

INSTITUTTET FOR HUSBYGNING

Forelæsningsnotat nr. **50**

EGIL BORCHERSEN
**SIKKERHEDSMETODER
OG BYGNINGSPÅVIRKNINGER**

Den polytekniske Lærestalt, Danmarks tekniske Højskole
Lyngby 1977

FORORD

Dette notat er udarbejdet til kursus 6503: Præfabrikerede Bygning I.

I notatet redegøres der kort for baggrunden for de i de danske normer anvendte sikkerhedsmetoder og for de påvirkninger, en bygning skal beregnes for.

Afsnittet om påvirkninger er baseret på det af Dansk Ingeniørforening i marts 1976 udsendte kritikforslag til norm for last på bærende konstruktioner, samt et korrekturtryk fra juli 1977. Det skal her fremhæves, at normforslaget endnu i skrivende stund ikke er udsendt, hvorfor dets indhold kun kan betragtes som eventuelle fremtidige bestemmelser.

Notatets kapitel 2, 3 og 4 er i høj grad baseret på tidligere noter om emnet, udarbejdet af akademiingeniør, lic.techn. Bjarne Chr. Jensen.

Notatet må kun betragtes som en hjælp ved brug af normerne og kan ikke erstatte disse, da normtekst m.v. langt fra er gengivet ordret og kun medtaget i begrænset omfang.

Instituttet for Husbygning
2. september 1977

Egil Borchersen

INDHOLDSFORTEGNELSE

Side

FORORD	I
INDHOLDSFORTEGNELSE	II
1. INDLEDNING	1.1-.4
2. SIKKERHEDSMETODERNES BAGGRUND	2.1-.7
2.1 Modstandsevner	2.5
2.2 Påvirkninger	2.5-.6
2.3 Udførelsesnøjagtighed	2.6
2.4 Beregningsnøjagtighed	2.6-.7
2.5 Andre parametre	2.7
3. SIKKERHEDSMETODER	3.1-.5
3.1 Tilladelige spændinger	3.1-.2
3.2 DIF's partialkoefficientmetode	3.2-.4
3.3 Andre partialkoefficientmetoder	3.4-.5
4. DIF's NORMER	4.1-.3
4.1 Betonnormen, DS 411	4.2-.3
5. PÅVIRKNINGER	5.1-.9
5.1 Lastarter og lasttyper	5.1-.2
5.2 Egenlast	5.2
5.3 Nyttelast	5.2-.5
5.4 Naturlast	5.5-.8
5.5 Ulykkeslast	5.9
6. LASTKOMBINATIONER	6.1-.2
7. EKSEMPEL	7.1-.2
8. REFERENCER	8.1

1. INDLEDNING

Funktionskrav
til bærende
funktion

De krav, der stilles til et bygværks bærende funktion, kan specificeres:

- dels som krav til hindring af brud i konstruktionselementerne, sammenbrud af dele af bygværket, eller anden ødelæggelse af bygværket,
- dels i krav til størrelsen af de deformationer (vibrationer) og svingninger, der må optræde i bygværket, forårsaget af de påvirkninger, som bygværket udsættes for i sin funktionsperiode.

For at undersøge om et bygværk opfylder disse funktionskrav, er det nødvendigt at undersøge

- dels hvilke ydre påvirkninger, der virker på bygværket, og hvordan de påvirker bygværket,
- dels hvordan bygværket og dets enkelte dele reagerer over for ydre påvirkninger specielt med hensyn til deformationer, svingninger, brud, o.s.v..

Belastningslære

Det første spørgsmål behandles i "Belastningslæren".

Stærkt forenklet er svaret, at de ydre påvirkninger virker på bygværket i form af kræfter, der virker på forskellige dele af bygværket, i forskellige retninger, på forskellige tidspunkter og i varierende kombinationer.

Bærende konstruktioners teori

Det andet spørgsmåls problematik betegnes "Læren om bærende konstruktioner".

De bærende konstruktioners teori giver mulighed for at beregne virkningen af sådanne kræfter på bygværket og dets enkelte bygningsdele, idet der i mange tilfælde,

- dels kan opstilles en sammenhæng mellem disse kræfter og de deformationer og svingninger, de giver anledning til i bygværkets enkelte dele,
- dels kan der angives en størsteværdi for de deformationer og svingninger, som de enkelte bygningsdele kan klare, uden at der sker brud, eller som på anden måde gør bygningsdelene ubrugelige.

Eksperimentel
mekanik

I de tilfælde, hvor teorien ikke kan anvendes, er det almindeligt at lave for-

søg (eventuelt med konstruktionsmodeller), hvor virkningen af kraftpåvirkningen ikke beregnes, men måles.

Forenklinger
er nødvendige

Såvel belastningslæren som læren om bærende konstruktioner er baseret på forenklinger af de faktiske forhold. Det skyldes,

dels utilstrækkelig viden,
dels at det er uoverkommeligt og i mange tilfælde unødvendigt at tage hensyn til alle detaljer.

Dette kan føre med sig, at det ikke uden videre er muligt ved direkte sammenligning at undersøge, om alle funktionskrav er opfyldt.

For overhovedet at kunne undersøge om funktionskravene er opfyldt, er det således nødvendigt at opstille en sammenligningsmetode, der tager behørigt hensyn til de forenklede antagelser, der er gjort,

dels om påvirkningerne og deres hyppighed og kombinationer,
dels om bygværkets evne til at modstå ydre påvirkninger uden at bryde sammen (den såkaldte modstandsevne eller bæreevne).

Modstandsevne/
Bæreevne

Sikkerhedsmetode

Sammenligningsmetoderne, der også kaldes sikkerhedsmetoderne, kan kort karakteriseres ved, at de lægger forskellig vægt på, hvilke faktorer der primært skal tages hensyn til, og hvordan de enkelte faktorer skal sammenlignes.

Konstruktions-
vurdering

Anvendelsen af en sikkerhedsmetode, til en vurdering af om funktionskravet er opfyldt, betegnes en konstruktionsvurdering. Ved en konstruktionsvurdering foretages der, kort sagt, en sammenligning mellem bygværkets påvirkninger og dets modstandsevne ved hjælp af en sikkerhedsmetode.

Sikkerhed

Konstruktionsvurderingen giver sig udtryk i, at der tales om, at bygværket har en vis sikkerhed, hvorved der forstås sandsynligheden for, at bygværket kan opfylde funktionskravene til den bærende konstruktion i et nærmere fastlagt tidsrum.

Dimensionering

Endelig skal nævnes, at man ved dimensionering forstår det at fastlægge en konstruktions dimensioner med henblik på tilstrækkelig modstandsevne, idet last, udformning, hovedmål og type af konstruktionsmateriale forudsættes kendt.

Lovgivningens krav til konstruktionsvurdering af bygværker er bl.a. specificeret i Bygningsreglementets kapitel 5 [1] om konstruktive bestemmelser:

5.2. Dimensionering og udførelse af bygningskonstruktioner.

Stk. 1. Ethvert byggearbejde skal udføres af gode og til formålet holdbare og velegnede materialer og på en teknisk og håndværksmæssig forsvarlig måde. Fundering skal ske til frostfri dybde og bæredygtig bund eller på anden måde, der sikrer mod skader som følge af bevægelser i jordbunden.

Stk. 2. Bygningskonstruktioner skal kunne modstå de normalt forekommende statiske og dynamiske påvirkninger. Kravet kan anses for opfyldt, såfremt bygningskonstruktioner dimensioneres og udføres på grundlag af Dansk Ingeniørforenings normer for bygningskonstruktioner:

- a. Belastningsforskrifter, DS 410
- b. Betonkonstruktioner, DS 411
- c. Stålkonstruktioner, DS 412
- d. Trækonstruktioner, DS 413
- e. Murværk, DS 414
- f. Fundering, DS 415
- g. Hulstensdæk, DS 416
- h. Vandrette bærende elementer af armeret autoklaveret letbeton uden tilslag, DS 420.1
- i. Lodrette bærende elementer af letbeton, DS 420.2
- j. Bærende plader af træuldbeton, DS 422.
- k. Blokmurværk DS 438.

De i h, i og j omhandlede elementer skal være omfattet af en af boligministeriet godkendt kontrolordning.

Stk. 3. Dimensionering og udførelse kan endvidere ske i overensstemmelse med forskrifter og anvisninger godkendt af boligministeriet.

Stk. 4. Dimensionering kan under forudsætning af kommunalbestyrelsens godkendelse af forsøgsbetingelser m.m. ske på grundlag af funktionsprøvning.

Stk. 5. Om dimensionering og udførelse af konstruktioner i forbindelse med sikringsrum henvises til indenrigsministeriets bekendtgørelse nr. 135 af 21. april 1975.

Stk. 6. Bloksten skal godkendes af boligministeriet eller være omfattet af en af boligministeriet godkendt kontrolordning.

Stk. 7. Garager, carporte, overdækkede terrasser, udhuse, drivhuse og lign. bygninger til udhusformål med et areal på indtil 50 m² kan udføres uden beregningsmæssig eftervisning af styrke og stabilitet.

Som det fremgår, er man henvist til enten at anvende bygningsdele, der har en særlig Boligministeriel godkendelse eller til at følge DIF's normer for bygningskonstruktioner.

som bl.a. giver anvisning på, hvilke påvirkninger et bygværk skal dimensioneres for, og hvordan modstandsevnen i et bygværk af beton, jernbeton, stål, træ, murværk, o.s.v. kan eftervises, eller til at opnå særlige godkendelser fra Bølligministeriet eller kommunalbestyrelsen.

Normerne beskriver kun almindelige tilfælde

Belastningslæren og de bærende konstruktioners teori er ikke (og bliver næppe heller nogensinde) så udbygget, at alle tænkelige påvirkninger og konstruktions typer er tilstrækkeligt beskrevet teoretisk. Det betyder, at der i normerne ikke kan angives regler for alle tænkelige tilfælde.

Normerne omhandler stort set kun almindeligt forekommende påvirkninger og bygningskonstruktioner. Det er således nødvendigt i hvert enkelt tilfælde at vurdere, om tilfældet er dækket af normens bestemmelser.

