

ONTWERP
VAN EEN
BETONNEN PLATFORM
VOOR GASWINNING OP DE
ONDIEPE NOORDZEE

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde, k. 2.91
Stevinweg 1
2628 CN DELFT

BIJLAGEN

P. Hunneco
T.D. Schuhmacher

augustus 1991



INHOUDSOPGAVE

BIJLAGEN

1.	Belastingen op de caisson	2
2.	Dimensionering plaat	3
3.	Dimensionering wielconstructie	9
4.	Dimensionering driepoot	16
5.	Golfkrachten in verschillende belastingcondities	20
6.	Zettingen van de voeten	21
7.	Penetratieweerstand tijdens installatie	23
8.	Dimensionering schacht	26
9.	Dimensionering kokerligger	41
10.	Dimensionering voet	53
11.	Bepaling opdrijvend vermogen en hijscapaciteiten	55
12.	Kostenraming transport en installatie	57
13.	Afzinken met een stabilisatieconstructie	62

TEKENINGEN

1.	Situatietekening driepoot
2.	Doorsnede over koker en schacht
3.	Doorsnede over voet, koker en schacht
4.	Dwarsdoorsnede over het kokerprofiel
5.	Doorsnede over de schacht
6.	Details 1 en 2
7.	Wapeningstekening voet

Bijlage 1

BELASTINGEN OP DE CAISSON

Caisson 40x40x10 m3

Schacht: Du: 9 m
Di: 8 m
Caisson: breedte: 40 m
lengte: 40 m
hoogte: 10 m

Gewicht constructie boven water excl. dek: 95350 kN
Gewicht onder water incl. dek: 73890 kN
Gewicht onder water excl. dek: 59190 kN

Golfkrachten tijdens 100-jarige storm (ontwerpstorm)

fase	Hschacht kN	Hcaisson kN	Htotaal kN	(Mschacht kNm	om y=0 Mcaisson kNm	) Mtotaal kNm	Fv,caisson kN	schuiven Fmin kN	kantelen Fmin kN	Fballast kN
0	2870.34	0	2870.34	107662	0	107662	38755.07	5834	25193	0
30	7951.24	15486.38	23437.63	272480	-38679	233800	33562.88	47637	54709	14382
60	8698.22	26823.2	35521.43	267248	-66994	200253	19377.54	72198	46859	17686
90	7151.45	30972.77	38124.21	198051	-77358	120693	0.01	77488	28242	3598
120	4887.66	26823.2	31710.87	125177	-66994	58183	-19377.5	64453	13615	0
150	2288.44	15486.39	17774.83	55151	-38679	16472	-33562.8	36128	3854	0
180	-203.95	0.01	-203.93	-5564	0	-5564	-38755.0	414	1302	0
210	-2580.74	-15486.3	-18067.1	-63423	38679	-24744	-33562.8	36722	5790	0
240	-4945.06	-26823.2	-31768.2	-127051	66994	-60057	-19377.5	64570	14053	0
270	-7022.97	-30972.7	-37995.7	-194976	77358	-117618	-0.02	77227	27523	3337
300	-7438.29	-26823.2	-34261.5	-228173	66994	-161179	19377.52	69637	37716	15125
330	-4045.39	-15486.4	-19531.7	-133501	38679	-94822	33562.86	39699	22188	0
360	2870.33	-0.02	2870.3	107662	0	107662	38755.07	5834	25193	0
										max: 17686

Golfkrachten tijdens 10-jarige ontwerpstorm

fase	Hschacht kN	Hcaisson kN	Htotaal kN	(Mschacht kNm	om y=0 Mcaisson kNm	) Mtotaal kNm	Fv,caisson kN	schuiven Fmin kN	kantelen Fmin kN	Fballast kN
0	1981.82	0	1981.82	71401	0	71401	31851.61	4028	16708	0
30	6135.6	12909.49	19045.09	204694	-32501	172193	27584.3	38710	40293	8687
60	7163.49	22359.9	29523.4	218540	-56294	162247	15925.81	60007	37966	16743
90	6165.08	25818.99	31984.07	172214	-65002	107212	0.01	65008	25088	5818
120	4343.7	22359.91	26703.61	113366	-56294	57072	-15925.8	54276	13355	0
150	2113.72	12909.5	15023.22	52339	-32501	19837	-27584.3	30535	4642	0
180	-136.11	0.01	-136.1	-3900	0	-3900	-31851.6	277	913	0
210	-2299.78	-12909.4	-15209.2	-57871	32501	-25369	-27584.3	30913	5936	0
240	-4371.56	-22359.9	-26731.4	-114331	56294	-58038	-15925.8	54332	13581	0
270	-6026.51	-25818.9	-31845.5	-168825	65002	-103822	-0.02	64727	24294	5537
300	-6138.79	-22359.9	-28498.7	-187132	56294	-130839	15925.79	57924	30616	14660
330	-3313.65	-12909.5	-16223.1	-107398	32501	-74897	27584.29	32974	17526	1368
360	1981.81	-0.02	1981.79	71401	0	71401	31851.61	4028	16708	0
										max: 16743

Golfkrachten tijdens 10-jarige zomerstorm

fase	Hschacht kN	Hcaisson kN	Htotaal kN	(Mschacht kNm	om y=0 Mcaisson kNm	) Mtotaal kNm	Fv,caisson kN	schuiven Fmin kN	kantelen Fmin kN	Fballast kN
0	973.59	0	973.59	32604	0	32604	20963.04	1979	7629	0
30	3643.42	8688.72	12332.15	116014	-22163	93851	18154.53	25065	21961	0
60	4720.7	15049.3	19770	141923	-38387	103536	10481.53	40183	24227	0
90	4394.27	17377.44	21771.71	124313	-44326	79987	0	44251	18717	0
120	3260.26	15049.31	18309.56	87814	-38387	49427	-10481.5	37215	11566	0
150	1684.97	8688.73	10373.7	43738	-22163	21575	-18154.5	21085	5049	0
180	-45.56	0.01	-45.56	-1455	0	-1455	-20963.0	93	340	0
210	-1739.54	-8688.71	-10428.2	-45547	22163	-23385	-18154.5	21196	5472	0
240	-3254.36	-15049.3	-18303.6	-87793	38387	-49405	-10481.5	37203	11561	0
270	-4241.94	-17377.4	-21619.3	-120480	44326	-76155	-0.01	43942	17820	0
300	-4044.92	-15049.3	-19094.2	-121788	38387	-83401	10481.51	38809	19516	0
330	-2145.83	-8688.73	-10834.5	-67365	22163	-45202	18154.52	22021	10577	0
360	973.58	-0.01	973.57	32604	0	32604	20963.05	1979	7629	0
										max: 0

Bijlage 2

DIMENSIONERING PLAAT

Plaat 40x40x1 m3

SCHACHT	Du:	9 m	inhoud [m3]
	Di:	8 m	704.9733
PLAAT	lengte	40 m	1600
	breedte	40 m	
	dikte	1 m	
STEUNBEER	aantal	4	310
	hoogte	10 m	
	breedte	15.5 m	
	dikte	1 m	

gewicht constructie boven water excl. dek:	65374 KN
waterversplaatsing:	24207 KN
gewicht onder water incl. dek (toren vol):	55967 KN
gewicht onder water excl. dek (toren vol):	41167 KN

Golfrachten tijdens 100-jarige storm (ontwerpstorm)

fase	Hschacht kN	Hcaisson kN	Htotaal kN	(Mschacht kNm	om y=0 Mcaisson kNm	Mtotaal kNm	Fv,caisson kN	schuiven Fmin kN	kantelen Fmin kN	Fballast kN
0	3105.03	0	3105.03	108921	0	108921	35624.27	6311	25488	5245
30	9137.57	1503.92	10641.49	278604	-105653	172951	30851.52	21629	40471	15455
60	10494.59	2604.87	13099.46	276472	-182997	93475	17812.13	26625	21873	0
90	9088.57	3007.84	12096.41	207971	-211307	-3335	0.01	24586	780	0
120	6501.08	2604.87	9105.94	133429	-182997	-49568	-17812.1	18508	11599	0
150	3192.58	1503.92	4696.5	59767	-105653	-45887	-30851.5	9546	10738	0
180	-222.53	0	-222.53	-5668	0	-5668	-35624.2	452	1326	0
210	-3503.59	-1503.92	-5007.51	-88145	105653	37509	-30851.5	10178	8777	0
240	-6558.08	-2604.86	-9162.95	-135301	182997	47696	-17812.1	18624	11161	0
270	-8904.5	-3007.84	-11912.3	-204603	211307	6704	-0.02	24212	1569	0
300	-9024.91	-2604.87	-11629.7	-236278	182997	-53281	17812.12	23638	12468	0
330	-4842.61	-1503.92	-6346.53	-137541	105654	-31888	30851.51	12899	7462	0
360	3105.02	0	3105.02	108921	0	108921	35624.27	6311	25488	5245
max:										15455

Golfrachten tijdens 10-jarige ontwerpstorm

fase	Hschacht kN	Hcaisson kN	Htotaal kN	(Mschacht kNm	om y=0 Mcaisson kNm	Mtotaal kNm	Fv,caisson kN	schuiven Fmin kN	kantelen Fmin kN	Fballast kN
0	2168.83	0	2168.83	72403	0	72403	29202.86	4408	16942	4978
30	7115.76	1252.52	8368.28	209754	-88109	121645	25290.42	17009	28465	12588
60	8660.78	2169.43	10830.2	226231	-152609	73621	14601.43	22013	17227	0
90	7789.88	2505.04	10294.92	180539	-176218	4321	0.01	20925	1011	0
120	5701.42	2169.43	7870.84	120313	-152609	-32297	-14601.4	15998	7557	0
150	2882.12	1252.52	4134.64	56266	-88109	-31843	-25290.4	8404	7451	0
180	-143.66	0	-143.66	-3942	0	-3942	-29202.8	292	922	0
210	-3073.9	-1252.52	-4326.42	-61831	88109	26278	-25290.4	8794	6149	0
240	-5726.16	-2169.42	-7895.58	-121263	152609	31346	-14601.4	16048	7335	0
270	-7594.88	-2505.04	-10099.9	-176851	176218	-633	-0.01	20528	148	0
300	-7457.21	-2169.43	-9626.64	-193869	152609	-41260	14601.42	19566	9655	0
330	-3979.41	-1252.52	-5231.93	-110774	88109	-22665	25290.41	10634	5304	0
360	2168.82	0	2168.82	72403	0	72403	29202.86	4408	16942	4978
										12588

Golfrachten tijdens 10-jarige zomerstorm

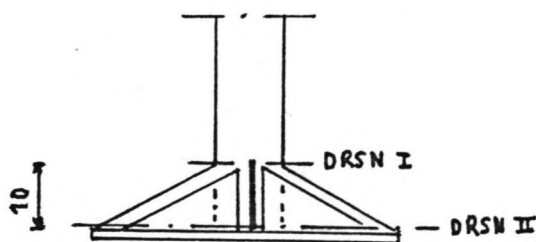
fase	Hschacht kN	Hcaisson kN	Htotaal kN	(Mschacht kNm	om y=0 Mcaisson kNm	Mtotaal kNm	Fv,caisson kN	schuiven Fmin kN	kantelen Fmin kN	Fballast kN
0	1071.61	0	1071.61	33150	0	33150	19138.09	2178	7757	0
30	4089.27	841.73	4931	118498	-59342	59156	16574.08	10022	13843	0
60	5394.9	1457.91	6852.81	145678	-102784	42894	9569.05	13928	10037	0
90	5125.57	1683.45	6809.02	128384	-118685	9699	0	13839	2270	0
120	3871.55	1457.91	5329.46	91216	-102784	-11568	-9569.04	10832	2707	0
150	2031.87	841.73	2873.6	45668	-59342	-13674	-16574.0	5841	3200	0
180	-45.6	0	-45.6	-1455	0	-1455	-19138.1	93	340	0
210	-2085.87	-841.73	-2927.59	-47475	59342	11867	-16574.0	5950	2777	0
240	-3854.83	-1457.91	-5312.74	-91137	102784	11647	-9569.05	10798	2725	0
270	-4926.75	-1683.45	-6610.21	-124296	118685	-5611	-0.01	13435	1313	0
300	-4611.18	-1457.91	-6069.09	-124944	102784	-22160	9569.04	12336	5185	0
330	-2421.89	-841.73	-3263.62	-68904	59342	-9561	16574.07	6633	2237	0
360	1071.61	0	1071.61	33150	0	33150	19138.1	2178	7757	0
										0

Dimensionering van de plaat

In deze bijlage wordt de hoeveelheid voorspanning in de schacht bepaald en de afmetingen van de steunboren worden gecontroleerd.

De hoeveelheid voorspanning wordt op buiging gedicteerd, de steunboren worden op dwarskracht gecontroleerd.

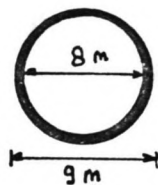
Voor het bepalen van de hoeveelheid voorspanning worden twee doorsneden beken:



- DRSN I: op 10 m boven de plaat

- DRSN II: vlak boven de plaat

DRSN I:



$$W = \frac{\pi}{32} (9^4 - 8^4) = 26,9 \text{ m}^3$$

$$A = \frac{1}{4} \pi (9^2 - 8^2) = 13,35 \text{ m}^2$$

$$M = 184,5 \text{ MNm (agv golf belasting)}$$

$$V = 30,5 \text{ MN}$$

De spanningsfiguren worden dan:

t.g.v. V

$\frac{V}{A} = 2,3 \text{ N/mm}^2$

t.g.v. M

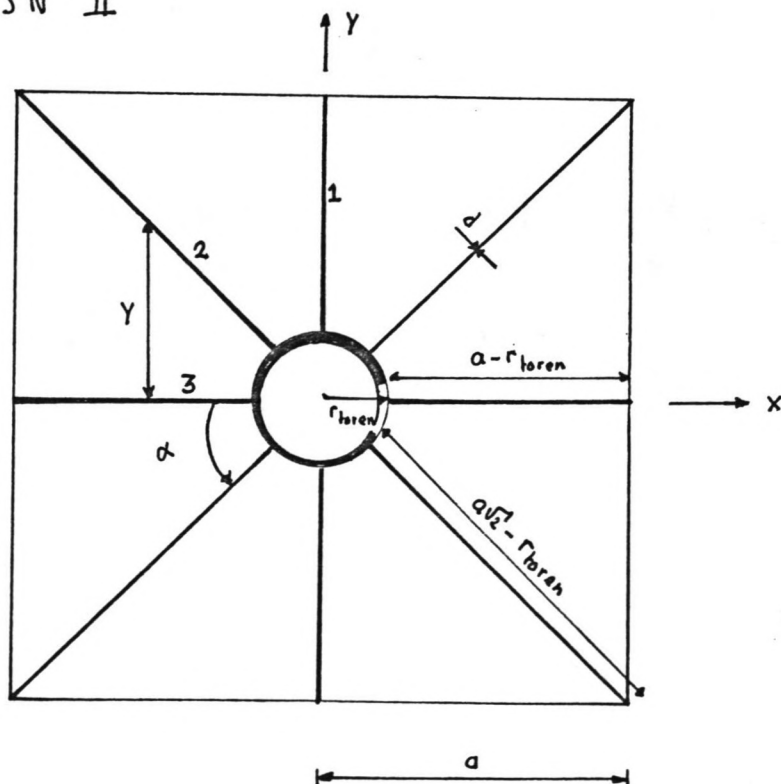
$\frac{M}{W} = 6,9 \text{ N/mm}^2$

t.g.v. ρ

$4,6 \text{ N/mm}^2$

$13,8 \text{ N/mm}^2$

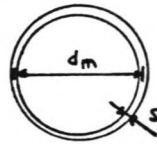
DRSN II



$$I_x = I_{\text{toren}} + 2I_{\text{steunbeer}_1} + 4 \cdot I_{\text{steunbeer}_2}$$

$I_{\text{steunbeer}_3}$ wordt verwaarloosd.

$$I_{\text{toren}} = \pi \left(\frac{d_m}{2} \right)^3 \cdot s$$



$$I_{\text{steunbeer}_1} = \frac{1}{12} d (a - r_{\text{toren}})^3 + d (a - r_{\text{toren}}) \left\{ \frac{1}{2} (a - r_{\text{toren}}) + r_{\text{toren}} \right\}^2$$

$$I_{\text{steunbeer}_2} = \frac{1}{12} d (a \sqrt{2} - r_{\text{toren}})^3 \cdot \cos^2 \alpha + d (a \sqrt{2} - r) \cdot y^2$$

met $a = 20 \text{ m}$

$d_m = 8,5 \text{ m}$

$r_{\text{toren}} = 4,5 \text{ m}$

$s = 0,5 \text{ m}$

$d = 1 \text{ m}$

wordt $I_x = 20704,6 \text{ m}^4$

$$W = \frac{I_x}{r_u}$$

$$\Rightarrow W = \frac{20704,6}{20,3} = 732 \text{ m}^3$$

r_u = straal tot uiterste vezel

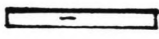
$$A_{\text{tot}} = 170,5 \text{ m}^2$$

De belastingen in DRSN II zijn:

$V = 53 \text{ MN}$

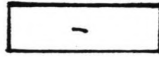
$M = 278,6 \text{ MN}$

De spanningsfiguren worden:

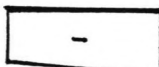
l.g.v. V  $\frac{V}{A} = 0,31 \text{ N/mm}^2$

+

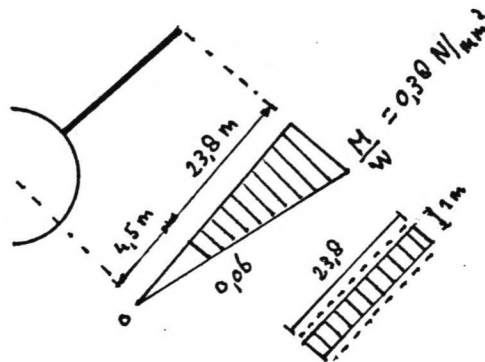
l.g.v. M  $\frac{M}{W} = 0,38 \text{ N/mm}^2$

l.g.v. P  $4,6 \text{ N/mm}^2$

"

