



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Konstruksjonsanalyse av bygget
Elvekanten

Structual analysis of the building
Elvekanten

Helge Emil Tefre

Isak Tolo

Kristian Aasen Tjønneland

Bachelor i Ingeniørfag- Prosjekt og Byggeleiing

Byggingeniør/Konstruksjonsteknikk

Veileder Tor Arild Segtnan

22.Mai 2023

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle

kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

Forord

Den avsluttende oppgaven av bachelorstudiet på byggfag ved Høgskulen på Vestlandet avd Førde. Denne oppgaven er utarbeidet av Helge Emil Tefre, Isak Tolo og Kristian Aasen Tjønneland. Oppgaven omfatter 20 studiepoeng og er gjennomført vår 2023.

Vi som gruppe hadde et ønske om å skrive en konstruksjonsoppgave og tok av den grunn kontakt med Consto SFJ AS om prosjektet Elvekanten i Førde. Det har ikke vert lagt noen føringer for hvordan oppgaven skulle skrives, så vi sto fritt til å velge retning og innhold. Grunnlaget for oppgaven tok utgangspunkt i en skisserapport for dimensjoneringen og en utarbeidet RIB modell.

Arbeidet med denne oppgaven har gitt oss muligheten til å sette det vi har lært igjennom studiet på prøve. Ved å tolke oss fram til en heilhetlig situasjon og sette dette i sammenheng med gjeldende regelverk og retningslinjer.

Vi ønsker og takke Consto SFJ AS for utdeling av matreell til oppgaven, og då kontaktpersonen vår Andreas Grøneng som har vert behjelpelig og hatt oss med på befarung. Vi vil og takke vår veileder på Høgskulen på Vestlandet Tor Arild Segtnan for gode råd til prosessen rundt å skrive en bachelor. En siste takk går til vår eksterne veileder i Norconsult Linn Grepstad Nes.

Førde 22.Mai 2023



Helge Emil Tefre



Isak Tolo



Kristian Aasen Tjønneland

Sammendrag

Elvekanten er en kompleks bygning som ligger i sentrumskjernen av Førde. Prosjektet er levert av Consto SFJ AS og omfatter leiligheter, kontorer og restauranter. Konstruksjonen er basert på moderne metoder, inkludert bruk av hulldekker, betongelementer og deltabjelker. Bygget har lange spenn som krever bruk av fagverkskonstruksjoner og lette, slanke elementer. I denne oppgaven blir alle de bærende hovedelementene i en spesifikk del av bygget analysert for de påkjenningene de utsettes for.

Konstruksjonen blir modellert i beregningsprogrammet FEM-Design for å bestemme kreftene som virker på konstruksjonen. Disse resultatene brukes deretter til å utføre beregninger. Beregningene blir også sammenlignet med manuelle beregninger for å bekrefte resultatene. Analysen sammenlignes med de foreslåtte løsningene som er presentert i grunnlaget, for å vurdere utnyttelsen og stabiliteten til bygget i tråd med oppgavens forutsetninger.

Abstract

Elvekanten is a complex building located in the city center of Førde. The project has been delivered by Consto SFJ AS and includes apartments, offices, and restaurants. The construction employs modern methods, such as the use of hollow core slabs, concrete elements, and delta beams. The building features long spans that require the use of truss structures and lightweight slim floor elements. In this task, all the main load-bearing elements in a specific section of the building are examined for the forces they are subjected to.

The construction is modeled in the FEM-Design calculation software to determine the forces acting on the structure. These results are then used to perform calculations. The calculations are also compared with manual calculations to verify each other. The analysis is compared with the proposed solutions presented as the basis for evaluating the utilization and stability of the building according to the assumptions set forth in the task.

Innhold

Tabelliste.....	8
Figurliste.....	8
1 Innledning	9
1.1 Elvekanten.....	9
1.2 Problemstilling	9
1.2 Avgrensinger	10
2 Teoretisk grunnlag	10
2.1 Lover	10
2.2 Forskrifter	10
2.3 Standarder	10
2.4 Bæresystem	11
2.5 Statiske system	11
2.5.1 Systemets oppbygging	12
2.5.2 Søyler	13
2.5.3 Bjelker	14
2.5.4 Dekker/plater	14
2.5.5 Fagverk	15
2.5.6 Opplegg og Knutepunkt	15
2.6 Materialer og Elementer	16
2.6.1 Stål	17
2.6.2 Betong	17
2.6.3 Sveiste bjelker	18
2.6.4 Deltabjelker	19
2.6.5 Prefabrikkerte betongelement.....	19
2.7 Laster	21
2.7.1 Generelt om laster.....	21
2.7.2 Karakteristiske laster	21
2.7.3 Egenlaster.....	21
2.7.4 Nyttelaster.....	21
2.7.5 Snølast.....	22
2.7.6 Vindlast	23

2.7.7 Ulykkelaster	23
2.8 Pålitelighetsklasser	24
2.9 Grensetilstander	24
2.9.1 Bruddgrensetilstand	24
2.9.2 Bruksgrensetilstand	25
3 Fremgangsmåte, Krav og Metode	25
3.1 Programvare	25
3.1.1 Fem-Design	25
3.1.2 Revit	26
3.1.3 Solibri	27
3.1.4 Ove Sletten Programmer	27
3.2 Krav for bygningen	27
3.2.1 Tiltaksklasse	27
3.2.2 Konstruksjonsklassifisering, pålitelighet og krav til kontroll	28
3.2.3 Kombinasjon av laster	29
3.2.4 Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand	30
3.2.5 Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstander	30
3.2.6 Krav til maksimal nedbøying	31
3.2.7 Påvirkning ved brann	32
3.2.8 Jordskjelv	32
3.3 Laster	33
3.3.1 Egenlast	33
3.3.2 Nyttelast	34
3.3.2 Snølast	34
3.3.3 Vindlast	34
4 Dimensjonering	36
4.1 Lastnedregning	36
4.2 Likevekt/Global stabilitet	38
4.3 Nummerering i FEM-Design	38
4.4 Søyler	38
4.4.1 Betong	38
4.4.2 Søyle S.108	40

4.4.3 Stål	41
4.5 Hulldekker.....	41
4.6 Bjelker.....	42
4.7 Fagverk	43
4.8 Brann	45
4.8.1 Betong og element	45
4.8.2 Stålkonstruksjoner	46
5 Drøfting	48
5.1 Omfang/innledning	48
5.2 Laster	48
5.2.1 Generelle last vurderinger	48
5.2.2 Snølast.....	48
5.2.3 Vindlast	49
5.3 Bæresystem	49
5.3.1 Fundament	50
5.4 Fem-Design	51
5.4.1 Endebetingelser, detaljer.....	51
5.4.2 Andre ordens moment.....	51
5.5 Veien videre	51
6 Konklusjon	52
7 Referanseliste.....	53

Tabelliste

Tabell 1: Anvendte Eurokoder	11
Tabell 2: Grunnlaget for plassering av tiltaksklasser (Betongelementforeningen, 2016)	28
Tabell 3: Krav til klassifisering av bygget	28
Tabell 4: Nyttelast- og kombinasjonsfaktorer	29
Tabell 5: Bruddgrense, dimensjonerende verdier (Standard Norge, 2016, p.103)	30
Tabell 6: Bruksgrense, dimensjonerende verdier (Standard Norge, 2016, p.46)	30
Tabell 7: Krav til nedbøying	31
Tabell 8: Krav til maksimal nedbøying, levert av Sweco	31
Tabell 9: Oversikt brannmotstand	32
Tabell 10: Egenlaster av bærende bygningsdeler	33
Tabell 11: Egenlaster av ikkje-bærende bygningsdeler	33
Tabell 12: Laster for nyttelastkategorier	34
Tabell 13: Laster for kontroll av modell	36
Tabell 14: Sammenligning Excel og FEM	37
Tabell 15: vektorer og anbefalte spennvidder for hulldekker.	41
Tabell 16: Tabell for bruksgrenselast og spennvidde	41
Tabell 17: Isolasjonstykkelse for opnåelse av brannmotstand stålprofiler	47

Figurliste

Figur 1: Elvekanten (Privat foto)	9
Figur 2: Skivesystem i bygg (Betongelementforeningen, 2016)	12
Figur 3: Skive vs Plate (Betongelementforeningen, 2016)	13
Figur 4: Inspiserer en brannisolert stålsøyle. (Privat foto)	14
Figur 5, Illustrasjon av fagverk fra modell.	15
Figur 6: Knutepunkt bestående av 3 deltabjelker som hviler på en betongsøyle. (Privat foto)	16
Figur 7: Stålsøyle. (Privat foto)	17
Figur 8: Betong søyle i parkeringskjeller. (Privat foto)	18
Figur 9: Deltabjelkens oppbygging (Peikko, 2021, p.4)	19
Figur 10: Deltabjelkens oppbygging (Peikko, 2021, p.38)	19
Figur 11: Hulldekke HD320 som hviler på både deltabjelke og HSQ bjelke. (Privat foto)	20
Figur 12, Spennvidde Huldekke (SINTEF Byggforsk, 1996)	20
Figur 13: Snø (privat foto)	22
Figur 14: Brudd i betong. (Privat foto)	24
Figur 15: Modell i FEM-Design	26
Figur 16: Modell av Elvekanten i Solibri	27
Figur 17: Parameterne c_0 og kl for hellingsvinkler større enn 40°	35
Figur 18 (NVE 2021)	35
Figur 19: innspenning av søyle	39
Figur 20: Brannisolert fagverk	43
Figur 21: Lengste fagverksspenn	44
Figur 22: Vertikale Nullstaver (privat foto)	45
Figur 23: Brannisolering søyle	47

1 Innledning

1.1 Elvekanten



Figur 1: Elvekanten (Privat foto)

Elvekanten er en konstruksjon i som omfatter leiligheter, restaurant, kontorer og parkeringskjeller. Bygget er lokalisert i Førde sentrum, langs elva Jølstra. Konstruksjonen består av 6 plan, pluss parkeringskjeller. Plan 1 består av restaurant og næringsliv, plan 2 – 3 kontorer og plan 4-6 er to separate bygninger med leiligheter. Bygningens høyde blir omtrent 24 m, og et samlet bruttoareal på omtrent 9000 kvadratmeter.

Konstruksjonen er bygget opp av en stiv heiskonstruksjon, veggskive, bjelker, søyler og dekker som i hovedsak spenner fritt mellom hverandre, og til avstivende skiver. Noen av bjelkene spenner kontinuerlig over en eller flere søyler.

Byggingen startet oktober 2021, og i første fase er planen å ha næring og kontorer klare for innflytting sommeren 2023. Leilighetene vil være klare i løpet av fjerde kvartal 2023.

Tober Invest AS er byggherren, og Consto SFJ AS er utbyggeren.

1.2 Problemstilling

I denne oppgaven skal vi gjøre en konstruksjons analyse av deler av Elvekanten etter gjeldene regler i Eurokoder. Bygget skal analyseres i FEM – design, og valg av profiler velges

deretter. Modellen i FEM – design skal verifiseres gjennom manuelle beregninger. Det skal i tillegg gjøres manuelle kontroller av ulike konstruksjons element.

Det er det høyeste bygget som skal analyseres, og ved kontroll av ulike konstruksjonsdeler kan man se på bygget som et individuelt bygg som står av seg selv.

1.2 Avgrensinger

Oppgava tar ikke stilling til opplegg og knutepunkt, geotekniske utfordringer som grunnforhold samt seismikk, ulykke og skjevstillinger. Ved manuelle beregninger, er det nødvendig å kontrollere en valgfri lastkombinasjon. I FEM – design velger vi noen forskjellige lastkombinasjoner vi ønsker å analysere.

2 Teoretisk grunnlag

2.1 Lover

Grunnpelen i norsk byggesak er Plan og Bygningsloven (PBL) den har som formål å «Fremme bærekraftig utvikling til beste for den enkelte, samfunnet og framtidige generasjoner» (Lovdata, 2008)

Planleggingen som går etter loven skal bidra til å regulere statlige, regionale, og kommunale oppgaver. Sikre åpenhet, forutsigbarhet og medvirkning for alle berørte. Den skal sikre at tiltak blir i samsvar med lov, forskrift og planvedtak. Og at prinsippet om universell utforming ivaretas.