Normbrugere skal have fornøden teknisk indsigt

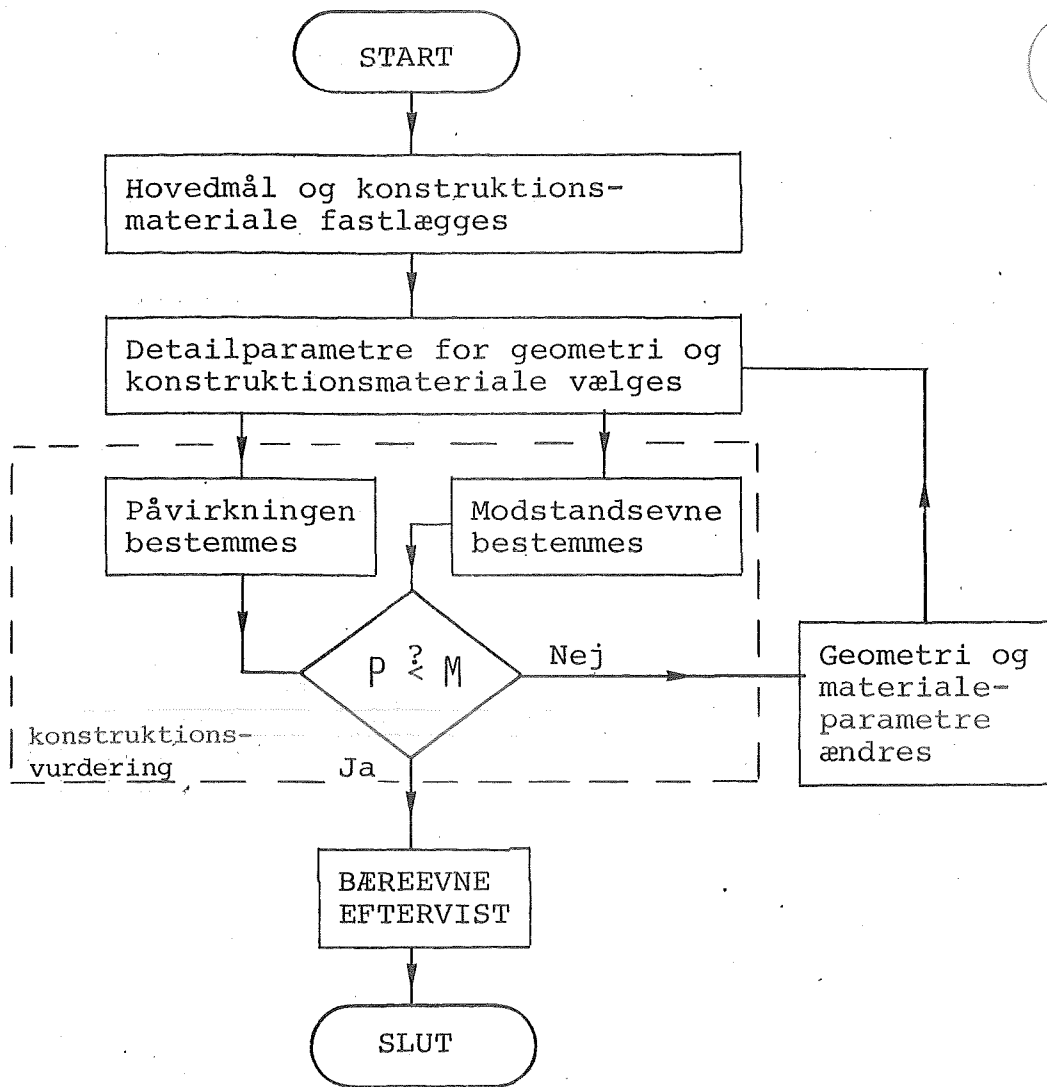
Anvendelse af en norm er derfor betinget af, at brugeren har den fornødne tekniske indsigt, dels til at forstå normens tekst, dels til at kunne foretage ovennævnte vurdering.

I de af normerne dækkede tilfælde vil konstruktionsvurderingen ske på et ensartet grundlag, hvilket bl.a. letter bygningsmyndighedernes kontrol. Det betyder desuden, at dokumentationen ved en konstruktionsvurdering ikke behøver at være så omfattende som i de tilfælde, hvor normen ikke dækker.

Der kan afviges fra normens krav, såfremt det kan dokumenteres, at afvigelsen er forsvarlig

Normbestemmelser er baseret på en kombination af erfaringer, teoretiske og eksperimentelle undersøgelser og skøn. Der kan derfor forekomme tilfælde, hvor yderligere undersøgelser (teoretisk eller eksperimentelt) kan påvise, at en norms bestemmelser er for strenge i forhold til normens grundlæggende sikkerhedskrav. I disse tilfælde tillader de danske normer, at der kan afviges fra de i normen stillede krav, såfremt det dokumenteres, at afvigelsen er forsvarlig. Dette betyder bl.a., at man straks kan drage nytte af ny viden, uden at skulle vente på en revideret udgave af normen.

Efter denne indledende oversigt er det hensigten i det følgende nærmere at belyse de anvendte sikkerhedsmetoders baggrund og at gennemgå Lastnormens bestemmelser.



Figur 2.1: Iterativ dimensionering.

2. SIKKERHEDSMETODERNES BAGGRUND

I en generel formulering kan konstruktionsvurderingsproblematikken udtrykkes som følger:

En given konstruktion er i sin funktionsperiode udsat for påvirkninger P og er i besiddelse af en modstandsevne M.

For at konstruktionen kan opfylde kravet til dens bærende funktion må der i hele funktionsperioden gælde:

(2-1)

$$P < M$$

Ved en dimensionering af et bygværk bliver det således opgaven at påvise, at denne ulighed er opfyldt.

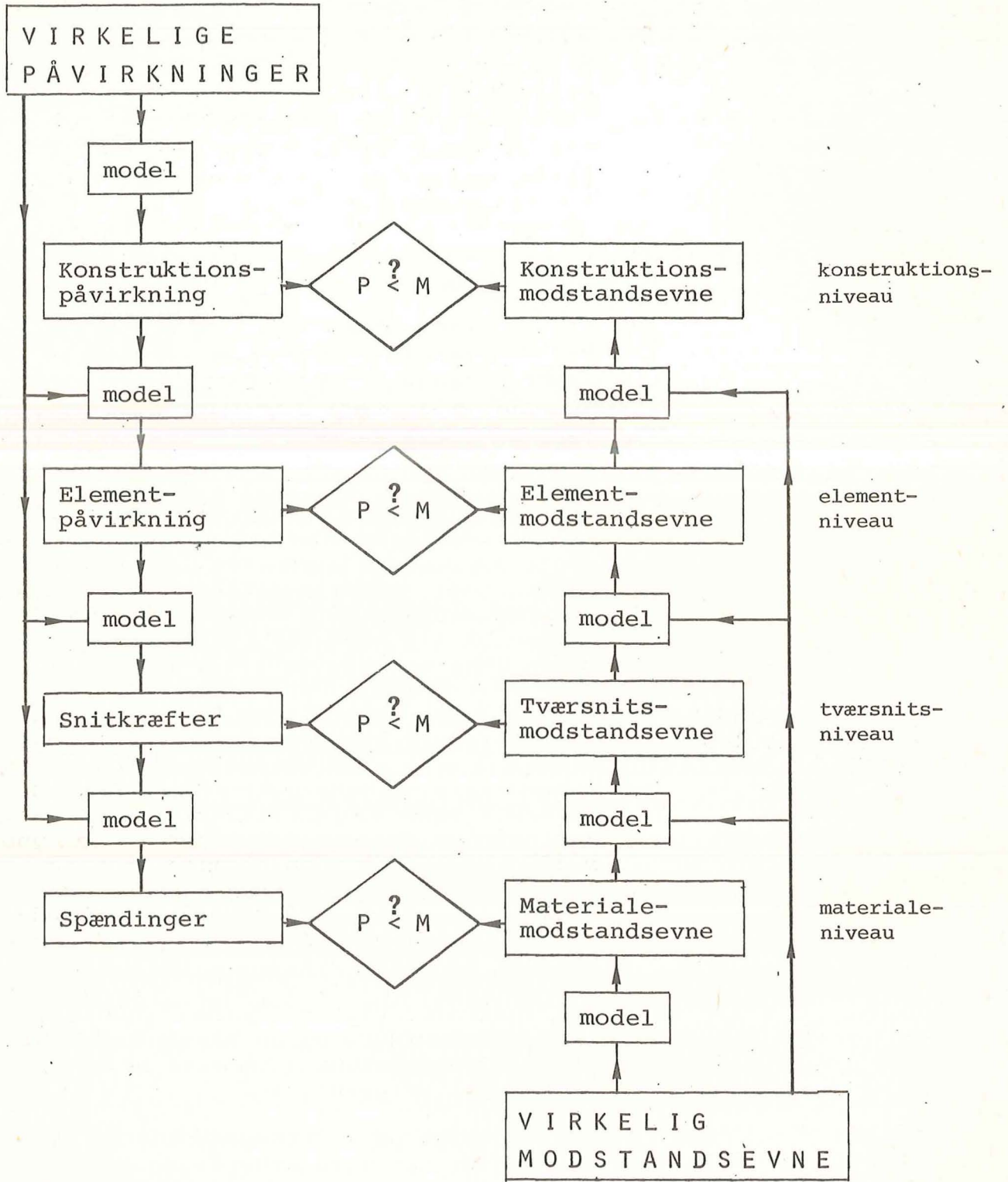
Der vil på forhånd som regel være fastlagt en række parametre, f.eks. bygværkets hovedmål og den materialetype (stål, beton, o.s.v.), der skal anvendes. Forud for den egentlige konstruktionsvurdering må der eventuelt fastlægges (vælges) nogle yderligere parametre (foreløbige dimensioner, armeringsplaceringer o.s.v.), som kan ændres, hvis konstruktionsvurderingen skulle give til resultat, at uligheden ikke er opfyldt (jvf. figur 2.1).

P og M må bringes på sammenligningsniveau

For at kunne vurdere, om $P < M$, må disse to størrelser bringes på sammenligningsniveau. Det er ikke umiddelbart muligt at sammenligne en maksimal vindstyrke med en brudstyrke for konstruktionsmaterialet. Man må eksempelvis prøve at beregne, hvilke spændinger den pågældende vindstyrke vil give anledning til, og så sammenligne disse med materialets brudstyrke. Et diagram for denne problematik er vist på figur 2.2.

På figuren er vist en "kasse" med VIRKELIGE PÅVIRKNINGER og en "kasse" med VIRKELIG MODSTANDSEVNE, som skal bringes på sammenligningsniveau.

Ser vi først på modstandsevnen, da plejer man at betragte størrelser som et materiales brudspænding, et bøjningspåvirket tværsnits flydemoment, en søjles kritiske Eulerkraft, o.s.v., som udtryk for modstandsevne. Den første siges at være et udtryk for modstandsevne på materialeniveau, den anden på tværsnitsniveau og den tredje på konstruktions-elementniveau.



Figur 2.2:
Konstruktionsvurdering på forskellige niveauer.

Tilsvarende gælder om påvirkninger. Der kan f.eks. være tale om vindtryk på en facade, egenvægt af en bjælke o.s.v., som generelt kan siges at være påvirkninger på henholdsvis konstruktions- og elementniveau.

P og M bringes på sammenligningsniveau ved hjælp af beregningsmodeller

Som antydnet på diagrammet kendes påvirkningerne og modstandsevnen normalt i hver sin ende af niveauskalaen. De to størrelser kan bringes på sammenligningsniveau ved hjælp af en række beregningsmodeller. Disse modeller er idealiseringer, der gør det muligt at foretage de nødvendige beregninger til brug for konstruktionsvurderingen.

Et eksempel på en sådan model er Naviers formel om, at plane normalsnit i bjælker forbliver plane, som kombineret med en arbejdslinie giver en sammenhæng mellem spændinger og snitkræfter. Et andet eksempel er de brudbetingelser m.v. som gør det muligt ud fra betonens og armeringens arbejdslinier at beregne et tværsnits M-N-diagram.

Når modstandsevne og påvirkninger er bragt på samme niveau kan sammenligningen foretages. Det er i forbindelse med denne sammenligning, at man kan indbygge sine "sikkerheder" ved brug af partialkoefficienter eller lignende.

Tidligere tiders sikkerhedsopfattelse

Tidligere opfattede man påvirkningerne og bygningsdelenes bæreevne som faste værdier, hvilket gjorde det muligt at opfatte begrebet sikkerhed som bæreevne divideret med påvirkning.

