x6.2= 1366mm²

Plastisk skjærkraftkapasitet Vpl,z,rd=Av(fy/√3)/γM0= [10^{-3}]x1915x(355/1.73)/1.05= 373.76kN

Vz,ed= 60.33 kN < 373.76 kN =Vz,rd=Vpl,z,rd, Kontroll godkjent

Vz,ed/Vz,rd= 60.33/373.76= 0.161<1

hw/tw=(240.0-2x9.8)/6.2=220.4/6.2=35.55<=72x0.81/1.00=72ε/η=58.32 (η=1.00)

S 355 , t= 6.2<= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=$(235/355)^{0.5}$=0.81

Skjærknekking er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Bøyning og skjær (EN1993-1-1, §6.2.8

Vz,ed=30.17kN, My,ed=46.38kNm , Avstand x=1.025m

Vz,ed=30.17=kN <= Vplz,rd/2=373.76/2=186.88kN (EC3 §6.2.8(2))

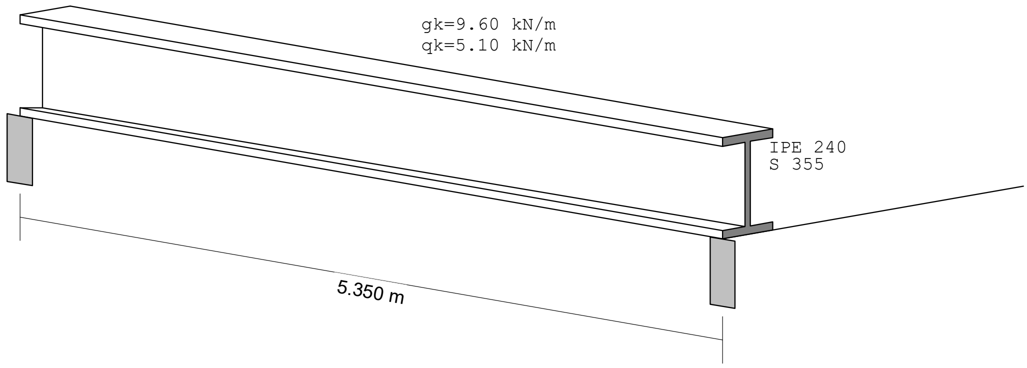
Interaksjon bøyningsmoment og skjær kan neglisjeres

Project Eurocodes

1. EC3-BJELKE-001

Dimensjonering av bjelker, Ettfelt bjelker
(EC3 EN1993-1-1:2005, +NA-NS:2008)

Gulvbjelkens spennvidde L=5.350 m, Bjelke over ett spenn
Sideveis fastholdelse: Med sideveis fastholdelse



1.1. Beregningsstandarder

EN1990:2002, Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering
EN1991-1-1:2002, Eurokode 1-1 Laster på konstruksjoner
EN1993-1-1:2005, Eurokode 3 1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner
EN1993-1-3:2005, Eurokode 3 1-3 Kaldformede tynnplateprofiler
EN1993-1-5:2006, Eurokode 3 1-5 Platekonstruksjoner

1.2. Materialer

Stål: S 355 (EN1993-1-1, §3.2)
t<= 40 mm, Flytegrense fy= 355 N/mm², Strekkfasthet fu= 510 N/mm²
40mm<t<= 80 mm, Flytegrense fy= 335 N/mm², Strekkfasthet fu= 470 N/mm²
Elastisitetsmodul E=210000 N/mm², Poisson-tall ν=0.30, Enhetsmasse ρ= 7850 Kg/m³

Partial Lasterfaktorer (EN1990, Tillegg A1)
γ_G= 1.20, γ_Q= 1.50

Materialfaktorer (EN1993-1-1, §6.1)
γ_{M0}= 1.05, γ_{M1}= 1.05, γ_{M2}= 1.25

1.3. Last (EN1991-1-1)

Last på bjelke

Egenlast	Gk1= 9.60 kN/m
Bjelkevekt	Gk2= 0.30 kN/m
Permanent last	Gk =Gk1+Gk2= 9.90 kN/m
Variabel last	Qk = 5.10kN/m

1.4. Dimensjonerende laster, Lastkombinasjoner

Bruddgrensetilstanden, Lastkombinasjoner (EN1990 §6.4.3.2, T.A1.2A, T.A1.2B)

$\gamma G \cdot Gk + \gamma Q \cdot Qk$ = 1.20x9.90+1.50x5.10 =19.53kN/m, $ql^2/8$=69.87kNm

Dimensjonerende laster, Bruddgrensetilstanden

Myed= 19.53x5.350²/8= 69.87 kNm, Vzed= 19.53x5.350/2= 52.24 kN

Bruksgrensetilstanden (SLS), Lastkombinasjoner (EN1990 §6.5.3, T.A1.4)

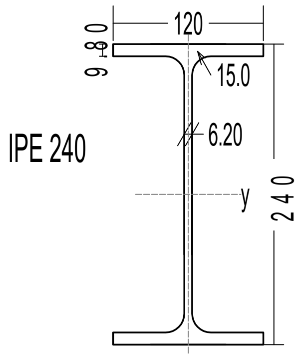
Gk+Qk = 9.90+5.10= 15.00kN/m

Dimensjonerende laster, Bruksgrensetilstanden (SLS)