2.2 Forskrifter

Forskriftene er videre del av byggeplanleggingen, byggeforskriftene (TEK) er til for å stille tekniske krav til detaljeringen av byggverk. Dette slik at man etter lov kan sette tekniske standarder på byggverk slik at man kan ha forventinger til kvalitet. Forskriften inneholder funksjon og ytelseskrav. (DIBK, 2017)

2.3 Standarder

I ulike faser av planlegging og gjennomføring av byggverk er det nødvendig å ha bestemmelser for hvordan man skal planlegge, prosjektere, utføre og verifisere konstruksjonen. Eurokoder er felles europeiske standarder for dette formålet. Eurokodene er utviklet for å dokumentere byggets prosjektering og dokumentasjon av produkters

bæreevne og styrke i forhold til konstruksjonsformålet. De nasjonale tilleggene til Eurokodene gir spesifikke bestemmelser for nasjonale krav til konstruksjonsteknikk (Norsk Standard, 2023). I denne oppgaven vil Tabell 1 nedenfor vise hvilke Eurokoder som vil bli brukt.

Eurokode	Navn
NS-EN 1990	Eurokode: Grunnlaget for Prosjektering
NS-EN 1991	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
	- Del 1-1: Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger
	- Del 1-3: Snølaster
	- Del 1-4: Vindlaster
NS-EN 1992	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
	- Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1993	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner
	- Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1998	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
	- Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger

Tabell 1: Anvendte Eurokoder

2.4 Bæresystem

Valg av bæresystem er en avgjørende faktor for å sikre at et bygg opprettholder sin struktur og form over tid. Det finnes flere preakseptable og anbefalte prinsipper for å løse denne problemstillingen. Bæresystemets oppbygning har innvirkning på konstruksjonens egenskaper og utseende. Valget av materialer, slik som stål, betong, tre eller en kombinasjon av disse, påvirker konstruksjonens muligheter og begrensninger.

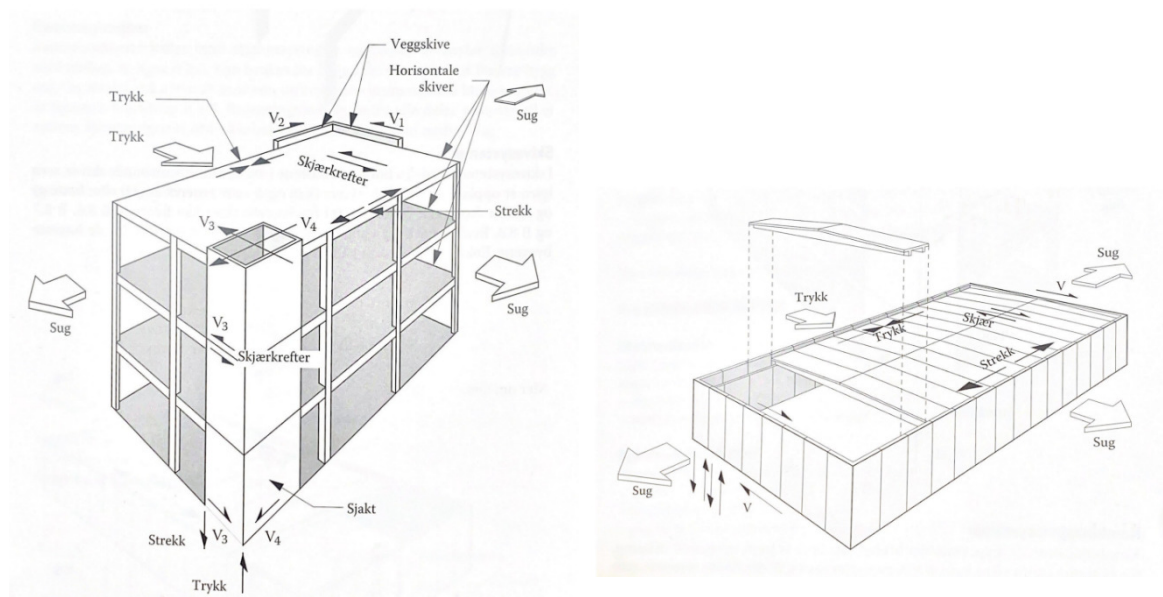
2.5 Statistiske system

Statistiske system er konstruksjonen satt opp i system for de forutsetninger som den skal påkjennes

«Den statiske beregningen av bygget skal påvise de lastvirkninger og byggverket og dets enkelte deler utsettes for. Et bygg er stabilt når de enkelte bygningsdeler er i stabil likevekt og kan motstå de påførte kreftene» (Vinje, 2016. s.58).

2.5.1 Systemets oppbygging

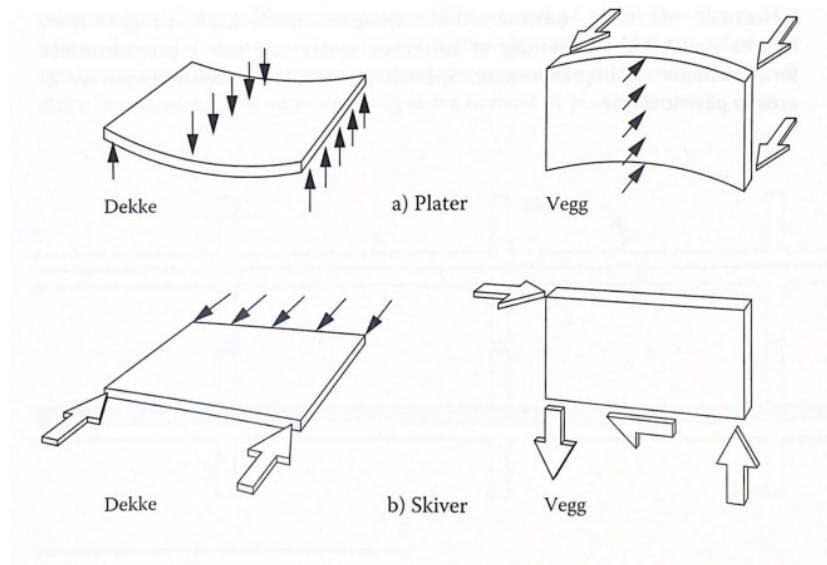
Når man tar utgangspunkt i et bygg, er det ulike måter å sette opp det statiske systemet. Men i større bygg er et skivesystem mer hensiktsmessig å ta i bruk for avstiving av konstruksjonen. I et slikt system fordeles horisontallasten på horisontale skiver som blir lagt opp på vertikale skiver. Når det gjelder skiver, kan dekke, fagverk, vegger og sjakter benyttes for slike kraftoverføringer. (Vinje, 2016, s.61).



Figur 2: Skivesystem i bygg (Betongelementforeningen, 2016)

Det som definerer en skive er at den er tenkt for å ta opp krefter i sitt eget plan. Kontra en plate som tar krefter som virker normalt på planet. Derav kan en vegg eller et dekke virke som både skive og plate. Felles er at de er stivere for krefter som får de til å virke som skive en plate. Derav er det ønskelig å designe en konstruksjon som benytter seg av dette, slik at størst mulig andel av kreftene blir tatt opp som skivevridning. Ved bruk av skivesystem får

man kontroll på horisontalkreftene, så kombinerer man dette med søyle-bjelke bæresystem for vertikaldelen av kreftene.



Figur 3: Skive vs Plate (Betongelementforenningen, 2016)

2.5.2 Søyler

Søyler er strukturelle elementer som er ansvarlige for å overføre vertikale krefter til fundamentet. Disse elementene kan også omtales som trykkstenger, da de må håndtere økende trykkrefter jo dypere de befinner seg i konstruksjonen. Materialene som vanligvis brukes til å konstruere søyler inkluderer betong, stål og tre. En felles begrensning for alle søyler er deres slanke form, dette kommer til syne når søylene blir kontrollert for sin evne til å motstå sideveis kollaps også kalt knekking, under påvirkning av laster. Det ideelle er å konstruere søyler der materialet ligger langt unna senteret av tverrsnittet.



Figur 4: Inspiserer en brannisolert stålsøyle. (Privat foto)

2.5.3 Bjelker

Bjelker er konstruksjonselementer som er beregnet for å ta opp last normalt på akse de ligger i. De brukes vanligvis mellom elementer som søyler og vegger for å gi bæring til etasjeskille eller tilsvarende strukturer. Bjelker kan konstrueres på ulike måter, avhengig av formål, for eksempel som hoved- eller sekundærbæring. De kan også være enkle bjelker, statisk bestemte bjelker eller kontinuerlige bjelker med flere opplegg.

Oppleggene i enden av bjelkene har betydning for hvordan bjelken blir belastet.

Hovedfunksjonen til bjelkene er å ta opp momentet og skjærkreftene i konstruksjonen og overføre dette til reaksjonskrefter i søylene.

2.5.4 Dekker/plater

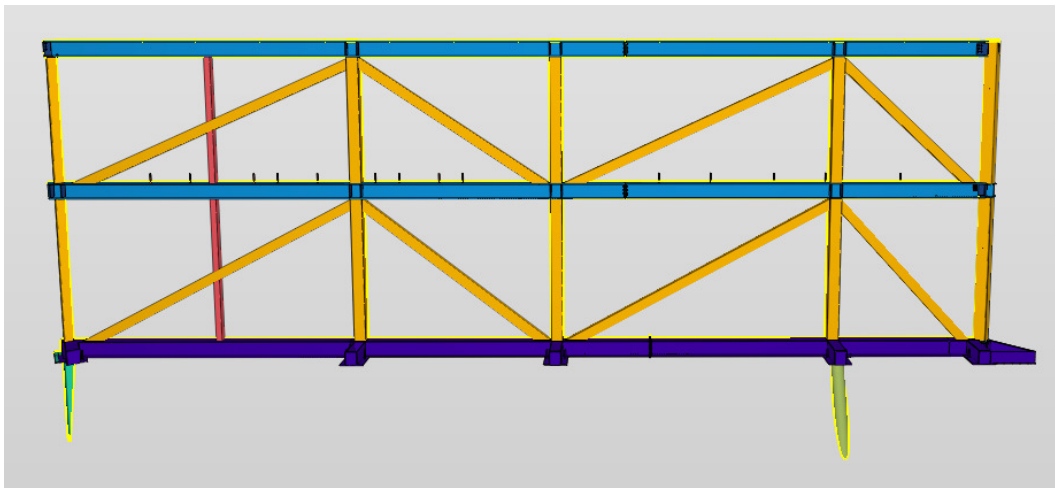
Et dekke er i hovedsak konstruert som en opptredende plate, som er ment å bære nyttelasten normalt på dens eget plan. Dekket fungerer som et mellomliggende element for å overføre lastene til bjelker og søyler i en bygning. I tillegg til å fungere som en opptredende plate, fungerer dekket også som en skive som tar imot horisontale laster og overfører dem til elementer som er konstruert for å lede dem ned til fundamentet. Betongplater er det vanligste materialet som brukes til dekker, men massivtre kan også være et alternativ.

Prefabrikkerte elementer er nå vanligere på byggeplasser da det er stilt høyere krav til effektivitet.

2.5.5 Fagverk

Fagverk er en type konstruksjonselement som primært fungerer som en bjelke. Fagverk brukes når det er behov for å håndtere en slankhetsutfordring på en bjelke, vanligvis på grunn av et langt spenn. Et fagverk består av en overgurt og undergurt som spenner mellom oppleggene. Ekstra staver legges til mellom gurtene for å styrke konstruksjonen og lede kreftene til oppleggene. Disse ekstra stavene danner knutepunkter inne i fagverket.

Resultatet er en sterkere bjelke som kan håndtere lengre spenn.



Figur 5, Illustrasjon av fagverk fra modell.