Ved opstilling af beregningsmodellerne foretages imidlertid en række idealiseringer:

- om konstruktionernes virkemåde,
- om påvirkningernes størrelse og fordeling,
- om påvirkningernes variation med tiden,
- om materialeværdiernes størrelse o.s.v.,

som gør denne sikkerhedsopfattelse illusorisk.

Modstandsevne og påvirkninger er stokastisk variable

Ønsker man at foretage en konstruktionsvurdering, som tager hensyn til variationen såvel med tiden som med stedet o.s.v. af modstandsevne og påvirkninger, kan det ske ved at betragte disse som stokastisk variable. Konstruktionsvurderingen vil derved munde ud i, at der er en vis sandsynlighed for at få funktionskravet til den bærende funktion opfyldt. Sikkerheden af en konstruktion kan derfor defineres som sandsynligheden for at få funktionskravet til den bærende funktion opfyldt i hele konstruktionens funktionsperiode.

Sikkerhed = sandsynlighed

Teorien for en sådan statistisk konstruktionsvurdering er i princippet udviklet. En stor, men forholdsvis let, indføring i emnet findes i [2].

Statistisk konstruktionsvurdering kræver bedre kendskab til belastningsfordelingerne

De beregninger, der skal udføres for at foretage en statistisk vurdering, kan være temmelig komplicerede. Det forholdsvis begrænsede kendskab, man idag har til belastningsfordelinger, synes imidlertid endnu ikke at berettige, at metoden tages i brug til normal konstruktionsvurdering.

Simplificerede sikkerhedsmetoder

Indtil videre må man klare sig med simplificerede sikkerhedsmetoder. Ved udviklingen af disse er man gået ud fra den statistiske metode og har dermed i højere grad kunnet indregne usikkerhederne på de indgående størrelser.

Den eller de simplificerede sikkerhedsmetoder skal dække usikkerheder på

- modstandsevner,
- påvirkninger,
- udførelsesnøjagtighed,
- beregningsnøjagtighed, samt
- andre parametre.

Simplificeret konstruktionsvurdering

De beregninger, der skal udføres for at foretage en simplificeret konstruktionsvurdering, vil normalt være, at undersøge, om uligheden

$$(2-2) \quad F_P \{P_k \ f_P\} < F_M \left\{ \frac{M_k}{\bar{f}_M} \right\}$$

er opfyldt.

I dette udtryk er P_k og M_k nogle karakteristiske værdier for påvirkninger og modstandsevne. Disse kendes (jvf. figur 2.2)

normalt i hver sin ende af niveauskalaen. Funktionerne F_P og F_M svarer til de beregningsmodeller, der må anvendes for at bringe påvirkninger og modstandsevne på sammenligningsniveau. Faktorerne f_P og f_M er tal $\geq 1,0$, som man multiplicerer henholdsvis dividerer de karakteristiske størrelser med, for at tage hensyn til den usikkerhed, hvormed disse er fastlagt.

Normværdier for P_k , M_k , f_P og f_M

Værdier for P_k og f_P findes i DIF's Lastnorm DS 410, medens værdier for M_k og f_M findes i DIF's forskellige normer for bygningskonstruktioner.

Disse værdier er altså forholdsvis veldefinerede for konstruktøren. Derimod står han mere frit, når beregningsmodellerne (F_P og F_M i (2-2)) skal vælges.

Beregningsmodeller skal være virkelig-hedstro, men også enkle

Valget af beregningsmodeller sker som et kompromis mellem to hovedsynspunkter, nemlig af komme konstruktionens virkemåde så nær som muligt og samtidig at få et system frem, som det er muligt og overkommeligt at regne på.

Sikkerheds-vurdering ved beregning

Den normale konstruktionsvurdering foregår ved, at man af normerne får foreskrevet påvirkningerne på hele konstruktionen samt modstandsevnerne for de anvendte materialer. Med disse tal foretages konstruktionsvurderingen ved hjælp af (2-2). En sådan fremgangsmåde kan kaldes sikkerhedsvurdering ved beregning. Sammenligningen foregår ved denne vurdering hovedsagelig på tværsnits- og materialeniveau.

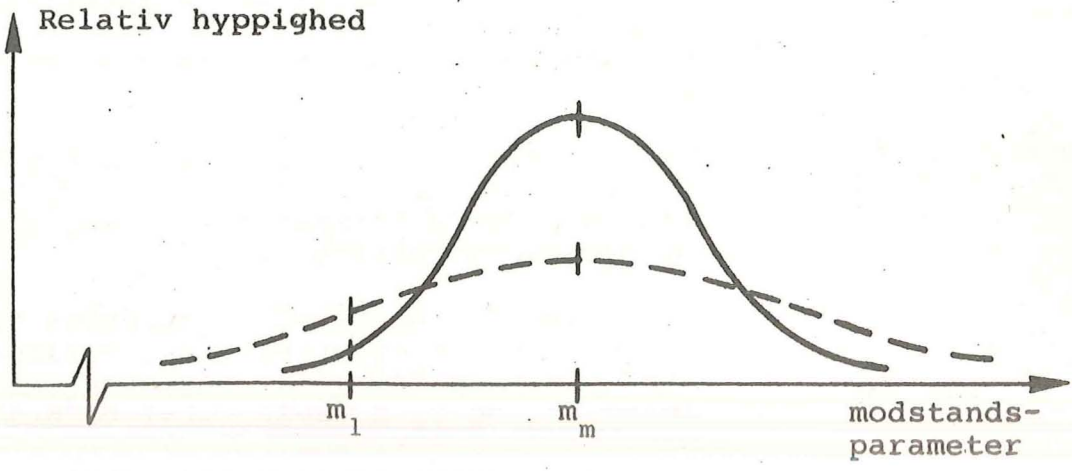
Sikkerheds-vurdering ved prøvning

I de nyeste normer er der imidlertid også åbnet for muligheden af sikkerhedsvurdering ved prøvning. Dette vil blive nærmere omtalt i afsnit 4.1. Denne sammenligning foregår hovedsagelig på tværsnits- og elementniveau.

Normer dækker såkaldte "normaltilfælde"

I det følgende vil nogle af de forhold, der skal indgå i en sikkerhedsvurdering, blive omtalt. De fleste vil normalt være dækket af de forskrevne værdier for f_P og f_M ; men i specielle tilfælde kan enkelte forhold blive så dominerende, at der må tages specielt hensyn til disse.

12



Figur 2.3 : Eksempel på fordelingsfunktioner for modstandsparametre.

2.1 Modstandsevner

Fremstilles en stor (uendelig) mængde prøvelegemer af samme materiale og udsættes disse for en prøvning, vil man finde en fordeling af deres modstandsevne, som kunne se ud som på figur 2.3.

På figuren er indtegnet 2 fordelingsfunktioner, der har samme middelværdi, men den punkterede kurve har en større variationskoefficient end den fuldt optrukne kurve. Ved den punkterede kurve er sandsynligheden for at få en lille modstandsevne (mindre end m_1 på figur 2.3) altså større end ved den fuldt optrukne kurve. For modstandsevne skal der altså tages hensyn til såvel middelværdi som fordeling.

Hensyntagen til såvel middelværdi som spredning

Prøvningsmetoden skal vurderes

For at kontrollere om den ønskede modstandsevne er til stede, udføres ofte prøvninger. Den anvendte prøvemåde skal vurderes. F.eks. kontrolleres betons styrke med cylindre, hvor lagringsforholdene ofte er andre end for de konstruktionsdele, hvor den tilsvarende beton er anvendt. Man har også problemet med, at betonstyrken varierer. I betonbjælker er den stærkest forneden. Svarer den målte styrke til denne, eller svarer den til styrken foroven? Spørgsmålet er altså, om prøven er repræsentativ. Ved kontrollen spiller antallet af observationer også en rolle. Der er større sandsynlighed for, at man har fundet den virkelige middelværdi og spredning, når man udfører mange forsøg.

Hensyntagen til modstandsevnen tidsafhængighed

Endelig skal det nævnes, at modstandsevnen tidsafhængighed skal vurderes. F.eks. er langtidsstyrken for træ ca. 60% af korttidsstyrken, og for metaller kan korrosion nedsætte bæreevnen ved, at det effektive tværsnit formindskes med tiden.

2.2 Påvirkninger

Påvirkninger kan opdeles i mange arter, hvilket nærmere er beskrevet i kapitel 5.

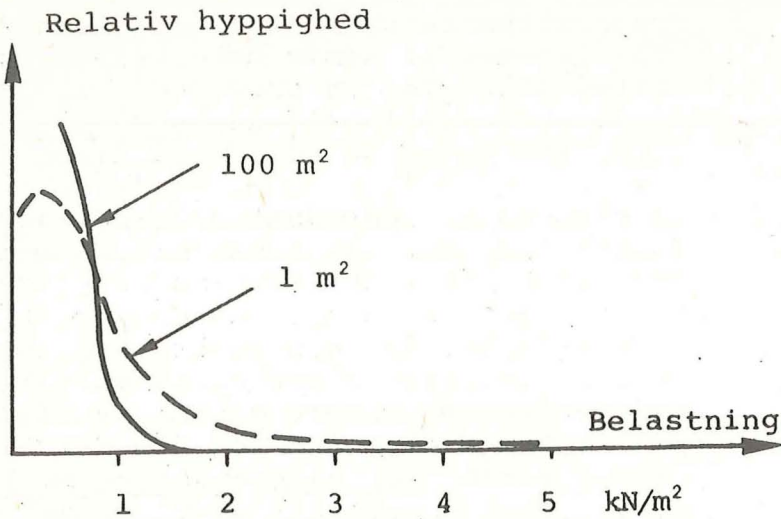
Hensyntagen til såvel middelværdi som spredning

For alle påvirkninger gælder det, som ved materialeegenskaberne, at deres middelværdi og fordeling har betydning.

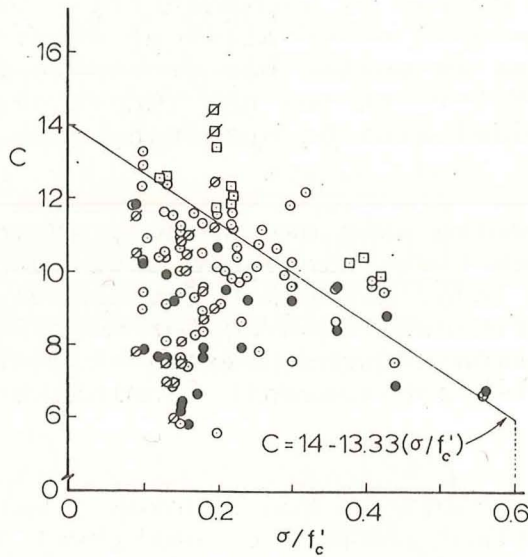
Hensyntagen til observationsperiode

Også antallet af observationer, der ligger til grund for påvirkningernes bestemmelse, har betydning. Ønskes f.eks. di-

16



Figur 2.4 : Møbelloastfordeling ved forskellige arealstørrelser.



Figur 2.5 : Eksempel på empirisk faktor bestemt ved forsøg.

mensionering for vindstød, der med en givne sandsynlighed kun overskrides hvert 50. år, kræves der meget lang observationstid.

