



Funderingsadvies voor de  
Lagerwey LW 18/80/30 windturbine,  
uitgaande van een fundering op palen.

WFXF - 5272

April 1992

|                |       |            |      |
|----------------|-------|------------|------|
| GEMEENTE BEDUM |       |            |      |
| INGEKOMEN      |       |            |      |
| 10 NOV. 1992   |       |            |      |
| NUMMER:        |       |            |      |
|                | burg. | seor.      | chef |
| gezien         |       |            |      |
| Afd.:          |       |            |      |
| B. en W.:      |       | afd. voor: |      |
| tkn / copie:   |       |            |      |

## INHOUD

1. Inleiding
2. Gegevens
  - 2.1 Randvoorwaarden
  - 2.2 Belastingen
  - 2.3 Toepassingsgebied
3. Geotechnische berekeningen
  - 3.1 Toegepaste normen
  - 3.2 Bepalen optimale blokafmetingen
  - 3.3 Berekening grensdragvermogen
  - 3.4 Vervormingsgedrag
  - 3.5 Rotatieveerstijfheden
4. Betontechnische berekeningen
5. Conclusies

## BIJLAGEN

1. Funderingsbelastingen
2. Voorbeeld computer uitvoer: blokafmeting optimalisatie
3. Berekening grensdragvermogen  
Berekening theoretische zettingen (verschillen)
4. Uittreksel STUVO 130
5. Betontechnische berekeningen

- \* Voor de verschillende varianten moeten de funderingen aan de volgende funderingsstijfheden voldoen.

24 m buismast - 5.E8 Nm/rad

29 m conische buismast - 3.E8 Nm/rad

30 m buismast - 1.E9 Nm/rad

- \* De funderingen moeten algemeen toepasbaar zijn, zonder uitgebreid grondonderzoek.

Alleen bij zeer zwakke draagvermogende bodemgesteldheden zoals slappe kleien, slappe leem of veen worden deze funderingen ontoepasbaar en moet een alternatief, bijv. een fundering op palen worden gezocht.

- \* De vorm van de fundering dient eenvoudig te zijn (bijv. rechthoekig). i.v.m. bekistings- en uitvoeringsgemak.

- \* Om het wapenen van de beton te vergemakkelijken dienen wapeningsnetten i.p.v. losse staven toegepast te worden.

- \* De funderingsontgravingen dienen te worden beperkt e.e.a. om de aanleg-niveaus boven het grondwater te beperken en dus om bemalingen te voorkomen.

## 2.2 Belastingen

Door bureau Stentec b.v. uit Oudewater zijn, conform de TGB NEN 6702: 1990, de funderingsbelastingen voor de drie verschillende mastuitvoeringen doorgerekend.

De resultaten van deze berekeningen worden gegeven in bijlage 1.

Opgemerkt wordt dat de belastingen rekenwaardes zijn; de belastingsfactoren zoals omschreven in de TGB zijn hierin verwerkt.

Hieronder wordt een samenvatting van de maatgevende funderingsbelastingen gegeven.

### a. 24 m buismast

| belasting | belastingsgeval |         |
|-----------|-----------------|---------|
|           | normaal bedrijf | extreem |
| Fv        | 108 kN          | 108 kN  |
| Fh        | 23,2 kN         | 38,9 kN |
| M         | 356 kNm         | 778 kNm |

Deze boringen tot een diepte van 3 m à 4 m - mv. geven een indicatie van de grondgesteldheid per locatie. Bij het voorkomen van hoogstens 0,2 m veen tussen 2 m - en 4 m - m.v. is het toepassen van de fundering steeds toegestaan.

In gebieden met een zeer heterogene bodemgesteldheid, dit wil zeggen waar de bodemgesteldheid over een korte afstand sterk kan variëren, dient men de nodige voorzichtigheid te handhaven. Hoewel de funderingsblokken een vrij geringe afmeting hebben is het van uiterste belang dat de bodemgesteldheid over de breedte van de fundering homogeen blijft.

Als dit niet het geval is zal het toepassen van deze fundering zettingsverschillen onder het blok veroorzaken waardoor een onaanvaardbare scheefstand van de mast het gevolg zal zijn. In het kader van laatstgenoemde dient men verder alert te zijn op het voorkomen van gedempte sloten (of geulen) onder of naast de fundering.

Conform de NEN 6740: Geotechniek moet het aanlegniveau van de fundering op minstens 0,7 m - m.v., of gewenst dieper, worden gekozen.

De ontgraving dient vlak en waterpas te zijn. Bij kleigronden wordt aanbevolen een zandlaag van ca. 200 mm aan te brengen om zogeheten "swelling" van de klei te nivelleren. Het is namelijk van uiterst belang dat de contactdruk onder de fundering overal wordt gehandhaafd. Vooral moet worden voorkomen dat door opbolling van de klei in het midden van de ontgraving, de fundering "los" komt te staan aan de randen waardoor de fundering kan gaan schommelen.

De volgende uitgangspunten zijn bij het berekenen gebruikt.

- De fundering bestaat uit een vierkante blok beton.
- Voor het bepalen van richtwaarden voor grondparameters wordt matig vaste klei als maatgevend, en dus ook als de ondergrens, aangenomen.
- in normaalbedrijf situaties (dynamisch) dienen de funderingsdrukken doorgaans positief te zijn terwijl er een maximaal toelaatbare funderingsdruk van  $60 \text{ kN/m}^2$  wordt toegestaan.
- In extreme storm situaties, die tevens van korte duur zijn, wordt een toelaatbare funderingsdruk van  $80 \text{ kN/m}^2$  toegestaan; terwijl verder toegestaan wordt dat de contactdrukken aan de windkant van het blok vervallen. Anders gesteld: de vorming van een beperkt spanningsloze zone onder het blok bij een dergelijke belastingsgeval is toegestaan.
- De turbine dient aan een kantelveiligheid van minstens 1,5 te voldoen. Bij de berekening van de kantelveiligheid wordt ervan uitgegaan dat een strook grond langs de kantelzijde van het blok bezwijkt. Het middelpunt van deze strook wordt ook beschouwd als de kantelrotatiepunt van het blok.

De gebruikte bezwijkdraagvermogens zijn:

- normaalbedrijf:  $120 \text{ kN/m}^2$
- extreem:  $160 \text{ kN/m}^2$

Met bovenstaand als uitgangspunten is voor de verschillende gevallen en mastuitvoeringen de berekeningen uitgevoerd.

Voorbeelden van de berekeningen zijn bijgevoegd als bijlage 2. Uit de berekeningen blijkt dat voor de verschillende mastuitvoeringen de navolgende funderingsafmetingen moeten worden gehandhaafd.

| LW 18<br>mastvariant   | Funderingsafmetingen<br>l x b x h (m) |
|------------------------|---------------------------------------|
| 24 m buismast          | 5,5 x 5,5 x 0,6                       |
| 29 m conische buismast | 6,2 x 6,2 x 0,65                      |
| 30 m buismast          | 6,2 x 6,2 x 0,65                      |

### 3.3 Berekening grensdragvermogens

Uit het voorafgaande blijkt dat er in principe twee blokafmetingen worden benodigd. De gevonden afmetingen voor de 29 m en 30 m masten zijn gelijk. Met de in 3.2 berekende blokafmetingen is vervolgens de grensdragvermogens berekend. De berekeningen zijn conform de NEN 6744 uitgevoerd. Voor de bepaling van de richtwaarden voor de grondparameters, voor een maatgevende bodemgesteldheid (wederom is matig vaste klei beschouwd), is gebruik gemaakt van de richtwaarden zoals gegeven in de ontw. NEN 6740 en SBR 240.

De aldus berekende grensdragvermogens zijn vervolgens vergeleken met rekenwaardes van de funderingsbelastingen. Hieruit volgt dan een veiligheidsfactor.

Voor alle gevallen is zowel de ongedraineerde toestand als ook de gedraineerde toestand beschouwd. Voor een overzicht van deze berekeningen wordt verwezen naar bijlage 3.