2.5.6 Opplegg og Knutepunkt

Et opplegg når man snakker om byggkonstruksjon er et overgangspunkt mellom ulike bygningsdeler. For eksempel en overgang mellom dekke/bjelke, bjelke/søyle med mer. Hvordan disse delene blir lagt opp og bundet til hverandre, vil påvirke hvordan kreftene opptrer i overgangen. I hovedsak kan man ha frie opplegg og man kan ha full innspenning. Overgangen mellom fritt opplegg og fast innspenning er i praksis en vurderingssak på kor stiv/fast forbindelsen i knutepunktet blir. Når man omtaler statikk og krefter så går oppleggene på kva krefter som blir overført. Dette bygger på om opplegget overfører

moment, krefter i X- og Y-retning eller torsjon. Her handler det om å skape situasjoner som er til gunstig fordel for konstruksjonen.



Figur 6: Knutepunkt bestående av 3 deltabjelker som hviler på en betongsøyle. (Privat foto)

Opplegg ligger i knutepunkts detaljene og forbindelsene. Den prosjekterende må her sjå på hvilke festemiddel som skal brukes, om det er bolter, sveiser, innstøping med mer. Og vurderingen på kor stiv denne blir tas ut ifra løsnung. Forbindelsene handler om å føre krefter fra et element over i et anna, og målet er å få disse ført fra der de opptrer og ned til fundament.

2.6 Materialer og Elementer

Ulike materialer har ulike egenskaper, og dette spiller inn på byggets oppbygging. Et bygg er avhengig av en god bærestruktur, og det er her kreativiteten til de prosjekterende kommer inn. Igjennom tiden har konstruksjonsprosessene endret seg, og nye metoder for bruk og benyttelse av materiale har dukket opp. Materialene som blir brukt i det bærende strukturene på elvekanten er stål og betong, og tre i øverste etasje.

2.6.1 Stål

Stål er et attraktivt konstruksjonsmateriale på grunn av dets formbarhet, lave egenvekt i forhold til styrke og kostnadseffektivitet. Stål betraktes som et slankt konstruksjonselement, dette medfører visse begrensninger. Takket være dets gode formbarhet kan det tilpasses ulike former og funksjoner.

Stål har ulike egenskaper, slik som høy styrke i forhold til vekt, motstand mot korrosjon og høy slitestyrke. Dette gjør det til et gunstig materiale for prosjekter som krever robusthet og lang levetid. Karbonstål er det mest utbredte, og det består hovedsakelig av jern og karbon. Ulempene knyttet til stål høye kostnader og begrenset brannmotstand sammenlignet med andre materialer. (Grøndalen, 2001)



Figur 7: Stålsøyle. (Privat foto)

I en brann vil stål varmes opp raskt og kan miste sin styrke. Det er derfor viktig å ta hensyn til brannsikkerheten når man bruker stål i bygg og konstruksjonsprosjekter, samt bruke brannhemmende materialer for å beskytte stålstrukturen.

2.6.2 Betong

Betong er et økonomisk og praktisk material som består hovedsakelig av sement, vann, sand og stein, og det finnes mange forskjellige typer betong som passer til ulike formål. Det tåler ekstremt høye trykkbelastninger og er dermed svært egnet til å motstå trykk, og det kan

formes etter behov. Imidlertid har betong en lav strekk-kapasitet, for å øke denne brukes armeringsjern. Betongen beskytter armeringsjernet mot ytre påvirkninger og kan ved riktig utførelse sikre lang levetid på konstruksjoner. Betong er også svært holdbart og har god brannmotstand.



Figur 8: Betong søyle i parkeringskjeller. (Privat foto)

Det er imidlertid noen ulemper med betong, det har høy vekt i forhold til styrken det gir. Produksjonen av sement, som er en nøkkelkomponent i betong, har et høyt karbonavtrykk. Betong kan sprekke og forringes over tid når det utsettes for vær og miljø.

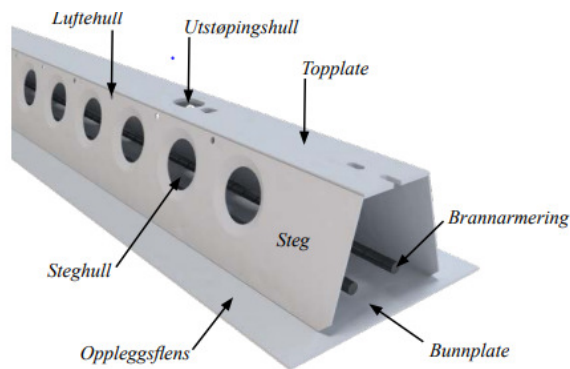
2.6.3 Sveiste bjelker

Sveiste bjelker er en metode for å skreddersy stålbjelker etter kravene som stilles konstruksjonsmessig. HSQ bjelken er en sveiset stålbjelke som går under kategorien «Hattebjelke». Dette er en bjelke som benyttes i etasjeskiller, da den gir gode forhold for oppleggets flate for HD- element. Den er mer plassbesparende då den integreres i dekket, og bygger lite i underkant. En hattebjelke blir gjennom sin form mer vridningsstiv, som er en fordel under montering av hulldekker. Ved at bjelken innlemmes i dekkekonstruksjonen fører dette til redusert temperaturutvikling i en brannsituasjon. (Norsk Stålforbund, 2023)

2.6.4 Deltabjelker

Deltabjelker er et hult stålprofil med skråstilte steg, som egner seg godt sammen med slanke dekkekonstruksjoner. Deltabjelkene fungerer på den måten at de monteres som opplegg for dekkene, og fylles med betong. (Peikko, 2021, p.4-5)

Det blir i tillegg brukt brannarmering innvendig i bjelkene. Dette gir et resultat som fører til at ved riktig gjennomføring unngår man brannisolering av stålkonstruksjonen. Då stegene og armeringen tar strekkraftene. (Peikko, 2021, p.12)



Figur 9: Deltabjelkens oppbygging (Peikko, 2021, p.4)

Figur 10: Deltabjelkens oppbygging (Peikko, 2021, p.38)

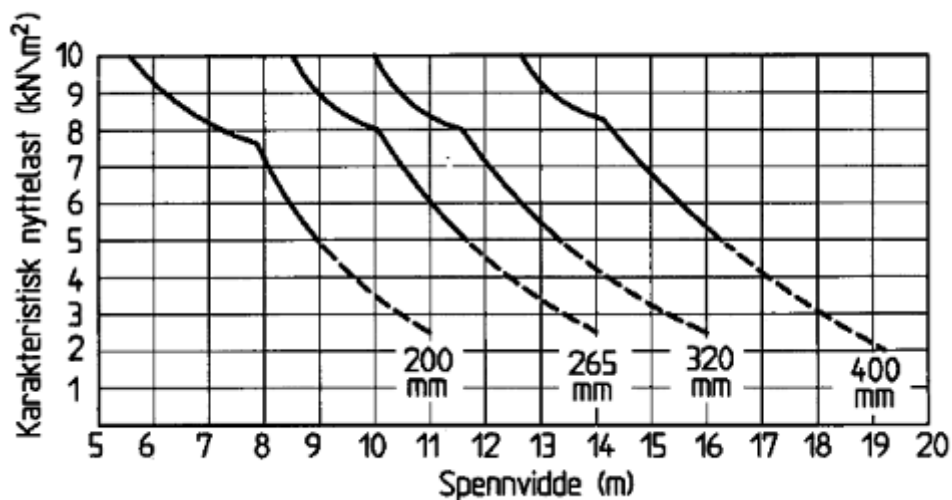
2.6.5 Prefabrikkerte betongelement

Prefabrikkerte element og då hulldekker, er noe som inngår i bærestrukturen på bygget. Disse hulldekkene opptreer som bærende dekkeelement, og fungerer som etasjeskillere. Hulldekke er prefabrikkerte betongelement laget med forspent armering, noe som fører til at man kan ha relativt store spennvidder i forhold til egenvekt. Hulldekkene oppnår 55-60% lavere egenvekt en kompakt betong, dette er mye på grunn av hullene som er implementert i strukturen. (SINTEF Byggforsk, 1996)



Figur 11: Hulldekke HD320 som hviler på både deltabjelke og HSQ bjelke. (Privat foto)

Ved å ta nytte av dette i en bærekonstruksjon oppnår man en mer plassbesparende og tidseffektiv byggeprosess. Elementene kranses fra bil på plass og man kan klare seg relativt lenge med en vanlig lastebilkran, såfremt elementene ikke er for lange/tunge. Dekkene produseres i ulike høyder basert på formål, 200-520mm basert på krav til belastning. Bredden er normal 1200mm, og lengden varierer ut ifra situasjon. Det er mulig med spenn opp mot 21m. Egenvekten varierer fra ca 2,6-7,3 kN/m² ferdig fuget dekke. (Alexander et al., 2010, s.32)



Figur 12, Spennvidde Huldekke (SINTEF Byggforsk, 1996)

Gjennomførelsen på byggeplass er viktig når en bruker hulldekker. Oppleggets lengde må være min 100mm for dekker mindre en 290mm og 150mm for dekker over 290mm. Det må også være plane, jevne og parallelle opplegg. Ujevnheter på oppleggs flaten må pusses vekk. (SINTEF Byggforsk, 1996)

2.7 Laster

2.7.1 Generelt om laster

Laster refererer til de påvirkningene som en konstruksjon må stå imot. Disse inkluderer permanente laster, som egenvekt og nyttelaster fra bruk av konstruksjonen. Naturlige laster som vind- og snølast, punktlaster fra kranlast og uforutsette laster som seismisk last og påkjørsel. For å sikre at disse lastene blir tatt hensyn til i utformingen av konstruksjonen, er det viktig å bruke lastkombinasjoner som er definert i henhold til gjeldende standard NS-EN 1991-1-1 [1].

2.7.2 Karakteristiske laster

Karakteristiske laster er den grunnleggende lasten til den enkelte del som går inn i lastberegningen. Snø, vind og egenvekt er eksempler på karakteristiske laster. Disse blir bestemt ut fra NS-EN-1991 1-1-[1] og danner grunnlaget for de ulike tilfellene en kontrollerer for under dimensjoneringen.

2.7.3 Egenlaster

Egenlaster er laster som ikke varierer med bruken av konstruksjonen. Disse inkluderer egenlasten til konstruksjonen, derav alt som er av faste installasjoner. Eksempler på dette er, bærende elementer, ikke bærende elementer, faste tekniske installasjoner med mer. Disse egenlastene kan man finne verdier for i NS-EN-1991, databasene til SINTEF byggforsk serien eller egne tekniske spesifikasjoner for elementene/produktene som er valgt.

2.7.4 Nyttelaster

Nyttelaster er en type belastning som oppstår når et byggverk er i bruk. Ifølge standarden er disse lastene generelt klassifisert som variable og frie påvirkninger. Personers normale bruk av bygget, kontorutstyr og kjøretøy som brukes i bygget, er alle eksempler på nyttelaster på byggverk.

I tillegg til disse nevnte lastene, må man også ta hensyn til naturlaster og eventuelle punktlaster fra f.eks. kranlast når man skal beregne de totale lastene som et byggverk må tåle. Naturlaster inkluderer laster som kommer fra vind og snø. Snølast gir en jevnt fordelt last på taket av bygget, i kombinasjoner med vind dannes snøfonner. Mens vindlast gir både jevnt fordelt trykk og sug på byggverket. Vindlast påvirker både taket og veggene. Trykk oppstår på de flatene som står mot vinden, mens sug på vegger i le av vind, der det oppstår undertrykk. Vindlast kan også gi innvendig vindtrykk.

Karakteristiske verdier for nyttelaster hentes fra NS-EN 1991-1-1: «Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger»

2.7.5 Snølast

Snølasten bestemmes ut fra NS-EN 1991-1-3. Ved dimensjonering av snølast er det av avgjørende betydning å ta hensyn til en rekke faktorer som kan påvirke den karakteristiske snølasten som en konstruksjon må tåle. Takets geometri, termiske egenskaper, overflateruhet, samt mengden av varme som skapes under taket, er faktorer som må vurderes nøye. I tillegg må man ta hensyn til omgivelsene rundt konstruksjonen, inkludert nærheten til andre bygninger og egenskapene til det omkringliggende terrenget.