$4,5$  $5,3 \text{ N/mm}^2$

Dwarskracht die door de toren naar de plaat wordt overgebracht:



De dwarskracht die door de steunbeer wordt overgebracht l.g.v. M
(gearceerde deel in bovenstaande spanningsfiguur):

$$Q = (0,06 + (0,38 - 0,06) \frac{1}{2}) 23,8 \cdot 1 = 5,2 \text{ MN}$$

$$\tau = \frac{5,2}{2 \cdot 23,8 \cdot 1} = 0,11 \text{ N/mm}^2$$

De schuifspanning die door de steunberen naar de plaat wordt overgebracht:

$$\tau = \frac{53}{2 \cdot 4 \cdot 15,5 + 2 \cdot 4 \cdot 23,8} = 0,17 \text{ N/mm}^2$$

De totale gebruiks schuifspanning $\tau = 0,28 \text{ N/mm}^2$

Bij controle moeten de rekenwaarden vd schuifspanningen worden

genomen: $\tau_d = 1,7 \cdot 0,28 = 0,48 \text{ N/mm}^2$

eis: $\tau_d < \tau_1$ geen dwarskracht wapening benodigd.

$$\tau_1 = 0,5 f_b = 1,15 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{bij B55})$$

→ voldoet

Bijlage 3

DIMENSIONERING WIELCONSTRUCTIE

Wiel met een ringdiameter van 40m

		inhoud [m3]
SCHACHT	Du: 9 m	741
	Di: 8 m	
RING	Du: 40 m	550
	Di: 30 m	
	dikte: 1 m	
SPAKEN	aantal: 8	504
	lengte: 10.5 m	
	hoogte: 8 m	
	aflopend tot 4 m	
	breedte: 1 m	

gewicht constructie boven water excl. dek:	47069.16 kN
waterverplaatsing:	16766.49 kN
gewicht onder water incl. dek (schacht vol):	45002.66 kN
gewicht onder water excl. dek (schacht vol):	30302.66 kN

golfkrachten tijdens 100-jarige storm (ontwerpstorm)

fase	Htotaal KN	(om y=0) Mtotaal KNm	schuiven Fmin KN	kantelen Fmin KN	Fballast KN
0	3297	109280	6693	21821	0
30	12953	283494	26295	56608	11605
60	16822	284404	34149	56789	11787
90	16167	216766	32819	43284	0
120	12473	140802	25320	28115	0
150	6572	63917	13341	12763	0
180	-236	-5695	479	1137	0
210	-6897	-72337	14001	14444	0
240	-12530	-142689	25436	28492	0
270	-15937	-213365	32352	42604	0
300	-15182	-244040	30819	48730	3727
330	-8341	-141946	16832	28344	0
360	3297	109280	6693	21821	0
max:					11787

golfkrachten tijdens 10-jarige ontwerpstorm

fase	Htotaal KN	(om y=0) Mtotaal KNm	schuiven Fmin KN	kantelen Fmin KN	Fballast KN
0	2321	72648	4712	14506	0
30	10277	213771	20862	42686	12383
60	13926	232830	28270	46491	16189
90	13708	187893	27827	37518	7216
120	10717	126515	21756	25262	0
150	5735	59774	11642	11936	0
180	-149	-3962	302	791	0
210	-5931	-65366	12040	13052	0
240	-10739	-127473	21800	25454	0
270	-13466	-184172	27336	36775	6473
300	-12577	-200325	25531	40001	9698
330	-6885	-114440	13977	22851	0
360	2321	72647	4712	14506	0
max:					16189

golfkrachten tijdens 10-jarige zomerstorm

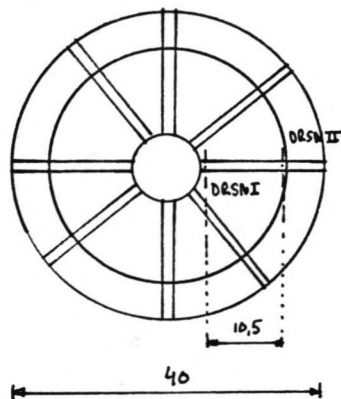
fase	Htotaal KN	(om y=0) Mtotaal KNm	schuiven Fmin KN	kantelen Fmin KN	Fballast KN
0	1192	33376	2420	6664	0
30	6416	122061	13024	24373	0
60	9282	151564	18842	30264	0
90	9519	134998	19324	26956	0
120	7617	96835	15463	19336	0
150	4172	48867	8469	9758	0
180	-46	-1464	93	292	0
210	-4226	-50687	8579	10121	0
240	-7586	-96738	15400	19317	0
270	-9262	-130828	18802	26124	0
300	-8364	-130621	16979	26082	0
330	-4539	-72097	9214	14396	0
360	1192	33376	2420	6664	0
max:					0

Dimensionering van de wielconstructie

In deze bijlage worden de spaken in het wiel gedimensioneerd op buiging en op dwarskracht.

De ringplaat wordt ook op buiging en op dwarskracht gedimensioneerd.

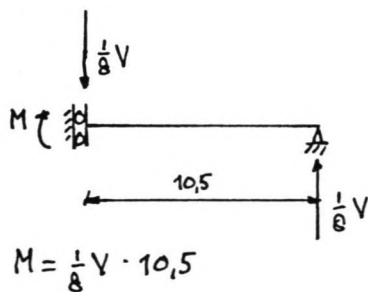
De spaken worden in twee doorsneden gecontroleerd.



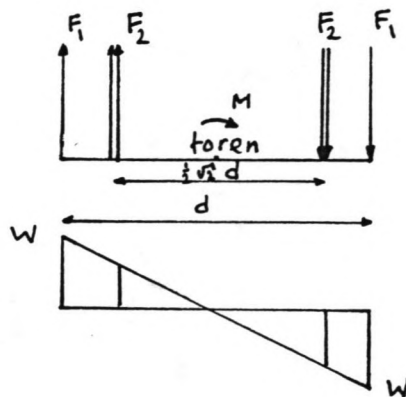
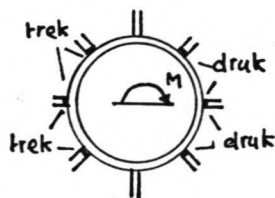
$$V = 27,8 \text{ MN (agv boven belasting)}$$

$$M = 253,1 \text{ MNm (agv golf belasting)}$$

Schematisatie van de spaken t.g.v. de boven belasting:



Schematisatie van de spaken t.g.v. het moment:



$$F_1 = w \cdot c$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \sqrt{2} w \cdot c$$

w = zakking

c = voor-
constante

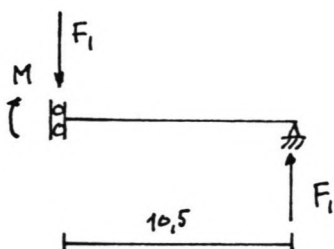
$$\frac{F_1}{F_2} = \frac{1}{\frac{1}{2} \sqrt{2}}$$

$$M = F_1 \cdot d + 2F_2 \cdot \frac{1}{2} \sqrt{2} d$$

$$= 2F_1 \cdot d$$

$$F_1 = \frac{M}{2d}$$

d = diameter
toren



Dwarskracht t.g.v. bovenbelasting en moment in DRSN I:

$$Q = \frac{V}{8} + \frac{M}{2d} = \frac{27,8}{8} + \frac{253,1}{2 \cdot 9} = 17,5 \text{ MN}$$

$$M = 17,5 \cdot 10,5 = 184,1 \text{ MNm}$$

Bepaling voorspanning in de spaken:

DRSN I :



$$W = \frac{1}{8} b h^2 = 10,67 \text{ m}^3$$

$$k_o = k_b = \frac{W}{A} = 1,33 \text{ m}$$

$$\sigma_b = 2,3 \text{ N/mm}^2$$

Eerste benadering

$$P_o = \frac{M - \sigma_b (2W)}{k_o + k_b}$$

$$= \frac{184,1 - 2,3 \cdot 2 (10,67)}{2 \cdot 1,33} = 50,8 \text{ MN}$$

$$P_o = 1,25 P_{o1} = 63,5 \text{ MN}$$

$$e = k_o + \frac{\sigma_b W}{P_o}$$

$$= 1,33 + \frac{2,3 \cdot 10,67}{63,5} = 1,72 \text{ m}$$

Bij toepassing van VSL spankabels 6-22 met 30 strengen:

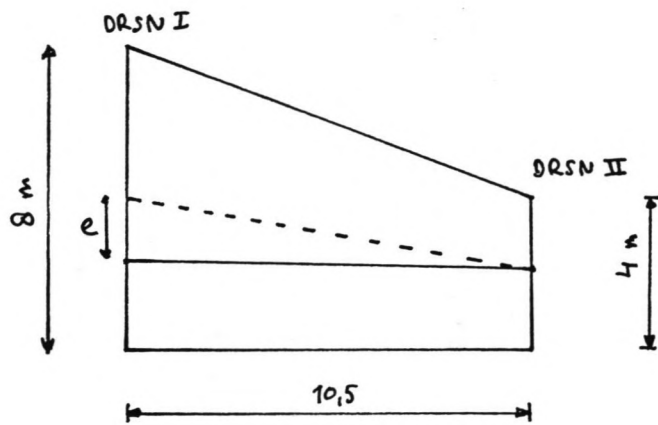
$$A_p = 4500 \text{ mm}^2$$

FeP 1860

$$\sigma_p = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = \frac{P_0}{\sigma_p} = \frac{63,5 \cdot 10^6}{1395} = 45520 \text{ mm}^2 \rightarrow 11 \text{ kabels toepassen}$$

Controle op dwarskracht:



$$\tau_d = \frac{Q - P_{cs} \cdot \sin \alpha}{b h_e}$$

$$\text{DRSNI: } h_e = 8 \text{ m}$$

$$\sin \alpha \approx 0$$

$$\rightarrow \tau_d = \frac{17 \cdot 17,5}{1 \cdot 8} = 3,7 \text{ N/mm}^2$$

$$Q = 17,5 \text{ MN}$$

$$\tau_1 = 0,5 f_b + \frac{0,15 P_{cs}}{A_b}$$

$$= 2,1 \text{ N/mm}^2$$

$\tau_d > \tau_1 \rightarrow$ dwarskracht wapening toepassen

$$\tau_2 = 9 \text{ N/mm}^2$$

DRSN II:

$$h_e = 4\text{m} \rightarrow \tau_d = \frac{1,7 \cdot 17,5}{1 \cdot 4} = 7,4 \text{ N/mm}^2$$

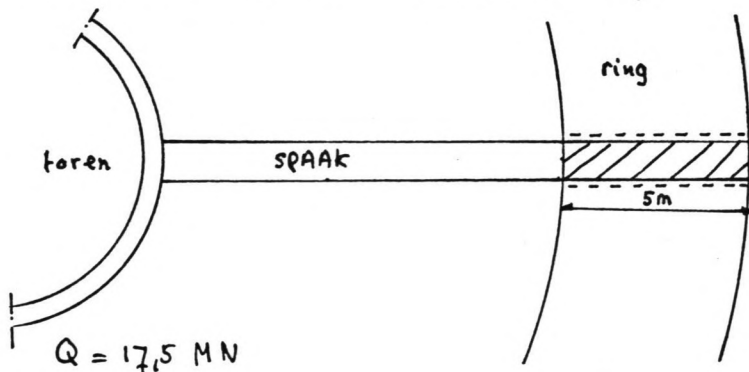
$$\tau_c = 2,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d > \tau_c$$

$$\tau_d < \tau_2$$

→ dwarskrachtwapening toepassen

Dwarskracht in de doorsnede spaak-ring:

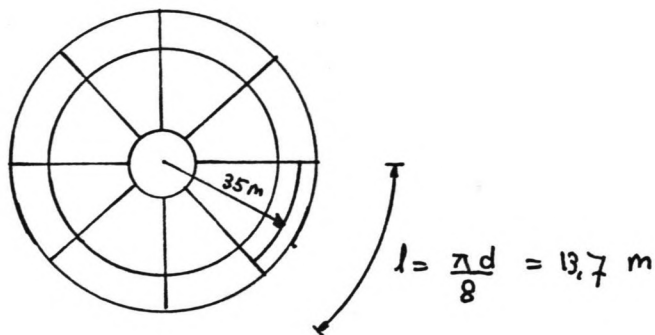


$$\tau_d = \frac{f Q}{A} = \frac{1,7 \cdot 17,5}{2 \cdot 5 \cdot 1} = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

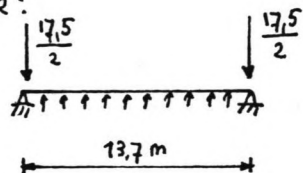
$$\tau_c = 0,5 f_b = 1,15 \text{ N/mm}^2$$

$\tau_d > \tau_c$ → in de ring moet dwarskrachtwapening worden toegepast.

Buiging in de ringplaat van het wiel

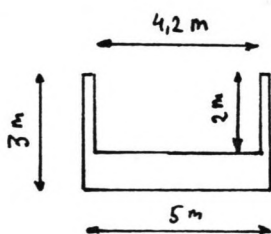


Aanname:



$$\frac{1}{2} q l = \frac{17,5}{2} \rightarrow q = 1,28 \text{ MN/m}$$

$$M = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \cdot 1,28 \cdot 13,7^2 = 30,0 \text{ MNm}$$



$$W = \frac{3 \cdot 5^3 - 2 \cdot 4,2^3}{6 \cdot 5} = 7,6 \text{ m}^3$$

DRSN ringplaat v/h wiel

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{30,0}{7,6} = 3,9 \text{ N/mm}^2$$

Op deze spanning moet gewapend worden, in de ringplaat

Bijlage 4

DIMENSIONERING DRIEPOOT

Tripod 30x6 m2

Schacht: Du: 9 m
Di: 8 m
Basis: breedte: 40.4 m
hoogte: 6 m
Deq: 30 m

Gewicht constructie boven water excl. dek: 45430 kN
Gewicht onder water incl. dek: 44020 kN
Gewicht onder water excl. dek: 29320 kN

Golfkrachten tijdens 100-jarige storm (ontwerpstorm)

fase	Htotaal	(om y=0)		kantelen Fmin	schuiven		Fballast
		kN	kNm		Fmin	kN	
0	3424	110156		12269	6959		0
30	14135	295961		32963	28730		0
60	18713	304819		33950	38035		0
90	18249	239470		26672	37091		0
120	14216	159897		17809	28894		0
150	7553	74695		8319	15352		0
180	-247	-5763		-642	-502		0
210	-7888	-83183		-9265	-16033		0
240	-14273	-161782		-18019	-29010		0
270	-17989	-235861		-26270	-36563		0
300	-16959	-263670		-29367	-34470		0
330	-9313	-152960		-17036	-18929		0
360	3424	110156		12269	6959		0
max:							0

Golfkrachten tijdens 10-jarige zomerstorm

fase	Htotaal	(om y=0)		kantelen Fmin	schuiven		Fballast
		kN	kNm		Fmin	kN	
0	1258	33828		3768	2557		0
30	7072	128981		14366	14374		0
60	10347	163033		18158	21030		0
90	10709	147916		16474	21766		0
120	8625	107823		12009	17530		0
150	4747	55141		6141	9648		0
180	-46	-1465		-163	-93		0
210	-4800	-56958		-6344	-9756		0
240	-8586	-107675		-11993	-17451		0
270	-10421	-143531		-15986	-21181		0
300	-9358	-141502		-15770	-19020		0
330	-5082	-78236		-8714	-10329		0
360	1258	33827		3768	2557		0
max:							0

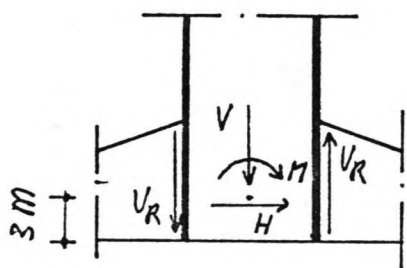
Golfkrachten tijdens 10-jarige ontwerpstorm

fase	Htotaal	(om y=0)		kantelen Fmin	schuiven		Fballast
		kN	kNm		Fmin	kN	
0	2422	73346		8169	4923		0
30	11256	224100		24960	22878		0
60	15502	249830		27825	31508		2188
90	15454	206898		23044	31411		2091
120	12185	142573		15879	24766		0
150	6567	68892		7673	13348		0
180	-153	-3989		-444	-311		0
210	-6766	-74505		-8298	-13752		0
240	-12205	-143519		-15985	-24807		0
270	-15181	-202965		-22606	-30856		0
300	-14056	-216656		-24131	-28569		0
330	-7694	-123595		-13766	-15638		0
360	2422	73346		8169	4923		0
max:							2188

Dimensionering driepoot

De krachten op toren worden veroorzaakt door golfbelasting (horizontaal kracht met een moment) en eigen gewicht (toren en dek). Het aangrijpingspunt van deze krachten is aangenomen op 3m boven de bodem.

In figuur 2 is alles schematisch weergegeven.