Hier wordt volstaan met een samenvatting van de berekeningsresultaten zoals gegeven in onderstaande tabel.

Uitgangspunten voor de berekening:

grondtype (maatgevend): matig vaste klei

volumegegewicht:  $g = 17 \text{ kN/m}^3$

hoek van inwendige wrijving:  $\phi = 17,5^\circ$

cohesie:  $c = 10 \text{ kN/m}^2$

ongedraineerde schuifsterkte:  $f = 35 \text{ kN/m}^2$

samendrukkingscoëfficiënt:  $C = 20, C = 25$

|                           |                     | Grensdraagvermogen    |                       | Veiligheidsfactor |            |
|---------------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------|------------|
| LW 18<br>mast-type        | blokafmeting<br>[m] | gedrain.              | ongedrain.            | gedrain.          | ongedrain. |
| 24 m buismsat             | 5,5 x 5,5 x 0,6     | 132 kN/m <sup>2</sup> | 114 kN/m <sup>2</sup> | 3,5               | 3          |
| 30 m buismast             | 6,2 x 6,2 x 0,65    | 147 kN/m <sup>2</sup> | 117 kN/m <sup>2</sup> | 3,7               | 3          |
| 29 m conische<br>buismast | 6,2 x 6,2 x 0,65    | 127 kN/m <sup>2</sup> | 113 kN/m <sup>2</sup> | 3                 | 2,6        |

Uit bovenstaande tabel blijkt dat de funderingen t.o.v. de draagvermogens ruimschoots voldoen.

Dit proces is alleen bij een langdurig opgelegde belasting mogelijk hetgeen betekent dat belastingspieken die van zeer korte duur zijn geen noemenswaardige zettingsverschil (c.q. hoekverdraaiing) zullen veroorzaken. Vervolgens is het dus aannemelijk dat de theoretisch berekende funderingstijfheid wat aan de lage kant is.

Wel dient opgemerkt te worden dat bij verzadigde kleien, en slappe kleien de benodigde rotatieveerstijfheden niet zullen worden gehaald.

Uit bovenstaande volgt dat bij het plaatsen van deze funderingen in overwegend kleiige gronden de nodige voorzichtigheid aan de orde is.

Wanneer de klei een stijve, vaste samenstelling heeft, tenminste over een diepte gelijk aan de funderingsbreedte, kan worden over gegaan tot plaatsing. Andere gevallen dienen per geval te worden beoordeeld. Wanneer twijfel bestaat over de stijfheid van de klei dient men voor alle zekerheid aanvullende maatregelen te treffen.

Gedacht kan worden aan het aanbrengen van een grondverbetering onder de fundering. Deze verbetering kan bijvoorbeeld bestaan uit 50 cm verdicht zand of een laag van ca 30 cm verdicht puin met een horizontale afmeting van tenminste de blokafmeting plus 0,5 m aan weerskanten van het blok.

Laatstgenoemde aanvulling zal een betere spreiding van de funderingsdrukken naar de samendrukbare kleien bewerkstelligen waardoor de stijfheid van het geheel wordt verhoogd.

#### 4. BETONTECHNISCHE BEREKENINGEN

Voor wat de betontechnische berekeningen betreft wordt verwezen naar de als bijlage 5 toegevoegde berekeningen.

#### 5. CONCLUSIES

Uit het verrichte onderzoek is gebleken dat de LW 18 Lagerwey Windturbine, met inachtneming van de drie mogelijke mastvarianten, op een groot aantal verschillende grondsoorten op staal kan worden gefundeerd.

Conform nieuwe TGB

## 10.1 Algemene inleiding

De mast draagt de belasting afkomstig van de gondel (m.n. wind en zwaartekracht) over na de fundatie.

De LW13 windturbine kan afhankelijk van de lokatie worden geleverd met een 24 of 30 m buismast, of met een 29 m conische mast, met 16 kantige doorsnede. De masten zijn uitgevoerd in thermisch verzinkt St360.3.

De hoofdmaten en karakteristieke eigenschappen van deze masten worden in de volgende tabel vermeld.

| Masttype           | <u>24m buismast</u> | <u>30m buismast</u> | <u>29m conische mast</u> |
|--------------------|---------------------|---------------------|--------------------------|
| Tekeningmap nr.    | M.2300              | M.2275              | M.2390                   |
| Ashoogte LW13      | 25 m                | 31 m                | 30 m                     |
| Vorm mastdoorsnede | rond                | rond                | 16 kantig                |
| Topsectie          | 813*6*12000         | 813*10*6000         | 840-1019*5*11900         |
| Conische overgang  | 813-1016*10*700     | 813-1016*10*700     | n.v.t.                   |
| Middensectie       | n.v.t.              | 1016*10*12000       | 996-1175*6*11900         |
| Ondersectie        | 1016*10*12000       | 1016*10*12000       | 1147-1250*7*7400         |
| 1e Eigenfrequentie | 0.90 Hz             | 0.72 Hz             | 0.72 Hz                  |
| 2e Eigenfrequentie | 6.40 Hz             | 4.6 Hz              | 4.84 Hz                  |
| FundatieStijfheid  | >5.E8 Nm/rad        | >1.E9 Nm/rad        | >3.E8 Nm/rad (*)         |
| Massa mast af werk | 6.3 ton             | 9.8 ton             | 5.4 ton                  |

(\*) Zeer slappe fundatie. De afhankelijkheid van de eigenfrequenties van de fundatiestijfheid is voor deze mast te vinden in de tabel van 10c29.1.

### De 30 m buismast maatgevend

In dit hoofdstuk worden de componenten van de 30 m mast op sterkte berekend. Als de alle waarden van SMF en SME voor de 30 m mast groter dan 1 zijn voldoet ook de 24 m mast. Deze is immers een ingekorte versie van de 30 m mast. Vanwege de gunstig liggende eigenfrequenties is de 24 m mast nog extra in het voordeel t.a.v. wind en 2p excitaties, dan de hier berekende 30 m mast.

De belastingen berekend voor de 30 m mast worden gebruikt voor de 24 m buismast en 29 m conische zestienkantige mast.

### Eisen t.a.v. de fundatie

Bij toepassen van een slappere fundatie dan hierboven aangegeven wordt de eis gesteld dat de 1e en 2e voorwaartse eigenfrequentie boven die van de 30 m mast liggen. Tevens moet de TGB belasting opnieuw worden bepaald.



Overschrijdingswaarde piekbelasting normaal bedrijf uit sigma0

Het buigmoment aan de mastvoet veroorzaakt door de winddruk is een stochastisch signaal. De interne buigspanning Sigma0 in de mastvoet van de 30 m buismast is bepaald bij de responsieberekeningen in het deel belastingen. De resultaten zijn vermeld in tabel 90. Hierbij moet opgemerkt worden dat gerekend is met een voetsectie van 1016\*12 mm i.p.v. 1016\*12.5 mm, zoals toegepast.

Uit tabel 8e volgt een maximale waarde bij F6 van 48.62 MPa.

Bij F6 behoort een responsieplot van Sigma0 (blz 85). Het maximum bestaat uit een smalle piek van minder dan 3 sec tijdsduur op een brede piek met lokaal maximum van 35 MPa. Deze laatste waarde is het vrijwel maximum van de langzame variaties zowel in F6 als F8 (blz 91). De waarde wordt zowel in figuur F6, F7 en F8 ongeveer 3 sec in de 500 sec overschreden, ofwel 0.5% van de tijd.

Kijkende naar tabel 8e wordt F6 karakteristiek geacht voor F4..F11 Deze komen bij elkaar 24% van de tijd voor.

De overschrijdingskans van 35 MPa is daarom  $0.5 \times 0.24 = 0.12\%$ .

De overschrijdingswaarde Mb(0.12%) van 35 MPa correspondeert met een buigmoment aan de mastvoet van de 30 m mast van:

$$Mb(0.12\%) = ob \cdot Wb = 3526 \times 0.0094 = 327 \text{ kNm.}$$

De 0.12% overschrijdingswaarde verschilt een factor  $327/528 = 0.62$  met de piek gebaseerd op de externe axiaalkracht aan de masttop.