Forskellige påvirkningers
samtidighed

For påvirkninger kommer yderligere et spørgsmål om samtidighed i de ekstreme belastninger. For en krankonstruktion er det således usandsynligt, at der er maksimal vind samtidig med bremsekræfter.

Påvirkningens
dynamiske
karakter

Tidsafhængigheden betyder også noget. Er det en konstant, varierende belastning eller en stødpåvirkning? Ved varierende påvirkning skal der tages hensyn til konstruktionens dynamiske egenskaber.

Hensyntagen til
observationsmetode

Også observationsmetoden har betydning. På figur 2.4 ses resultatet af en undersøgelse, hvor det undersøgte areal var henholdsvis 1 m^2 og 100 m^2 .

2.3 Udførelsesnøjagtighed

Geometriske
afvigelse

Også her betyder middelværdi og fordeling af de indgående parametre noget, f.eks. de geometriske parametre (nyttehøjde i jernbetonbjælker, montageunøjagtigheder etc.).

Sikkerhedsmetoden
kan ikke tage
hensyn til
grove fejl

Herudover er der spørgsmålet om grove fejl. F.eks. at man på byggepladsen bytter om på tegninger af armering i kældergulv og stuegulv. I kældergulvet er der oversidearmering for at undgå opskydning, medens der i stuegulvet kun er undersidearmering.

Sådanne grove fejl tager sikkerhedssystemer ikke hensyn til, og de bør heller ikke gøre det. Det vil fordyre alt byggeri. For at undgå sådanne grove fejl må der være en effektiv vejledning og kontrol.

2.4 Beregningsnøjagtighed

Vær opmærksom på
beregningsmodellens
forudsætninger

Der er spørgsmålet om godheden af det statiske system. Er det rimelige beregningsmodeller, man anvender? F.eks. er mange af de charnier, man regner med i jernbetonkonstruktioner, normalt dog ubetydelige.

Det er også et problem at vurdere sine beregningsformlers rimelighed. Det er særligt nødvendigt, når det drejer sig om empiriske bæreevneformler. På figur 2.5 er vist et eksempel, hvor man foreslår en faktor C på baggrund af nogle

forsøgsresultater. Brug af sådanne form-
ler skal ske med omtanke, idet ingen af
de senere omtalte normer tager hensyn
til den slags unøjagtigheder.

Regnenøjagtigheden
er normalt
tilstrækkelig

En faktor, man altid vil have med, er
regneunøjagtighed. Den er normalt lille;
men kan i nogle tilfælde få stor betyd-
ning, f.eks. ved differensen mellem to
store tal. Man kan komme i den situation,
at differensen bliver af samme størrel-
sesorden som den usikkerhed, hvormed tal-
lene er bestemt. I de norske trænormer
er der ligefrem indført regler om ned-
sættelse af nogle af koefficienterne i
(2-2), hvis man kontrollerer sine bereg-
ninger, og yderligere hvis en anden gør
det.

Sikkerhedsmetoden
kan ikke tage hensyn
til regnefejl

Endelig er der spørgsmålet om regnefejl.
Her skal man atter være på vagt, idet
sikkerhedssystemerne ikke dækker sådanne
fejl.

2.5 Andre parametre

Konstruktionens
betydning bør
være afgørende
for sikkerhedens
størrelse

Konstruktionens betydning kan spille ind
ved sikkerhedsvurderingen. Det virker
urimeligt at bygge et cykelskur med sam-
me sikkerheder som en teatersal.

Også den enkelte konstruktionsdels betyd-
ning kan være afgørende. En søjle, hvis
fjernelse betyder, at en hel bygning
styrter sammen, bør have større sikker-
heder end en søjle, der understøtter en
altan. Det sidste berører det specielle
problem, der kaldes progressiv kollaps.

Sikkerhedens størrelse
er i sidste ende et
spørgsmål om penge

Også andre ting har betydning, f.eks.
hvor stor er sandsynligheden for brand,
eller hvilke sikkerheder har landet råd
til.

3. SIKKERHEDSMETODER

I dette kapitel vil der blive redegjort for nogle af de sikkerhedsmetoder, der findes til så godt som muligt at tage højde for de i kapitel 2 nævnte problemer.

3.1 Tilladelige spændinger

Den ældste sikkerhedsmetode er de tilladelige spændingers metode. Den stammer fra en tid, hvor al dimensionering skete på baggrund af elasticitetsteorien. Ved denne metode sættes $f_p = 1,0$, og grundprincippet bliver herefter

$$(3-1) \quad P \leq \frac{M}{n} \quad n > 1$$

Sikkerhedstallet n bliver tillagt forskellige værdier afhængigt af konstruktionsmateriale, konstruktionstype og belastningskombination. Hele "sikkerheden" er samlet i faktoren n , der derfor ofte kaldes totalsikkerheden. Ordet er uheldigt, idet et begreb som sikkerhed og totalsikkerhed ikke kan tillægges en absolut størrelse.

Det drejer sig derimod om sandsynligheder for brud, og man ser umiddelbart, at (3-1) har en stor svaghed ved ikke at tage hensyn til de statistiske variationer i belastningen.

Egenvægten g af en konstruktion er normalt ret godt bestemt, derimod er nytte-lasten p ikke særlig veldefineret.

Hvis $g \gg p$, bliver sandsynligheden for brud derfor meget mindre, end hvis $p \gg g$. Eller sagt med andre ord: Når egenvægten er en dominerende belastning, fører de tilladelige spændingers metode til en overdimensionering.

Tilladelige spændingers metoder tager kun hensyn til materiale-middelbrudstyrken

Den primære modstandsevne ved et materiale er brudstyrken, og det er med henblik på denne, at (3-1) er opstillet, og det er deraf, metodens navn er udledt. Der findes imidlertid konstruktioner, hvor spændingerne ikke er afgørende for brudbæreevnen. Det gælder f.eks. de velkendte Euler-søjler, hvor det er elasticitetskoefficienten E , der indgår. Metoden har for sådanne konstruktionstyper måttet udvides med nogle ekstra betingelser.

Metoden er idag stort set forladt til fordel for andre og bedre metoder.

Man bemærker, at en koefficient på P alene ikke løser problemet, idet der findes tilfælde, hvor påvirkningerne ikke indgår ved konstruktionsvurderingen, lige så vel som der findes tilfælde, hvor materialets modstandsegenskaber ikke indgår. Eksempel på det første er jordskråningers stabilitet, og på det sidste er løftning af tørdokke.

3.2 DIF's partialkoefficientmetode

Foranlediget af manglerne ved tilladelige spændingers metode foreslog et udvalg under DIF i 1964 en partialkoefficientmetode, som er en simplificeret udgave af den statistiske metode. Denne metode er efterhånden indarbejdet i de nye udgaver af normerne.

Metoden baserer sig på to væsentlige størrelser, nemlig:

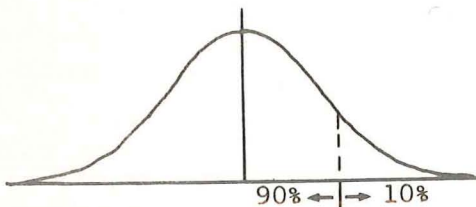
- dels karakteristiske værdier for påvirkninger og modstandsevne, som tager hensyn til disses statistiske fordeling,
- dels partialkoefficienter, som fastlægger "sikkerheden" individuelt for de i konstruktionsvurderingen indgående påvirknings- og modstandsparametre.

De karakteristiske værdier x_k for de enkelte parametre x bestemmes af

$$x_k = x_m \pm k s,$$

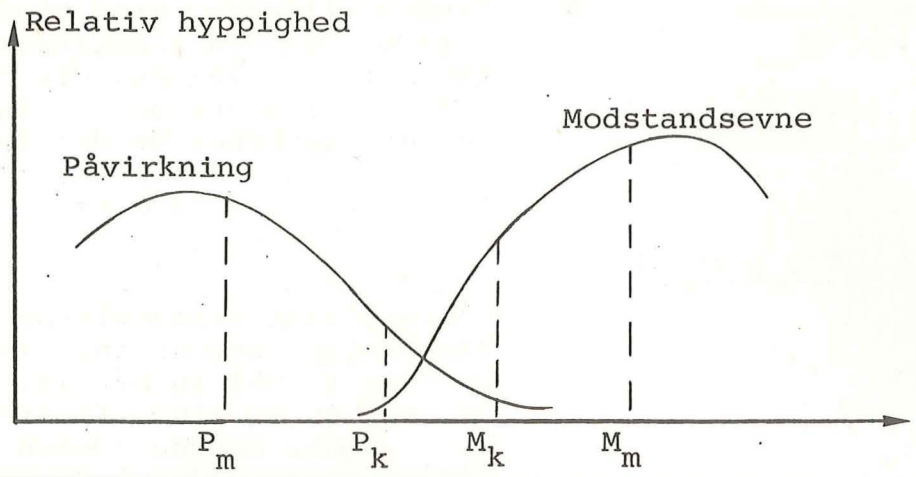
hvor

- x_m er parameterens middelværdi,
- s er parameterens spredning, og
- k er en faktor, der afhænger af, hvilken fraktil x_k skal svare til.



Hvis parameteren x er normalfordelt, findes det fra statistikken, at der f.eks. er 90%'s sandsynlighed for, at en parameter værdi vil være større end $x_m - 1,28 s$ og tilsvarende vil der være 90%'s sandsynlighed for, at en parameter værdi vil være mindre end $x_m + 1,28 s$. Ved at arbejde med karakteristiske værdier opnår man altså også at få taget hensyn til spredningen på de indgående størrelser.

21



Karakteristisk
modstandsevne

For modstandsevnerne arbejder man med de
nedre karakteristiske værdier, d.v.s.

$$M_k = M_m - k s,$$

karakteristisk
påvirkning

medens man for påvirkningerne arbejder
med de øvre karakteristiske værdier,
d.v.s.,

$$P_k = P_m + k s.$$

Optegner man fordelingskurverne for en
modstandsparameter og en påvirkningspara-
meter på samme niveau, vil de overlappe
hinanden på et lille areal. Dette areal
repræsenterer sandsynligheden for brud,
og man kan i første omgang sikre sig, at
denne sandsynlighed bliver tilstrækkelig
lille ved at kræve:

$$M_k > P_k$$

Imidlertid får man ikke ved denne formu-
lering en egentlig værdi for sikkerheden.
Denne sikkerhed indføres separat ved brug
af partialkoefficienter.

Partialkoefficienter

Partialkoefficienterne er faktorer $\geq 1,0$.
Den størrelse, der fremkommer ved at mul-
tiplicere de karakteristiske laster (P_k)
med lastpartialkoefficienterne (f_p) kal-
des de regningsmæssige belastninger (P_r),
og tilsvarende er de regningsmæssige mod-
standsevner (M_r) lig de karakteristiske
modstandsevner (M_k) divideret med mod-
standsevne-partialkoefficienterne (f_m).
I nogle normer bruges betegnelsen nominel
værdi, hvilket svarer til den regnings-
mæssige værdi.

Regningsmæssige
værdier

Nominel =
regningsmæssig

Ved fastlæggelsen af partialkoefficien-
ternes talværdi tager man hensyn til u-
sikkerheden ved en række forhold. Det
drejer sig bl.a. om måden at fastlægge
karakteristisk værdi på og beregningsmo-
dellens godhed. Endelig spiller konstruk-
tionens "samfundsmæssige" betydning også
ind, idet groft sagt en hospitalsbygning
må have en større sikkerhed end et cykel-
skur.