Figur 13: Snø (privat foto)

Værmønstrene i det lokale klimaet er også avgjørende for dimensjonering av snølast. Dette inkluderer både vind, temperaturvariasjoner og sannsynligheten for nedbør. Vinden kan

påvirke snøens oppførsel, og det kan oppstå store snømengder når den treffer en vegg eller en takvinkel. Temperaturvariasjoner kan påvirke snøens tetthet og dermed også dens vekt. I tillegg kan nedbørshyppigheten og -mengden variere betydelig fra område til område, og dette vil også påvirke snøens vekt.

For å dimensjonere en konstruksjon for snølast må man derfor gjøre en grundig analyse av disse faktorene, og ta hensyn til deres kombinerte effekt for den karakteristiske snølasten. (Standard Norge, 2018)

2.7.6 Vindlast

Vindlasten bestemmes ut fra NS-EN 1991-1-4. Ved dimensjonering for karakteristisk vindlast er det flere faktorer som må tas i betraktning. Disse inkluderer lokasjonen av konstruksjonen, referansehøyden, terrengkategorien, terrengformen, topografien i området, vindturbulens, ruhetsfaktoren, formfaktorer og vindtrykk både innvendig og utvendig.

En grundig vurdering av nærliggende konstruksjoner og landskap er av avgjørende betydning når det gjelder å dimensjonere for vindpåkjenninger. Disse faktorene kan påvirke vindforholdene og resultere i større eller mindre vindpåkjenninger på strukturen. Det er derfor essensielt å inkludere disse faktorene i beregningene for å sikre at strukturen er dimensjonert til å tåle de forventede påkjenningene. (Standard Norge, 2009)

2.7.7 Ulykkelaster

Laster som oppstår under lite sannsynlige situasjoner, herav brann, eksplosjon, kollisjon og lokal svikt. Lastene her påvises som oftest som en kortvarig, men med betydelig størrelse. Visse laster som snø og seismiske laster kan også inngå i ulykkelaster. Her avhenger det av kor sannsynlig det er for at det skal inntreffe konstruksjonen under dens levetid, og da påvirke konstruksjonens bærende strukturer.

2.8 Pålitelighetsklasser

Pålitelighetsklasser er krav som blir stilt til byggets konsekvens forløp ved en kollaps av konstruksjonen. Disse løser ut krav til kontroll av prosjekteringsarbeidet og utførelsen av konstruksjonen og påvises i NS-EN-1990.

2.9 Grensetilstander

Grensetilstander er beskrevet i grunnlaget for dimensjonering av konstruksjoner og er krava man stiller til sikkerhetsmargin og toleransegrense for konstruksjonen. Disse grensetilstandene danner ulike sikkerhetskontroller og dimensjonerende situasjoner. Der det i all hovedsak handler om å finne det «verst tenkelige» for konstruksjonen. Selv om man har ulike grensetilstander settes disse opp mot hverandre, for å danne grunnlaget for dimensjoneringen. Resultatet av disse skaper sikkerhet for bygget, mennesker og miljøet rundt konstruksjonen.

2.9.1 Bruddgrensetilstand

Grenstilstand som «har betydning for menneskers og/eller konstruksjonens sikkerhet» (Standard Norge, 2016). Hovedkriteriene stilt her er tap av likevekt, brudd definert ved ulike årsaker som f.eks deformasjoner, tap av stabilitet, utmatting eller andre tidsavhengige virkninger. Standarden viser her til ulike situasjoner som det skal sjekkes for. EQU (tap av global likevekt), STR (brudd i konstruksjonen, eller deler av den) og GEO (brudd i grunnen).



Figur 14: Brudd i betong. (Privat foto)

2.9.2 Bruksgrensetilstand

Er grensetilstand som har betydning for konstruksjonen eller konstruksjonsdelen ved normalt bruk, menneskets komfort og konstruksjonens utseende. Her er det hovedkriterier på kontroll knyttet til deformasjoner, vibrasjoner og skade som i vesentlig grad vil kunne påvirke konstruksjonen. Der alt disse kriteriene er knyttet opp mot beskrivelsen av grensetilstanden (Standard Norge, 2016, .25).

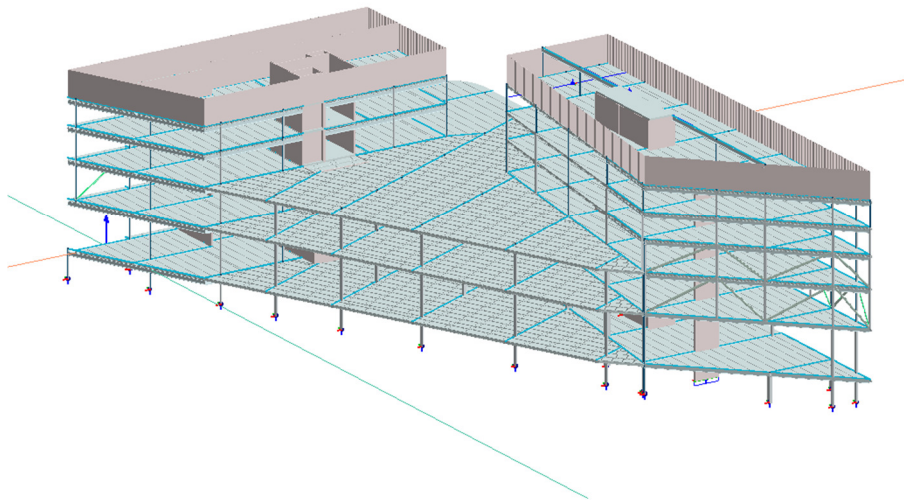
3 Fremgangsmåte, Krav og Metode

3.1 Programvare

Grunnlaget for å bruke programvarer som fremgangsmåte er å effektivisere bruken av tid for visualisering og beregninger. Det kommer godt med i kontrollering av konstruksjonen, og settes opp mot egenkontrollene vi har gjort for hånd. For å kunne benytte seg av enkelte av programmene ligger det til grunne Industry Foundation Classes (IFC) filer, som er et format på en fil tiltenkt bygningsinformasjonsmodellering (BIM). Disse filene inneholder informasjon på alt fra globale plasseringer til spesifikke komponenters informasjon. Her har vi fått tilgang på modellene til alle de prosjekterende innenfor bæring av bygget.

3.1.1 Fem-Design

FEM-Design er et program utviklet av Strusoft AB for dimensjonering av konstruksjoner i henhold til Eurokode. Beregninger i programmet blir utført med hjelp av finittelementmetoden. En statisk modell tegnes opp og av den lages det et nett av elementer som kan påføres laster. Etter at modellen er beregnet for valgt lasttilfelle, så må resultatene kontrolleres. Når vi tegner opp en modell i FEM-design, så velger vi hele veien hvilke betingelser som kommer på komponentene. Noen betingelser vi må vurdere er innspenningsbetingelser, knekk lengder, valg av tverrsnitt.

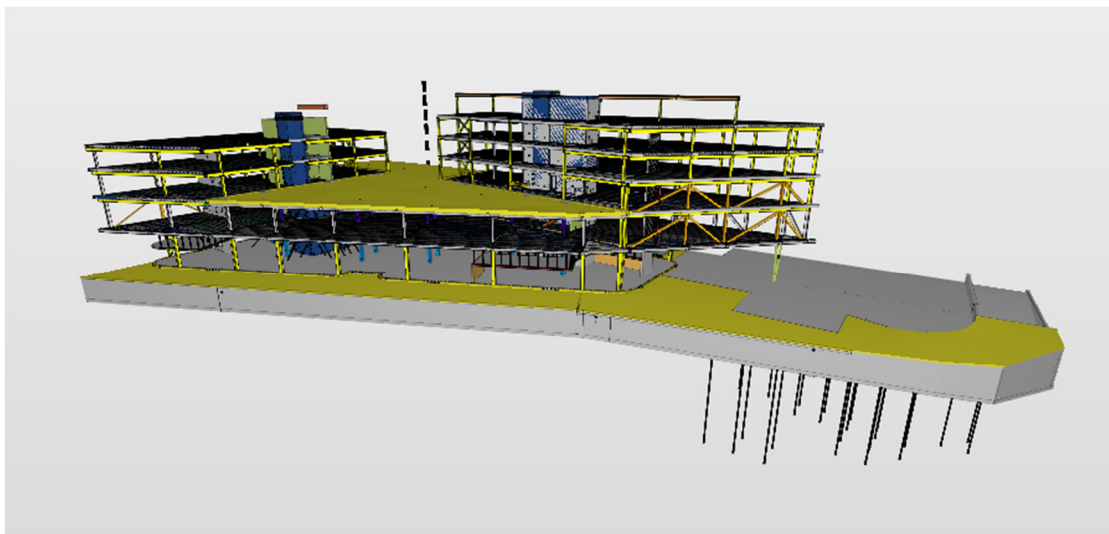


Figur 15: Modell i FEM-Design

3.1.2 Revit

Revit er et modelleringsprogram utviklet av Autodesk. Programmet kan brukes til alt fra arkitektur til struktur og teknisk som er knyttet opp mot 3D modellering. Vi har benyttet oss av programmet for å lage tegningsgrunnlag for det vi kontrollerer. Her blant annet lastareal på søyler, målsatte snitt tegninger og avgrensinger på bygget. Her har vi implementert IFC filene og linka disse som et underlag på det vi har henta ut informasjon på.

3.1.3 Solibri



Figur 16: Modell av Elvekanten i Solibri

Solibri er et program som er mye brukt til tverrfaglig kontrollering av ulike BIM modeller, uthenting av mengder og klassifisering av komponenter innad i modellen. I oppgava her har vi benyttet oss av programmet som en samhandlingsmodell og mengdekontroll. Programmet har gode 3D navigeringsmuligheter og snittfunksjoner. Vi har brukt programmet mye til visualisering og informasjonsuthenting på komponenter i modellene vi har tilgang på.

3.1.4 Ove Sletten Programmer

Vi har benyttet Ove Sletten's program for beregning av vind- og snø krefter på bygget for å danne en oversikt over belastningen av disse på konstruksjonen. Ove Sletten's program er et norsk beregningsprogram utviklet av Ove Sletten, og består av en samling av ulike programmer for dimensjonering av betongkonstruksjoner.

3.2 Krav for bygningen

3.2.1 Tiltaksklasse

Byggesaksforskriften (SAK 10) §9-3 og 4. Setter krav for å kunne plassere bygget i en tiltaksklasse. Bygget blir sett blir plassert på bakgrunn av kompleksitet, vanskelighetsgrad og mulige helse-, miljø- og sikkerhetskonsekvenser. Oppgavene i tiltaket blir tildelt ulike tiltaksklasser basert på funksjon og fagområde. Det er opp til kommunen og godkjenne tiltaksklasser fra den ansvarlige søkeren.

Elvekanten er etter bestemmelser plassert i tiltaksklasse 2.

Konsekvensklasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene ved brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

Tabell 2: Grunnlaget for plassering av tiltaksklasser (Betongelementforeningen, 2016)

3.2.2 Konstruksjonsklassifisering, pålitelighet og krav til kontroll

NS-EN-1990:2002+NA:2016 og TEK 17 §10-2 brukes til å fastsette konstruksjonens pålitelighetsnivå, og blir bestemt av krav til konstruksjonssikkerhet og brukbarhet.

Pålitelighetsnivå oppnås ved å definere dimensjonerende brukstid, brukskriterier og krav til kvalitetssikring. Tabell 3 viser til klassifiseringen av bygget.

Referanse	Navn	
Tab 2.1	Veiledende dimensjonerende brukstid	50 år
Tab NA.A1(901)	Konstruksjonsklassifisering	2
Tab NA.A1(902)	Krav til Prosjekteringskontroll	PKK2
Tab NA.A1(903)	Krav til utførelseskontroll	UKK2

Tabell 3: Krav til klassifisering av bygget

3.2.3 Kombinasjon av laster

Dei ulike lastene som kombineres finnes fra NS-EN 1990:2002+ NA:2008 med angivelse av partialfaktorer (γ), kombinasjonsfaktorer (ψ) og reduksjonsfaktorer. Tabellen under viser tilhørende kombinasjonsfaktorer basert på nyttelestkategori for bygget.