Om onzekerheden in te dekken wordt de standaard belastingsfactor van 1.35 toegepast. Dit levert een rekenpiekwaarde voor de fundatiebelasting van de 30 m mast van

$$Mb_r(0.12\%) = 1.35 \times 327 = 441 \text{ kNm.}$$

Deze overschrijdingwaarde wordt aanbevolen voor dimensionering van de fundatie op piekbelasting, en vermeld in de onderstaande tabel. Voor de 24 en 329 m conische mast wordt de bovengencemde factor 0.62 aanhouden om de rekenwaarden te bepalen voor de piekbelasting.

Voetbelasting 30 m buismast LW18/80 windturbine

Extreme waarden volgens TGB'90 (onbebouwd) en responsieberekening FKA  
Piekbelasting bedrijf uit dynamische responsieberekening met FKA

| Rekenwaarden | Dwarskracht<br>Fd_r [kN] |      | Buigmoment<br>Mb_r [kNm]<br>(0.12%) |      | Gewicht<br>Fg_r [kN] |      | Kruimoment<br>Mkru_r [kNm] |      |
|--------------|--------------------------|------|-------------------------------------|------|----------------------|------|----------------------------|------|
|              | extr                     | piek | extr                                | piek | extr                 | piek | extr                       | piek |
| bel.factor   | 1.2                      | 1.35 | 1.2                                 | 1.35 | 1.2                  | 1.2  | 1.5                        | 1.35 |
| Gebied I     | 48.4                     | 23.2 | 1136                                | 441  | 149                  | 149  | 43.7                       | 39.3 |
| Gebied II    | 41.1                     | 23.2 | 984                                 | 441  | 149                  | 149  | 43.7                       | 39.3 |
| Gebied III   | 33.0                     | 23.2 | 802                                 | 441  | 149                  | 149  | 43.7                       | 39.3 |

# 10b24.1 Samenvatting mastvoetbelastingen 24 m mast

## Massaverdeling 24 m mast in kg

Zink verwerkt in soortelijke massa staal  $\rho_{st} = 9000 \text{ kg/m}^3$ :

|                         |                                                                              |           |
|-------------------------|------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Gondelmassa (uit 3.3)   |                                                                              | 2850 kg   |
| Topmast                 | $d \cdot t \cdot \rho_{st} \cdot l = 0.813 \cdot 0.006 \cdot 9000 \cdot 12$  | = 1655 kg |
| Conische overgang       | $d \cdot t \cdot \rho_{st} \cdot l = 0.900 \cdot 0.010 \cdot 9000 \cdot 0.7$ | = 178 kg  |
| Ondermast               | $d \cdot t \cdot \rho_{st} \cdot l = 1.016 \cdot 0.010 \cdot 9000 \cdot 12$  | = 3447 kg |
| Flensen, bouten en trap |                                                                              | 1000 kg   |
|                         |                                                                              | 9130 kg   |
| Totale massa $m_{24}$   |                                                                              |           |

Gewichtskraft op fundatie  $F_m = g \cdot m_{24} = 9.81 \cdot 9130 = 90 \text{ kN}$

## Piekbelasting normaal bedrijf

Uitgegaan wordt van de dynamische belasting berekend voor de LW18/80 op een 30 m mast, met relatief lage 1e eigenfrequentie van 0.72 Hz. De axiaalkracht  $F_{ax}$  in tabel 8d van de belastingsberekeningen correspondeert met de voetspanning  $S0_{mast}$  in tabel 8e, met een gebruikte rekenhoogte van 30.7 m en gebruikte rekenwaarde voor de wanddikte van 12 mm. (werkelijk waarde 12.5 mm). De piekwaarde voor dwarskracht  $F_d$  en buigmoment  $M_b$  worden daarom afgeleid uit de tabel 8d voor  $F_{ax}$  met rekenhoogte  $H_{reken} = 24.7 \text{ m}$  voor de 24 m mast. Het extreme kruimoment vormt een torsiebelasting van de mastvoet op de fundatie en volgt uit tabel 8o van Mkruis. Er volgt voor de 24 m mast:

$F_d$  piek uit tabel 8.d, belastingsgeval F10 : 17.2 kN  
 $M_b$  piek =  $F_d$  piek  $\cdot H_{reken} = 17.2 \cdot 24.7 = 425 \text{ kNm}$   
 $M_b$  piek(0.12%) =  $0.62 \cdot M_b$  piek =  $0.62 \cdot 425 = 264 \text{ kNm}$  (zie 10b30.1)  
 Mkruis uit tabel 8o, belastingsgeval E1 uit : 29.1 kNm

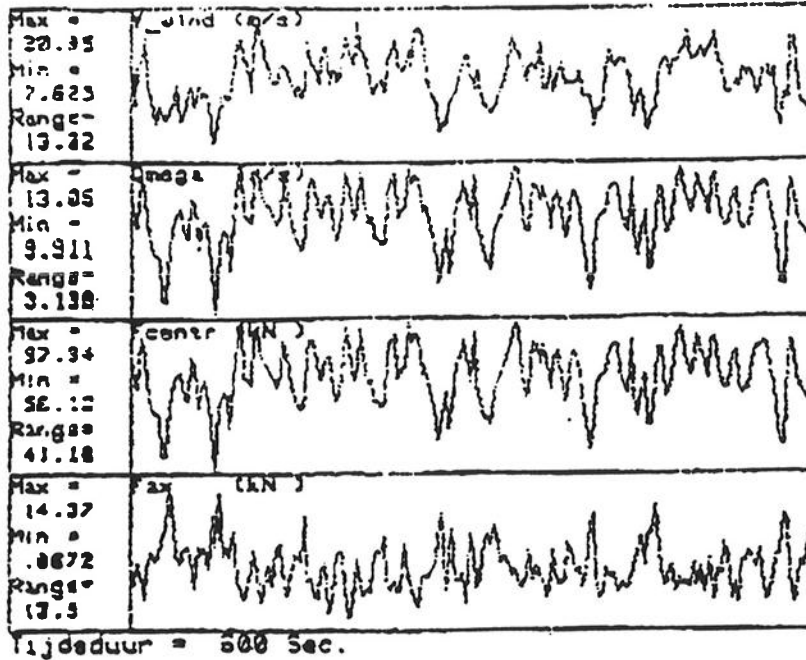
De piekbelasting in Mkruis is tevens de extreme kruitbelasting voor de LW18/80. De extreme  $F_{ax}$  treedt op bij S4 (breuk bladveer) in tabel 8d, en is lager dan de extreme Handboekwaarde.

## Voetbelasting 24 m buismast LW18/80 windturbine

Extremes waarden volgens TGB 90 (onbebouwd) en responsieberekening FKA  
 Piekbelasting bedrijf uit dynamische responsieberekening met FKA

| Rekenwaarden | Dwarskracht<br>$F_{d,r}$ [kN] |      | Buigmoment<br>$M_{b,r}$ [kNm]<br>(0.12%) |      | Gewicht<br>$F_{g,r}$ [kN] |      | Kruimoment<br>$M_{kruis,r}$ [kNm] |      |
|--------------|-------------------------------|------|------------------------------------------|------|---------------------------|------|-----------------------------------|------|
|              | extr                          | piek | extr                                     | piek | extr                      | piek | extr                              | piek |
| bel.factor   | 1.2                           | 1.35 | 1.2                                      | 1.35 | 1.2                       | 1.2  | 1.5                               | 1.35 |
| Gebied I     | 38.9                          | 23.2 | 778                                      | 356  | 108                       | 108  | 43.7                              | 39.3 |
| Gebied II    | 32.7                          | 23.2 | 666                                      | 356  | 108                       | 108  | 43.7                              | 39.3 |
| Gebied III   | 26.0                          | 23.2 | 545                                      | 356  | 108                       | 108  | 43.7                              | 39.3 |