Sikkerhedsvurderingen efter DIF's partial-
koefficientmetode bliver så at eftervise,
at

(3-2)

$$\sum P_k f_p \leq \sum \frac{M_k}{f_m}$$

Værdier for P_k er omtalt i kapitel 5 og er for mange værdiers vedkommende snarere baseret på erfaring end egentlig statistisk analyse. Værdierne for P_k har hidtil været fastlagt i Belastningsforskrifterne, men en ny udgave er som tidligere nævnt på trapperne. Værdierne for f_p omtales ligeledes i kapitel 5, men har hidtil været fastlagt i de enkelte konstruktionsnormer sammen med M_k og f_M , efterhånden som de gik over til partialkoefficientmetoden.

Specielt for betonkonstruktioner vil værdierne for f_M og M_k blive omtalt i kapitel 4.

Ved fastlæggelsen af værdierne for f_p tages der i alle tilfælde hensyn til, hvor godt de enkelte belastninger kendes, idet partialkoefficienten på forskellige belastningstyper er forskellige. Der tages også hensyn til samtidighed, idet der er forskellige belastningstilfælde, der skal gennemregnes, nemlig 3 normale belastningstilfælde og 1 ekstraordinært belastningstilfælde. Disse belastningstilfælde gennemgås nærmere i kapitel 6.

Denne sikkerhedsmetoder har den ulempe, at ved belastninger, hvor der kun er egenvægt, bliver sandsynligheden for brud ikke så lille som ønsket. Det skyldes, at partialkoefficienten på egenvægten er 1,0 - en størrelse, der i øvrigt forekommer rimelig i de fleste tilfælde.

Netop disse forhold har ført til, at man i normer, der anvender DIF's partialkoefficientmetode, har stillet krav om, at ingen konstruktion må beregnes for en bevægelig belastning, der er mindre end 10% af egenvægten. Dette krav er i lastnormforslaget skærpet til 15% (lastkombination 1.3).

3.3 Andre partialkoefficientmetoder

Der findes andre partialkoefficientmetoder, hvor man indfører flere partialkoefficienter, således at de enkelte partialkoefficienter dækker forskellige af de i afsnit 2 omtalte (og eventuelle andre) forhold.

Generelsikkerhedsmetoden er fremsat af Hannemann (se f.eks. [3]) og ser principielt sådan ud:

(23)

(3-3)

$$\sum f_{P_1} f_{P_2} P_k \leq \sum \frac{M_k}{f_{M_1} f_{M_2}}$$

Med denne metode har man større mulighed for at variere sine "sikkerhedskrav". Man kan f.eks. lettere stille større krav til "sikkerheden" mod stabilitetsbrud end mod flydebrud. Dette er væsentligt, idet den første brudform som regel fører til totalbrud. hvorimod stål ofte tøjningshårder, således at den sidste form for brud indeholder en reserve mod sammenstyrtning.

Metoden anvendes i den nye stålnorm.

Af andre partialkoefficientmetoder er der fremsat en af CIB (Conseil International du Bâtiment pour la Recherche l'Étude et la Documentation) og en af CEB (Comité Européen du Béton). Ingen af disse skal dog omtales her.

4. DANSK INGENIØRFORENINGENS NORMER

DIF udarbejder normer for bygningskonstruktioner, og disse godkendes som dansk standard, skrives DS med et efterfølgende nummer. Nedenfor er skematisk vist, hvilke normer det drejer sig om:

Nr.	Omhandlende	år
DS410	Belastningsforskrifter med Bilag: Vejledning for fastsættelse af vindbelastninger.	1. udgave 1945 1966
	Ny Lastnorm forventes i	1977
DS411	Betonkonstruktioner	2. udgave 1973
DS412	Stålkonstruktioner	1. udgave 1976
DS413	Trækonstruktioner	3. udgave 1974
DS414	Murværk + tillæg om skalmure	1. udgave 1969 1975
DS415	Fundering	2. udgave 1977

Udover de her nævnte, findes der en DS416 om hulstensdæk. Den henviser i meget høj grad til den tidligere udgave af DS411, så den må nærmest betragtes som forældet. I øvrigt er den også uaktuel.

De nyere normer er opdelt i to dele. En normdel, som skal følges, og den vejledning, der supplerer selve normen; men som kan fraviges. I vejledningen står der f.eks. forslag til beregningsmåder, eller der kan peges på forskellige forhold, der kan have betydning ved sikkerhedsvurderingen.

I næste afsnit omtales enkelte af betonnormens bestemmelser, da de har speciel relevans til præfabrikeret betonbyggeri.

Til sidst skal det nævnes, at det danske normsystem er meget lidt restriktivt i forhold til mange andre landes normsystemer. Især er det vesttyske meget langt fra det danske. Her er der ganske faste regler for, hvorledes næsten alt skal be-

regnes. Disse regler svarer til det, vi har samlet i vejledningen, og som man kan fravige. Mulighederne for valg af beregningsmodeller er således betydeligt større i Danmark.

4.1 Betonnormen, DS411

Betonstyrken

Karakteristiske værdier for betontrykstyrken bestemmes udfra cylinderprøvning af et passende antal prøvelegemer. Af en sådan prøvning bestemmes dels en middetrykstyrke σ'_{bm} dels en empirisk spredning s .

Bestemmelse af karakteristisk værdi

Den karakteristiske værdi σ'_{bk} (f.eks. svarende til 10% fraktilen), som man ønsker at bestemme, svarer imidlertid til, at man havde foretaget uendelig mange styrkebestemmelser. Med et begrænset antal prøvninger bliver det nødvendigt med et skøn på den teoretiske middelværdi, på den teoretiske spredning og på fordelingskurvens form.

Betonnormen forudsætter, at styrken er normalfordelt, og den empiriske middelværdi og spredning kan anvendes som acceptable skøn for de tilsvarende teoretiske værdier. Derved kan man angive en af prøveantallet afhængig faktor k , således at den karakteristiske betonstyrke bestemmes af:

(4-1)

$$\sigma'_{bk} = \sigma'_{bm} - k s$$

Faktor k

Faktoren k er fastsat ud fra, at 10% fraktilen anvendes som karakteristisk værdi, og at sandsynligheden for at acceptere et resultat, der ikke opfylder de stillede krav, skal være 25%. Hvis n angiver antallet prøver, fås følgende værdier:

$n =$	3	4	5	10	∞
$k =$	2,50	2,13	1,96	1,67	1,28

Armeringsstyrken

Som karakteristisk flyde-, 0,2- eller brudspænding for armeringen defineres den garanterede øvre flydespænding, 0,2-spænding eller brudstyrke, i de tilfælde armeringen er underkastet en garantiordning. Garanterede styrkeparametre kan normalt regnes at svare omtrent til 0,1% fraktilen.

Værdien af partialkoefficienterne for beton- og armeringsstyrkerne er for normale lastkombinationer givet i normen til:

Partialkoefficienter
ved normal
lastkombination

	f_a (armering)	f_b (beton)
Kontrolklasse I	1,4	1,6
Kontrolklasse II	1,4	1,8
Kontrolklasse III	1,6	2,2

Ekstraordinær
lastkombination
Uarmeret beton

For ekstraordinære lastkombinationer reduceres værdierne ved multiplikation med 0,9, og for en uarmeret betonkonstruktion multipliceres værdierne for f_b med 1,4.

Som det fremgår af tabellen gradueres værdierne af partialkoefficienterne, afhængig af omfanget af kontrollen med såvel materialestyrken som med arbejdets udførelse i henhold til normens definition af kontrolklasser.

Når f_b er større end f_a , skyldes det ikke, at der normalt er større spredning på betonstyrkerne. Denne er der taget hensyn til ved den valgte fraktil til fastsættelse af den karakteristiske styrke. Årsagen ligger i, at betonprøvningen ikke er så repræsentativ som armeringsprøvningen. Betonstyrken varierer meget i konstruktionselementet (stærkere i bunden af en bjælke end i toppen), og konstruktionselementet har normalt ikke haft samme lagring som prøvecylinderen.

Sikkerhedsvurdering
ved prøvning

I betonnormerne er der et afsnit om sikkerhedsvurdering ved prøvning.

Ved prøvningen skal der udføres så mange prøver, at vurderingen kan foretages på statistisk grundlag. Der skal udregnes gennemsnitsværdi P_m og en standardafvigelse s for brud- eller flydelast. Derefter findes en karakteristisk bæreevne

(4-2)

$$P_k = P_m - k s$$

P_k svarer fuldstændig til σ'_{pk} , så k kan findes af den tidligere angivne tabel.

P_k skal være større end den ydre regningsmæssige belastning, multipliceret med en partialkoefficient på 1,3 ved armeret beton, normal lastkombination. Ved ekstraordinær lastkombination er den 1,2. For uarmeret beton skal koefficienterne forhøjes med 40%.

Man bemærker, at konstruktionsvurderingen med disse regler kan foregå på alle niveauer.

5. PÅVIRKNINGER

I dette kapitel gennemgås bestemmelserne i forslaget til den nye Lastnorm, som skal afløse "Belastningsforskrifterne" fra 1945.

En konstruktion og dens elementer udsættes for påvirkninger i forskellige stadier, som f.eks. kan opstilles således:

Påvirkningsstadier

1. Under opførelse
2. På lager
3. Under transport og montage
4. I den færdige bygning
5. Under demontage

Af disse er den fjerde den vigtigste, og det er ved denne, at man fra lovgivningens side stiller krav om en vis "sikkerhed". Man må imidlertid være opmærksom på de øvrige, idet de kan blive dimensionsgivende.

Lastnormen omhandler kun almindeligt forekommende laster

Normen omhandler de for bygningskonstruktioner almindeligt optrædende laster og dækker således ikke alle specialtilfælde. Normen forudsætter derfor, at brugeren har den fornødne tekniske indsigt til at vurdere, om et aktuelt tilfælde er dækket af normen.

Gyldighedsområde

Normen fastsætter laster til brug ved projektering og vurdering af bygningskonstruktioner, der er forudsat anvendt til bolig, kontor, landbrug, industri og lignende.

5.1 Lastarter og lasttyper

Påvirkningerne opdeles i normen i følgende arter:

- Egenlast, d.v.s. vægten (tyngden) af permanent placerede konstruktionsdele.
- Nyttelast, d.v.s. last hidrørende fra brugsmæssige funktioner.
- Naturlast, d.v.s. last forårsaget af naturfænomener.
- Ulykkeslast, d.v.s. last forårsaget af uheld og ulykker, og som ikke er indregnet i ovenstående.

Afhængig af den måde lasterne skal regnes at kunne variere, inddeles de i tre typer:

Permanent last
Bunden last
Fri last.

Permanent last

Permanent last er en last, der forudsættes at virke på konstruktionen i hele dennes anvendelsesperiode (f.eks. egenvægt af konstruktionsdele).

Bunden last

Bunden last er en last, hvis værdi overalt på konstruktionen forudsættes fastlagt, når blot værdien er fastlagt i et punkt (f.eks. vindtryk).