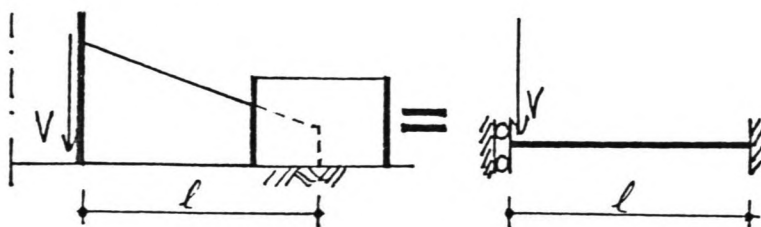
$$M = 263 \text{ MNm}$$

$$V = 28000 \text{ kN}$$

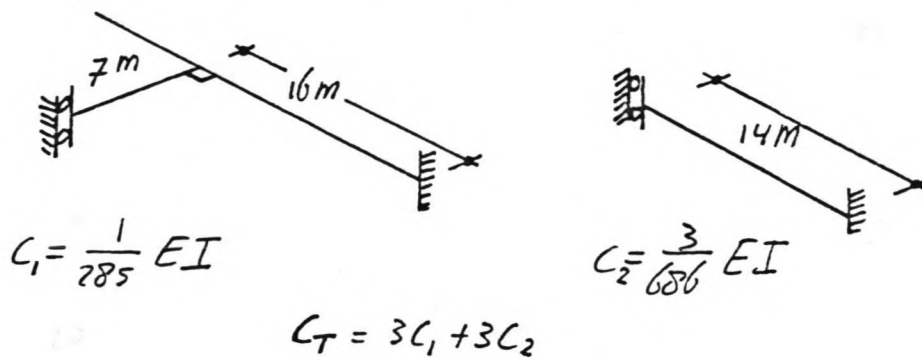
V_R is de reactiekracht vanuit de ribben op de toren.

figuur 2

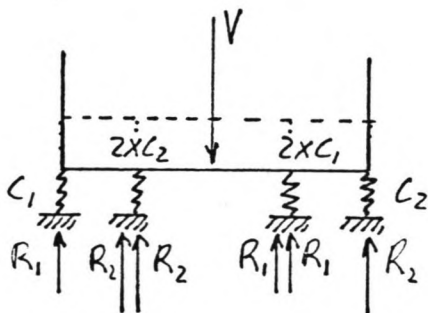
Het moment en de verticale kracht, worden door de ribben als dwarskracht opgenomen. De echte krachtwerving ligt ingewikkelder maar de volgende schematisatie van een rib is een redelijke aanname:



De verhouding waarin de ribben de kracht opnemen is bepaald door de ribben als veren te schematiseren, die de ieren ondersteunen. Er zijn twee verschillende verende ondersteuning te onderscheiden:

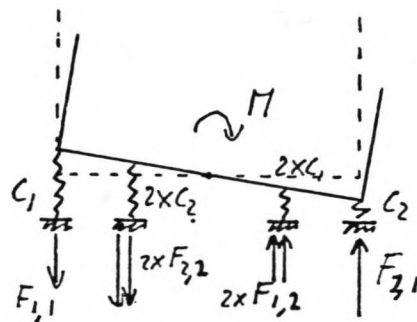
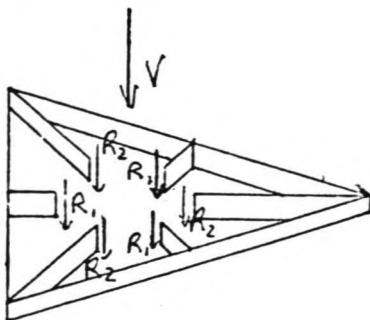


De belastingen Π en V zijn apart bekeken:



$$R_1 = 4144 \text{ kN}$$

$$R_2 = 5180 \text{ kN}$$

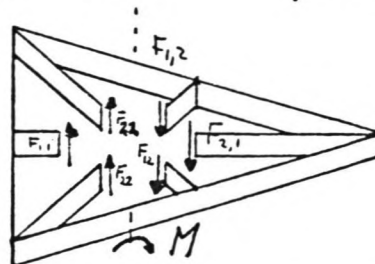


$$F_{1,1} = 0,0698 \text{ M} = 18,36 \text{ MN}$$

$$F_{1,2} = 0,0349 \text{ M} = 9,18 \text{ MN}$$

$$F_{2,1} = 0,0871 \text{ M} = 22,91 \text{ MN}$$

$$F_{2,2} = 0,0435 \text{ M} = 11,44 \text{ MN}$$



De maximale dwarskracht treedt op in de combinatie:

$$R_2 + F_{2,1} = 4580 + 2290 = 2800 \text{ kN}$$

Deze kracht treedt op in de ligger met verconstante c_2

Het bijbehorende M_{maximaal} :

$$\frac{1}{2} V l = \frac{1}{2} \cdot 2800 \cdot 14 = 197 \cdot 10^3 \text{ kNm}$$


$$b \times h = 1 \times 0.8 \text{ m}^2$$
$$W = \frac{1}{6} b h^2 = 10.67$$
$$2800 \text{ kN}$$

Dit geeft een drukspanning in de beton:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad \left. \begin{array}{l} W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 0.8^2 = 10.67 \end{array} \right\} \underline{\sigma = 27.6 \text{ N/mm}^2} \text{ bij een liggerhoogte van } 8 \text{ m.}$$

Een snelle englobale berekening geeft een benodigde voorspanning van: $P_0 = 62.2 \text{ MN}$

Dit kan worden geleverd door 6 VSL-spankabels met $A_p = 8250 \text{ mm}^2$ ([], blz 83).

De dwarskracht in de maatgevende rib bedraagt 2800 kN , dit geeft een schuifspanning: $\tau = \frac{28.00}{1.8} = 3.5 \text{ N/mm}^2$

Dit is hoger dan $\tau_1 (= 1.5 \text{ N/mm}^2)$ dus in de ligger moet dwarskrachtwapening opgenomen worden.

Bijlage 5

GOLFKRACHTEN IN VERSCHILLENDE BELASTINGCONDITIES

fase	100-jarige ontwerpstorm		10-jarige ontwerpstorm		10-jarige zomerstorm	
	H	M	H	M	H	M
0	3384	110014	2428	74589	1237	33754
10	7229	191397	5549	137785	3197	70252
20	10557	253486	8318	188720	4998	101995
30	13224	292748	10612	224275	6566	127197
40	15188	310438	12379	244408	7851	145092
50	16487	310936	13618	251172	8830	155798
60	17197	299475	14366	247680	9497	160035
70	17398	280714	14671	236972	9860	158863
80	17164	258038	14582	221598	9936	153369
90	16552	233490	14144	203306	9746	144521
100	15603	208141	13394	183231	9312	133134
110	14343	182050	12361	161867	8657	119820
120	12784	154856	11062	139102	7803	104927
130	10964	127033	9528	115312	6769	88664
140	8931	99195	7799	91040	5583	71395
150	6743	71844	5922	66749	4277	53486
160	4455	45248	3942	42742	2882	35237
170	2113	19437	1904	19146	1431	16870
180	-244	-5752	-156	-4059	-46	-1465
190	-2582	-30592	-2202	-26982	-1518	-19662
200	-4869	-55373	-4202	-49756	-2956	-37640
210	-7075	-80321	-6125	-72476	-4330	-55304
220	-9164	-105550	-7937	-95165	-5611	-72524
230	-11099	-131053	-9604	-117760	-6767	-89113
240	-12841	-156741	-11084	-140086	-7767	-104788
250	-14335	-182376	-12330	-161792	-8577	-119092
260	-15517	-207361	-13286	-182129	-9156	-131192
270	-16301	-229915	-13882	-199421	-9467	-140171
280	-16606	-247851	-14059	-211999	-9483	-145109
290	-16359	-258583	-13762	-217809	-9176	-144958
300	-15479	-258454	-12939	-214283	-8530	-138675
310	-13891	-242895	-11547	-198530	-7542	-125370
320	-11546	-207504	-9574	-168165	-6223	-104575
330	-8468	-149982	-7055	-122340	-4612	-76578
340	-4782	-72321	-4093	-62917	-2771	-42613
350	-726	18140	-860	5138	-787	-4878
360	3384	110014	2428	74589	1237	33754

Bijlage 6

ZETTINGEN VAN DE VOETEN

Zoals in paragraaf 12.4 van het rapport is aangeduid, is voor de berekening van de voetzettingen uitgegaan van een elasto-plastisch gedrag van de bodem.

Er geldt:

$$F = \frac{\delta}{\frac{1}{k} + \frac{\delta}{\alpha F_d}}$$

met: δ zetting van de voet
 F belasting op de voet
 F_d draagvermogen ondergrond
 α bezwijkfactor (=1,25)
 k elastische zettingscoëfficiënt:

$$k = \frac{EA}{\kappa(1-\nu^2)b}$$

E elasticiteitsmodulus ondergrond

$$E=4q_c=40.000 \text{ kN/m}^2$$

q_c conusweerstand (=10.000 kN/m²)
 A voetoppervlak ($=\frac{1}{4}\pi D^2$)
 b equivalent breedte ($=\sqrt{A}$)
 κ vormfactor ($=\frac{1}{4}\pi$)
 ν Poissoncoëfficiënt (=0,3)

De maatgevende belasting treedt vanzelfsprekend op in de 100-jarige stormconditie. De grootste zettingen ontstaan wanneer F_{voet} het dichtst q_d benadert (zie figuur 12.8a van het rapport).

De maatgevende voetbelasting $F_{v,\text{voet}}=57570 \text{ kN}$ (ontwerpwaarde).

De berekening is uitgevoerd met behulp van een LOTUS-spreadsheet. Dit omdat bij variërende voetdiameter, alle gegevens veranderen (A_{voet} , F_d , b).

Berekening is uitgevoerd voor $D=10,5 \text{ m}$ en $D=11 \text{ m}$.

D _{voet} (m)	A _{voet} (m ²)	b (m)	F _d (kN)		zetting δ (m)		zettings- verschil Δδ (m)
			φ=34°	φ=41°	φ=34°	φ=41°	
10,5	95	9,7	60.973	183.342	0,45	0,15	0,30
11	86,6	9,3	68.741	207.304	0,31	0,14	0,19

Het toelaatbare verschil is:

$$\tan\theta = \frac{\text{zettingsverschil}}{\text{afstand tussen voeten}}$$

Bij $\theta=0,5^\circ$ en $l_{\text{voeten}}=27,5$ m mag het zettingsverschil $\Delta\delta=0,24$ m bedragen. Dit was reden om een voetdiameter van 11 m te kiezen.

De totale penetratieweerstand van de funderingsvoet wordt bepaald door de skirts en ribweerstand. Deze worden apart berekend. De voorschriften van DNV [23] geven hiervoor de volgende richtlijnen:

Skirtweerstand

$$R_{\text{skirt}} = k_p A_p q_c + k_f A_s q_c$$

(puntweerstand) (langswrijving)

met: q_c conusweerstand (=10.000 kN/m²)
 k_p, k_f coëfficiënt (zie tabel)
 A_p puntoppervlak van skirts
 A_s langsoppervlak van skirts

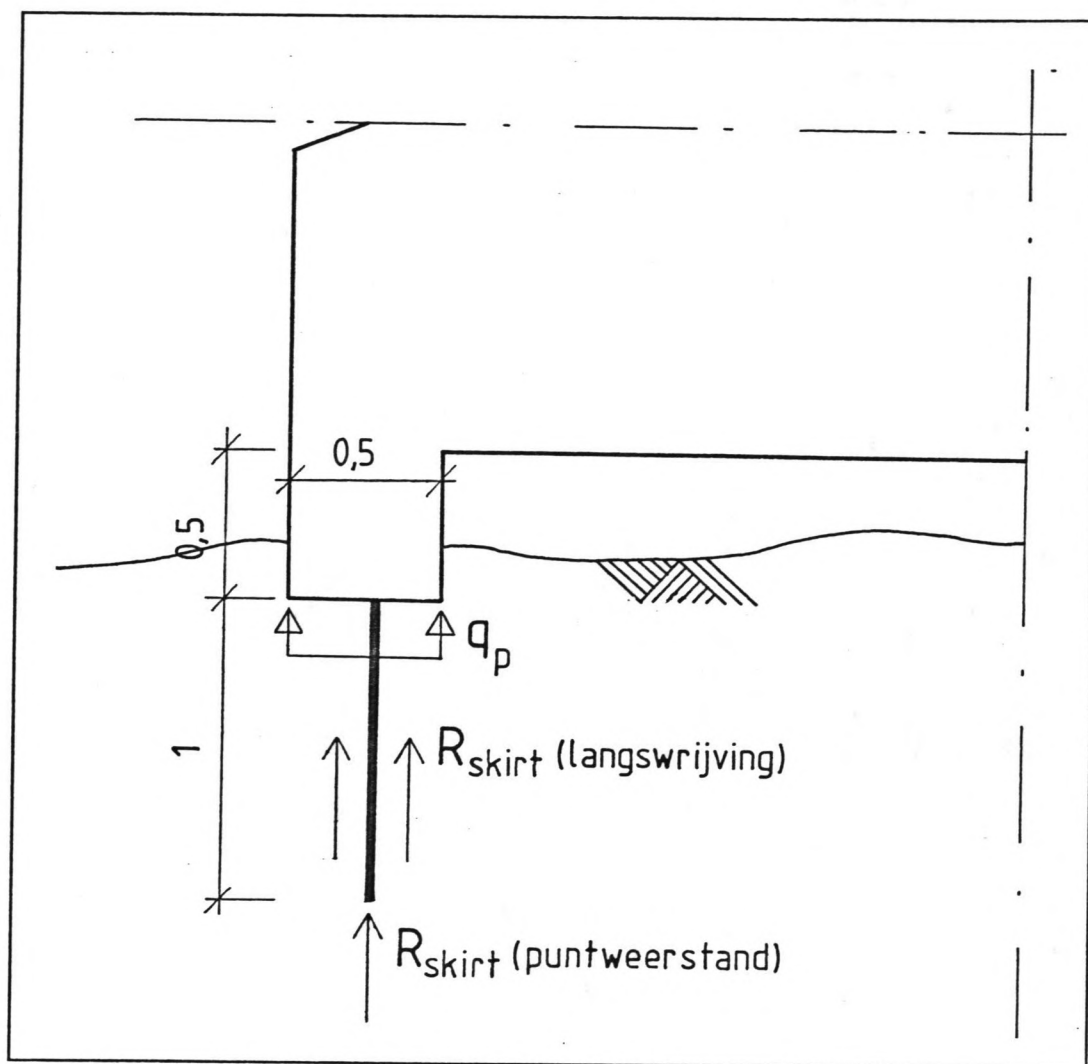
Ribweerstand

$$R_{\text{rib}} = A_r q_p$$

met: A_r oppervlak rib
 q_p penetratieweerstand:

$$q_p = \frac{1}{2} \gamma N_\gamma b + p_0 N_q$$

γ s.g. ondergrond (onder water; 9,6 kN/m³)
 N_γ, N_q draagcoëfficiënten (zie tabel)
 b breedte van de rib
 p_0 overdruk op funderingsniveau (bovenbelasting door grondpakket; $p_0 = \gamma \times \text{ribhoogte}$)



Penetratieweerstand van rib en skirt

Afmetingen

Skirts:

- lengte	1,0 m
- dikte	0,02 m
- omtrek	33,0 m

$$A_p = 0,02 \cdot 33,0 = 0,66 \text{ m}^2$$

$$A_s = 2 \times (1,0 \cdot 33,0) = 66 \text{ m}^2$$

Ribben:

- hoogte	0,5 m
- dikte	0,5 m
- omtrek	33,0 m

$$A_r = 0,5 \cdot 33,0 = 16,5 \text{ m}^2$$

In onderstaande tabel zijn skirt- en ribweerstand berekend.

		$\phi=37,5^\circ$ (optredend)	$\phi=41^\circ$ (maximaal)
k_p	(-)	0,15	0,3
k_f	(-)	$5,0 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-3}$
N_v	(-)	51,58	95,05
N_q	(-)	45,81	73,90
R_{skirt}	(kN)	1320	2970
q_p	(kN/m ²)	343,7	582,8
R_{rib}	(kN)	5671	9616
R_{totaal}	(kN)	6991	12.856

Deze weerstand (R_{totaal}) moet bij installatie van de driepoot overwonnen worden door het onder water gewicht (OBW) van de constructie.

$$OBW = 35.420 \text{ kN}$$

Dit is per voet: 11.807 kN

Deze kracht is iets kleiner dan de maximaal mogelijke penetratieweerstand. Alleen als de ondergrond onder alle voeten een ϕ -waarde van 41° heeft, zal penetratie niet volledig optreden. Na de ballastoperatie echter wordt dan alsnog volledige penetratie bereikt.

Bijlage 8

DIMENSIONERING SCHACHT

In deze bijlage wordt de hoeveelheid voorspanning en wapening in de schacht berekend alsmede de voorspanverliezen als gevolg van de elastische verkorting van het beton.

De hoeveelheid voorspanning wordt bepaald op 60% van het maximale moment, de overige 40% moet door wapening worden opgenomen.