FILE INL18M75 - Klasse F 6



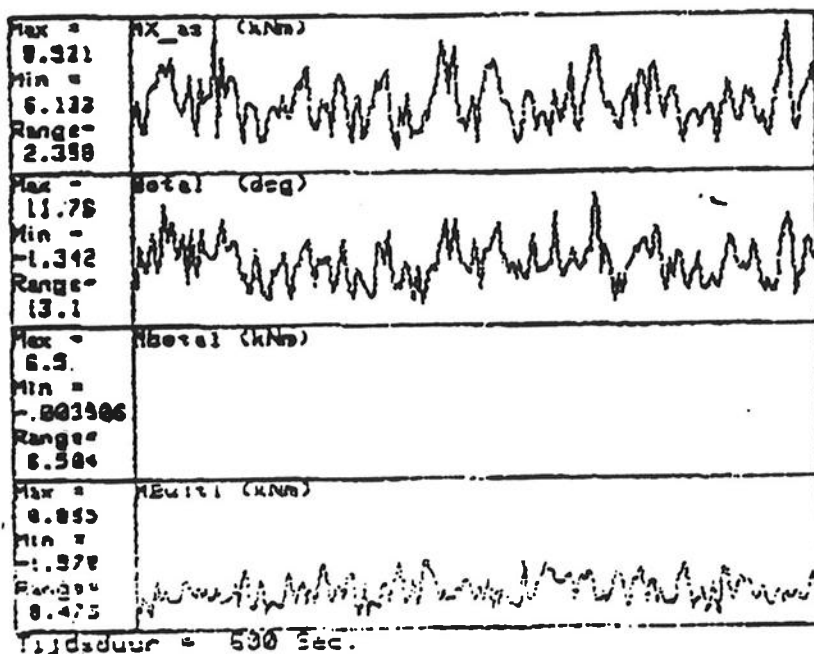
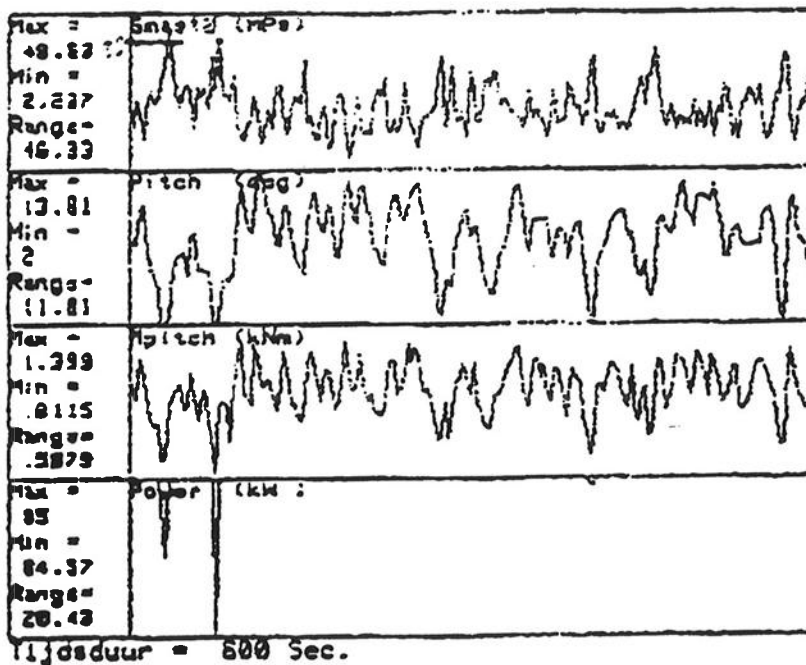
$$m \cdot \phi(0,12\%) =$$

$$35 \text{ m}^2 \cdot 0,0094 = 0,327 \text{ kNm}$$

$$\frac{3}{800}$$

$$2\% (F_u - F_{u1})$$

$$p = 0,5 \cdot 0,24 = 0,12 \%$$



LAGERWEY WINDTURBINES

-1-

TOELICHTING

Dit programma berekent de optimale blok-grootte voor een op staal gefundeerde blok. Uitgangspunten voor de berekeningen worden hieronder weergegeven:-

- 1) voor dynamische gevallen geldt:  
 $\sigma_{\text{minimum}} > 0$   
 $\sigma_{\text{maximum}} < 60 \text{ kN/m}^2$
- 2) voor extreem (kwasi-statisch) geldt:  
 $\sigma_{\text{maximum}} < 80 \text{ kN/m}^2$   
 - tijdens een extreem belastingsgeval wordt toegestaan dat een beperkte spanningsloze zone ontstaat onder het blok
- 3) de molen kantelt als de grond onder een rand-strook van het blok bezwijkt. De veiligheid tegen kantelen dient tenminste 1,5 te bedragen. Bezwijkdraagvermogens:  
 $\sigma_{\text{sigma-bezwijk (dynamisch)}}: 120 \text{ kN/m}^2$   
 $\sigma_{\text{sigma-bezwijk (kwasi-statisch)}}: 160 \text{ kN/m}^2$
- 4) Berekeningsparameters:  
 -  $\gamma_{\text{gamma grond}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$   
 -  $\gamma_{\text{gamma beton}} = 24.00 \text{ kN/m}^3$

INVOERGEGEVENS

- 1) Blokafmeting:  $l = 5.50 \text{ m}$   
 $d = .60 \text{ m}$ . Blokvolume = 18.15
- 2) Aanlegniveau: .70 m - mv (conform ontw.norm Geotech.)
- 3) Windturbine mast-type: LW18/80 met een 24m buismast
- 4) Windgebied: I
- 5) Belastingen: ( conform ontwerp TGB '90 )  
 waar: F = horizontale windkracht  
 M = windmoment  
 Gm = eigengewicht mast en gondel

|         | DYNAMISCH | KWASI-STATISCH (extreem) |
|---------|-----------|--------------------------|
| F (Kn)  | 23.20     | 38.90                    |
| M (kNm) | 356.00    | 778.00                   |
| Gm (kN) | 108.00    | 108.00                   |

### C) BLOK MET EEN VERDIKTE RAND

#### TOELICHTING

Onder het blok word een rand met breedte "b" m en dikte 70mm aangebracht om de contactdrukspanningen te verhogen. Het doel hiervan is om te zorgen dat tijdens normaal bedrijf de contactdrukspanningen positief (druk) blijven.

Tijdens extreem situaties is een spanningsloze zone wel toegestaan

#### HERHALING INVOER GEGEVENS:

- 1) Blokafmeting:  $l = 5.50 \text{ m}$   
 $d = .60$   
 2) Aanlegniveau:  $.70 \text{ m} - \text{mv}$  (conform ontw.norm Geotech.)  
 3) Windturbine mast-type: LW18/80 met een 24m buismast

#### NIEUWE INVOER GEGEVENS

- 4) Breedte van strook:  $1.05 \text{ m}$   
 5) Dikte van strook:  $.07 \text{ m}$

Voor belastingen zie biz.1

### D) GRONDSPANNINGEN EN KANTELVEILIGHEID

S.min = minimum grondspanning

S.max = maximum grondspanning

KV = kantelveiligheid

X-X => windrichting loodrecht op de X-X as

V-V => windrichting loodrecht op de X-X as

| wind-richt. | DYNAMISCH |       |      |   | KWASI-STATISCH (extreem) |       |      |
|-------------|-----------|-------|------|---|--------------------------|-------|------|
|             | S.min     | S.max | KV   |   | S.min                    | S.max | KV   |
| X-X         | 14.58     | 45.83 | 3.61 | ■ | -3.64                    | 64.04 | 1.66 |
| V-V         | 8.11      | 52.29 | 3.64 | ■ | -2.87                    | 80.79 | 1.87 |

Windturbine mast-type:  
 Blokafmetingen: lengte l =

LW18/80 met een 29m conische mast  
 6.20 m, dikte= .65 m

### A) ALGEMEEN

|                               |                   |           |
|-------------------------------|-------------------|-----------|
| 1) Eigengewicht van het blok  | G.eg =            | 599.66 kN |
| 2) Gewicht van grond op blok: | G.g =             | 33.53 kN  |
| 3) Traagheidsmoment           | Ixx = Iyy = Ivv = | 123.14 m4 |
| 4) Totale eigengewicht        | P =               | 738.19 kN |

### TOELICHTING

Er zijn drie hoofdassen. X-X, Y-Y, V-V. Derhalve moeten drie belastingsgevallen worden beschouwd (windrichting loodrecht op deze assen). Omdat de assen X-X en Y-Y een kleinere hefboomarm hebben, zijn voor wat het kantelen betreft deze assen maatgevend. De kantelveiligheid komt in gevaar als de grond onder een rand van het blok op het punt van bezwijken komt te staan.