Fri last

Fri last er en last, hvis intensitet på konstruktionens forskellige dele forudsættes at kunne variere indbyrdes, uafhængigt mellem nul og maksimalintensiteten i de enkelte punkter (f.eks. personlast).

5.2 Egenlast

Egenlast er permanent last

Egenlasten på et konstruktionselement omfatter såvel tyngden af selve konstruktionsdelen som tyngden af permanent placerede laster, der hviler på det pågældende element.

De karakteristiske værdier for egenlast bestemmes på grundlag af materialernes rumvægte og de i projektmaterialet foreskrevne dimensioner.

Vægt af ikke-bærende vægge er nyttelast

Ved permanent placerede konstruktionselementer forstås de dele, der medvirker i den bærende konstruktion. Derimod henregnes vægten af installationer, slidlag og ikke-bærende skillevægge til nyttelasten og medtages altså ikke som egenlast.

Egenlasten af typiske konstruktionsdele:

18,5 cm Huldækelement	3 kN/m ²
15 cm tykt etagehøjt betonvægelement	10 kN/m etage

5.3 Nyttelast

Nyttelasten hidrører fra de brugsmæssige funktioner, konstruktionen er forudsat anvendt til. D.v.s. al last hidrørende fra vægt af personer, møbler, inventar, oplagrede varer, slidlag, ikke-bærende skillevægge og lignende.

Nyttelast er fri last

Nyttelast er at betragte som fri last.

5.3.1 Nyttelast fra personer, møbler og inventar

De fra vægten af personer, møbler og inventar hidrørende laster regnes for ækvivalente med følgende nyttelaster:

- En lodret, jævnt fordelt fladelast p
- En lodret punktlast P (kan fordeles over $0,1 \text{ m} \times 0,1 \text{ m}$).

Disse laster skal regnes som fri last, d.v.s. de skal regnes anbragt i de positioner, der giver den for den betragtede konstruktion eller konstruktionsdel farligste påvirkning. For nogle nyttelaster kan man dog afvige fra dette krav.

P og p ikke samtidig

Endelig skal punktlasten og den jævnt fordelte last ikke regnes at virke samtidig.

Normen angiver bl.a. følgende karaktæriske nyttelaster fra personer, møbler og inventar. Nyttelastens størrelse afhænger primært af, hvor mange personer der jævnlige opholder sig på de pågældende konstruktionsdele.

Nyttelast:
fra personer m.v.

	p	P
<u>Etageadskillelser og gulve:</u>		
i uudnyttede loftsrums *)	1,0 kN/m ²	0,5 kN
i boliger o.lign. *)	1,5 kN/m ²	1,5 kN
i kontorer o.lign. *)	2,0 kN/m ²	2,0 kN
i skoler o.lign.	3,0 kN/m ²	3,0 kN
i teatre o.lign.	4,0 kN/m ²	3,0 kN
i arkivlokaler o.lign.	5,0 kN/m ²	3,0 kN
<u>Adgangsveje:</u>		
Interne trapper	1,5 kN/m ²	1,5 kN
Trapper, altangange o.lign. (inkl. snelast)	3,0 -4,0 kN/m ²	3,0 kN
<u>Altaner og terrasser:</u>		
(inkl. snelast)	2,0 kN/m ²	
<u>Tage</u> , der ikke benyttes til personophold.		1,0 kN
*) For disse tillades, at halvdelen af nyttelasten regnes som bunden last, medens resten regnes som fri last.		

Udover de i skemaet angivne nyttelaster gælder der en række bestemmelser, hvoraf kan nævnes, at altaner og terrasser også skal undersøges for en lodret linielast.

langs den frie rand på 2,0 kN/m samtidig med den angivne fladelast.

Da man i fleretagers bygninger næppe kan regne med, at alle etager er belastet med fuld nyttelast samtidig, tillader normen følgende reduktion:

Reduktion af nyttelast

Ved beregning af bærende vægge, søjler og fundamenter, der påvirkes af nyttelast fra to eller flere etageadskillelser eller lignende, kan nyttelasten p på etageadskillelser i boliger, kontorbygninger og lignende, samt nyttelasten på de tilsvarende adgangsveje og altaner reduceres.

Der regnes med følgende reducerede nyttelaster:

På øverste etageadskillelse	1,0 p
På 2.øverste etageadskillelse	0,8 p
På 3.øverste etageadskillelse	0,6 p
På 4., 5., 6. o. s. v. øverste etageadskillelse	0,4 p

Umiddelbart synes det ikke logisk, at den reducerede nyttelast netop skulle fordele sig som angivet. Det skyldes dog snarere, at man hermed har opnået en enklere regel end den, der var i de gamle Belastningsforskrifter.

Endelig skal bemærkes, at der ved dimensioneringen af den enkelte etageadskillelse og dennes vederlag skal anvendes den fulde værdi af nyttelasten p.

Da reduktionen er et udtryk for det usandsynlige i en samtidig maksimal fri last på alle etager, kan den naturligvis ikke foretages i lagre, arkiver m.v., hvor maksimal nyttelast lettere kan forekomme i alle etager.

5.3.2 Nyttelast fra ikke-bærende vægge

Ikke-bærende vægge, d.v.s. vægge der ikke indgår i konstruktionen som bærende eller stabiliserende dele af denne, deles i

lette skillevægge og
andre ikke-bærende skillevægge.

En let skillevæg har

dels en totalvægt pr.m² vægflade på højst 1,5 kN/m²,

dels en totalvægt pr.m væglængde på højst 4 kN/m.

Lette vægge
ækvivaleres
med en
fladelast

For de lette skillevægge tillades bidraget til nyttelasten ækvivaleret med en jævnt fordelt fladelast, hvorimod man for de andre ikke-bærende vægge skal tage hensyn til deres aktuelle placering.

Den karakteristiske værdi for lasten p for lette skillevægge tillades ansat til den største af følgende tre værdier:

- $p = 0,5 \text{ kN/m}^2$
- væggens totalvægt pr.m² af vægfladen
- den samlede vægt af alle vægge divideret med gulvarealet.

Last fra ikke-bærende vægge skal regnes som fri last.

5.3.3 Nyttelast fra installationer og slidlag

Laster fra almindelige installationer kan normalt regnes at være inbefattet i de allerede omtalte egenlaste eller nyttelaste. Væsentlige laster fra installationer skal tages i regning, og normen angiver nærmere beregningsregler for disse.

Slidlag er gulvbelægninger med eventuelt tilhørende afretningslag. Den karakteristiske værdi af last fra slidlag bestemmes på grundlag af materialets specifikke tyngder og de i projekt materialet foreskrevne slidlagstykkelser. En typisk værdi er 0,5 - 0,6 kN/m² gulvflade.

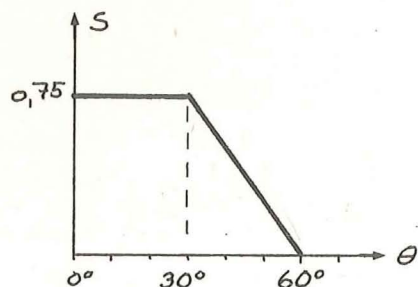
5.4 Naturlast

Naturlaster er last forårsaget af naturfænomener og omfatter snelast, vindlast, vandret masselast samt last forårsaget af temperaturpåvirkninger, svind m.v..

5.4.1 Snelast

- ½ snelast: bunden
- ½ snelast: fri

Snelasten på tage og lignende regnes for ækvivalent med en lodret, jævnt fordelt fladelast = s regnet pr.m² af tagets horisontalprojektion. Halvdelen af fladelasten skal regnes som bundet last, medens den anden halvdel regnes som fri last.



Snelast er inkluderet i visse nyttelaster

Snelastens karakteristiske værdi afhænger af taghældningen, idet

$$s = 0,75 \text{ kN/m}^2 \text{ for taghældning } < 30^\circ$$

$$s = 0 \text{ for taghældning } \geq 60^\circ$$

Mellem 30° og 60° interpoleres retlinet.

Man bør selvfølgelig være opmærksom på muligheden for sneophobning i hulninger og fordybninger.

Endelig skal nævnes, at snelasten er inkluderet i nyttelasten fra personer m.v. for altaner og trapper.

5.4.2 Vindlast

Vindpåvirkningen på bygninger er den af de væsentlige påvirkninger, om hvilken den eksisterende viden idag er mest mangelfuld. Det skyldes primært vindens komplekse natur. Den øgede erkendelse inden for strømningslære og aerodynamik har dog idag ført til bedre beskrivelse af vindfænomenerne, og det fremlagte forslag i normen er væsentligt mere nuanceret end den tidligere anvendte "vindnorm".

Vinden er dynamisk

En kraftig vind er turbulent, og dens kraftpåvirkning er derfor dynamisk. Vindens dynamiske natur får imidlertid kun betydning for bygninger, der er disponeret for at komme i svingninger på grund af vinden, hvilket ikke er tilfældet for almindelige husbygningskonstruktioner. Vindpåvirkningen kan derfor regnes som en statisk virkende last, der giver samme snitkræfter m.v. i konstruktionen, som den dynamiske vindlast maksimalt vil give.

Vindlasten regnes normalt statisk virkende

Den kraft F , en flade påvirkes med af vinden, beregnes af

Vindkraften

$$F = c A q$$

hvor

A er det påvirkede areal

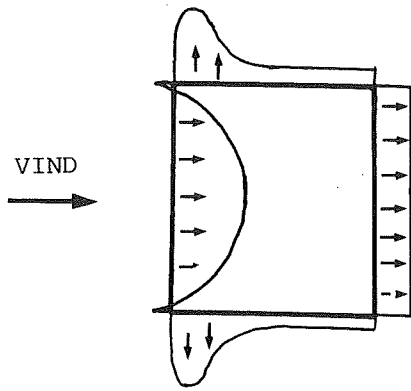
c er en formfaktor

q er et hastighedstryk.

Vindlasten kan normalt regnes virkende vinkelret på den pågældende flade enten som tryk eller sug, men for "relativt ru" overflader kan den tangentielle vindlast dog også opnå en sådan størrelse, at den må medtages i beregningerne.

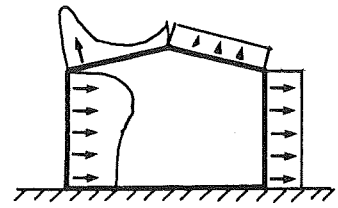
3W

Målt trykfordeling



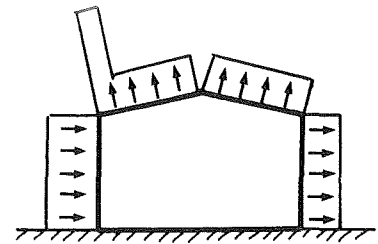
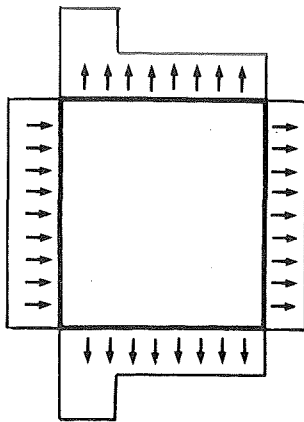
Plan

VIND



Snit

Formfaktorernes forenklede trykfordeling.



Vindlasten kan være en fri og/eller en bunden last

Vindlasten kan betragtes som en blanding af fri og bunden last, men for bygninger, der kan rummes i en kubus med 50 m kantlængde, regnes vindlasten som bunden last.