De voorspanning wordt bepaald aan de hand van de volgende eisen uit de VB '74/84 in de gebruiksfase:

1: Grenstoestand mbt buigtrekspanning in de VDTZ

$$\gamma_{q2} \frac{M_q}{W} + \gamma_{r2} \frac{M_r}{W} - \frac{P_{cs}}{A} - \frac{F_{eg}}{A} \leq 0$$

2: Grenstoestand mbt buigtrekspanning in het beton

$$\frac{F_{eg}}{A} + \frac{P_o}{A} \leq 0,45 f'_{ckj} \text{ met een max. van } 0,30 f'_{ck}$$

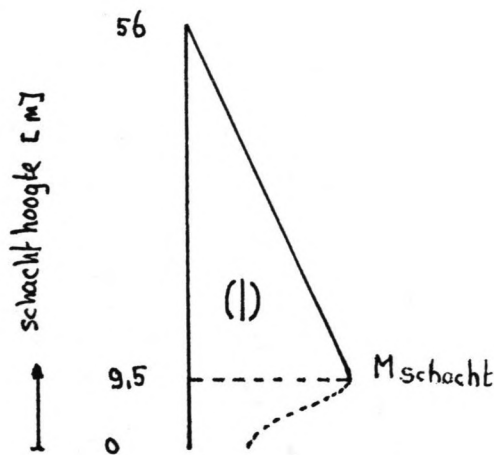
3. Grenstoestand mbt aanvangsspanning in het voorspanstaal

$$\sigma_{p,0} \leq 0,75 f_{pk}$$

$$\sigma_{p,0} \leq 0,90 \sigma_{p,1k}$$

Belasting situaties:

1. 10-jarige ontwerpstorm en het dek is nog niet geplaatst
2. 100-jarige ontwerpstorm en een zwaar dek met een grote excentriciteit



momenten verloop over de schacht agv de golfbelasting

belasting situatie 1: $M_{\text{schacht}} = 174449 \text{ kNm}$

$$M_r = 0 \quad (\text{dek is nog niet geplaatst})$$

belasting situatie 2: $M_{\text{schacht}} = 224142 \text{ kNm}$

$$F_{\text{dek}} = 16170 \text{ kN} \quad \text{excentriciteit} = 6 \text{ m}$$

$$M_r = 16170 \cdot 6 = 97020 \text{ kNm}$$

Voor alle belastingssituaties geldt op niveau 9,5 m

$$D_{\text{schakeluitwendig}} = 9 \text{ m}$$

$$D_{\text{schacht uitwendig}} = 8 \text{ m}$$

$$W = 26,9 \text{ m}^3$$

$$A_b = 13,35 \text{ m}^2$$

$$F_{eg} = (56 - 9,5) \cdot 13,35 \cdot 25 = 15520 \text{ kN}$$

$$f'_{ckj} = 46 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{g_2} = 1,2$$

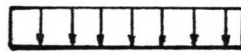
$$\gamma_{r_2} = 1,1$$

$$\text{Voorspanstaal Fe P 1060} \quad f_{pk} = 1060 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p_{0,1k}} = 1620 \text{ N/mm}^2$$

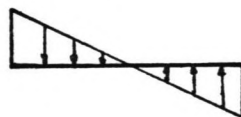
$$p_0 = 1,2 p_{cs}$$

$$\text{i.g.v. } F_{eg} \quad \sigma_{bg} = \frac{F_{eg}}{A}$$



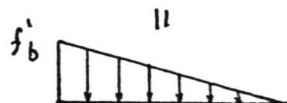
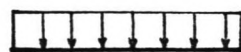
+

$$\text{i.g.v. } M \quad \sigma_{bM} = \frac{M}{W}$$



+

$$\text{i.g.v. } p_{cs} \quad \sigma_p = \frac{p_{cs}}{A}$$



||

aan de hand van de VB wordt nu de hoeveelheid voorspanning bepaald
op 60% van M_{max}

belasting situatie 1: $P_{cs} \geq 4,7 \cdot 10^7 \text{ N}$

$$P_{cs} \leq 1,7 \cdot 10^8 \text{ N}$$

belasting situatie 2: $P_{cs} \geq 8,0 \cdot 10^7 \text{ N} \rightarrow \text{maatgevend}$

$$P_{cs} \leq 1,5 \cdot 10^8 \text{ N}$$

$$P_{cs} = 8,0 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$P_o = 1,2 \cdot 8,0 \cdot 10^7 = 9,6 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$\sigma_{p,0} \leq 0,75 f_{pk} = 1395 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{maatgevend}$$

$$\sigma_{p,0} \leq 0,90 \sigma_{p,0,k} = 1458 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = \frac{P_o}{\sigma_p} = 68817 \text{ mm}^2$$

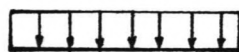
bij toepassing van VSL 6-22 met 26 strengen ($A_{p,streng} = 150 \text{ mm}^2$)

$$\text{aantal kabels: } \frac{68817}{26 \cdot 150} = 17,6 \rightarrow 18 \text{ kabels}$$

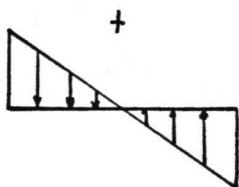
$$\text{ontrek in het hart van de toren doorsnede: } \pi \cdot 8,5 = 26,7 \text{ m}$$

$$\text{h.o.h. afstand kabels: } \frac{26700}{18} = 1485 \text{ mm}$$

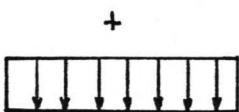
spanningsfiguren voor de maatgevende situatie (belasting situatie 2):



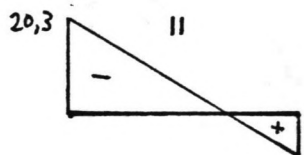
$$\frac{F_{eg}}{A} + \frac{F_{dek}}{A} = 2,4 \text{ N/mm}^2$$



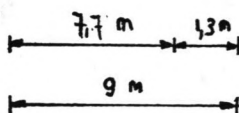
$$\frac{M}{W} = 11,9 \text{ N/mm}^2$$



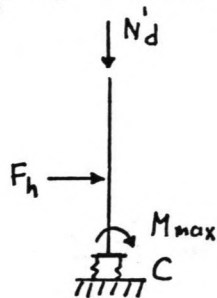
$$\frac{p_{cs}}{A} = 6,0 \text{ N/mm}^2$$



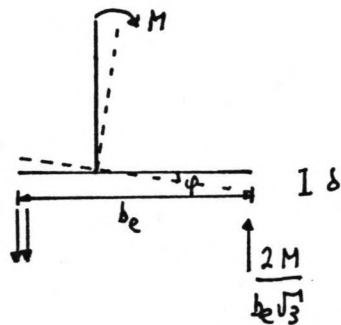
$$3,5 \text{ N/mm}^2$$



Nu wordt de benodigde wapening bepaald om de trekspanningen op te kunnen nemen.



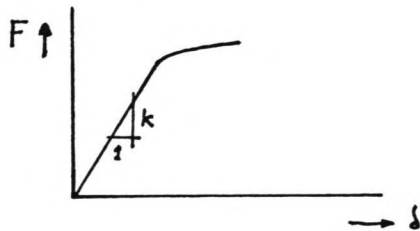
Bepaling van de veerconstante C :



$$C = \frac{M}{\varphi}$$

$$\varphi = \frac{\delta}{\frac{2}{3} b_e}$$

uitgaande van een elastisch gedrag van de grond:



$$\delta = \frac{F}{k}$$

$$k = \frac{EA}{\kappa(1-\nu^2)b}$$

(zie ook bijlage 6)

$$= \frac{40.000 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 11^2}{\frac{1}{4} \pi (1-0,3^2) \sqrt{\frac{1}{4} \pi \cdot 11^2}} = 545.590 \text{ kN/m}$$

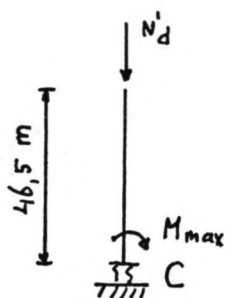
$$F = \frac{2M}{b_e \sqrt{3}} \rightarrow \delta = \frac{2M}{b_e \sqrt{3} \cdot k}$$

$$b_e = 27,5 \text{ m}$$

$$C = \frac{M}{\varphi} = \frac{1}{3} \sqrt{3} b_e^2 \cdot k$$

$$= 2,4 \cdot 10^8 \text{ kNm/rad}$$

Bepaling e_t aan de hand van de VB '74/84 art. E-304.3.3 (belasting schema 2).



$$e_t = (e_o + e_c) \xi$$

$$N'_d = P_{os} + \gamma (F_{eg} + F_{dek})$$

$$= 8 \cdot 10^4 + 1,7 (11407 + 16170) = 126.881 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 1,7 (224142 + 16170 \cdot 6) = 545.975 \text{ kNm}$$

$$e_1 = 0$$

$$e_o = \frac{M}{N'_d} = 4,3 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{C}{C - N'_d \cdot l} = \frac{2,4 \cdot 10^8}{2,4 \cdot 10^8 - 126881 \cdot 46,5} = 1,025$$

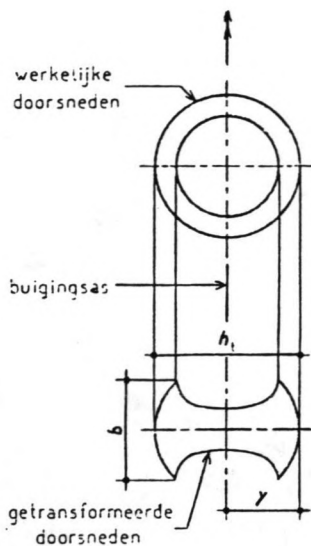
Voor e_c de kleinste waarde aanhouden van:

$$e_c = 12 \left[1,5 h_t + e_o (4 \psi - 3) \right] \left(\frac{l}{100 h_t} \right)^2$$

$$e_c = 12 h_t \left(1,5 + 0,5 \frac{e_1}{e_o} \right) \left(\frac{l}{100 h_t} \right)^2 \psi$$

aangezien het hier geen rechthoekige doorsnede betreft is

$$\psi \neq 1$$



$$\psi = \frac{1}{4} \left(13 - 36 \frac{I}{b h_t^3} - 12 \frac{y}{h_t} \right)$$

$$I = \frac{\pi}{64} (r_u^4 - r_i^4) = 120,6 \text{ m}^4$$

$$h_t = 9 \text{ m}$$

$$y = 4,5 \text{ m}$$

$$b = 4,1 \text{ m}$$

$$\psi = 1,39$$

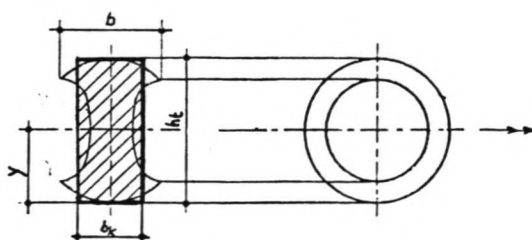
$$e_c = 0,79$$

$$e_c = 0,6 \rightarrow \text{maatgevend}$$

$$e_t = (e_o + e_c) \}$$

$$= (4,3 + 0,6) 1,025 = 5,02 \text{ m}$$

Wanneer de schacht tot een rechthoekige doorsnede wordt geschematiseerd, vierzijdig gewapend kan m.b.v. grafiek 12.7.b uit de GTB de wapening worden bepaald.



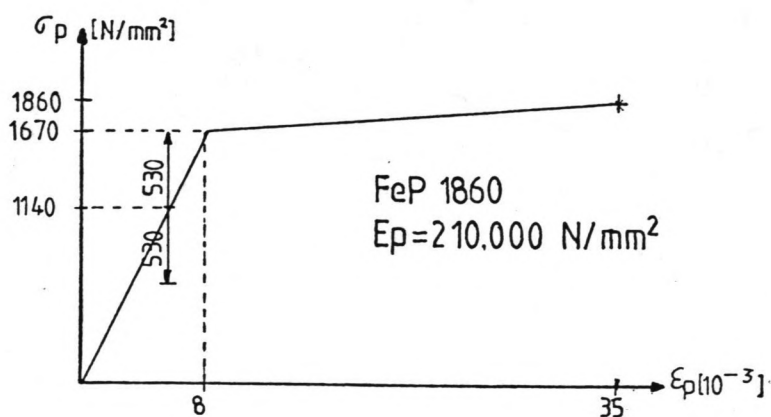
$$\frac{N'_d}{f'_b \cdot A_b} = \frac{126.881 \cdot 10^3}{33 \cdot 13,35 \cdot 10^6} = 0,28$$

$$\frac{N'_d}{f'_b \cdot A_b} \cdot \frac{e_t}{h_t} = 0,28 \cdot \frac{5,01}{9} = 0,16$$

uit de grafiek: $r = 0,8$
 $\beta = 2,2$

$$\bar{w}_o = r \cdot \beta = 0,8 \cdot 2,2 = 1,8 \%$$

Het voorspanstaal doet nu ook mee als wapening



$$\sigma_p = \frac{P_{\omega}}{A_p} = 1140 \text{ N/mm}^2$$

Volgens het σ - ϵ diagram gedraagt het voorspanstaal zich als Feb 530.

In deze ontwerp berekening is de hoeveelheid wapening bepaald met staalkwaliteit FeB 500 (GTB grafieken)

$$\bar{w}_0 = 1,8 \% \rightarrow \frac{A_p + A_s}{A_b} \cdot 100 = 1,8 \quad A_p = 70.200 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 13,35 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 170.100 \text{ mm}^2$$

Toegepast in twee lagen: $\phi 25 - 155$

Controle op $M_{cr} < 0,9 M_u$

$$M_{cr} = \left(\frac{N}{A} + \sigma_{cr,fl} \right) W$$

$$= \left[\frac{(8 \cdot 10^4 + 11407 + 16170) \cdot 10^3}{13,35 \cdot 10^6} + 2 \right] 26,9 \cdot 10^9 = 2,7 \cdot 10^{11} \text{ Nmm}$$

$$= 2,7 \cdot 10^5 \text{ kNm}$$

$$M_u = f N \cdot e_L = 126881 \cdot 5,02 = 6,4 \cdot 10^5 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{cr}}{M_u} = \frac{2,7 \cdot 10^5}{6,4 \cdot 10^5} = 0,4 \rightarrow \text{voldoet}$$

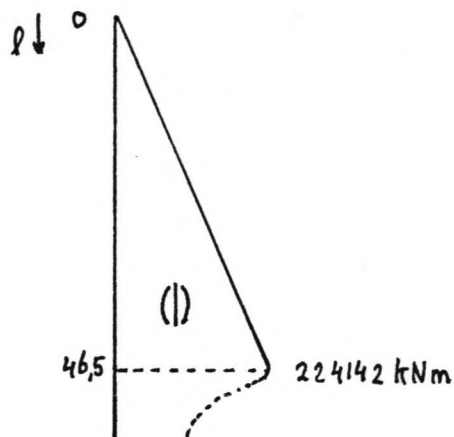
Halveren van de voorspanning:

benodigde voorspanning onderin de toren: $P_{cs} = 8,0 \cdot 10^7 \text{ N}$

halveren $\rightarrow P_{cs} = 4,0 \cdot 10^7 \text{ N}$

maatgevende belasting situatie 2 in de VDTZ:

$$P_{cs} \geq 0,6 \left(\gamma_{g_2} \frac{M_g}{W} + \gamma_{r_2} \frac{M_r}{W} \right) A - (F_{eg} + F_{dek})$$



$$F_{2g} = A_{\text{schacht}} \cdot l \cdot 25 \cdot 10^{-6} \\ = 333,75 \text{ l}$$

$$M_q = \frac{224142 \cdot 10^6 \cdot l}{46,5 \cdot 10^3} = 4820 \cdot 10^3 \text{ l}$$

$$l = 17550 \text{ mm} \rightarrow l = 17,6 \text{ m}$$

De benodigde hoeveelheid wapening wordt op dezelfde manier bepaald als hiervoor is uitgelegd mbv GTB-grafieken.

$$N'_d = 4 \cdot 10^4 + 1,7 (5857 + 16170) = 7,7 \cdot 10^4 \text{ kN}$$



$$M_d = 1,7 (84591 + 16170 \cdot 6) = 308739 \text{ kNm}$$

$$e_o = \frac{M_d}{N'_d} = 4 \text{ m}$$

$$\xi = 1,006$$

$$e_c = 0,86 \text{ m} \rightarrow \text{maatgevend}$$

$$e_c = 1,09 \text{ m}$$

$$e_t = (e_o + e_c) \xi = 4,9 \text{ m}$$

Mbv grafiek 12.7.b uit de GTB:

$$\left. \begin{aligned} \frac{N'd}{f'_b \cdot A_b} &= 0,17 \\ \frac{N'd}{f'_b \cdot A_b} \cdot \frac{e_t}{h_t} &= 0,095 \end{aligned} \right\} \rightarrow \bar{\omega}_o = r \cdot \beta = 0,35 \cdot 2,2 = 0,77 \%$$

$$\frac{A_p + A_s}{A_b} \cdot 100 = 0,77$$

$$A_p = 35\,100 \text{ mm}^2$$

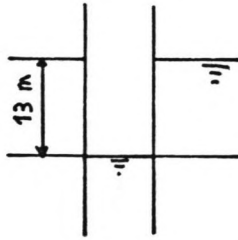
$$A_b = 13,35 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 67.695 \text{ mm}^2$$

Toegepast in twee lagen: $\phi 20 - 250$

Druk - of trekspanningen in de schacht als gevolg van een waterstandsverschil tussen binnen- en buitenzijde van de schacht.

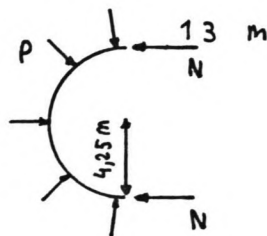
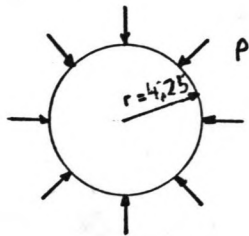
1



$$\text{golf top} = 11,4 \text{ m}$$

$$\text{opwaaiing} = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{getijde} = 0,8 \text{ m} +$$



$$P = \rho g h = 1025 \cdot 9,8 \cdot 13 = 130.585 \text{ N/m}^2$$

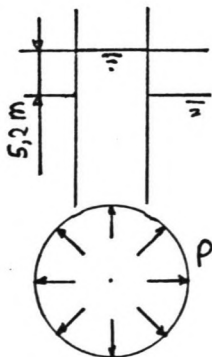
$$N = P \cdot r = 130.585 \cdot 4,25 = 55,5 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

de betondrukspanning wordt bij een wanddikte van 0,5 m:

$$\sigma'_b = \frac{55,4 \cdot 10^4}{0,5} = 1,1 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 = 1,1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{voldoet}$$

$(f'_{b,w} = 37,4 \text{ N/mm}^2)$

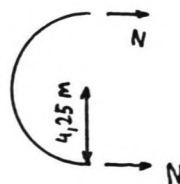
2.



$$\text{golf dal} = 4,4 \text{ m}$$

$$\text{getijde} = 0,8 \text{ m} +$$

$$5,2 \text{ m}$$



$$P = \rho g h = 1025 \cdot 9,8 \cdot 5,2 = 52.234 \text{ N/m}^2$$

$$N = P \cdot r = 52.234 \cdot 4,25 = 22,2 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

de betontreksparing wordt bij een wanddikte van 0,5 m:

$$\sigma_b = \frac{22,2 \cdot 10^4}{0,5} = 0,44 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 = 0,44 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{voldoet}$$

($f_b = 2,3 \text{ N/mm}^2$)

Verlies aan voorspanning door elastische verkorting van het beton

$$\Delta p_i = (n-1) p_0 \frac{E_p A_p}{E'_b A_b}$$

n = aantal voorspan kabels

E_p = elasticiteits modulus voorspan-

A_p = opp. voorspanstaal drsn.