### B) GRONDSPANNINGEN EN KANTELVEILIGHEID

S.min = minimum grondspanning

S.max = maximum grondspanning

KV = kantelveiligheid

X-X => windrichting loodrecht op de X-X as

V-V => windrichting loodrecht op de X-X as

| wind-richt. | DYNAMISCH |       |      | KWASI-STATISCH (extreem) |       |      |
|-------------|-----------|-------|------|--------------------------|-------|------|
|             | S.min     | S.max | KV   | S.min                    | S.max | KV   |
| X-X         | 8.07      | 30.33 | 4.33 | .01                      | 57.25 | 1.61 |
| V-V         | 3.47      | 34.94 | 4.30 | -14.11                   | 70.11 | 1.67 |

LAGERWEY WINDTURBINES

-1-

TOELICHTING

Dit programma berekent de optimale blok-grootte voor een op staal gefundeerde blok. Uitgangspunten voor de berekeningen worden hieronder weergegeven:-

- 1) voor dynamische gevallen geldt:  
 $\sigma_{\text{minimum}} > 0$   
 $\sigma_{\text{maximum}} < 60 \text{ kN/m}^2$
- 2) voor extreem (kwasi-statisch) geldt:  
 $\sigma_{\text{maximum}} < 80 \text{ kN/m}^2$   
 - tijdens een extreem belastingsgeval wordt toegestaan dat een beperkte spanningsloze zone ontstaat onder het blok
- 3) de molen kantelt als de grond onder een rand-strook van het blok bezwijkt. De veiligheid tegen kantelen dient tenminste 1,5 te bedragen. Bezwijk draagvermogens:  
 $\sigma_{\text{sigma-bezwijk (dynamisch)}}: 120 \text{ kN/m}^2$   
 $\sigma_{\text{sigma-bezwijk (kwasi-statisch)}}: 160 \text{ kN/m}^2$
- 4) Berekeningsparameters:  
 -  $\gamma_{\text{grond}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$   
 -  $\gamma_{\text{beton}} = 24.00 \text{ kN/m}^3$

INVOERGEGEVENS

- 1) Blokafmeting:  $l = 6.20 \text{ m}$   
 $d = .65 \text{ m}$ . Blokvolume = 24.99
- 2) Aanlegniveau: .70 m - mv (conform ontw.norm Geotech.)
- 3) Windturbine mast-type: LW18/80 met een 30m buismast
- 4) Windgebied: I
- 5) Belastingen: ( conform ontwerp TGB '90 )  
 waar:  $F = \text{horizontale windkracht}$   
 $M = \text{windmoment}$   
 $G_m = \text{eigengewicht mast en gondel}$

|         | DYNAMISCH | KWASI-STATISCH (extreem) |
|---------|-----------|--------------------------|
| F (Kn)  | 23.20     | 48.40                    |
| M (kNm) | 441.00    | 1,136.00                 |
| Gm (kN) | 149.00    | 149.00                   |

### C) BLOK MET EEN VERDIKTE RAND

#### TOELICHTING

Onder het blok word een rand met breedte "b" m en dikte 70mm aangebracht om de contactdrukspanningen te verhogen. Het doel hiervan is om te zorgen dat tijdens normaal bedrijf de contactdrukspanningen positief (druk) blijven.

Tijdens extreem situaties is een spanningsloze zone wel toegestaan

#### HERHALING INVOER GEGEVENS:

- 1) Blokafmeting:  $l = 6.20 \text{ m}$   
 $d = .65$   
 2) Aanlegniveau:  $.70 \text{ m} - mv$  (conform ontw.norm Geotech.)  
 3) Windturbine mast-type: LW18/80 met een 30m buismast

#### NIEUWE INVOER GEGEVENS

- 4) Breedte van strook:  $1.15 \text{ m}$   
 5) Dikte van strook:  $.07 \text{ m}$

Voor belastingen zie blz. 1

### D) GRONDSPANNINGEN EN KANTELVEILIGHEID

S.min = minimum grondspanning

S.max = maximum grondspanning

KV = kantelveiligheid

X-X => windrichting loodrecht op de X-X as

V-V => windrichting loodrecht op de X-X as

| wind-<br>richt. | DYNAMISCH |       |      | KWASI-STATISCH (extreem) |       |      |
|-----------------|-----------|-------|------|--------------------------|-------|------|
|                 | S.min     | S.max | KV   | S.min                    | S.max | KV   |
| X-X             | 18.38     | 45.60 | 4.32 | -2.86                    | 66.84 | 1.69 |
| V-V             | 12.74     | 51.24 | 4.32 | -2.13                    | 83.68 | 1.88 |



Geotechnische berekeningen.Berekening van grensdragvermogen.

1/ 30 m buismast [LW 18/80].

a) Gegevens:

- voor belastingen zie belasting-gegevens van fa. Stentec.
- zie samenvatting fundering belastingen.

b) aannames:

- de funderingen worden berekend gefundeerd in de meest ongunstige grondsoort Volgens: SBR 240 (1991).

Voor een matige klei.

$$\gamma_g = 17 \text{ kN/m}^3.$$

$$\varphi = 17,5^\circ$$

$$c = 10 \text{ kN/m}^2.$$

grondwater kan vlak onder het aanlegniveau voorkomen.

- aanlegniveau is altijd op 0,7m - mv (vorstrij conform NEN 6740).

c. Afmetingen.

- Voor het verkrijgen van afmetingen zie computer optimalisatie van afmetingen.
- voor een 30m buismast dient de fundering  $6,2\text{m} \times 6,2\text{m} \times 0,65\text{m}$  te zijn (zonder stroken onder de fundering).

$$\begin{aligned}\sigma_v' &= d \times \gamma = 0,65 \cdot 17/1,05 = 0,65 \cdot 16 = 10,4 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma' &= 17/1,05 = 16 \\ c' &= 10/1,8 = 5,6\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi &= 17,5 \quad \therefore \tan \phi' = 0,315 \\ \tan \phi' &= 0,263\end{aligned} \quad \left( \begin{array}{l} \text{tabel 4 NEN} \\ 6740 \end{array} \right)$$

$$\Rightarrow \phi' = 14,75^\circ$$

$$\begin{aligned}N_c &= 11 \\ N_q &= 4 \\ N_\gamma &= 2\end{aligned}$$

$$S_c = \frac{1,13 \cdot 4 - 1}{4 - 1} = 1,17.$$

$$S_q = 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \sin \phi = 1,13.$$

$$S_\gamma = 1 - 0,3 \left( \frac{B'}{L} \right) = 0,85.$$

$$\begin{aligned}i_q &= \left( 1 - \frac{0,75 F_H}{F_v + A' c' \cdot \cot \phi'} \right)^3 \\ &= \left( 1 - \frac{0,75 \cdot 48}{749 + 3,1 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 5,6 \cdot \cot 15} \right)^3 \\ &= 0,91\end{aligned}$$

$$i_c = \frac{0,91 \cdot 4 - 1}{4 - 1} = 0,88.$$

$$i_\gamma = 0,96.$$

$$\lambda_c = \lambda_\gamma = \lambda_q = 1.$$

2. 29 m buismast.

(LW 18/80)

\* afmetingen :  $6,2 \times 6,2 \times 0,65 \text{ m}$ .

\* extreem geval wordt eveneens beschouwd.