Hastighedstryk

Vindens hastighedstryk, q , er proportional med vindhastighedens kvadrat. Vindhastigheden afhænger primært af højden over terræn, men også af terrænformen, idet bebyggelser og beplantninger kan virke dæmpende på vindhastigheden.

50 års vinden

Vindpåvirkningen baseres på de vindhastigheder, der overskrides med en midelhyppighed svarende til én gang pr. 50. år.

Hastighedstrykket for huse med en højde op til 50 m bliver maksimalt af størrelsesordenen $q = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

Formfaktor

Formfaktoren c afhænger navnlig af genstandens form og af vindens retning i forhold til genstanden, men må generelt siges at være den dimensionsløse korrektionsfaktor, hvormed produktet Aq skal multipliceres for at få et rimeligt udtryk for vindtrykket.

Formfaktoren er bestemt på grundlag af modelforsøg og er en forenkling af den faktiske trykfordeling (jvf. figuren). I formfaktorerne for bygninger indgår eksempelvis også, at det er hastighedstrykket q i højde med toppen af taget, der skal bruges i vindkraftberegningen, og ikke i den aktuelle højde. I normen er angivet formfaktorer for almindeligt forekommende konstruktioner.

I denne kortfattede gennemgang af vindlasten er mange detaljer i normen udeladt, idet det væsentlige har været at fremhæve principperne.

5.4.3 Vandret masselast

Ved vandret masselast forstås: Vandrette laster, der tages i regning for at sikre en konstruktions styrke og stabilitet over for utilsigtede vandrette påvirkninger, som ikke er indbefattet i andre laster.

Vandret masselast optræder f.eks., når konstruktionsdele utilsigtet placeres excentrisk eller ude af lod. Vandret masselast forudsættes også at dække virkningerne af de meget små jordskælv, der forekommer i Danmark.

Masselast samtidig med lodret last

Enhver lodret egenlast, nyttelast og sne-last regnes at kunne give anledning til vandrette påvirkninger. Derfor skal en vandret masselast kun regnes at optræde samtidig med den forårsagende lodrette last.

Masselast: bunden last Den vandrette masselast regnes som bunden last.

Masselasten har angrebepunkt i tyngdepunkterne for de forårsagende lodrette laster og regnes at kunne virke i vilkårlig vandret retning, dog således at denne retning er fælles for alle de på samme tid optrædende vandrette masselaster.

Masselasten er en "minimumsvindlast"

En konstruktion undersøges kun for vandret masselast, dersom denne er farligere end den fastsatte vindlast i den pågældende.

Masselast > vindlast på langs

I bygninger, hvor længden er mere end 2-3 gange bredden, er masselasten på langs af bygningen normalt større end vindlasten i samme retning, medens vindlasten er den største på tværs af bygningen.

Masselast = 1,5% lodret last

Den karakteristiske værdi af den vandrette masselast sættes til 1,5% af den karakteristiske værdi af den forårsagende lodrette last.

5.4.4 Temperaturpåvirkninger og svind

Der findes ingen anvisninger for, hvilke temperaturpåvirkninger man skal regne med, men i dansk ingeniørpraksis anvendes ofte følgende

Indvendig, opvarmet hus	25 °C
Indvendig, uopvarmet hus	±15 °C
Udvendig, maks.	35 °C
Udvendig, min.	±25 °C
Udvendig, mørk sydfacade	60 °C

Betons temperaturudvidelseskoefficient kan sættes til

$$\beta = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Svindets størrelse og betydning afhænger naturligvis af konstruktionsmaterialet og selve konstruktionen. I beton kan svindet blive så stort, at der opstår svindrevner. Disse kan være særdeles uheldige, hvis de opstår i uarmeret beton, et sted hvor man har brug for trækstyrken.

5.5 Ulykkeslast

Ved ulykkeslast forstås: Last der påføres konstruktionen som følge af uheld eller ulykker, og som ikke omfattes af de foreskrevne nytte- og naturlaster.

Ulykkeslast er et nyt begreb i norm-hen-seende, men har dog været indbefattet i Bygningsreglementets seneste udgaver.

Konstruktioner skal kun undersøges for ulykkeslast i de tilfælde, hvor et eventuelt svigt med overvejende sandsynlighed vil resultere i omfattende person-skader eller i stor materiel skade.

Bygninger med 6 eller flere etager undersøges for eksplosionslast

De eneste detaljerede krav i den hense-ende er, at bygninger med 6 eller flere etager skal undersøges for eksplosionslast. Normalt skal der ikke dimensioneres for ulykkeslast medmindre myndighederne stiller specielle krav om det.

I lastnormforslaget omtales tre ulykkeslaster, nemlig påkørselslast, eksplosionslast og nedstyrtningslast. Ingen af disse kendes med større nøjagtighed og de tal, der angives som karakteristiske værdier, må siges at være baseret på skøn.

Eksplosionslast-bestemmelsen blev indfø-jet i Bygningsreglementet efter Ronan Point-ulykken i 1968. I en af de øverste etager i et 22 etagers højhus, opbygget af præfabrikerede betonelementer, skete der en gasekspllosion, hvorved et bærende facadeelement blev blæst ud. Dette igang-satte en kædereaktion, idet nedstyrtende dækelementer knuste nedenunderliggende dæk, som så styrtede ned, o.s.v., helt ned til stueetagen.

Undersøgelse for eksplosionslast

I normforslaget stilles der ikke direkte krav om størrelsen på eksplosionslasten, der skal kunne modstås. Men som en blanding af normkrav og anbefaling skal man i bygninger på 6 etager eller derover sikre sig at

enten skal der lokalt dimensioneres for eksplosionslast som i de omgivende dæk og vægge ækvivaleres med en trækraft på 30 kN/m,

eller også skal bygningen udformes og di-mensioneres således, at dele af en ydervæg, en tværvæg og/eller en eta-geadskillelse skal kunne falde bort samtidig, inden for et rektangulært areal, der måler 5,0 m i ydervæggens retning og 3,0 m vinkelret herpå, uden at det fører til yderligere brud i bygningen.

6. LASTKOMBINATIONER

Sikkerheden mod brud i bærende konstruktioner vurderes på grundlag af DIF's partialkoefficientmetode, og denne fastlægges derfor de i det følgende omtalte partialkoefficienter for last.

Deformationsberegning $\Rightarrow f_p = 1,0$

Ved deformationsberegning i "brugsstadiet" sættes normalt alle lastpartialkoefficienter lig 1,0.

Et bygværk skal undersøges for den farligste af nedennævnte lastkombinationer (1.1, 1.2, 1.3 og 2.), idet permanent last altid medtages, medens bunden og fri last kun medtages, hvor de giver den farligste påvirkning.

Partialkoefficienterne er:

Lastart	Lasttype	Lastkombination					
		Normal			Extraordinær 2	Extrem	
		1.1	1.2	1.3		3.1	3.2
<u>Egenlast</u>	{ permanent fri	1,0	1,0	1,0 0,15	1,0	1,0	1,0
<u>Nyttelast:</u> Personer m.v.	fri *)	1,5			1,5	1,0	1,0
Slidlag Ikke bærende skillevægge	{ fri	1,3			1,3	1,0	1,0
<u>Snelast</u>	{ ½ fri ½ bunden	1,5 1,5			1,5 1,5		
Vind eller masselast	{ bunden		1,5		1,0		0,5
Ulykkeslast						1,0	

Til de enkelte lastkombinationer skal følgende bemærkes:

Lastkombination 1.1. Denne lastkombination vil normalt give den største lodrette påvirkning.

Lastkombination 1.2. Denne lastkombination vil normalt give den største vindlast kombineret med mindst lodret last.

Lastkombination 1.3. Lastkombinationen skal sikre konstruktioner, hvor egenlasten er dominerende, en tilstrækkelig sikkerhed. Bemærk, at de ekstra 15% af egenlasten skal anbringes som fri last. Disse er at betragte som en "minimums-

*) i boliger, kontorer o.lign. kan halvdelen regnes som bunden last.

(gælder ikke slidlag og lette skillevægge)

nyttelast" i lighed med, at massekraften er en "minimumsvindlast".

Lastkombination 2. Denne lastkombination kan for visse konstruktionsdele give den største vandrette masselast kombineret med mindst lodret last, og for andre størst lodret last kombineret med vandret last.

I lastkombination 2 reduceres partialkoefficienterne i materialeegenskaberne med faktoren 0,9 i forhold til normale lasttilfælde.

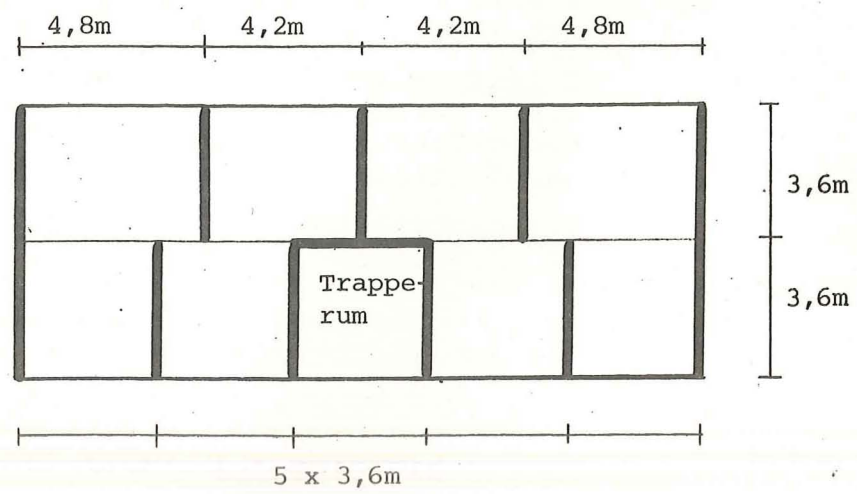
Lastkombination 3.1 svarer til optræden af ulykkeslast og skal sikre, at konstruktionsdelene, der udsættes for lasten, kan modstå denne. Også her reduceres partialkoefficienterne for materialeegenskaberne med 0,9 i forhold til normale lasttilfælde.

Lastkombination 3.2 svarer til bortfald af bærende konstruktionsdele ved ulykkeslast og skal sikre, at der ikke sker yderligere sammenstyrtning af konstruktionen. I dette lasttilfælde tillades partialkoefficienterne for materialeegenskaberne reduceret med faktoren 0,7 i forhold til normale lasttilfælde. Dog må værdierne ikke ansættes til mindre end 1,0.

For nogle konstruktionstyper vil sikkerhedskravene kunne anses for tilgodeset, uden at alle lastkombinationer undersøges. Der vil i de enkelte konstruktionsnormer være angivet, hvilke lastkombinationer der skal undersøges. F.eks. er alle lasttilfældene 1.1, 1.2, 1.3 og 2. nævnt i den nye betonnorm, idet de 15% "minimumsnyttelast" dog kun er sat til 10%.

Endelig skal det bemærkes, at man principielt ikke behøver anvende DIF's partialkoefficientmetode som sikkerhedsmetode. Anvendes andre partialkoefficienter, vil der nødvendigvis ikke være tale om de samme partialkoefficienter. Dette er f.eks. tilfældet i den nye stålnorm, hvor der opereres med to forskellige sikkerhedsmetoder.