E'_b = elasticiteits modulus beton

A_b = oppervlak beton drsn.

p_0 = Voorspankracht

$n=18$

Δp_i = verlies aan voorspankracht

$$p_0 \text{ per element} = \frac{9,6 \cdot 10^7}{18} = 5,3 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\Delta p_i = (18-1) \cdot 5,3 \cdot 10^6 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot (26 \cdot 150)}{36.000 \cdot 13,35 \cdot 10^6} = 155 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\text{Het totale verlies (over alle kabels): } \Delta p = \frac{1}{2} n(n-1) \cdot p_0 \frac{E_p A_p}{E'_b A_b} = 1395 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Dit verlies wordt gecompenseerd door de kabel te overspannen

(Verlies is 445% van de totale voorspankracht

het verlies van de 1^e aangespannen kabel is 3% van de voorspankracht per kabel).

Bijlage 9

DIMENSIONERING KOKERLIGGER

In deze bijlage wordt de hoeveelheid voorspanning en wapening in de kokerligger bepaald en de voorspanverliezen als gevolg van de elastische vertekting van het beton.

De voorspanning wordt bepaald aan de hand van eisen uit de VB '74/'84 in de gebruiksfase:

In verband met de dynamische belasting wordt centrisch voorgespannen.

1: Grenstoestand mbt de buigtrekspanning in de VDTZ:

$$\gamma_{g1} \frac{M_g}{W} + \gamma_{r1} \frac{M_r}{W} + \gamma_{q1} \frac{M_q}{W} - \frac{P_{cs}}{A_b} \leq \alpha_1 f_b$$

$$\gamma_{g2} \frac{M_g}{W} + \gamma_{p2} \frac{M_r}{W} + \gamma_{q2} \frac{M_q}{W} - \frac{P_{cs}}{A_b} \leq \alpha_2 f_b$$

2: Grenstoestand mbt de buigtrekspanning in de VT DZ:

geen trekspanningen in de VT DZ bij centrisch voorgespannen

3: Aanvangsdrukspanning in het beton

* in de VDTZ:

$$-\frac{M_g}{W} + \frac{P_o}{A_b} \leq 0,60 f'_{ctj} \quad \text{met een max. van } 0,45 f'_{ck}$$

* in de VDD2

$$\frac{M_g}{w} + \frac{P_0}{A_b} \leq 0,45 f'_{ckj} \quad \text{met een max. van } 0,30 f'_{ck}$$

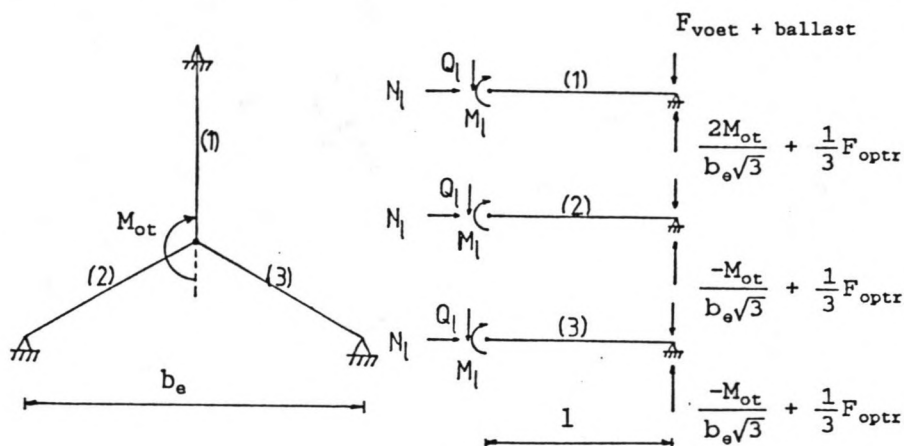
4: Grenstoestand mbt aanvangsspanning in het voorspanstaal:

$$\sigma_{p,0} \leq 0,75 f_{pk}$$

$$\sigma_{p,0} \leq 0,90 \sigma_{p,ik}$$

Belastingsituatie:

100-jarige ontwerpstorm en een zwaar dek met een grote excentriciteit



optredende belastingen:

$$M_{ot} = 342030 \text{ kNm}$$

$$F_{voet} = 5572 \text{ kN}$$

$$F_{ballast} = 15527 \text{ kN}$$

$$R_h = 6045 \text{ kN}$$

$$M_{exc.dek} = 16170 \cdot 6 = 97020 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} F_{optr} &= F_{dek} + OBW + F_{ballast}(\text{toelaat}) \\ &= 16170 + 35420 + 46580 \\ &= 98170 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_l = \frac{2 (M_{ok} + M_{exc. dek})}{be \sqrt{3}} + \frac{1}{3} F_{optr.} - F_{voet + ballast} = 30060 \text{ kN}$$

$$M_l = \left\{ \frac{2 (M_{ok} + M_{exc. dek})}{be \sqrt{3}} + \frac{1}{3} F_{optr.} - F_{voet + ballast} \right\} l = 369732 \text{ kN}$$

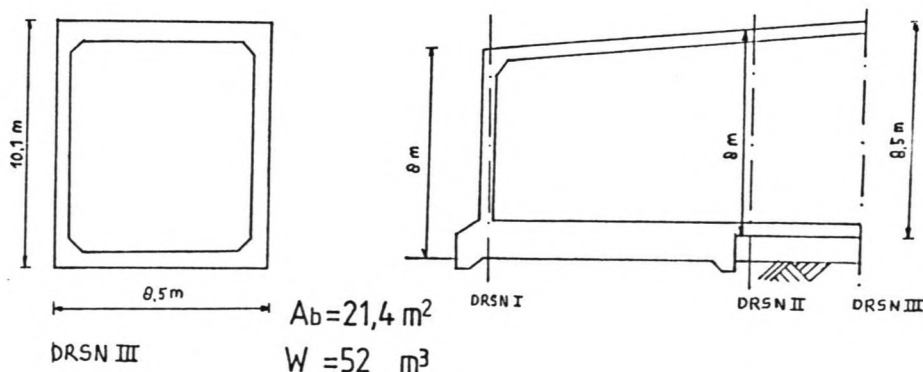
$$N_l = R_h = 6045 \text{ kN}$$

Voor de coëfficiënten wordt aangehouden:

$\delta g_1 = 1$	$\delta g_2 = 1,1$	$f_b = 0 \text{ N/mm}^2$
$\delta r_1 = 1$	$\delta r_2 = 1,1$	$f'_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$
$\delta q_1 = 1$	$\delta q_2 = 1,2$	$f'_{ckj} = 46 \text{ N/mm}^2$
$\alpha_1 = 0,5$	$\alpha_2 = 2,5$	$f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_{p,ik} = 1620 \text{ N/mm}^2$$

Voor het bepalen van de hoeveelheid voorspanning is ervan uitgegaan dat er geen trek in het beton wordt toegelaten $\rightarrow f_b = 0 \text{ N/mm}^2$



De voorspanning wordt bepaald in drsn III, daar is het moment maximaal.

Met de bepaalde inwendige krachten en coëfficiënten wordt P_{cs} :

1: Grenstoestand mbt de buigtrekspanningen in de VDTZ:

$$P_{cs} \geq 1,72 \cdot 10^8 \text{ N}$$

$$P_{cs} \geq 2,0 \cdot 10^8 \text{ N}$$

2: Grenstoestand mbt de buigtrekspanning in de VTDZ:

geen trekspanningen in de VTDZ bij centr. voorspannen.

stelt dus geen eisen aan P_{cs}

3: Aanvangsdrukspanning in het beton (controle)

* VDTZ

$$0,6 f'_{ckj} = 27,6 \text{ N/mm}^2$$

$$0,45 f'_{ck} = 24,8 \rightarrow \text{maatgevend}$$

$$9,55 \text{ N/mm}^2 \leq 24,8 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{voldoet}$$

* VDDZ

$$0,45 f'_{ckj} = 20,7 \text{ N/mm}^2$$

$$0,30 f'_{ck} = 16,5 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{maatgevend}$$

$$10,33 \leq 16,5 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{voldoet}$$

Toegepaste voorspanning in de koker: $P_{cs} = 2,0 \cdot 10^8 \text{ N}$

$$P_0 = 1,2 P_{cs} = 24 \cdot 10^8 \text{ N}$$

4. Grenstoestand mbt aanvangsspanning in het voorspanstaal

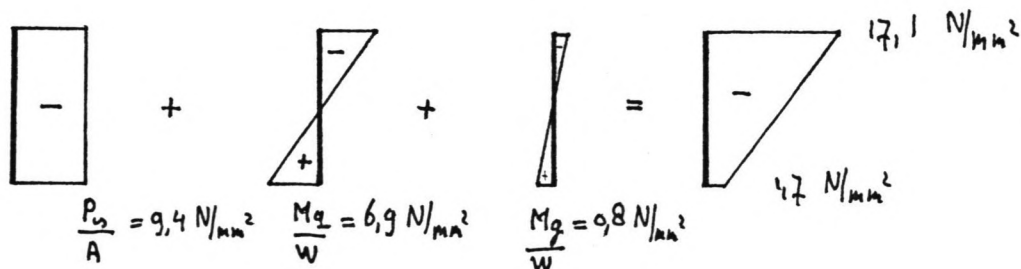
$$\sigma_p = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = \frac{P_0}{\sigma_p} = \frac{2,4 \cdot 10^8}{1395} = 172.043 \text{ mm}^2$$

bij toepassing van VSL 6-22 met 29 strengen: ($A_{p\text{streng}} = 150 \text{ mm}^2$)

$$\Rightarrow \text{aantal kabels: } \frac{172.043}{29 \cdot 150} = 39,5 \rightarrow 40 \text{ kabels}$$

Spanningsfiguren van het koker profiel in drsn. III (in de gebruiktsituatie)



Nu wordt het uiterst opneembare moment M_u bepaald (bezuïkfase).

Met M_u en het maximaal optredende moment wordt de bezuïkveiligheid gecontroleerd: $\gamma = \frac{M_u}{M_{max}}$

$$P_{cs} = 2,0 \cdot 10^8 \text{ N}$$

$$P_o = 2,4 \cdot 10^8 \text{ N}$$

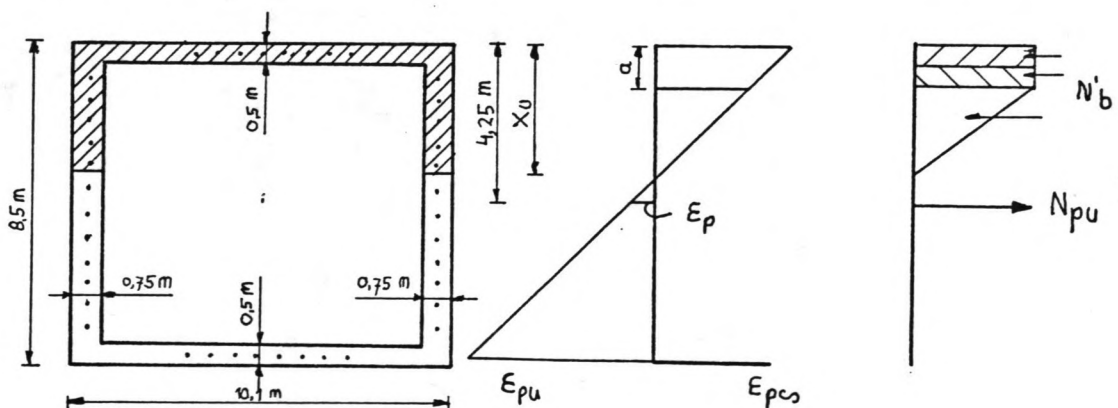
$$\text{kokerprofiel: } A_b = 21,4 \text{ m}^2$$

$$W = 52 \text{ m}^3$$

$$E_p = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = 174.000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{p,0,1k} = 1620 \text{ N/mm}^2$$



$$\epsilon_{p,cs} = \frac{P_{cs}}{A_p \cdot E_p} = \frac{2 \cdot 10^8}{174.000 \cdot 2,1 \cdot 10^5} = 5,75 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_p = 4250 \cdot \frac{3,5}{x_u} - 3,5 = \frac{14875}{x_u} - 3,5$$

$$a = x_u - \frac{2,5 x_u}{3,5} = 0,29 x_u$$

$$N_{pu} = N'_b$$

$$N_{pu} = (\epsilon_p + \epsilon_{pu}) A_p E_p$$

$$= \left\{ \left(\frac{14875}{x} - 3,5 \right) \cdot 10^{-3} + 5,75 \cdot 10^{-3} \right\} 174.000 \cdot 2,1 \cdot 10^5$$

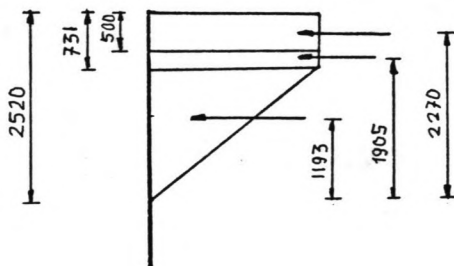
$$= \frac{5,4 \cdot 10^{11}}{x_u} + 8 \cdot 10^7$$

$$N'_b = 44 \cdot 500 \cdot 10.100 + 44(a - 500) \cdot 2 \cdot 750 + \frac{1}{2} \cdot 44 \cdot (x_u - a) \cdot 2 \cdot 750$$

$$= 1,87 \cdot 10^8 + 42570 x_u$$

$$N'_b = N_{pu} \rightarrow 42570 x_u^2 + 1,07 \cdot 10^8 x_u - 5,4 \cdot 10^{11} = 0$$

$$x_u = 2520 \text{ mm}$$



$$N'_b = 2,9 \cdot 10^8$$

$$M_u = 44 \cdot 500 \cdot 10.100 \cdot 2270 + 44 \cdot 231 \cdot 2 \cdot 750 \cdot 1905 + \frac{1}{2} \cdot 44 \cdot 1789 \cdot 2 \cdot 750 \cdot 1193$$

$$= 6,3 \cdot 10^{11} \text{ Nmm} = 628.072 \text{ kNm}$$

$$M_{max} = 369.732 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{M_{max}} = \frac{628.072}{369.732} = 1,7 \rightarrow \text{voldoet}$$

$$\epsilon_{pu} = \frac{3,5}{x_u} \cdot 8250 - 3,5 + \epsilon_{pu} = 13,7 \%$$

rek bij breuk van de voorspankabel: $\epsilon_{p \text{ break}} = 35\%$

$$\epsilon_{pu} = 13,7\% \rightarrow \text{voldoet}$$

Controle op $M_{cr} < 0,9 M_u$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \left(\frac{P_u}{A} + \sigma_{cr,fl} \right) W \\ &= \left[\frac{2 \cdot 10^8}{21,4 \cdot 10^6} + 2 \right] 52 \cdot 10^9 = 5,9 \cdot 10^5 \text{ Nmm} = 5,9 \cdot 10^5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = 628.072 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{cr}}{M_u} = \frac{5,9 \cdot 10^5}{628.072} = 0,9 \rightarrow \text{voldoet}$$

Verlies aan voorspanning door elastische verkorting van het beton

$$\Delta P_1 = (n-1) P_0 \frac{E_p A_p}{E'_b A_b}$$

n = aantal voorspankabels

E_p = elasticiteitsmodulus

A_p = opp. voorspanstaal drsn.

E'_b = elasticiteitsmodulus beton

A_b = opp. beton drsn.

P_0 = voorspankracht

ΔP_1 = verlies aan voorspankracht
van het eerste aangespannen
element

$$n = 40$$

$$P_0 \text{ per element} = \frac{2,4 \cdot 10^8}{40} = 6,0 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\Delta P_1 = (40-1) \cdot 6,0 \cdot 10^6 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot (29 \cdot 150)}{36000 \cdot 21,4 \cdot 10^6} = 277 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\text{Het totale verlies (over alle kabels): } \Delta P = \frac{1}{2} n(n-1) P_0 \cdot \frac{E_p A_p}{E'_b A_b} =$$

$$5549 \cdot 10^3 \text{ N}$$

(het verlies is 2,3% van de totale voorspankracht

het verlies van de 1^e aangespannen kabel is 4,6% van de
voorspankracht per kabel).

Dit verlies wordt gecompenseerd door de kabel te overspannen.

Dwarskrachten in de kokerlijer

De dwarskracht is over de hele kokerlengte constant: $Q_l = 30060 \text{ kN}$

De dwarskracht wordt gecontroleerd in drsn. I, II en III

Voor het opnemen van de dwarskracht moet bij een kokerprofiel alleen de twee lijven in rekening worden gebracht.

De doorsnede van de lijven I en II zijn gelijk:

$$b = 750 \text{ mm}$$

$$h = 8000 \text{ mm}$$

Controle op dwarskracht volgens de VB '74/84:

Aangezien de belasting wel cyclisch is maar niet van teken

verandert in de koker wordt wel trek toegelaten: $f_b = 2,3 \text{ N/mm}^2$

$$\tau_d = \frac{1,7 \cdot Q_l}{2bh} = \frac{1,7 \cdot 30060 \cdot 10^3}{2 \cdot 750 \cdot 8000} = 4,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_1 = 0,5 f_b + \frac{0,15 P_{\perp}}{2 \cdot bh} = 0,5 \cdot 2,3 + \frac{0,15 \cdot 2 \cdot 10^8}{2 \cdot 750 \cdot 8000} = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_2 = 9 \text{ N/mm}^2$$

eisen uit de NB '741'84:

geen dwarskracht wapening: $\tau_d < \tau_1$

er moet altijd gelden: $\tau_d < \tau_2$

wanneer $\tau_d > \tau_1$ en $\tau_d < \tau_2$: dwarskrachtwapening
toepassen

⇒ er moet dwarskracht wapening worden toegepast.