Last	Type last	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Kategori A: boliger	Nyttelast	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorer	Nyttelast	0,7	0,5	0,3
Kategori C: forsamlingslokaler, møterom	Nyttelast	0,7	0,7	0,6
Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt ≤ 30 kN og høyst 8 seter uten fører sete)	Nyttelast	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikk og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøy, $30\text{kN} < \text{Kjøretøyvekt} \leq 160\text{kN}$ på to akslinger	Nyttelast	0,7	0,5	0,3
Snølaster (sjå NS-EN 1991-1-3)	Miljølast	0,7	0,5	0,2
Vindlaster (sjå NS-EN 1991-1-4)	Miljølast	0,6	0,5	0,3

Tabell 4: Nyttelast- og kombinasjonsfaktorer

3.2.4 Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

Tabell NA.A1.2(A-C) Dimensjonerende verdier for laster i vedvarende forbigående dimensjonerende situasjoner. Utløyst i tabell 5 under.

Dimensjonerings situasjon	Permanente Laster Gunstig/ugunstig	Dominerende variabel last Ugunstig(gunstig)	Andre variable laster Ugunstig(gunstig)
<i>EQU Global Likevekt (Sett A)</i>	1,2/0,9	1,5	1,5 Ψ_0
<i>STR/GEO Kapasitet (sett B)</i>	1,35/1,0	1,5 Ψ_0	
<i>L.6.10a</i>			
<i>L.6.10b</i>	1,2/1,0	1,5	
<i>STR/GEO Sikkerhet mot brudd i grunnen (Sett C)</i>	1,0	1,3	1,0 Ψ_0

Tabell 5: Bruddgrense, dimensjonerende verdier (Standard Norge, 2016, s.103)

Lastkombinasjoner for FEM-analyse er oppgitt i vedlegg (FEM kapittel 2).

3.2.5 Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstander

Tabell 6 under viser dimensjonerende verdier for laster til bruk i lastkombinasjoner

Laskombinasjoner som skal påvises	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
<i>Karakteristisk</i>	1,0	1,0	1,0 Ψ_0
<i>Hypig forekommende</i>	1,0	1,0 Ψ_1	1,0 Ψ_2
<i>Tilnærmet permanent</i>	1,0	1,0 Ψ_2	1,0 Ψ_2

Tabell 6: Bruksgrense, dimensjonerende verdier (Standard Norge, 2016, s.46)

Lastkombinasjoner for FEM-analyse er oppgitt i vedlegg (FEM kapittel 2).

3.2.6 Krav til maksimal nedbøying

Tabell 7 stiller krav til maksimal nedbøying

Konsekvenser	Lastsituasjon som brukes	
Konstruksjon der nedbøying fører til skader	Karakteristisk	Fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner der det på grunn av bruk eller utstyr stilles krav	Ofte forekommende	Fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner med alminnelege brukskrav eller estetiske krav	Tilnærmet permanent	L/200-L/250

Tabell 7: Krav til nedbøying

Om ikke annet er spesifisert skal det settes følgende krav for nedbøying i bruksgrensetilstand.

Brukskrav til konstruksjonene	Krav til forskyvingsgrenser	
Konstruksjonsdel	Lastsituasjon som brukes	Anbefalt største nedbøyingverdi
Bærende hovedsystem som opplagrer hulldekker	Karakteristisk	L/300
Andre konstruksjonsdeler der nedbøying fører til skade	Karakteristisk	L/300
Sekundære bærende bygningsdeler	Ofte forekommende	L/300
Samlet nedbøying for konstruksjoner med alminnelege brukskrav eller estetiske krav, eksempelvis etasjeskillere	Tilnærmet permanent	L/250
Vegger med sidelast, jordtrykk etc	Tilnærmet permanent	L/200
Lett-tak	Karakteristisk	L/200
Horisontal forskyving av vind	Karakteristisk	H/500

Tabell 8: Krav til maksimal nedbøying, levert av Sweco

*Det kan benyttes overhøyde for å kompensere for nedbøying. Maks overhøyde L/300

3.2.7 Påvirkning ved brann

Bygget plasseres ved hjelp av tabeller fra kapitel 11 i Tek 17 til risikoklasse 4. Bygg for varig opphold, med overnatting og kjennskap til byggets rømningsveger. Kan argumentere for ulik funksjon i de ulike etasjene, men etasjeantallet blir styrende. Bygget er på 5 etasjer eller mer, derav kombineres dette til å sette et brannklassekrav på bygningen til BKL3. Resultatet av dette medfører da en brannmotstand på bygningsdelene etter tabellen under.

Del	Brannmotstand
Bærende Hovedsystem	R90 A ₂ -S ₁ , d ₀ [A90]
Sekundære bæresystem	R60 A ₂ -S ₁ , d ₀ [A30]
Trappeløp	R30 A ₂ -S ₁ , d ₀ [A30]
Utvendige trapper	R30 A ₂ -S ₁ , d ₀ [A30]
Bæresystem for takkonstruksjonen.	Kan fravikes med forbehold, sjå under

Tabell 9: Oversikt brannmotstand

Bæresystemet for takkonstruksjonen, kan vurderes å for fravik. Med det krav at det lages i ubrennbare materialer. Taket skal være i lett tak system, jf byggforsk kan disse gå under preaksept for definert brannmotstand, hvis de produseres med ubrennbar isolasjon. Ergo EI60 eller høyere nås. (SINTEF Byggforsk, 2007). For videre dimensjonering kommer dette i eget kapittel i dimensjoneringsdelen.

3.2.8 Jordskjelv

Norge er blant de landene med lavest forekomst av jordskjelvaktivitet og anses som et område med lav seismisk påvirkning i henhold til Eurokode EC8. Forventede jordskjelver i Norge har tilstrekkelig styrke til å forårsake betydelig ødeleggelse, med en størrelsesorden på rundt 5 til 6 på Richters skala. Ved dimensjonering av bygninger for seismiske krefter, anvendes NS-EN 1998-1 [10].

De førende prinsippene for prosjektering av jordskjelvsikre bygninger, som er angitt i EC8 punkt 4.1.2 (Standard Norge, 2021, s. 36), er som følger:

Konstruksjonsmessig enkelhet

Regelmessighet, symmetri og redundans

Motstand og stivhet i to retninger

Torsjonsmotstand og -stivhet

Skivevirkning ved etasjenivå

Passende fundament

Fordelen ved å oppfylle disse kravene er at det oppnås en jevn overføring av krefter i plan og gjennom etasjene. Lastvirkningene blir mer oversiktlige, og torsjon begrenses. Ved analyser er ofte forenklete metoder tilstrekkelig, og det er tilstrekkelig å beregne bare den første egenperiode for bygget. (Løset et al., 2011)

3.3 Laster

3.3.1 Egenlast

For Elvekanten vil permanente laster omfatte egenvekten av taket, fasade, søyler, bjelker og hulldekker med påstøp. Se Tabell 10 nedenfor for en oversikt over de permanente lastene som er benyttet i oppgaven.

Egenlaster av bærende bygningsdeler	Jevn fordelt last
Lett tak	0,8 kN/m ²
HD 320	4,2 kN/m ²
Påstøp	1,2 kN/m ²

Tabell 10: Egenlaster av bærende bygningsdeler

Ikke-bærende bygningsdel	Egenlast, g, kN/m ²
Yttervegger Varierende	0,6kN/m ²
innervegger	0,5kN/m ²
Himling + tekniske føringer	0,3kN/m ²

Tabell 11: Egenlaster av ikke-bærende bygningsdeler

3.3.2 Nyttelast

De diverse nyttelastene tatt inn i beregningene er bestemt ut fra nyttelastkategorier og utregnet snø og vindlast. Tabellen under viser nyttelastkategoriene som er tilegnet fra NS-EN-1991 og som danner grunnlaget i de ulike etasjene.

Nyttelast kategori	Karakteristisk nyttelast (kN/m ²)	Kommentar
A	2,0	Gulv i leilighetsdel
B	3,0	Kontorlokaler
C1	3,0	Restaurant
F	2,5	Parkeringskjeller, brutto kjøretøytyngde < 30 kN

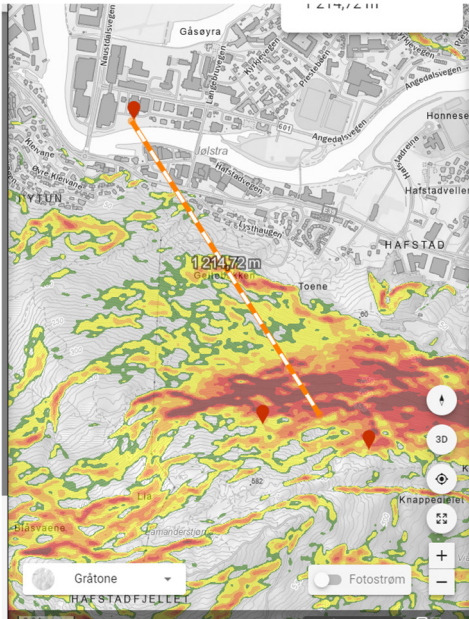
Tabell 12: Laster for nyttelastkategorier

3.3.2 Snølast

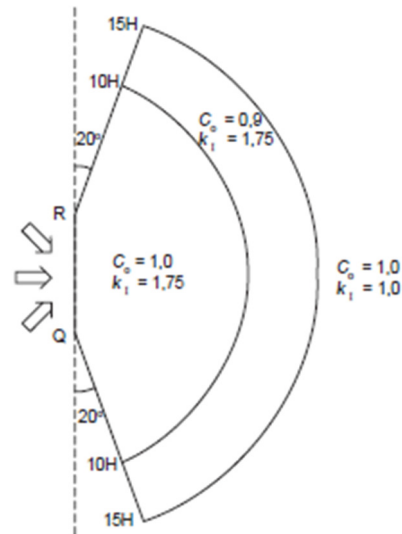
Elvekanten er lokalisert i Førde, hvor den karakteristiske snølasten er 3,5 kN/m². Taket er flatt med en eksponeringskoeffisient og en termisk koeffisient på 1, noe som resulterer i en beregnet snølast på 2,8 kN/m². Snølasten på 2,8 kN/m² gjelder for et flatt tak uten risiko for snøfonner. Imidlertid vil det være betydelig fare for snøfonner på utendørsarealet i plan 3. For å beregne dette benytter vi programmet til Ove Sletten, se Vedlegg 1.

3.3.3 Vindlast

Det planlagte bygget Elvekanten befinner seg på lesiden av Hafstadjellet. Hafstadjellet har et terreng med en bratthet på over 30 grader, og avstanden til fjellet er mindre enn 15 ganger bygningens høyde, se Figur 19. I henhold til retningslinjene beskrevet i NA.4.3.3(901.4) Byggested på lesiden av bratt terreng med fall større enn 30° i vindretningen, kreves det en grundigere undersøkelse av vindforholdene i området.



Figur 18 Bratthetskart (NVE 2021)



Figur 17: Parameterne c_0 og k_1 for hellingsvinkler større enn 40°

Det bratteste partiet av Hafstadvjellet har en bratthet på omtrent 40 grader eller mer, over 400 høydemeter. Avstanden fra toppen i luftlinje, til Elvekanten er ca 1200m, altså tre ganger høyden. Dette kan gi en betydelig innvirkning på vindforholdene i området, og det er derfor viktig å ta hensyn til dette i beregningene av vindpåkjenninger på bygget Elvekanten.

Ved bestemmelse av økning av vindkast fra bratt terreng, uavhengig av andre terrengkategorier, skal Terrengruhetskategori II alltid brukes i beregningene. Dette er i samsvar med gjeldende standarder. Dermed må vi velge Terrengruhetskategori II i denne sammenhengen.

Basert på de foretatte vurderingene har vi beregnet et karakteristisk vindhastighetstrykk på 1.75 kN/m^2 .

For videre vurderinger av vindlasten på bygget, bruker vi programvaren utviklet av Ove Sletten. Imidlertid tillater programmet bare tegning av bygg med kvadratisk geometri. Derfor må vi selv vurdere byggets form og gjøre en antagelse om at bygget er så rektangulært som mulig. Vi tar utgangspunkt i byggets areal og lengden på veggene for å beregne dimensjonene, og kommer frem til at bygget må være 52,5 meter langt og 12,8 meter bredt. Bygget har en parapet på 30 cm, men denne effekten er så liten at vi neglisjerer den og antar at bygget har en skarp kant. Se resultat i vedlegg 2.