Myed= 15.00x5.350²/8= 53.67 kNm, Vzed= 15.00x5.350/2= 40.12 kN

1.5. Ståltverrsnitt geometri

Tverrsnitt IPE 240-S 355

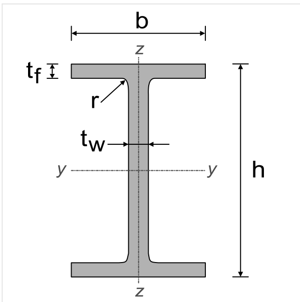


Tverrsnittsdata for profiler

Profilets totale høyde	h=	240.00	mm
Profilets totale bredde	b=	120.00	mm
Steghøyde	hw=	220.40	mm
Høyde på den rette delen av steget	dw=	190.40	mm
Stegtykkelse	tw=	6.20	mm
Flenstykkelse	tf=	9.80	mm
Avrundingsradius for en kilsveis	r=	15.00	mm
Egenvekt pr løpemeter	=	30.70	Kg/m

Tverrsnitt geometri

Areal	A= 3912	mm^2		
Treghetsmoment	Iy=38.920x10^6	mm^4	Iz= 2.836x10^6	mm^4
Tverrsnittsmodul	Wy=324.30x10^3	mm^3	Wz=47.270x10^3	mm^3
Plastisk tverrsnittsmodul	Wpy=366.60x10^3	mm^3	Wpz=73.920x10^3	mm^3
Treghetsradius	iy= 99.7	mm	iz= 26.9	mm
Skjærareal	Avz= 1915	mm^2	Avy= 2352	mm^2
Torsjonskonstant	It= 0.129x10^6	mm^4	ip= 103	mm
Torsjonsmodul	Wt=13.143x10^3	mm^3		
Hvelvingskonstant	Iw=37.391x10^9	mm^6		



1.6. Bruksgrensetilstanden (SLS) (EN1993-1-1, §7)

Bjelkenedbøyning

Last G+Q: w=5x15.00x5350^4/(384x2.1x10^{5}x38.920x10^6)= 19.58mm = L/274<L/200

Last Q: w=5x 5.10x5350^4/(384x2.1x10^{5}x38.920x10^6)= 6.66mm = L/804<L/360

Bjelkenedbøyning, Bruksgrensetilstanden (SLS), Kontroll godkjent

1.7. Klassifisering av ståltverrsnitt, Bøyningsmoment My (EN1993-1-1, §5.5)

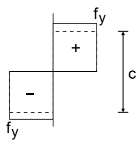
Steg

c=240.0-2x9.8-2x15.0=190.4 mm, t=6.2 mm, c/t=190.4/6.2=30.71

S 355 , t= 6.2<= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=(235/355)$^{0.5}$=0.81

c/t=30.71<=72ε=72x0.81=58.32

Steget er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



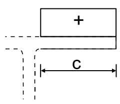
Flens

c=120.0/2-6.2/2-15.0=41.9 mm, t=9.8 mm, c/t=41.9/9.8=4.28

S 355 , t= 9.8<= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=(235/355)$^{0.5}$=0.81

c/t=4.28<=9ε=9x0.81=7.29

Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



Tverrsnittsklasse er 1, Bøyningsmoment My,ed

1.8. Tverrsnittskapasitet, Bjelkesnitt (EN1993-1-1, §6.2)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningsmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My.ed= 69.87 kNm

Bøyningsmomentkapasitet Mply,rd=Wply·fy/γM0=$[10^{-6}]$x366.60x10^{3}x355/1.05= 123.95kNm

My,ed= 69.87 kNm < 123.95 kNm =My,rd=Mply,rd, Kontroll godkjent

My,ed/My,rd= 69.87/123.95= 0.564<1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz.ed= 52.24 kN

Av=A-2b·tf+(tw+2r)tf=3912-2x120.0x9.8+(6.2+2x15.0)x9.8=1915mm² (EC3 §6.2.6.3)

Av= 1915mm² > η·hw·tw= 1.00x(240.0-2x9.8)x6.2=1.00x220.4x6.2= 1366mm²

Plastisk skjærkraftkapasitet Vpl,z,rd=Av(fy/√3)/γM0= $[10^{-3}]$x1915x(355/1.73)/1.05= 373.76kN

Vz,ed= 52.24 kN < 373.76 kN =Vz,rd=Vpl,z,rd, Kontroll godkjent

Vz,ed/Vz,rd= 52.24/373.76= 0.140<1

hw/tw=(240.0-2x9.8)/6.2=220.4/6.2=35.55<=72x0.81/1.00=72ε/η=58.32 (η=1.00)

S 355 , t= 6.2<= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=$(235/355)^{0.5}$=0.81

Skjærknekking er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Bøyning og skjær (EN1993-1-1, §6.2.8

Vz,ed=26.12kN, My,ed=52.40kNm , Avstand x=1.337m

Vz,ed=26.12=kN <= Vplz,rd/2=373.76/2=186.88kN (EC3 §6.2.8(2))

Interaksjon bøyningsmoment og skjær kan neglisjeres