De doorsnede kan aan dwarskracht opnemen:

$$V_{cu} = 2 \cdot \tau_1 \cdot b \cdot h = 2 \cdot 2,5 \cdot 750 \cdot 8000 = 3,0 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$fV = 1,7 \cdot 30060 \cdot 10^3 = 5,1 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$\frac{A_{ss}}{t} = \frac{fV - V_{cu}}{2 \cdot f_{sy}}$$

$$z = 0,9 h$$

$$f_{sy} = 500 \text{ N/mm}^2 \text{ (Fe b 500)}$$

$$\Rightarrow \frac{A_{ss}}{t} = 5,8 \quad \text{toepassen } \phi 25 - 170$$

De doorsnede van de lĳven bij drsn. III:

$$b = 750 \text{ mm}$$

$$h = 8500 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{1,7 \cdot Q_l}{2 b h} = 4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_1 = 0,5 f_b + \frac{0,15 P_u}{2 \cdot b h} = 0,5 \cdot 0 + \frac{0,15 \cdot 2 \cdot 10^8}{2 \cdot 750 \cdot 8500} = 2,4 \text{ N/mm}^2$$

$\tau_d > \tau_1 \rightarrow$ dwarskrachtwapening toepassen

De doorsnede kan aan dwarskracht opnemen:

$$V_{cu} = 2 \cdot \tau_1 \cdot b \cdot h = 2 \cdot 2,4 \cdot 750 \cdot 8500 = 3,06 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$fV = 1,7 \cdot 30060 \cdot 10^3 = 5,1 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$\frac{A_{ss}}{t} = \frac{fV - V_{cu}}{2 \cdot f_{sy}} = 5,4 \quad \text{toepassen } \phi 25-180$$

In drsn. I en II wordt aan dwarskrachtwapening toegepast:

$\phi 25-170$

In drsn. III wordt aan dwarskrachtwapening toegepast:

$\phi 25-180$

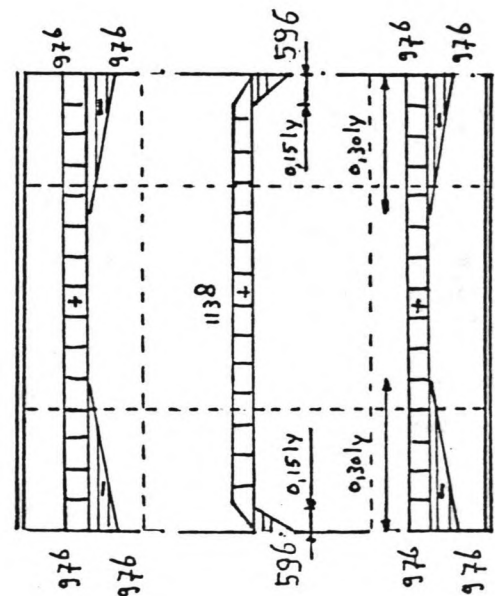
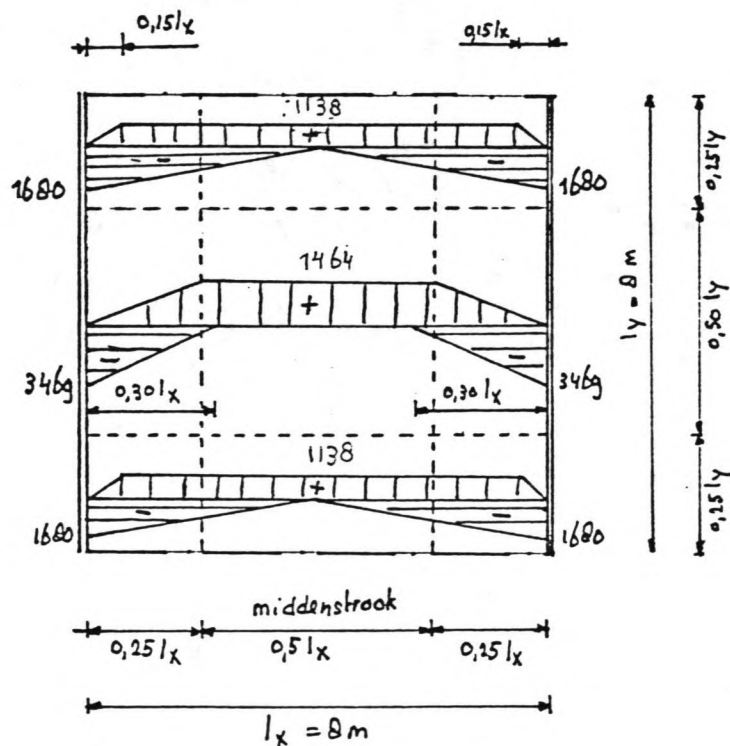
De dwarskrachtwapening kan tussen drsn. II en III niet zoveel afnemen. Daarom wordt gekozen om de dwarskrachtwapening $\phi 25-170$ over de hele lengte van de koker toe te passen.

DIMENSIONERING VOET

In deze bijlage wordt de hoeveelheid wapening in de voet bepaald.
De wapeningsmomenten worden bepaald aan de hand van plaattype I-7
uit de GTB '74/84

m_{xx}^* in kNm/m

$$\boxed{m_{yy}^*} \quad \text{in kNm/m}$$



$$q = \frac{R_{opleg}}{A_{plaat}} = \frac{57570}{8^2} = 900 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{maatgevende belastingsituatie: 100-jarige ontwerpstorm + zuuwerdek zonder rib en skirt bijdrage})$$

$$A_s = \frac{1,7 \text{ m}^*}{0,9 d f_{sy}}$$

$$f_{sy} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Onder en boven in de plaat wordt een basisnet neergelegd van $\phi 16-250$

De wapeningsdoorsneden worden:

In x-richting:

$m_{xx}^* \text{ [kNm/m]}$	$A_s \text{ [mm}^2\text{]}$	basisnet $\phi 16-250$ [mm ²]	nog bij leggen [mm ²]
1680	4232	804	3428 $\rightarrow \phi 25-140$
1138	2866	804	2062 $\rightarrow \phi 25-235$
3469	8737	804	7933 $\rightarrow \phi 32-100$
1464	3686	804	2882 $\rightarrow \phi 25-170$

In y-richting:

$m_{yy}^* \text{ [kNm/m]}$	$A_s \text{ [mm}^2\text{]}$	basisnet $\phi 16-250$ [mm ²]	nog bij leggen [mm ²]
976	2458	804	1654 $\rightarrow \phi 20-185$
596	1501	804	697 $\rightarrow \phi 20-250$
1138	2866	804	2062 $\rightarrow \phi 20-150$

In tekening 7 uit de bijlagen is de bepaalde hoeveelheid wapening weergegeven.



Bijlage 11

BEPALING OPDRIJVEND VERMOGEN EN HIJSCAPACITEITEN

Eigen gewicht en oprijvend vermogen van de driepoot

Eigen gewicht

Betonvolume	2225 m ³	55620 kN
Rekening houdend met 10% toename:		61180 kN

Oprijvend vermogen (bij diepgang van 9,5 m)

	volume (m ³)	gewicht (kN)
- voeten	285	4092
- kokers	922	3988
- knoop	397	9261
- ballastruimte	1878	2863
- totaal	3482 m ³	34977 kN

Resultierend gewicht

26203 kN

Dit resulterend gewicht moet dus door Taklifts, speciaal materieel of additioneel drijfvermogen worden gedragen.

De hijscapaciteit van de twee grootste Takliftkranen is 1600 en 1200 ton. Samen kunnen zij dus 2800 ton ofwel 27440 kN heffen. Deze capaciteit kan nog worden vergroot door de hijseenheden (400 ton elk) op het dek te gebruiken. De maximale gezamenlijke capaciteit wordt dan 3600 ton of ruim 35000 kN. Dit is ruim voldoende om het gereduceerde eigen gewicht te tillen.

Bepaling additioneel drijfvermogen

Richtlijn is, dat 1 m³ oprijvend vermogen 160 kg staal kost. Dit levert een effectief oprijvend vermogen van:

$$10,045 - 9,8 \cdot 160 / 1000 = 8,5 \text{ kN/m}^3.$$

Dit betekent: 3090 m³ tanks ofwel 6 tanks à 6,5*12,5*6,5 m³ (=3169 m³)

Verder is tijdens transport een vrijboord nodig van 1,5 à 2 m.
Bij tankafmetingen van 6,5 x 12,5 m geeft dit 975 m³ extra.

Dit levert 6 tanks van 6,5x12,5x8,5 m³ (lxbxh)
Deze tanks worden aan weerszijden van de kokers van de driepoot bevestigd.

De kosten van de verschillende alternatieven zijn bepaald door in elke fase (bouwplaats, voorbereiding transport, transport en installatie) de kosten van de varianten te bepalen. Vervolgens zijn voor elk alternatief de betreffende kosten gesommeerd.

Voor de kosten van bestaand materieel (huurprijzen) is informatie ingewonnen bij de firma's die over dergelijk materieel beschikken. Informatie betreffende bouwkosten van speciaal materieel en additionele kosten werd verstrekt door medewerkers van HBW.

De kosten zijn een ruwe schatting van de prijs. Een groot aantal factoren is niet in de prijs verwerkt, zoals weersinvloeden en beschikbaarheid van materieel.

Ook zijn kosten die voor elk alternatief gelden, niet meegenomen. Voorbeelden hiervan zijn ballastkosten en modelproeven.

BOUWPLAATS(bouwtijd: 8 maanden per constructie + 6 maanden mob/demob)

	aantal te bouwen constructies	7	3	1
BOUWEN KADE (ondiep water)				
Bouwkosten (100 m à f 40 000/m)		4 000 000	4 000 000	4 000 000
Renteverlies (8%/j)		1 653 333	800 000	373 333
Reparatie en aanpassing voor verkoop		2 000 000	1 500 000	1 000 000
		7 653 333	6 300 000	5 373 333
Opbrengst door verkoop		4 000 000	4 000 000	4 000 000
Totale kosten		3 653 333	2 300 000	1 373 333
Per constructie		521 905	766 667	1 373 333
BOUWEN KADE (diep water)				
Bouwkosten (100 m à f 60 000/m)		6 000 000	6 000 000	6 000 000
Renteverlies (8%/j)		2 480 000	1 200 000	560 000
Reparatie en aanpassing voor verkoop		2 000 000	1 500 000	1 000 000
		10 480 000	8 700 000	7 560 000
Opbrengst door verkoop		6 000 000	6 000 000	6 000 000
Totale kosten		4 480 000	2 700 000	1 560 000
Per constructie		640 000	900 000	1 560 000
HUREN KADE				
Huur (35 weken à f 10 000/w)		350 000	350 000	350 000
Aanpassingen (f 300 000)		42 857	100 000	300 000
		392 857	450 000	650 000
HUREN PONTON				
Huur (35 weken à f 20 000/w)		700 000	700 000	700 000
Aanpassingen (f 300 000)		42 857	100 000	300 000
		742 857	800 000	1 000 000
BOUWEN PONTON				
Bouwen (f 8 400 000 staalkosten)		1 200 000	2 800 000	8 400 000
Extra voorzieningen (f 3 000 000)		428 571	1 000 000	3 000 000
		1 628 571	3 800 000	11 400 000
HUREN AFZINKPONTON				
Huur (35*7 dagen à f 3500/d)		857 500		
Aanpassingen (f 300 000)		300 000		
		1 157 500	1 157 500	1 157 500
HUREN SCHEEPSDOK				
Huur (35*7 dagen à f 25 000/d)		6 125 000	6 125 000	6 125 000
VOORBEREIDING TRANSPORT				
	aantal te bouwen constructies	7	3	1
SCHUIVEN VAN KADE OP PONTON (totaalkosten)		2 000 000	2 000 000	2 000 000
SSCV (tillen) (1 dag à f 500 000 en f 500 000 mob/demob)		1 000 000	1 000 000	1 000 000
LIFTCONSTRUCTIE VOOR DE KADE (f 10 000 000)		1 400 000	3 300 000	10 000 000

TRANSPORT

	aantal te bouwen constructies	7	3	1
PONTON (GEHUURD)				
Huur (3 weken à f 20 000/w)		60 000		
Aanslepen/afvoeren		50 000		
Sleepboten (incl. brandstof)		250 000		
Additionele kosten		50 000		
		410 000	410 000	410 000
PONTON (ZELFGEBOUWD)				
Sleepboten		250 000		
Additionele kosten		50 000		
		300 000	300 000	300 000
AFZINKPONTON				
Huur (3*7 dagen à f 7000/d)		147 000		
Aanslepen/afvoeren		140 000		
Sleepboten (incl. brandstof)		250 000		
Additionele kosten		50 000		
		587 000	587 000	587 000
SPECIAAL MATERIEEL				
Bouwkosten (totaal f 10 000 000)		1 428 571	3 333 333	10 000 000
Additionele voorzieningen (sleep, pers. ed.)		1 000 000	1 000 000	1 000 000
		2 428 571	4 333 333	11 000 000
ADDITIONEEL DRIJVERMOGEN MET STABILISATIE				
Bouwkosten (totaal f 5 000 000)		714 286	1 666 667	5 000 000
Stabilisatie (totaal f 1 000 000)		142 857	333 333	1 000 000
Additionele voorzieningen		1 000 000	1 000 000	1 000 000
		1 857 143	3 000 000	7 000 000

INSTALLATIE

	aantal te bouwen constructies	7	3	1
SSCV				
(3 dagen à f 500 000/d)		1 500 000		
Mob/demob		500 000		
Aanslepen/afvoeren		1 500 000		
		3 500 000	3 500 000	3 500 000
TAKLIFTS (2 stuks)				
(2*6 dagen à f 40 000/d)		480 000		
Mob/demob		100 000		
Aanslepen/afvoeren		240 000		
		820 000	820 000	820 000

KOSTEN ALTERNATIEVEN

	aantal te bouwen constructies	7	3	1
1a	Kade (ondiep water)	520 000	770 000	1 370 000
	Schuiven	2 000 000	2 000 000	2 000 000
	Ponton (gehuurd)	410 000	410 000	410 000
	SSCV	3 500 000	3 500 000	3 500 000
		6 430 000	6 680 000	7 280 000
	Kade (diep water)	640 000	900 000	1 560 000
	SSCV	1 000 000	1 000 000	1 000 000
	Ponton (gehuurd)	410 000	410 000	410 000
	SSCV	3 500 000	3 500 000	3 500 000
		5 550 000	5 810 000	6 470 000
1b	Ponton (gehuurd)	740 000	800 000	1 000 000
	Kade (gehuurd)	390 000	450 000	650 000
	Ponton (gehuurd)	410 000	410 000	410 000
	SSCV	3 500 000	3 500 000	3 500 000
		5 040 000	5 160 000	5 560 000
	Ponton (zelfgebouwd)	1 630 000	3 800 000	11 400 000
	Kade (gehuurd)	390 000	450 000	650 000
	Ponton (zelfgebouwd)	300 000	300 000	300 000
	SSCV	3 500 000	3 500 000	3 500 000
		5 820 000	8 050 000	15 850 000
2a	Kade (ondiep water)	520 000	770 000	1 370 000
	Schuiven	2 000 000	2 000 000	2 000 000
	Afzinkponton	590 000	590 000	590 000
	2 Taklifts	820 000	820 000	820 000
	Aanpassing constructie	600 000	600 000	600 000
		4 530 000	4 780 000	5 380 000
	Kade (diep water)	640 000	900 000	1 560 000
	SSCV	1 000 000	1 000 000	1 000 000
	Afzinkponton	590 000	590 000	590 000
	2 Taklifts	820 000	820 000	820 000
2b	Aanpassing constructie	600 000	600 000	600 000
		3 650 000	3 910 000	4 570 000
	Afzinkponton	1 160 000	1 160 000	1 160 000
	Kade (gehuurd)	390 000	450 000	650 000
	Afzinkponton	590 000	590 000	590 000
	2 Taklifts	820 000	820 000	820 000
	Aanpassing constructie	600 000	600 000	600 000
		3 560 000	3 620 000	3 820 000

3a	Kade (diep water)	640 000	900 000	1 560 000
	SSCV	1 000 000	1 000 000	1 000 000
	Speciaal materieel	2 430 000	4 330 000	11 000 000
	Aanpassing constructie	600 000	600 000	600 000
		4 670 000	6 830 000	14 160 000
3b	Kade (diep water)	640 000	900 000	1 560 000
	Liftconstructie	1 400 000	3 300 000	10 000 000
	Speciaal materieel	2 430 000	4 330 000	11 000 000
	Aanpassing constructie	600 000	600 000	600 000
		5 070 000	9 130 000	23 160 000
3c	Dok	6 130 000	6 130 000	6 130 000
	Speciaal materieel	2 430 000	4 330 000	11 000 000
	Aanpassing constructie	600 000	600 000	600 000
		9 160 000	11 060 000	17 730 000
4a	Kade (diep water)	640 000	900 000	1 560 000
	SSCV	1 000 000	1 000 000	1 000 000
	Additioneel drijfvermogen	1 860 000	3 000 000	7 000 000
	Aanpassing constructie	600 000	600 000	600 000
		4 100 000	5 500 000	10 160 000
4b	Kade (diep water)	640 000	900 000	1 560 000
	Liftconstructie	1 400 000	3 300 000	10 000 000
	Additioneel drijfvermogen	1 860 000	3 000 000	7 000 000
	Aanpassing constructie	600 000	600 000	600 000
		4 500 000	7 800 000	19 160 000
4c	Scheepsdok	6 130 000	6 130 000	6 130 000
	Additioneel drijfvermogen	1 860 000	3 000 000	7 000 000
	Aanpassing constructie	600 000	600 000	600 000
		8 590 000	9 730 000	13 730 000

SAMENGEVAT

	alternatief	7	3	1
1a	kade-schuiven-ponton-sscv	6.4	6.7	7.3
	kade-sscv-ponton-sscv	5.6	5.8	6.5
1b	ponton(huur)-sscv	5.0	5.2	5.6
	ponton(bouw)-sscv	5.8	8.1	15.9
2a	kade-schuiven-afzinkponton-taklifts	4.5	4.8	5.4
	kade-sscv-afzinkponton-taklifts	3.7	3.9	4.6
2b	afzinkponton-taklifts	3.6	3.6	3.8
3a	kade-sscv-speciaal materieel	4.7	6.8	14.2
3b	kade-lift-speciaal materieel	5.1	9.1	23.2
3c	dok-speciaal materieel	9.2	11.1	17.7
4a	kade-sscv-additioneel drijfvermogen	4.1	5.5	10.2
4b	kade-lift-additioneel drijfvermogen	4.5	7.8	19.2
4c	dok-additioneel drijfvermogen	8.6	9.7	13.7

(kosten in miljoenen guldens)

Bijlage 13**AFZINKEN MET EEN STABILISATIE-
CONSTRUCTIE**

In deze bijlage wordt de afzinkoperatie van de driepoot verder uitgewerkt. Eerst worden de ligging van het zwaartepunt en drukingspunt en de diepgang tijdens transport bepaald. Vervolgens wordt het verloop van $\overline{GM}$ zonder en met hulpconstructie bepaald.