4 Dimensjonering

4.1 Lastnedregning

For å verifisere gyldigheten av FEM-designmodellen vår, har vi valgt å utføre en analyse av nedover rettet last på strukturen ved hjelp av Excel. Dette gjøres for å kontrollere at Excel-arket vårt gir omtrent de samme kreftene som FEM-designresultatene i søylene når vi regner lastene i strukturen vertikalt. Vi kan kontrollere enkelte søyler, samt de totale vertikale lastene i bygget. For å oppnå dette er det avgjørende at vi tar hensyn til de samme lastene og lastkombinasjonene som er relevante. Vi har valgt å utføre en enkelt lastekombinasjon og deretter sammenligne resultatene med FEM-designresultatene. De valgte lastene og lastkombinasjonene er vist i tabell 13 nedenfor.

Egenvekt	kN/m ²	Lastfaktor	Bruddgrense kN/m ²
Tak	1,5	1,2	1,8
HD320	4,2	1,2	5,04
HD400	5	1,2	6
Avrettingmasse 5cm	1,2	1,2	1,44
Avrettingmasse 10cm	2,5	1,2	3
Nyttelast			0
C2	2	1,5	3
C3	3	1,5	4,5
Snø	2,8	1,05	2,94

Tabell 13: Laster for kontroll av modell

For å bestemme fordelingen av lastene på de ulike søylene har vi utarbeidet to separate lastkart. Det ene lastkartet illustrerer fordelingen av lastene på taket, mens det andre lastkartet viser fordelingen av lastene på de resterende planene, spesielt hvordan hulldekkene fordeler lastene. Disse lastkartene er basert på en forenklet metode for å beregne de vertikale lastene og gir oss en systematisk oversikt over nummererte søyler, hvordan de vertikale lastene fordeler seg på søylene. Se vedlegg 3.

Vi har utført en sammenligning av resultatene i plan 1, mellom FEM og Excel, og har presentert resultatene i tabell 14. Vi observerer at FEM viser 1% høyere verdi i plan 1, og 11% høyere for hele bygget. 1 % forskjell i plan 1 indikerer at modellen og Excel resultatene

er svært like. 11% mer vekt for hele konstruksjonen har en forklaring, då FEM tar med egenvekten til søyler og dekker, dette har vi ikke tatt hensyn til i Excel og vill derfor få noe mindre tall i kjeller då det er mye betong søyler som holder oppe plan 1. Egenvekten til heissjakten og skivene vill og gi en større last i FEM modellen. Konkluderer med at laster kommer inn riktig i modellen og vi kan fortsette analysen.

Imidlertid, ved nærmere undersøkelse identifiserer vi to søyler, S.1.06 og S.1.10 som viser litt avvik. Søylen S.1.06 har en høyere påkjenning i FEM – design. Dette kan komme av at lastkartet ikke er helt reelt i forhold til hvordan lastene sprer seg.

SØYLE NR	RESULTAT AKSIAL KRAFT KN		
	EXCEL	FEM	FEM/EXCEL
1.01	780	709	91 %
1.02	1962	1904	97 %
1.03	2334	2122	91 %
1.04	2296	2192	95 %
1.05	2788	2748	99 %
1.06	2919	3771	129 %
1.07	586,8	588	100 %
1.08	2925,42	2898	99 %
1.10	851	537	63 %
1.12	1104,69	1124	102 %
1.13	1018	986	97 %
1.14	1326	1437	108 %
1.15	1170	1188	102 %
GJENNOMSNTLIG %			98 %
Total last plan 1	22060	22204	101 %
Total last	45956	50892	111 %

Tabell 14: Sammenligning Excel og FEM

4.2 Likevekt/Global stabilitet

Kontroll av likevekt er utført i FEM-design. Se vedlegg 9.12. Kontrollen går ut på å sammenligne at alle påførte krefter har en tilhørende motkraft.

Bygget må undersøkes for stabilitet under påvirkning av vindlast for å sikre at det ikke tipper. En enkel kontroll av dette er å vurdere om momentet omkring et punkt P er større fra byggets egenvekt enn momentet påført av vindlasten. Momentet påført av vindlasten inkluderer både vindkrefter som virker på veggen i sone D og krefter ifrå sug i sone E. Konklusjonen er at bygget er tilstrekkelig tungt til å motstå å tippe over forårsaket av vindkraften. Se beregningene i vedlegg 4.

Kontroll av ugunstig lastkombinasjon for global stabilitet i FEM-design, viser at alle søyler og fundament mot grunn står i trykk. Se vedlegg 9.15. Linjeopplegg viser at momenter blir ført inn i avstivingen.

4.3 Nummerering i FEM-Design

Vi har valgt å navngi alle komponenter i FEM-Design modell med hva de er, og i hvilket plan de ligger i. Et plan vil si alle komponenter som kommer over gulvet i en etasje, opp til gulvet i etasjen over. Komponentene er navngitt med indikator som følger:

- Bjelker – B0 til B6
- Søyler – S0 til S6
- Staver – T0 til T6
- Dekker – Hulldekker Plan 1 til Plan 5
- Heissjakt – Heis Plan 0 til Plan 6
- Veggskive – Skive Plan 0 til Plan 5

I tillegg til indikator så fører FEM-Design et løpenummersystem. Plassering av komponenter er vist i vedlegg 9.1.

4.4 Søyler

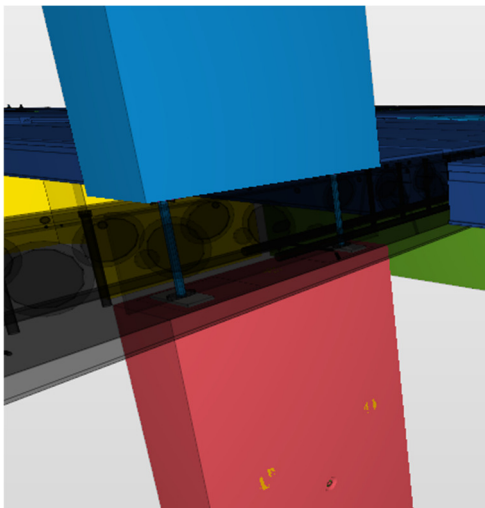
4.4.1 Betong

Her er noen av kravene som må følges i henhold til kapittel 9.5 i NS-EN 1992-1-1 standarden for søyler:

- Søylen må ha minst en lengdestang i hvert hjørne.
- Minimumsverdien for A_s skal være 0,002 ganger areal av tverrsnittet til søylen, som tilsvarer 540 mm^2 .
- Maksimumsverdien for A_s bør ikke overstige 0,04 ganger areal av tverrsnittet til søylen, som tilsvarer 10800 mm^2 .
- Senteravstanden for tverrarmeringen langs søylen bør ikke overstige minste tverrsnittdimensjonen på 300 mm.
- Minste diameter for bøyene skal være $1/4$ av diameteren til lengdestangen, som tilsvarer 6,25 mm.
- Søylen vill få et påkjent moment fra eksentrisitet, og søylen må tåle 20% av maks moment bjelken som hviler på søylen. Derfor må søylen dimensjoneres for en kombinasjon av både trykk, og moment om to akser.

Knekk lengde

For å vurdere den kritiske knekk lengden til en søyle, er det nødvendig å ta hensyn til grensebetingelsene til søylen og evaluere eventuelle rammeverkseffekter. Et eksempel på dette er at en søyle teoretisk sett betraktes som leddet, men i praksis vil det oppstå en viss grad av innspenning. Derfor vil knekk lengden ligge mellom $1L - 0,7L$. En konservativ tilnærming vil være å velge $1L$.



Figur 19: innspenning av søyle

Slankhet

Slanke konstruksjonsdeler må dimensjoneres for lastvirkninger som tar hensyn til konstruksjonens forskyvninger, også kjent som 2.ordens teori. Dersom man ikke tar hensyn til forskyvningene i likevekts betingelsene, vil teorien kalles 1.ordens teori.

EC2, 5.8 gir retningslinjer for dimensjonering av slanke konstruksjonsdeler, og metoden som brukes er basert på nominell krumning, ifølge NA.5.8.5(1).

Metoden innebærer å beregne 1.ordens momenter ved hjelp av vanlige 1.ordens beregninger, og deretter gjøre uavhengige beregninger av 2.ordens momenter ved hjelp av tilnærmede metoder. Aksialkrefter funnet etter både 1.ordens og 2.ordens beregninger brukes også i dimensjoneringen. Dimensjoneringen utføres for disse kreftene, samt summen av 1. momentbidrag.

MEd representerer maksimalverdien av momentsummen langs trykkstaven og kan uttrykkes ved $M_{Ed} = M_{oEd} + M_2$. M_{oEd} er bøyemoment beregnet etter 1.ordens teori, mens M_2 er en beregnet 2.ordens tilleggsutbøyning. For å bestemme nødvendig armering kan man benytte dimensjonsløse m-n diagram i Appendiks A, som man bruker for å dimensjonere korte søyler. (Sørensen, 2013)

4.4.2 Søyler S.108

Søylen S.1.08 er den betongsøylen med høgst aksiallast i plan 1. Plan 1 har de lengste søylene, dermed størst fare for knekking. Derfor har vi valgt å dimensjonere denne søylen for hand.

Søylen blir påført er kraft fra egenlast til hulldekker, nyttelast fra næringsareal og last ifrå aksiallast fra søyle 2.08. Den totale nedoverretta aksiallasten ender på $N_{ed} = 2900\text{kN}$. Søylen må dimensjoneres slik at den tåler lasten. Tverrsnittet på søylen er gitt 300mm x 900mm, og lengden er 5,74m.

Søylen 1.08 er slank om svak akse, og ikke slank om sterk akse. Vi må derfor dimensjonere 2.ordens teori om svak akse. Dette gir moment om svak akse, som fører til biaksialt bøyning på søylen. Se vedlegg 6.

I FEM-design kan nødvendig armering bestemmes automatisk i RC-design. I vedlegg 9.14 er samme søylen kontrollert. Merk at nummerering er endret fra manuell kontroll, se kapittel 4.3. Sammenlignet med FEM-analyse, viser manuell kontroll mer nødvendig armeringsstål.

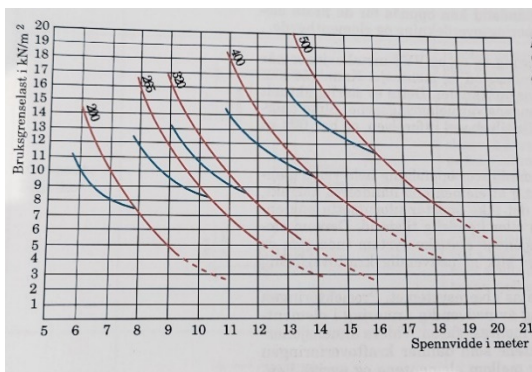
4.4.3 Stål

Utover en ordinær tversnittkontroll må søyler i stål kontrolleres for knekking og vipping. Vi har kontrollert søyle 1.10 for de ekstra kreftene påført som vi fant i resultatene til Excel arket. Dette er et hulprofil, vi sjekker knekking for aksiallast. Konkluderer med at søylen har nok kapasitet. Se vedlegg 7.

Søyer, FEM

Hulprofiler er valgt for alle bærende søyler i stål. Hulprofiler er gunstige som søyler dersom de er påført aksiallast og/eller moment. Dette er fordi hulprofiler har en sterk skjærstrøm som gjør at den ikke vipper. Valgte tversnitt har vi hentet fra IFC-fil, og vi kontrollerer i FEM-design ved hjelp av «Steel design». Utnyttelsen av stålsøyer for maksimalt av lastkombinasjoner er vist i vedlegg 9.4 – 9.10.

4.5 Hulldekker



Tabell 16: Tabell for bruksgrenselast og spennvidde

Tabell A 4.2. Vekter og anbefalte spennvidder for hulldekker.