\* zie berekening 1 voor symbolen etc.

$$\Sigma V = 600 + 105 = 705 \text{ kN} \rightarrow$$

$$M_y = 1225 \text{ kNm}$$

$$F_x = 61,3 \text{ kN}$$

$$e_b = 1,79$$

$$\therefore B' = 2,6 \text{ m}$$

$$N_c = 11$$

$$S_g = 1,1$$

$$N_g = 4$$

$$S_c = 1,13$$

$$N_f = 2$$

$$S_f = 0,87$$

$$i_g = 0,87$$

$$i_c = 0,82$$

$$i_f = 0,83$$

$$\begin{aligned} T_{\max} &= 5,6 \cdot 11 \cdot 1,13 \cdot 0,82 + 10,4 \cdot 4 \cdot 1,1 \cdot 0,87 \\ &\quad + 0,5 \cdot 16 \cdot 2,6 \cdot 2 \cdot 0,87 \cdot 0,83 \\ &= 127 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_v' &= 2,6 \cdot 6,2 \cdot 127 \\ &= 2096 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Optredend } F_v = 705$$

$$n = 2,9 \sim 3 \quad \text{akkoord} \quad \nabla$$

Ongedraineerd

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot 2,6/6,2 = 1,08$$

$$i_c = 0,95$$

$$\begin{aligned} Q_v &= [2,6 \cdot 6,2] \cdot [(\pi + 2) \cdot 19,5 \cdot 1,08 \cdot 0,95 + 10,4] \\ &= 1825 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow n = \frac{Q_v}{F_v} = 2,6 \quad \text{akkoord} \quad \nabla$$

## Vervormingsgedrag.

### 1. 30m buismast (LW 18/80).

#### Rekenkundig funderingsoppervlak

\* Volgens 6.1 NEN 6744 dient alleen de permanente belasting in beschouwing te worden genomen bij zettingsberekeningen, daarom wordt f.b.v. deze berekening de dynamische belastingen (normaal bedrijf) als kwasi-permanen beschouwd. Met de extreme belastingen wordt niet gerekend omdat deze van korte duur zijn en alleen bij extreem-storm omstandigheden zullen voorkomen.

\* voor ~~een~~ krachten schematisatie en berekening voorbeeld wordt verwezen naar de draagvermogen berekeningen.

$$\Sigma V = 600 + 149 = 749$$

$$M_y = 441 \text{ kNm}$$

$$F_x = 23 \text{ kN}$$

$$e_b = [23 \cdot 0,65 + 441 + 749 \cdot 3,1] / 749 - 3,1 = 0,61 \text{ m}$$

$$B' = 6,2 - 2 \cdot 0,61 = 4,98 \text{ m}$$

$$L' = 6,2 \text{ m}$$

2. 29m buismast

$$\Sigma V = 705 \text{ kN}$$

$$M_y = 427 \text{ kNm}$$

$$F_x = 23 \text{ kN}$$

$$e_b = [23 \cdot 0,65 + 427 \cdot + 705 \cdot 3,1] / 705 - 3,1 \\ = 0,63.$$

$$B' = 6,2 - 2 \cdot 0,63 = 4,95 \text{ m.}$$

$$\therefore \nabla_{v1} = 705 / 4,95 - 6,2 = 23 \text{ kN/m}^2$$

Zettingen zullen zelfde orde-grootte hebben als voor een 30m mast.

3. 24 Buis mast

$$\Sigma V = 544$$

$$M = 356$$

$$F_x = 23$$

$$e_b = [23 \cdot 0,6 + 356 + 544 \cdot 2,25] / 544 - 2,25 \\ = 0,680.$$

$$B' = 4,14$$

$\nabla_{v1} = 24 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$  zettingen zullen zelfde orde-grootte hebben als voor 30m mast.

Rotatieveersijfheid.

$$1. C_{\varphi} = \frac{E \cdot I \cdot \beta_v}{(1 - \nu^2) \sqrt{F}}$$

} volgens STUVO rapport 130.

$$\beta_{\varphi} = R \times \beta_v$$

$$= 1,35 \times 2$$

$$= 2,7.$$

$$E_{STAT} = 3 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 \quad E_{OYN} = 7,5 \cdot 10^6$$

$$I = 123 \text{ m}^4 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} 30 \text{ en } 29 \text{ m masten.} \end{array}$$

$$F = 38,4.$$

$$C_{\varphi} = \frac{7,5 \cdot 10^6 \cdot 123 \cdot 2,7}{(1 - 0,3^2) \sqrt{38,4}} = 4,4 \cdot 10^8 \text{ Nm/rad.}$$

2. zwak zandige klei.

$$E_{STAT} = 5 \cdot 10^6 \quad \sim \quad E_{OYN} = 12,5 \cdot 10^6 \quad \left( \begin{array}{l} \text{vergrotingsfactor} \\ \text{van } 2,5 \end{array} \right)$$

$$C_{\varphi} = 7,4 \cdot 10^8 \text{ Nm/rad.}$$

3. zand - sterk kleiig

$$E_{STAT} = 10 \cdot 10^6$$

$$E_{OYN} = 25 \cdot 10^6$$

$$C_{\varphi} = 1,5 \cdot 10^9$$

4. zand - los. gepakt

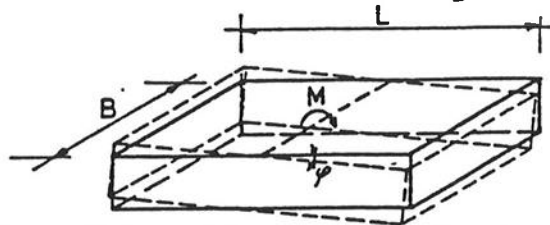
$$E_{STAT} = 25 \cdot 10^6$$

$$E_{OYN} = 62,5 \cdot 10^6$$

$$C_{\varphi} = 3,4 \cdot 10^9 \text{ Nm/rad.}$$

BYLAGE 4

LITREKSEL STUVO 130



$$\varphi = M : C_{\varphi}$$

fig. 3 Rotatie van een fundering

Een vergelijking tussen de formules 1 en 2 (translatie resp. rotatie) leert dat met name van belang is de factor R c.q. de vergrotingsfactor bij rotatie.

Aangehouden zullen worden de navolgende vergrotingsfactoren.

|                     |          |              |
|---------------------|----------|--------------|
| Vergrotingsfactor R |          |              |
| vierkant            | R = 1,35 | (hexagonaal) |
| rechthoeken         |          |              |
| l/b: 0,2            | R = 0,5  |              |
| 0,5                 | R = 0,8  |              |
| 1,5                 | R = 1,7  |              |
| 2                   | R = 2,3  |              |
| 3                   | R = 3,2  |              |

Indien enige informatie bestaat over de bodemopbouw en de afmeting van de kern kan als bandbreedte voor de dynamische rotatie-veerstijfheid gedacht worden aan +50% en -25% (afwijking naar boven groter dan naar beneden).

### 3. FUNDERINGEN OP PALEN

#### 3.1 Funderingen op palen; translatie

Zoals eerder aangegeven kan een fundering op palen worden beschouwd als een verdiept aangelegde fundering op staal met de palen als verend tussenmedium.

Bij kernen is het belast oppervlak en daarmee de invloed van de zetting van de diepere ondergrond van groot belang. Vandaar dat bij kernen een splitsing moet worden aangebracht tussen de zakking van de paalpunt plus de elastische verkorting van de paalschacht (de traditionele veerconstante van een paal) en de zakking die een gevolg is van de zakking van de diepere ondergrond.

Over het algemeen zijn de palen geconcentreerd onder de randen van de kern. Als belast oppervlak voor de diepere ondergrond kan als benadering worden uitgegaan van een equivalent oppervlak dat gelijk is aan het oppervlak van de kern waaronder de palen zijn geconcentreerd c.q. de randstrook.

Voor stroken is de belasting van de diepere ondergrond van minder belang. De invloed hiervan kan direct worden meegenomen met de veerconstante van de palen.

door spanningsloos weezakken van het midden deel telt dit niet mee



Algemeen:

Deze berekening is opgesteld ten behoeve van een drietal windturbine fundamente.