Zwaartepunt driepoot met tanks

Gewicht tanks:

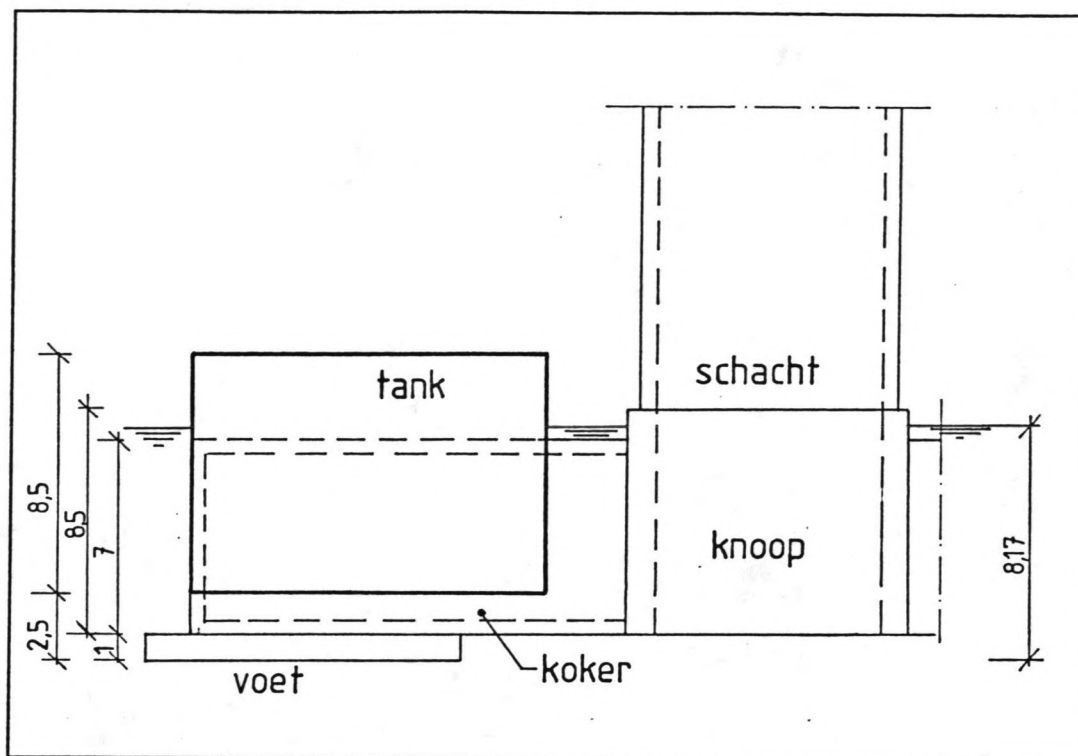
totaal volume	6 (6,5×8,5×12,5)=	4143,75 m ³
1 m ³ kost ± 160 kg staal	=	1,57 kN/m ³
totaal gewicht		6497 kN

	gewicht	arm (t.o.v onderzijde constructie)
schacht	15.525	32,75
koker-schachtverbinding	9.925	5,25
kokers	23.050	4,5
voeten	7.125	0,5
tanks	6.497	6,75
	62.122 kN	11,45 m (=KG)

Diepgang tijdens transport

Het gewicht van de constructie met tanks: 62.122 kN
Dit betekent een waterverplaatsing van: 6184 m³

Constructie-onderdeel	waterverplaatsing per m diepgang	
voeten	285/1	285 m ³ /m
kokers en ballastruimte	(922+1878)/7	400 m ³ /m
koker-schachtverbinding	397/8,5	46,7 m ³ /m
tanks	6 (6,5×12,5)	487,5 m ³ /m
schacht	621/46,5	13,4 m ³ /m



Afmetingen driepoot met tanks

De diepgang bedraagt 8,17 m. Bij deze diepgang is de waterverplaatsing gelijk aan het totale gewicht:

	waterverplaatsing /m	hoogte	totale waterver- plaatsing	
voeten	285	x1	=	285
kokers en ballastruimte	400	x7	=	2800
koker-schachtverbinding	46,7	x7,17	=	334,8
tanks	487,5	x5,67	=	2764,1
schacht	13,4	x0	=	0
				<u>6184</u> m ³

Drukkingspunt driepoot tijdens transport

(de gebruikte waarden voor de arm zijn uit de figuur af te lezen)

	volume	arm (t.o.v onderzijde constructie)
voeten	285	0,5
kokers en ballastruimte	2800	4,5 (=1+½×3,5)
koker-schachtverbinding	334,8	4,59 (=1+½×7,17)
tanks	2764,1	5,34 (=2,5+½×5,67)
schacht	0	0
	6184 m ³	4,70 m (=KB)

Afzinkoperatie driepoot zonder stabilisatie

Tijdens afzinken worden de tanks geballast met water. de constructie wordt hierdoor zwaarder en zakt dieper in het water.

Doordat ballastwater in de tanks wordt gelaten, zakt het zwaartepunt van de constructie. Het drukkingspunt stijgt.

Het verloop van zwaartepunt ($\overline{KG}$) en drukkingspunt ($\overline{KB}$) als functie van de diepgang zijn in de grafiek aangegeven.

De ligging van het metacentrum wordt met de volgende formule bepaald:

$$\overline{BM} = \frac{I_{\min}}{V}$$

met: I traagheidsmoment van de waterlijndoorsnijing

$$I = 63.395 \text{ m}^4 \text{ (tanks en schacht door waterlijn)}$$

$$I = 121 \text{ m}^4 \text{ (alleen schacht door waterlijn)}$$

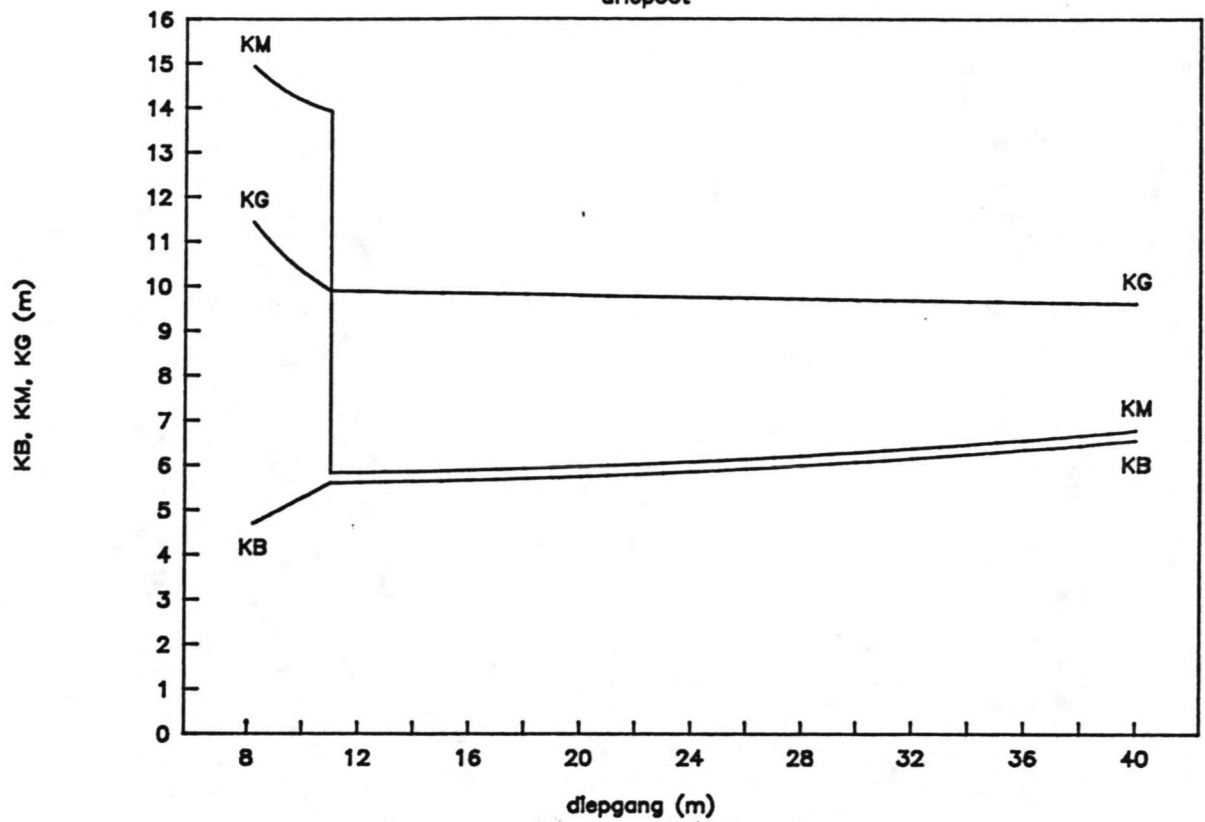
V waterverplaatsing

Het verloop van $\overline{KM}$ is in de grafiek aangegeven. Het verloop van de metacentrumhoogte $\overline{GM}$ is in een aparte grafiek weergegeven.

Duidelijk is te zien, dat de afzinkoperatie instabiel is ($\overline{GM} < 0$)

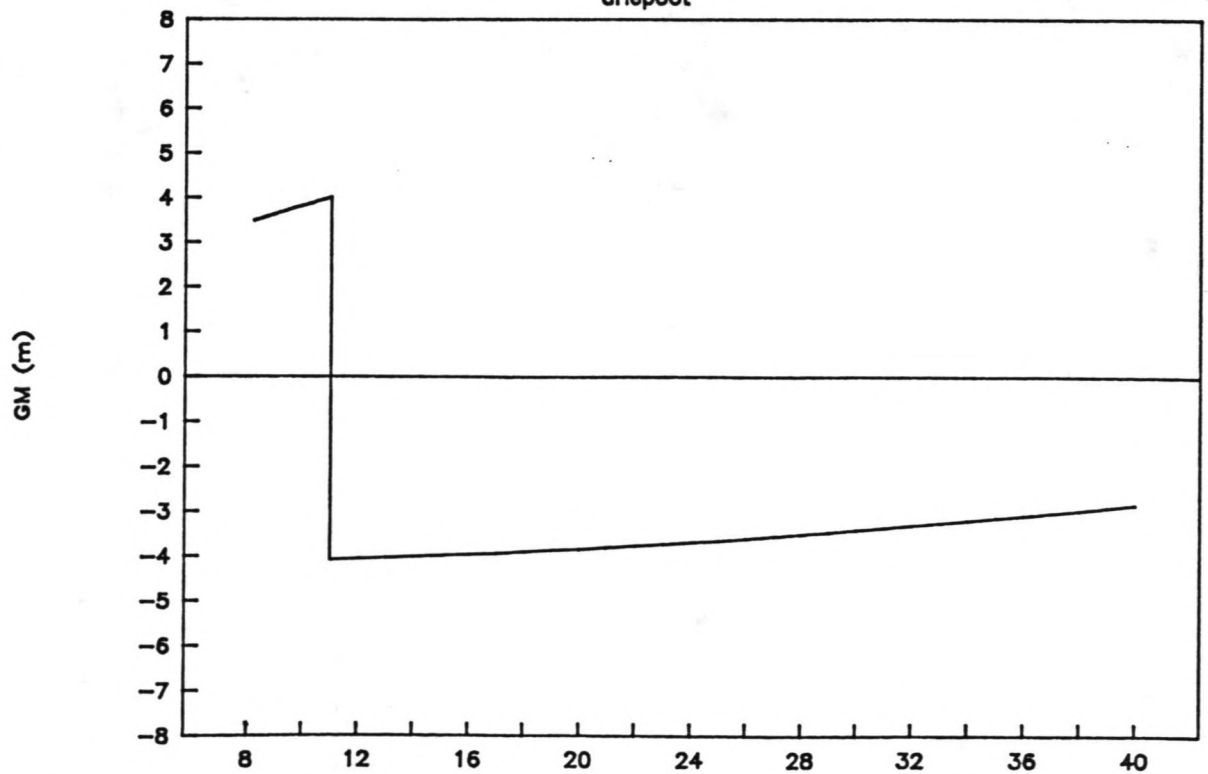
Afzinkoperatie

driepoot



Metacentrumverloop

driepoot



Afzinkoperatie met stabilisatieconstructie

Zoals in hoofdstuk 5 van het rapport en in de appendix van hoofdstuk 15 is aangegeven, geldt voor het aandrijvend moment:

$$M = \nabla \rho g \overline{GM} \sin \theta$$

Bij een diepgang van 11 m (de totale onderbouw, inclusief tanks is dan juist onder water verdwenen) is de waterverplaatsing:

	volume
voeten	285
kokers en ballastruimte	922+1878
koker-schachtverbinding	397
tanks	4143,75
schacht	20
	7645,8 m ³

$$\overline{BM} = \frac{121}{7645,8} = 0,02 \quad (\approx 0)$$

$$\overline{GM} = -4,1 \text{ m}$$

Bij een hellingshoek van bijvoorbeeld 5° wordt het aandrijvend moment:

$$M = 7645,8 \cdot 10,045 \cdot 4,1 \cdot \sin(5^\circ) = 27.444 \text{ kNm}$$

Het terugdrijvend moment wordt geleverd door de stabilisatieconstructie:

$$M_{\text{terugdr.}} = \nabla_h \rho g \sin \theta \left(\frac{1}{2} d - f + \frac{R^2}{d} + \frac{R^2}{2d} \tan^2 \theta \right)$$

Bij de waarden	d=	2	m
	R=	13	m
	a=	9	m
	l=	12,5	m

levert dit een moment: $M = 33.024 \text{ kNm}$

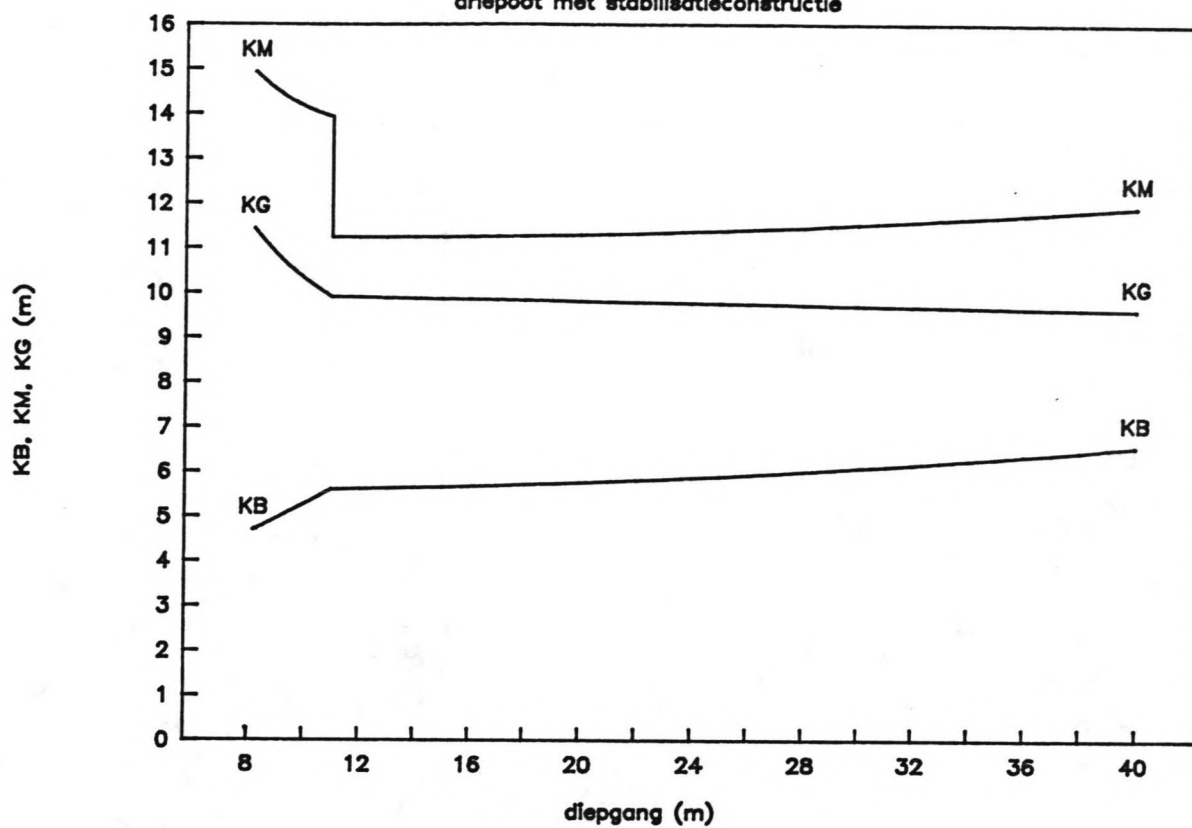
Dit betekent een veiligheid tegen instabiliteit van:

$$\frac{M_{\text{terugdr.}}}{M_{\text{aandr.}}} = \frac{33.024}{27.444} = 1,2 \text{ hetgeen voldoende wordt geacht.}$$

Het verloop van het zwaartepunt en drukingspunt als functie van de diepgang blijft onveranderd. Het metacentrumverloop echter komt vanwege de stabilisatieconstructie hoger te liggen. Dit is in de grafieken op de volgende pagina aangegeven.