Elementtype B / H	Egenvekt av fuget dekke, kN/m ²	Maks. anbefalt spenn- vidde, m
1200 / 200	2,6	10
1200 / 220	3,1	10
1200 / 265	3,7	13
1200 / 285	4,2	13
1200 / 320	4,2	15
1200 / 340	4,7	15
1200 / 400	5,0	17
1200 / 420	5,5	17
1200 / 500	6,8	19
1200 / 520	7,3	19

Tabell 15: vekter og anbefalte spennvidder for hulldekker.

For å evaluere bæreevnen av dekkene i byggverket har vi benyttet tabell 15 og 16 (Alexander et al. 2010). Vi har hentet egenvektene og nyttelastene på dekkene fra tabell 10 og tabell 11.

Plan 4-6 som består av leiligheter, er den totale lasten avrundet til 10 kN/m^2 , det lengste spennet på 9,54 m. Med dette har vi konkludert med at HD265 har tilstrekkelig kapasitet.

I plan 1-3 som inneholder kontorer og næringsareal, øker lasten til omtrent 11 kN/m^2 ved samme spennvidde. For å sikre tilstrekkelig bæreevne, har vi besluttet å bruke HD320 i disse etasjene. Egenvekten til HD265 og HD320 er omtrentlig den samme, og vi har valgt å standardisere bruken av HD320-dekker fra og med plan 1 og oppover.

Ved kontroll av nedbøyningen på hulldekkene tar vi hensyn til resultatene fra analysen i FEM. I analysen er dekkene uten forspenning. Vi vurderer det slik at vi ser på den faktiske nedbøyningen i de områdene og at dekkene justeres i samsvar med resultatene. I områder der nedbøyningen overstiger kravet på $L/300$, legger vi til grunn at disse skal ha forspenning. Forspenningen skal imidlertid ikke overskride kravet på $L/300$

4.6 Bjelker

Dimensjoneringen for bjelkene er gjennomført i FEM design. Vi har ulike bjelketversnitt i bygget, men hovedandelen av de er deltabjelker som står for bæringen av hulldekkene. Andre bjelkeprofiler vi har er IPE-, HEA-, HEB- og HSQ-profiler. De står for oppbygging av rammeverket og noen plasser opptre de som bæring av hulldekke. HSQ-profiler er tegnet opp manuelt i FEM-Design Section editor. Kontroll av bjelker i stål blir utført i «Steel design».

For dimensjonering av deltabjelker så bruker vi eksisterende tverrsnitt fra biblioteket i FEM-design. I hovedsak er D32-400 benyttet der D står for deltabjelke, 32 viser til et opplegg for et dekke som er 320 mm høyt og 400 viser til bredden på bjelken ekskludert utstikkende flens. Nedre flens kan variere i tykkelse, og innstøpt armering kan økes etter behov. I FEM-design har vi kun D32-400 med 20 mm flenstykkelse som vi bruker for alle deltabjelker. Vi kontrollerer deltabjelker i FEM-design ved hjelp av «Composite design».

Utnyttelsen av bjelker, maksimalt av lastkombinasjoner, er vist i vedlegg 9.4 – 9.10. Kontroll av nedbøyning for $L/300$ er vist i vedlegg 9.11.

4.7 Fagverk

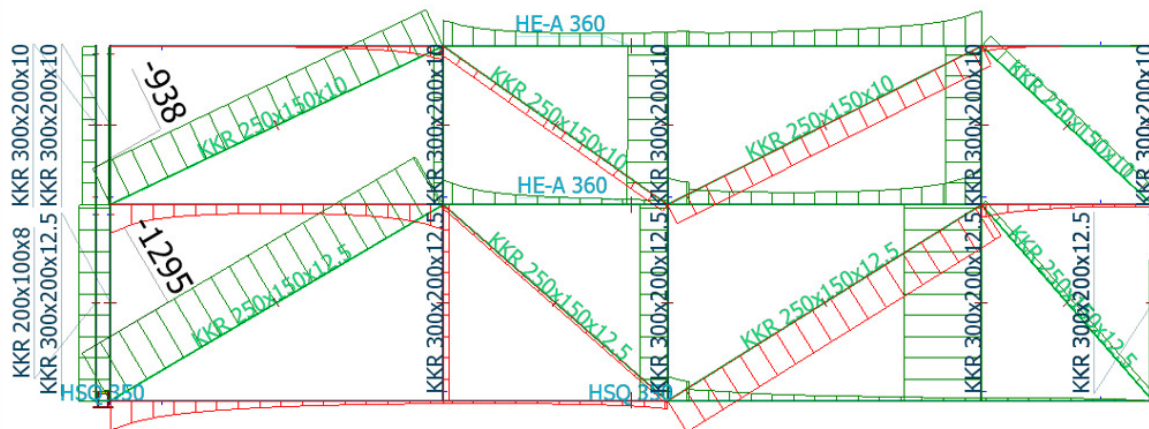
I den vestlige delen av bygningen er det planlagt en overbyggende løsning som resulterer i et langt spenn fra den vestligste søylen til fasaden. For å realisere denne løsningen må det tas hensyn til en fagverksstruktur. Resultatet innebærer at det spennes i to retninger fra et felles "punkt" over denne søylen og videre til hver sin søyle i plan 1. Dette resulterer i to spenn på henholdsvis 24,4 meter og 17,8 meter.



Figur 20: Brannisolert fagverk

Fagverket som spenner 17,8 meter løses ved å dimensjonere et fagverk i plan 2 som er i stand til å motstå de påkjenningene som oppstår. På den annen side velges det for lengste spenn å dimensjonere et fagverk som opererer i to plan. Det er viktig å merke seg at fagverkene er plassert i en del av fasaden som skal ha en betydelig vindusflate. Derfor er tankegangen bak løsningen å ha et minimum antall staver som hindrer utsikten. Fagverkene

blir bestående av hulprofiler med HEA profiler som topp og mellomgurt. Undergurtan blir en HSQ profil.



Figur 21: Lengste fagverksspenn

Stavene er i FEM tegnet opp som fritt opplagte. Kontinuerlige bjelker spenner over og under stavene. Elementene til Fagverket består av stålprofiler og er kontrollert i (Steel design). Se vedlegg 9.6 og 9.7.

Som illustrert i figur 18 ser man at fagverket fordeler kreftene noe ulikt, som resulterer i at to av stavene får en større trykkpåkjenning. Ved kontroll av dimensjoner viser det seg at staven med størst trykkpåkjenning ikke holder for verste lasttilfelle, og må løses på en annen måte. Alternativene for å løse dette er enten å sette inn to nullstaver som går vertikalt, for å halvere knekk lengden, eller øke dimensjonen på denne til en HUP 250x250x12,5.



Figur 22: Vertikale Nullstaver (privat foto)

Trykkstaven er som vist i vedlegg 8 kontrollert for hånd og i Fem design. Alternativ med stav som reduserer knekk lengde krever at detaljene er tilstrekkelig stive for å holde mot knekking om svak akse. Dette er fordi nullstavene går parallelt med svak akse for trykkstav og vil med frie opplegg ikke kunne holde igjen deformasjoner.

4.8 Brann

Ved dimensjonering av brann har vi lagt til grunne for å dimensjonere med hensyn på preaksepterte ytelser.

4.8.1 Betong og element

Hulldekkene i bygningen har preaksepterte ytelser basert på ulike dimensjoner. Som sekundært bæresystem og med et tilhørende krav om brannmotstandsklasse R60, kan disse verdiene bestemmes ved hjelp av tabell levert av SINTEF. Kravet til brannmotstandsklasse R60 blir dekket for dimensjonene som er inkludert i bygget, under forutsetning av at fugene mellom elementene er armert og støpt inn. Hvis det er behov for høyere brannmotstand, kan man vurdere hulldekker med større gjennomsnittlig armeringsdybde. Der standard armeringsdybde for hulldekker er 40 mm, kan denne økes ytterligere til gjennomsnittlig 45 mm for å oppnå bedre brannmotstand (SINTEF Byggforsk, 2020).

Når det gjelder elementveggene, må man ta hensyn til utnyttelsesgraden av veggen ved brannsituasjonen på tidspunktet $t=0$. Med en konservativ tilnærming og en utnyttelsesgrad på 0,7, samt tosidig eksponering ved brann, må den minimale tykkelsen overstige 170 mm, og den minimale armeringsdybden må være 25 mm. Veggene i prosjektet har en tykkelse på 200-250 mm og armering tilpasset kravene i NS-EN-1992 med hensyn til overdekning. Dermed vil de oppfylle kravet om R90 basert på forhåndsdefinerte betingelser. (SINTEF Byggforsk, 2021)

4.8.2 Stålkonstruksjoner

Stålkonstruksjonene i bygningen fungerer som hoved-bæresystem og må oppfylle en brannmotstandsklasse R90. Profilene i bygget kan kun dimensjoneres i henhold til preaksepterte løsninger dersom de har en profilhøyde som er mindre enn 600 mm. Derfor benyttes preaksepterte løsninger for profiler som tilfredsstillter denne kategorien, inkludert

de fleste søyler og et utvalg av bjelkene.



Figur 23: Brannisolering søyle

Alle søyler og bjelker må isoleres på alle sider som er utsatt for brannpåkjenning. Valget for dimensjonering av preaksepterte løsninger er å bruke steinullplater med en romvekt på 300 kg/m³. Dette gjøres for å redusere tykkelsen på isolasjonen. Tabellen nedenfor viser de ulike tykkelsene som brukes for forskjellige tverrsnittshøyder, for å oppfylle kravet til brannmotstandsklasse R90. (SINTEF Byggforsk, 2004)

Profiltype	Profilhøyde (mm)		Isolasjonstykkelse i mm ved romvekt i kg/m ³	
	Firesidig brannpåkjent	Tresidig brannpåkjent	150 – 200	300
IPE	160–220	100–160	60	40
	240–360	180–270	50	40
	400–450	300–330	40	30
	500–600	360–500	35	30
		550–600	30	20
HE-A	100–200		50	40
	220	100–140	40	30
	240–300	160–200	35	30
	320–400	220–260	30	20
	450–600	280–400	25	20
	450–600	20	15	
HE-B	100		50	30
	120–140		40	30
	160–200	100–120	35	30
	220–280	140–160	30	20
	300–320	180–240	25	20
	340–600	260–600	20	15
HUP kvadratisk	100–120	60–80	60	40
	150–250	100–120	50	30
	300–350	150–250	40	30
		300–350	25	20

Tabell 17: Isolasjonstykkelse for oppnåelse av brannmotstand stålprofiler

Søyler, bjelker og detaljer som faller utenfor preaksept må tas med til videre arbeid, og kontrolleres for kritisk temperatur og kapasitetsutnyttelse etter gjeldende regler for dimensjonering av brann.

5 Drøfting

5.1 Omfang/innledning

Vi har valgt å utføre en konstruksjonsanalyse som omhandler deler av Elvekanten. Dette har vi gjort for å begrense arbeidsmengden. Grunnlaget for oppbygging av FEM-modell har lite gjentakende utførelse i horisontalplanet og høg detaljeringsgrad. En FEM analyse av hele bygget vil være mer tidkrevende for beregninger og endringer.

Vi drøfter videre hva dette medfører.

5.2 Laster

5.2.1 Generelle last vurderinger

Ved utarbeidelse av egenlast og påførte egenlaster for bygget, har vi basert oss på sammenligning av skisseutkastet fra Sweco og preaksepterte verdier fra blant annet SINTEF. Dette har resultert i de tidligere presenterte lastene. Vi har utelatt teknisk rom i kjelleren, plassert mellom de to "tårnene". Som en generell tilnærming har vi beregnet en kvadratmeterlast for tekniske føringer. Hvis de tekniske rommet hadde vært plassert i en bestemt etasje i den delen av bygget vi har vurdert, kan dette føre til mer detaljerte dimensjoneringsvurderinger knyttet til punktlastene fra større aggregater og lignende.

Innerveggene er behandlet som en generell kvadratmeterlast, da vi ikke har benyttet arkitektunderlag som en del av dimensjoneringen. Faktisk plassering av innervegger benyttes for et mer nøyaktig resultat. Ytterveggene er beregnet som en linjelast som er plassert langs dekkekanter og bjelker. En detaljert utførelsen av fasaden vil kunne føre til mer direkte overføring av laster til søyler.