40



Figur 7.1: Etageplan 1:200. Kun de bærende vægge er vist med kraftig streg.

7. EKSEMPEL

Som eksempel betragtes en 4-etagers boligblok opbygget af præfabrikerede betonelementer med den på figur 7.1 viste grundplan.

Bygningen er en typisk tværvægsbygning med 15 cm tykke, bærende tværvægge og en enkelt længdeafstivende væg også 15 cm tyk. Facadeelementerne er lette træfacadeelementerne på langsiderne og betonsandwichelementer i gavlene. Etageadskillelserne er 18,5 cm tykke huldækelementer. Bygningen har fladt tag med isolering og tagpap.

Om de ikke-bærende vægge og de lette facader antages, at de svarer til en fladebelastning på 1 kN/m^2 .

Om de bærende gavlfacadeelementer antages, at deres tyngde svarer til de andre bærende vægge, nemlig 10 kN/m væglængde pr. etage.

For nemheds skyld antages trapperummenes belastning at svare til de omgivende rums belastning.

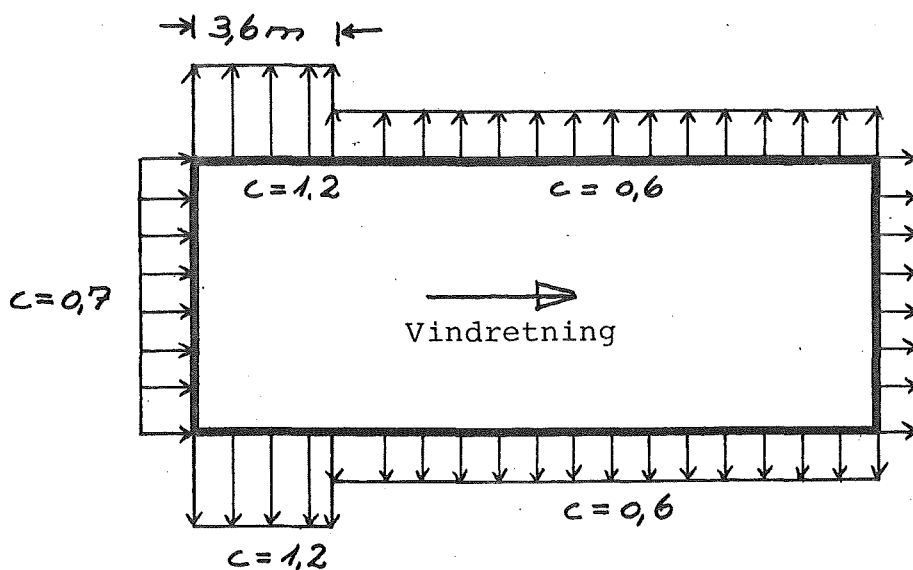
Den lodrette karakteristiske last hidrørende fra egenlast, nyttelast og sne bliver så:

Lastart /-type		Tagdæk	etage-dæk	Bærende vægge + facade
<u>Egenlast</u>	perm.	3,0 kN/m^2	3,0 kN/m^2	10 kN/m
<u>Nyttelast</u>				
1) Personer m.v.	fri		1,5 kN/m^2	
2) Slidlag, tagdækning	fri	0,5 kN/m^2	0,5 kN/m^2	
3) Skillevægge og lette facader	fri		1,0 kN/m^2	
<u>Snelast</u>	fri	0,38 kN/m^2		
	bunden	0,38 kN/m^2		
Sum		4,25 kN/m^2	6,0 kN/m^2	10 kN/m

Da etagearealet er $18,0 \text{ m} \times 7,2 \text{ m} = 129,6 \text{ m}^2$, og der er $43,2 \text{ m}$ bærende væg og/eller facade pr. etage, bliver den samlede lodrette karakteristiske last over fundamentets overkant:

Figur 7.2 Formfaktoren c's værdier.

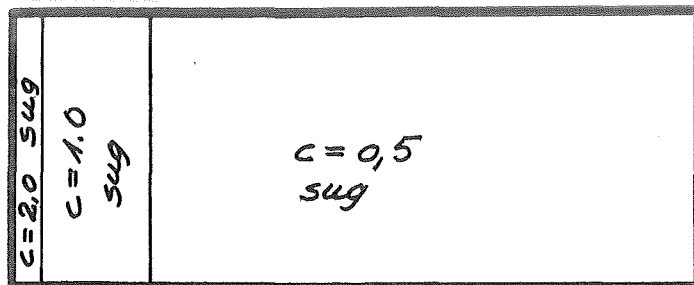
42



Vindtryk/-sug på facaden for vind på langs.

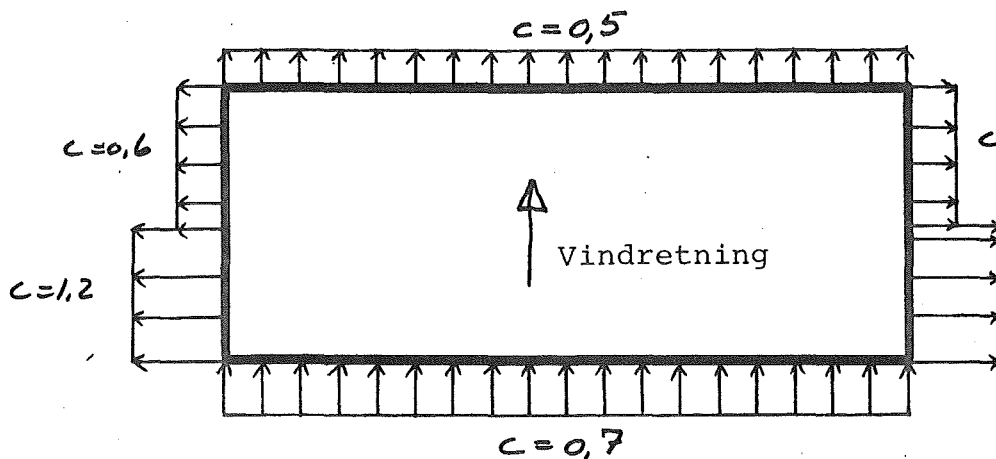
$c = 0,5$

→ 3,6m ←
** 0,72m



Vindsug på tagfladen.

Vindretning →

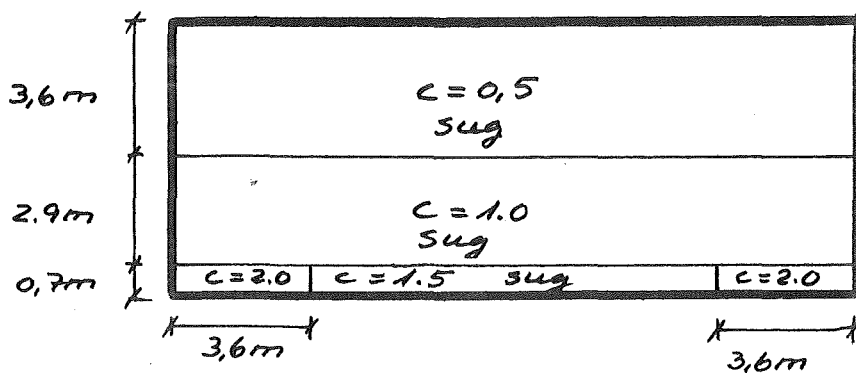


Vindtryk/-sug på facaden.

$c = 0,6$ Vind på tværs.

Vindsug på tagfladen.

Vindretning ↑



Tagdæk	$129,6 \times 4,25 =$	$550,8 \text{ kN}$
4 etageadskil- lelser	$4 \times 129,6 \times 6,00 =$	$3110,4 \text{ kN}$
4 etagers bærende vægge + facader	$4 \times 43,2 \times 10 =$	$1728,0 \text{ kN}$
		<u>Sum = 5389,2 kN</u>

Der kan altså blive tale om en karakteristisk masselast på

$$1,5\% \text{ af } 5389 \text{ kN} = \underline{\underline{80 \text{ kN}}}$$

Vindlastens fordeling som tryk (sug) på facader og tag er vist på figur 7.2 for vind på langs og tværs.

Sættes vindens hastighedstryk ved en højde svarende til bygningens kip til $q = 0,6 \text{ kN/m}^2$ bliver den samlede vandrete karakteristiske vindkraft på bygningen:

På langs:

$$\begin{aligned} W_{1k} &= 4 \cdot 2,8 \text{ m} \cdot 7,2 \text{ m} \cdot 1,2 \cdot 0,6 \text{ kN/m}^2 \\ &= \underline{58 \text{ kN}} \end{aligned}$$

og på tværs :

$$\begin{aligned} W_{tk} &= 4 \cdot 2,8 \text{ m} \cdot 18 \text{ m} \cdot 1,2 \cdot 0,6 \text{ kN/m}^2 \\ &= \underline{145 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Det fremgår, at vindkraften på langs er mindre end masselasten, hvorimod vindkraften på tværs er større end masselasten.

8. REFERENCER

- [1] Boligministeriet
"BYGNINGSREGLEMENT 1977"
- [2] Poulsen, E.:
"KONSTRUKTIONSPÅLIDELIGHED, EN
TEORI PÅ STATISTISK GRUNDLAG"
Danmars Ingeniørakademis Byg-
ningsafdeling. Ren og Anvendt
Mekanik.
Rapporterne 70/32, 71/2, 70/5
og 71/9.
- [3] Hannemann, I.G.:
"EN KONSTRUKTIONS SIKKERHED"
Ingeniøren, Forskning,
15. januar 1967.

S

FORELÆSNINGSNOTATER UDGIVET AF

INSTITUTTET FOR HUSBYGNING, DANMARKS TEKNISKE HØJSKOLE

Nr.	Forfatter	Titel
2	Stålby, Jens E.	Jordskælvspåvirkninger i husbygningskonstruktioner, 1969
14	Hilbert, Niels-Ole og Stokbæk, K.	Betonelementproduktion, 1971
22	Pedersen, Erik	Brandteknisk vurdering af ventilationsanlæg, 1973
30	Munch-Petersen, Johs.F.	Facadeelementer, 1973
36	Jessen, Richard	Murede huse, 1974
37	Larsen, Henning	Faserne i bygningsplanlægning, 1974
39	Jessen, Richard	Etageboligen, 1974
40	Blach, Klaus, Henry W. Harrison, Johs.F.Munch-Petersen	Geometry of Joints, 1975
41	Jensen, Bjarne Chr.	Branddimensionering af konstruktionselementer i træ, 1975
42	Borchersen, Egil	Skivebygningers Statik, 1975
43	Jakobsen, Torben	Bygningsbrandlovgivningen, 1976
44	Jessen, Richard	Eenfamiliehuset, 1976
45	Munch-Petersen, Johs.F.	Varmeisolering til hus-behov, 1976
46	Munch-Petersen, Johs.F.	Huslejen = f(Pris, Politik, Produktivitet, Prioritering), 1976
47	Munch-Petersen, Johs.F.	Byggesystemets organisation og planlægning, 1976
48	Munch-Petersen, Johs.F.	Dæk- og vægelementer, 1976
49	Borchersen, Egil:	Statik-noter til kursus 6501, 1977
50	Borchersen, Egil:	Sikkerhedsmetoder og bygningspåvirkninger, 1977.

De ikke nævnte numre er enten udgået, uaktuelle eller reviderede.