Te weten:

- a) een 24 meter hoge windturbine;
- b) een 20 meter en 30 meter hoge windturbine met verschillende ankerkranen.

De opdrachtgever is: Lagerwey Windturbine BV  
Postbus 6601  
3774 ZG Kootwijkerbroek

De funderingsconstructie

is gebereid door: Adviesbureau voor Bouwtechniek b.v. - ABT  
Postbus 82  
6800 AB Arnhem  
tel 085-683111

In deze berekeningen zijn de werkberekeningen van de fundamente opgenomen.

Uitgangspunten:

De berekeningen zijn gebaseerd op de door Lagerwey toegezonden belastingen (berekend conform TGB NEN 6702 concept versie) en Voorlichting Beton Constructieve eise en rekenmethode (VBC 1090) NEN 6721.

Opgemerkt dient te worden dat de nieuwe voorschriften in een concept fase verkeren.

Belastingen: (zie schets)

De opgegeven belastingen zijn berekend conform TGB 1090 en incl. de belastingfactoren.

Beton berekening

In de berekening zijn de materialfactoren vermeld in VBC 1990 opgenomen

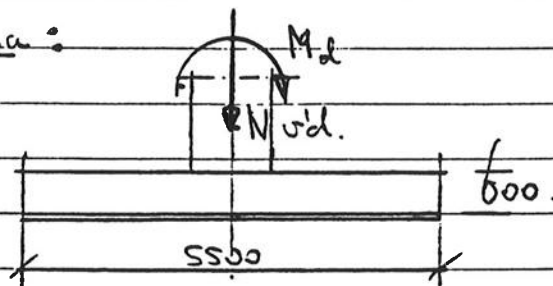
- Windturbine hoog 24 meter:

Afmetingen funderingsplaat  $5500 \times 5500 \times 600$  mm

Betonkwaliteit : Sterkteklasse B25

Kwaliteit beetsstaal : FeB 500

Schema:



Belasting:  $N_v d = 108$  kN

$M_d = 778$  kNm

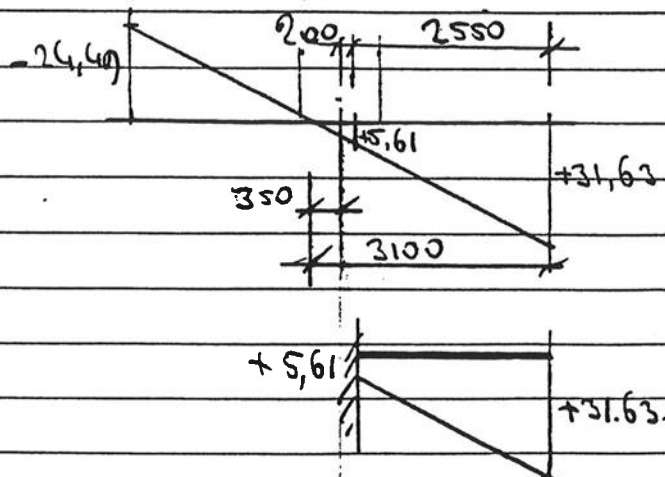
Berekening

Onderwepening

Beton spanninge excl. eigen gewicht funderingsplaat  
excl. grond en bovenbelasting.

$$\sigma = \frac{N_v d}{F} + \frac{M_d}{W}$$

$$= \frac{108}{5,5 \times 5,5} \pm \frac{778}{\frac{1}{6} \times 5,5^3} = 3,57 \pm 28,06 \text{ kN/m}^2$$



$$M_{\text{max}} = +0,5 \times 5,61 \times 2,55^2 + \frac{1}{3} \times 2,55^2 \times 0,5 \times (31,63 - 5,61) = +71,6$$

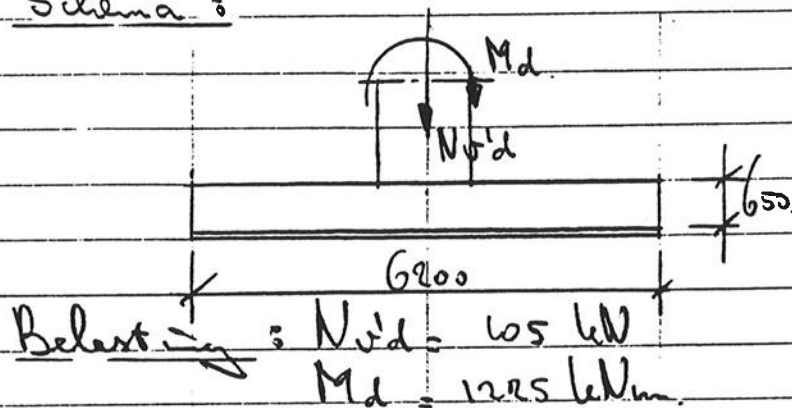
Wind turbine hoog 20 meter:

afmeting funderingsplaat  $6200 \times 6200 \times 650$  mm

Betonkwaliteit : Sterkteklasse B25

Kwaliteit beetsstaal : FeB 500

Schema :



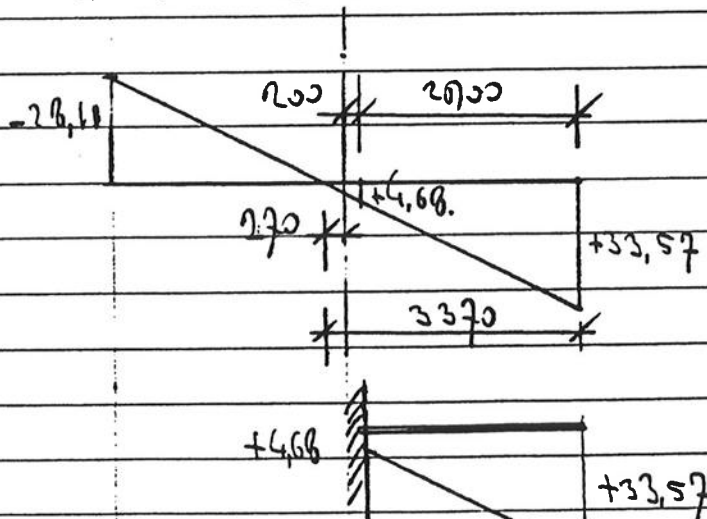
Berekening :

Onderweping

Betonspanning - exd. eigen gewicht funderingsplaat  
 exd. grond en bovenbelasting.

$$\sigma = \frac{N_{vd}}{F} \pm \frac{M_d}{W}$$

$$= \frac{105}{6,2 \times 6,2} \pm \frac{1225}{\frac{1}{6} \times 6,2^3} = 2,73 \pm 30,64 \text{ kN/m}^2$$



$$M_{max} = +0,5 \times 4,68 \times 2,0^2 + \frac{2}{3} \times 2,0^2 \times 0,5 \times (33,57 - 4,68) = +100,7$$

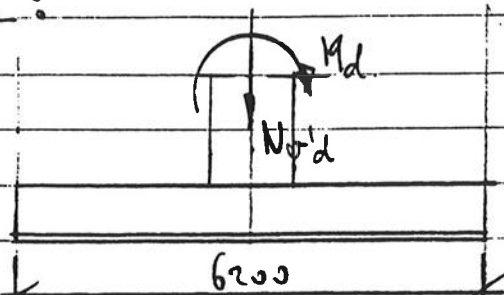
Windturbine hoog 30,0 meter.