5.2.2 Snølast

Snølasten som påvirker bygget fra taket i valgt bygningsdel, er en tilnærming som gir tilfredsstillende resultater. Vi tok vurderinger her ut ifra å identifisere det verste lastetilfellet

som påvirker bygget. Inkluderer vi snølast på terrassen vil det være nødvendig å vurdere snøfonner langs randsonen av de to tårnene og opprette en lastberegning spesifikt for dette området. Her kunne vi vurdert om det var nødvendig med snøfonner og full nyttelastdimensjonering for denne delen, eller om det var sannsynlig at disse belastningene ville oppstå samtidig. Terrassen klassifiseres som nyttelastkategori C3/C5, noe som betyr at nyttelasten her er høyere enn resten av bygget. Vi kunne også vurdert sannsynligheten for at terrassen ville bli fullt utnyttet for nyttelast, samtidig som snølasten er på sitt høyeste. På det grunnlag at vi har forholdt oss til en del av bygget, vil dette til en viss grad påvirke resultatene for de nærliggende bjelkene og søylene til det området som er felles for de to tårnene.

5.2.3 Vindlast

Vindlasten er beregnet både manuelt og ved hjelp av Ove Sletten. Den generelle lasten er dermed begrunnet i retningslinjene som er angitt. På grunn av byggets form måtte vi ta hensyn til formfaktorer, og her ble det gjort noen forenklinger ved å betrakte det ene tårnet som rektangulært. Dette ble gjort for å få en vindlast som kunne brukes på den aktuelle veggen med den gitte vindretningen. Denne lasten ble deretter brukt i FEM-modellen der verdiene ble justert slik at vi fikk riktig last på den angitte veggen. Videre genererte FEM-modellen formfaktorene for resten av bygget. Resultatet av dette er at manuelle beregninger som inkluderer vindlasten er gjort med hensyn på den forenklete formen av bygget, mens modellen er kontrollert med formfaktorer basert på helheten

5.3 Bæresystem

Analyse av bygningsdeler baserer seg på de utdelte RIB-modellene. Disse modellene danner grunnlaget for plassering og elementer i bygget. Dette gir noen begrensinger for å utforske alternative løsninger. I den siste fasen vurderte vi om det kunne vært en alternativ løsning å erstatte deltabjelkene med brannisolerte HSQ-profiler. Disse profilene kan gi tilstrekkelig tverrsnittkapasitet på bekostning av noe takhøyde under bjelkene. Selv om dette kan gi et likt resultat for bygget vil det være enklere å kontrollere en stålkonstruksjon, sammenlignet med deltabjelker som en samvirkekonstruksjon.

I hovedsak har de forskjellige plana en type stålprofil for søyler. Dette på grunn av at i våre øyne gjør det totale bildet med hensyn på utførelse enklere. De enkelte elementene som ikke besto analysen, måtte da tverrsnittet økes. Sett i en utnyttelsessammenheng, bygger våre vurderinger her opp mot effektivitet på gjennomføring. Noen av elementene har til dels lite utnyttelse, som kunne blitt diskutert til å spesifiseres den gitte situasjonen for en eventuell kostnadsbesparelse. Resultatet her blir da tidsbruk opp mot kostnadsdifferanse. En annen vurdering kunne blitt tatt på soneinndeling, men då ville helheten av bygget vært nødvendig. Vi har valgt soner pr. etasje, men å kunne dele disse inn i ulike plane bæresoner ville vært en naturlig vurdering.

5.3.1 Fundament

Når vi tar hensyn til lastene og overfører dem ned gjennom bygningen, plasserer vi alle søylene som et endepunkt i bunnen. Denne kraften må overføres til fundamentene som skal fordele trykket over et område som grunnen kan motstå. Hvis grunnen ikke er i stand til å motstå trykket, kan det føre til setninger og skjevstillinger.

Når vi ser på kjellerkonstruksjonen som en helhet, er den designet som en vanntett konstruksjon på sand. De ytre grensene består av spunter, og den delen av kjelleren som ikke er dekket av bygningen, er fundamentert med friksjonspeler. Grunnlaget for kjelleren tar hensyn til grunnvannstanden og det faktum at bygningen ligger nær elven. Kotehøyde til kjelleren og elven er omtrent lik. Det som må kontrolleres her, inkluderer vekten av bygningen mot oppdrift under flom i kombinasjon med sterk vind, samt skjevstillinger som kan påvirke konstruksjonen.

Når det gjelder forankringsforholdene for søylene, er de antatt å stå på fast fjell. Dette er en forenkling som må begrunnes. I virkeligheten står bygningen ikke på fast fjell, men på lausmasser, sannsynligvis en stor mengde sand. Tankene knyttet til forenklingen er basert på hvordan konstruksjonen har mulighet til å sette seg i grunnen eller oppleve tilstrekkelig oppdrift som kan "vippe" bygningen.

Ved vurdering av setninger har vi lagt vekt på at konstruksjonen skal være vanntett. Dette medfører strengere krav til prosjektering og spesielt utførelse for å hindre fuktinntrengning i

konstruksjonen. I prosjekteringsfasen innebærer dette at tykkelsen på dekket må være tilstrekkelig for å inkludere spesielle tetningstiltak i støpeskjøter, samt at utforming av betongen må planlegges for å unngå sprekker og riss. Alle endringer i tverrsnittet til bunnplaten må være nøye prosjektert for å sikre riktig utførelse og inkludering av nødvendige tetningstiltak. (SINTEF Byggforsk, 2015). Tolkningen her er at enten må hele konstruksjonen bevege seg som en helhet, eller så kan vi ikke tillate forskjellige setninger i fundamentene. Derfor antar vi at de prosjekterte fundamentene ikke tillates betydelige ujamne setninger. Som et resultat av dette har vi vurdert at endepunktene til søylene kan anses som fast mot grunntrykket.

5.4 Fem-Design

5.4.1 Endebetingelser, detaljer

I realiteten vil ikke søyler, bjelker og alle staver opptre med frie opplegg. Valg av detaljer vil bestemme evnen til å overføre krefter mellom hverandre. Et resultat av dette vil være endring i knekk lengder derav evne til å motstå knekking og vipping. Lange bjelker må deles opp og koblinger plasseres strategisk for moment og skjærkrefter. I FEM-design kan det hentes ut liste med snitt av bjelke for å vurdere beste løsning.

5.4.2 Andre ordens moment

FEM-modell er kalkulert for stabilitet og geometriske avvik for kunne analysere lastkombinasjoner for andre ordens deformasjoner. Utnyttelser for 2. orden sammenlignet med kontrollberegninger og 1. ordens analyse, tilsier at vi får for små virkninger av dette på betongsøylene.

5.5 Veien videre

Videre arbeid for oppgaven vil være en kontroll av fundament mot lausmasser, der vi kontrollere setninger. En kontroll av bygget for ulykke, spesielt parkeringskjeller og plan 1 der det er fare for påkjørsel av kjøretøy. Et annet senario kan være flom og sterk vind på samme tid, det vil føre til en oppdrift i bunnplaten vår, dette vil endre den globale stabiliteten til bygget, det vil også gi større trykk og eventuelle strekk krefter i søylene. En kontroll for skjevstillinger og seismikk burde også foreligge. Vi har gjennomført en enkel

brannvurdering av bæresystemet, videre må det sjekkes for profilstørrelser i stål som ikke havner innenfor preaksept.

6 Konklusjon

Vi har igjennom oppgaven ved bruk av manuelle beregninger verifisert beregningsmodellen i FEM-design. Dette medførte at vi har hatt større tiltru til resultatene denne har levert, og at modelleringen var gjort i tråd med vår forståelse av faget.

Videre har vi sjekket kritiske punkter som har dukket opp underveis, og tatt vurderinger ut ifra om dette oppfattes reelt, eller kan ha oppstått som resultat av feil.

Oppgaven har sine begrensinger og er ikke en fullverdig kontroll av bygget. Den er gjennomført ut fra de forutsetninger vi besitter og vil trenge nødvendige kontroller som en helhet for å kunne fastslå som en fullverdig kontrollert konstruksjon.

For anvendte laster og lasttilfeller i denne oppgaven viser resultatene våre at bygningsdelene tåler påkjenningen den blir utsatt for. Utnyttelse av tverrsnitt overstiger ikke tillatte spenninger, referer til vedlegg 9. I bruksgrense overskrider FEM-analysen krav for nedbøyning på hulldekker. Dette tas opp av forspenning av dekkene. Likevekt og kontroll av reaksjonskrefter viser at den globale stabiliteten til bygget er ivaretatt og bekrefter et fungerende skivesystem.

7 Referanseliste

Alexsander, S. Vinje, L. Wilberg, J. (2010). Betongelementboken: Bygging med betongelementer bind A. (4.utg) Betongelementforeningen.

Vinje, L. (2016). Betongelementboken: Avstiving og kraftoverføring bind B. (5.utg) Betongelementforeningen.

Alexsander, S. Vinje, L. Wilberg, J. (2013). Betongelementboken: Elementer og knutepunkter bind C (4.utg) Betongelementforeningen.

Løset, Ø. Luren, H. Vinje, L. (2011) Betongelementboken: Dimensjonering for jordskjelv bind H. (1.utg) Betongelementforeningen.

Standard Norge. (2016). Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.

Standard Norge. (2009). Eurokode 1 Laster på konstruksjoner. Standard Norge.

Standard Norge. (2019). Eurokode 1: Laster på konstruksjoner- Del 1-1: Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger.

Standard Norge. (2018). Eurokode 1: Laster på konstruksjoner- Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster.

Standard Norge. (2004). Eurokode 2 - Prosjektering av betongkonstruksjoner — Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.

Standard Norge. (2015). Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.

Standard Norge. (2021) Eurokode 8 — Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning — Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.

Sørensen, S. I. (2013). Betongkonstruksjoner (2. utgave). Fagbokforlaget.

Grøndalen, Ø. (2001). Materiallære (1.utg). Fagbokforlaget

Norsk Standard. (2023). Eurokoder. Hentet 21.04.2023 fra <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>

DIBK. (2017, september 15). Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning. Direktoratet for byggkvalitet. <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17>

Lovdata. (2008, juni 27). Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven). Hentet 01.05.2023 fra https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71/KAPITTEL_1#KAPITTEL_1

Norsk Stålforbund. (2023). Sveiste bjelker. Norsk Stålforbund. Hentet 21.04.2023 fra <https://www.stalforbund.no/sveiste-bjelker/>

Peikko. (2021). DELTBEAM Samvirkebjelke. Hentet 21.04.2023 fra https://media.peikko.com/file/dl/i/A6-R3Q/eHQ9tP7pwk0VhwW0JNE38Q/DELTBEAM_NO_002_Technical_Manual_Web.pdf

SINTEF Byggforsk. (1996). 522.881 Dekker av betong- og lettbetongelementer—Byggforskserien. Hentet 16.04.2023 fra https://www.byggforsk.no/dokument/346/dekker_av_betong_og_lettbetongelementer

SINTEF Byggforsk. (2004). 520.315 Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner—Byggforskserien. Hentet 15.05.2023 fra https://www.byggforsk.no/dokument/314/brannbeskyttelse_av_staalkonstruksjoner

SINTEF Byggforsk. (2007). 523.285 Lette sandwichelementer i yttervegger og tak—Byggforskserien. Hentet 15.05.2023 fra https://www.byggforsk.no/dokument/364/lette_sandwichelementer_i_yttervegger_og_tak

SINTEF Byggforsk. (2015, mai). 520.055 Prosjektering og støping av vanntette betongkonstruksjoner—Byggforskserien. Hentet 20.05.2023 fra https://www.byggforsk.no/dokument/297/prosjektering_og_stoeping_av_vanntette_betongkonstruksjoner

SINTEF Byggforsk. (2021). 520.322 Brannmotstand for vegger av tre, mur og betong—Byggforskserien. Hentet 15.05.2023 fra https://www.byggforsk.no/dokument/1539/brannmotstand_for_vegger_av_tre_mur_og_betong

NVE Bratthetskart (2021). Hentet 20.03.2023 fra
<https://temakart.nve.no/tema/bratthet>

Havn, I. (2022). Elvekanten. Hentet 19.03.2023 fra
<https://www.elvekantenforde.no/>