Afmetingen funderingsplaat  $6200 \times 6200 \times 650$  mm

Betonkwaliteit : B25

Kwaliteit betonstaal : FeB 500

Schema :



Belasting:  $N_d = 140 \text{ kN}$   
 $M_d = 1136 \text{ kNm}$

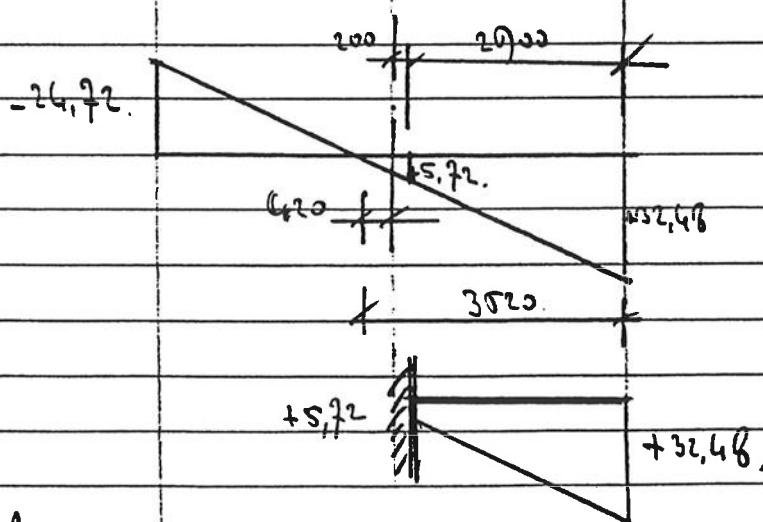
Berekening:

Onderweping

Betonspanning excl. eigen gewicht funderingsplaat.  
 excl. grond en bovenbelasting

$$\sigma = \frac{N_d}{F} \pm \frac{M_d}{W}$$

$$= \frac{140}{6,2^2} \pm \frac{1136}{\frac{1}{6} \times 6,2^3} = 3,88 \pm 28,60 \text{ kN/m}^2$$



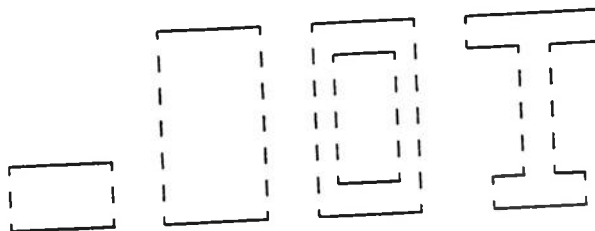
$$M_{max} = 0,5 \times 5,72 \times 2,0^2 + \frac{1}{2} \times 2,0^2 \times 0,5 \times (32,48 - 5,72) = +99,1$$

Wapening bepaling

De wapening bepaling heeft plaats gevonden d.m.v.  
 Een computer programma gebaseerd op de UBC 1990.

S01/03

Programma voor de berekening van de trek- en drukwapening bij een opgegeven moment. Het is ook mogelijk het opneembaar moment bij een op te geven wapening te laten bepalen. In beide gevallen wordt een scheurwijdte controle uitgevoerd. Bij de profielen B en C is dubbele buiging mogelijk.



A - VLOER

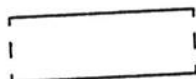
B - BALK

C - BALK

D - BALK

Selecteer een profielvorm, <enter> is bevestigen.

S02/03



Breedte (b) : 1000.0 mm

Hoogte (h) : 550.0 mm

## Algemene gegevens:

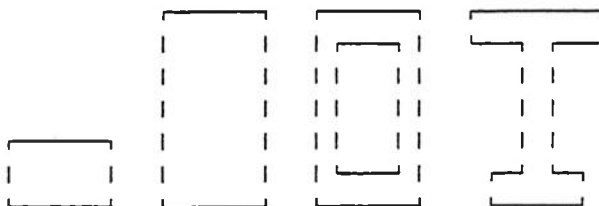
|                                |       |           |
|--------------------------------|-------|-----------|
| Betondekking                   | (c) : | 40.0 mm   |
| Afstand wapening tot betonrand | :     | 50.0 mm   |
| Betonkwaliteit                 | :     | B 25.0    |
| Milieuklasse beton             | :     | 2         |
| Staalsoort wapening            | :     | FeB 500.0 |

Keuze berekeningsoptie : B

A = Wapeningsberekening op enkele buiging  
 B = Enkele buiging met opgegeven wapening

S01/03

Programma voor de berekening van de trek- en drukwapening bij een opgegeven moment. Het is ook mogelijk het opneembaar moment bij een op te geven wapening te laten bepalen. In beide gevallen wordt een scheurwijdte controle uitgevoerd. Bij de profielen B en C is dubbele buiging mogelijk.



A - VLOER

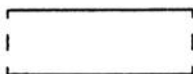
B - BALK

C - BALK

D - BALK

Selecteer een profielvorm, <enter> is bevestigen.

S02/03



Breedte (b) : 1000.0 mm

Hoogte (h) : 600.0 mm

## Algemene gegevens:

|                                |       |           |
|--------------------------------|-------|-----------|
| Betondekking                   | (c) : | 40.0 mm   |
| Afstand wapening tot betonrand | :     | 50.0 mm   |
| Betonkwaliteit                 | :     | B 25.0    |
| Milieuklasse beton             | :     | 2         |
| Staalsoort wapening            | :     | FeB 500.0 |

Kuize berekeningsoptie : A    A = Wapeningsberekening op enkele buiging  
B = Enkele buiging met opgegeven wapening



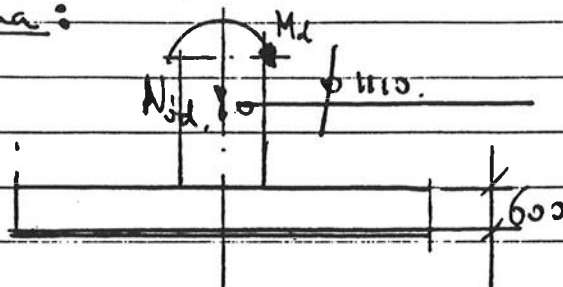
Berekening van de schuifspanning

De rekenwaarde van de schuifspanning wordt bepaald volgens OBC 1990 - NEN 6721 Art 8.3.2.

De uiterst opneembare schuifspanning wordt bepaald volgens OBC 1990 - NEN 6721 Art 8.3.3.

Maat hoog 24 meter

Schema:



Belasting:

$$N_{rd} = 108 \text{ kN}$$

$$M_d = 778 \text{ kNm}$$

• Rekenwaarde van de schuifspanning:  
Art. 8.3.2.  $\tau_d = \frac{d \cdot F_d}{p \cdot d}$   $\sigma_e = 1 + \sigma_x \frac{|e_x - e_z|}{d + a}$

$$d = 550 \quad e_z = 0$$

$$a = 1110$$

$$p = \pi (550 + 1110) = 5212$$

$$a_1 = a_2 = 0,25 \cdot \pi \cdot 1110 = 871$$

$$\frac{a_1 + d}{a_2 + d} = 1 \rightarrow \text{uit tabel 30 (6.2.207)} \quad \sigma_x = \sigma_y = 2,0$$

$$e_x = \frac{778 \cdot 10^6}{108 \cdot 10^3} = 7204 \quad e_y = 0$$

$$\sigma_e = 1 + 2 \frac{7204}{550 + 1110} = 9,68$$

$$\tau_d = \frac{9,68 \cdot 108 \cdot 10^3}{5212 \cdot 550} = 0,36 \text{ N/mm}^2$$

. Uiterst opneembare schuifspanning  $\tau_1$

Art. 8.3.3.

$$\tau_1 = f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{w_0} = 1,15 \times 1 \times 0,53 = 0,61$$

$$f_b = 0,8 \cdot f_{b0} = 0,8 \times 1,5 = 0,92 \text{ N/mm}^2 \text{ aanhoude}$$

waarde:

$$w_0 = 0,15 \rightarrow \sqrt[3]{w_0} = 0,53$$

$$f_b = 1,15 \text{ (B25)}$$

$$k_1 = \left( 2 - \frac{871}{2 \times 871} \right) = 1,5 \text{ (0,5 aanhoude)}$$

$$k_2 = \frac{4}{2 + \frac{1230}{600}} = \frac{4}{4,05} = 0,99$$

$$\tau_1 = 0,99 \times 0,92 = 0,91 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Derhalve } \tau_{ds} = 0,46 \leq \tau_1 = 0,91 \text{ N/mm}^2$$