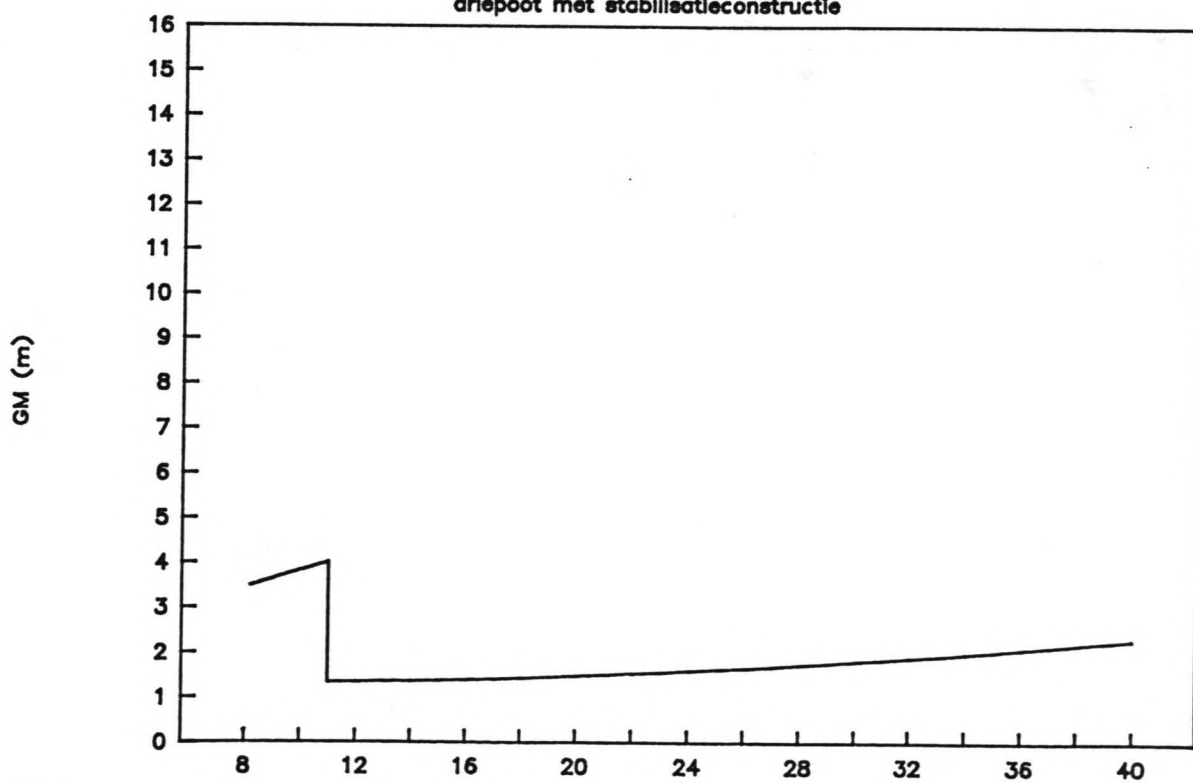
Afzinkoperatie

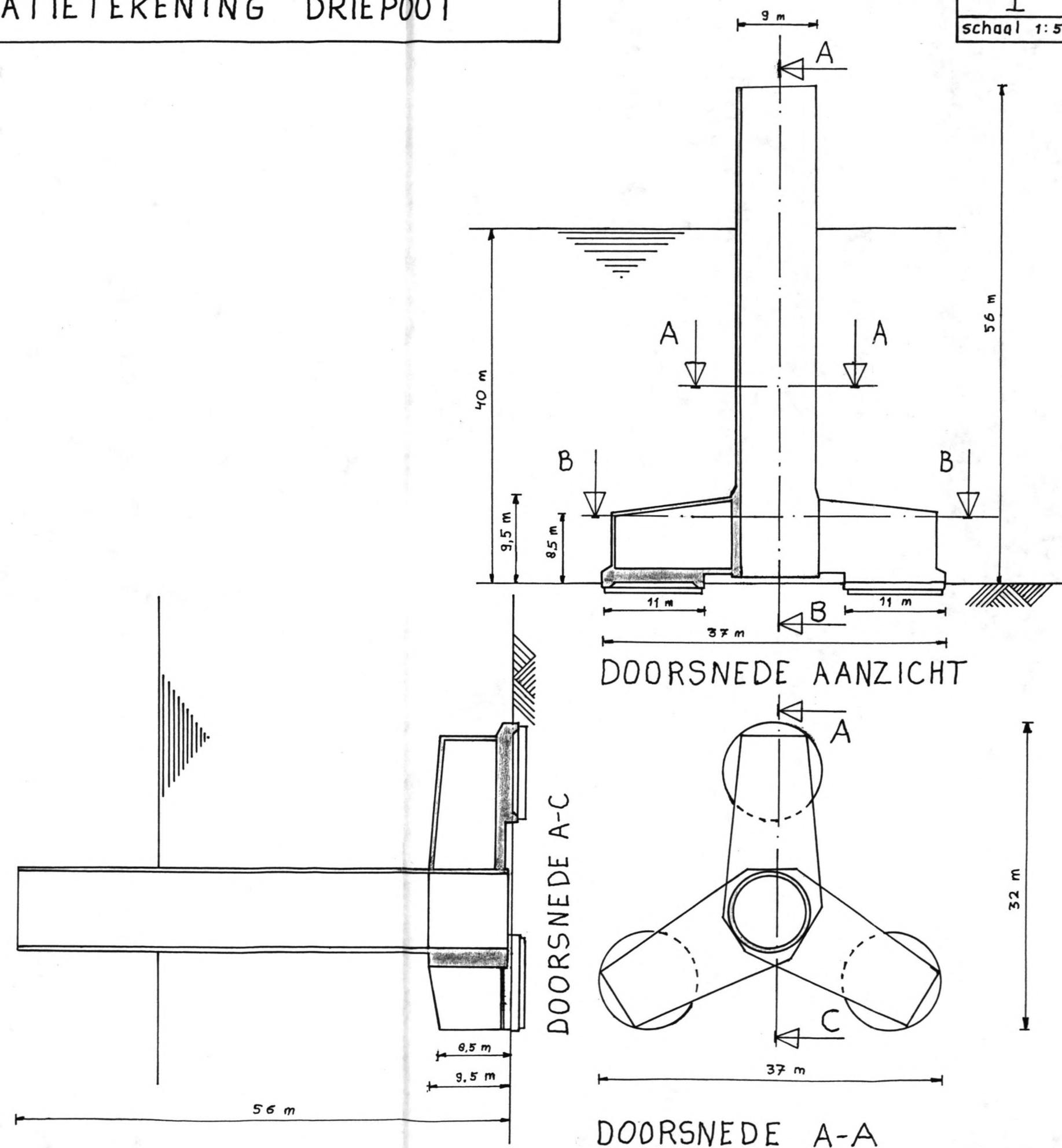
driepoot met stabilisatieconstructie



Metacentrumverloop

driepoot met stabilisatieconstructie





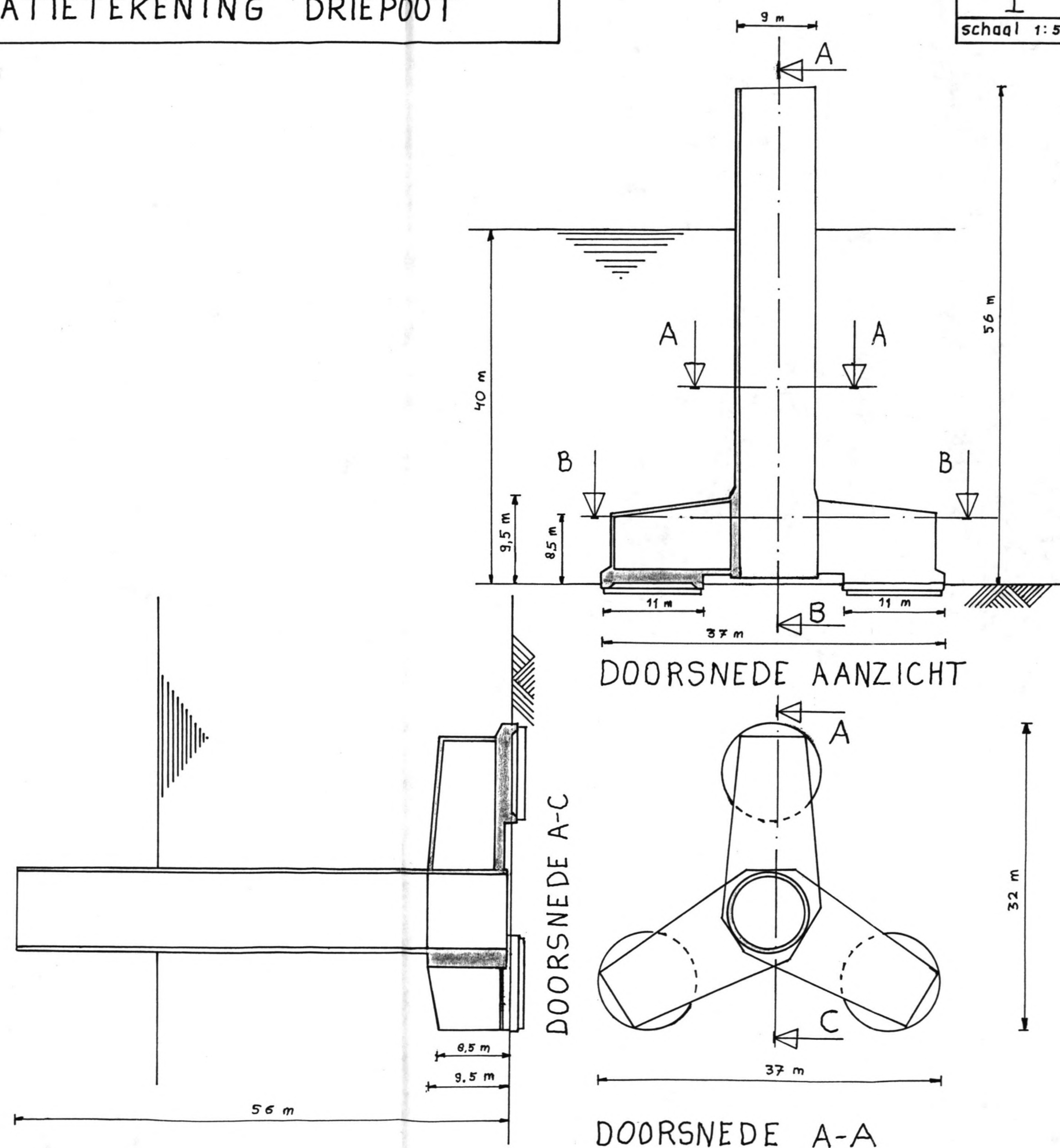
TU DELFT

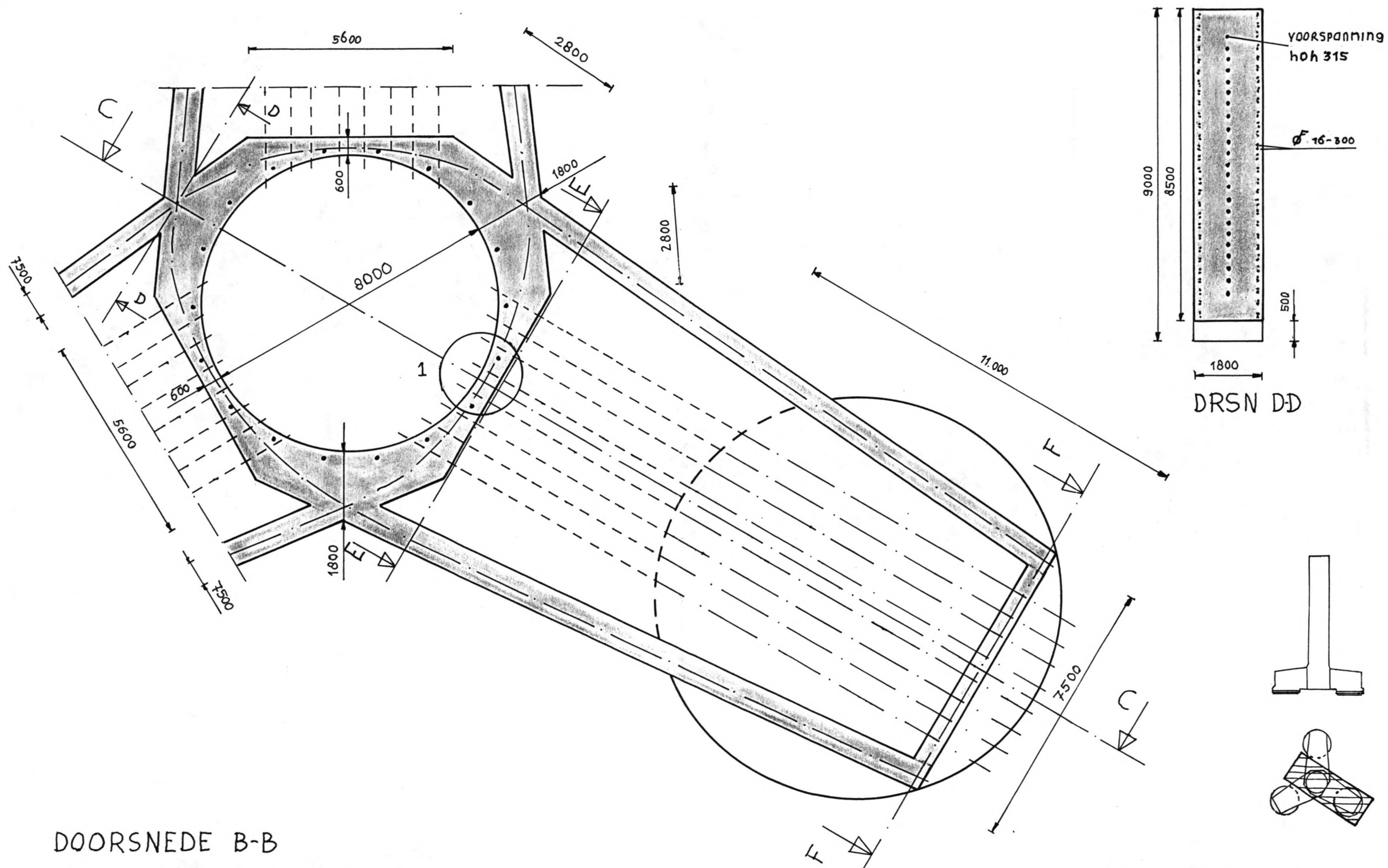
SITUATIETEKENING DRIEPOOT

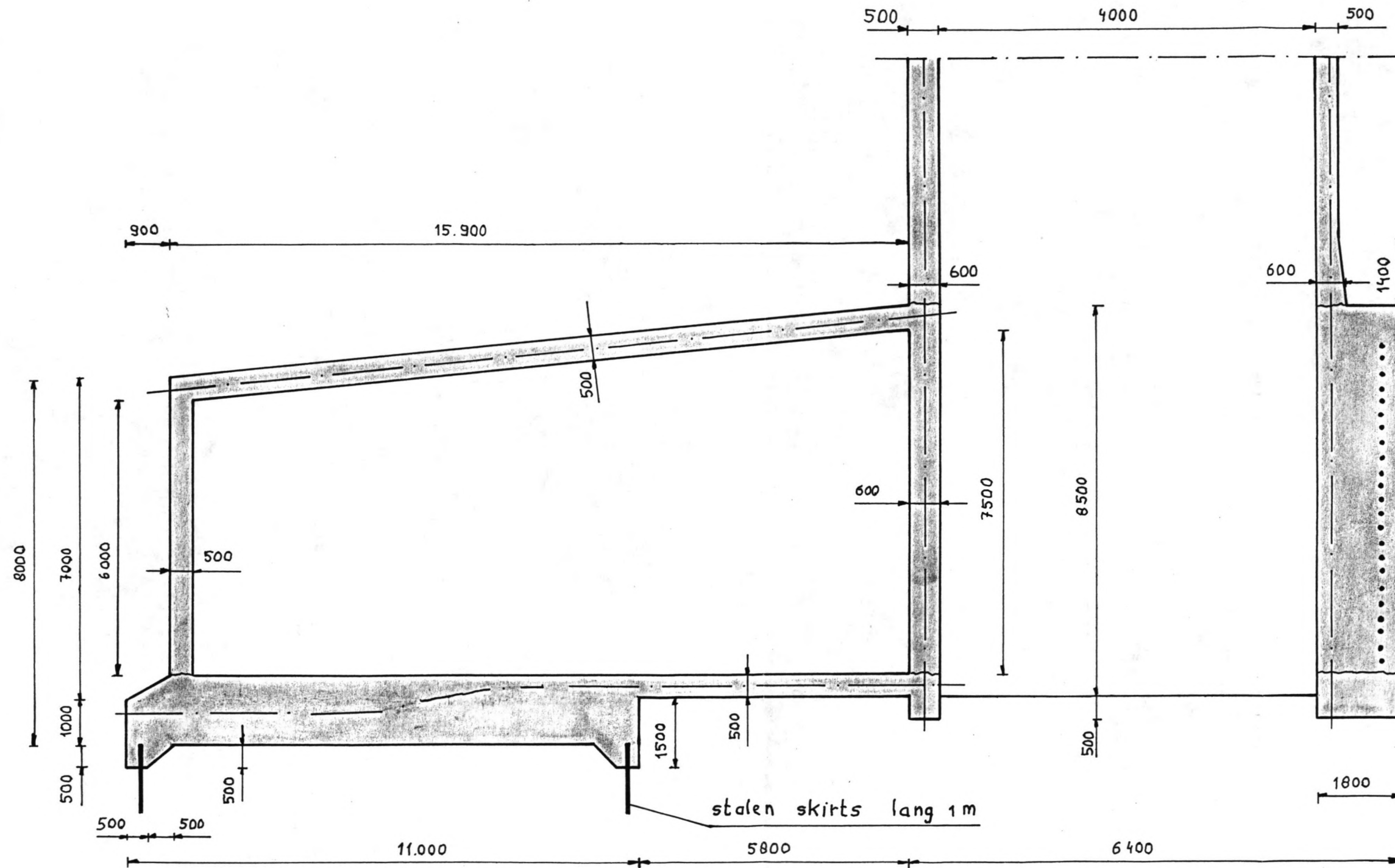
tekening nr:

1

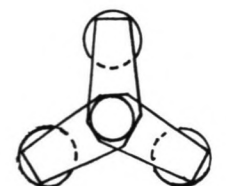
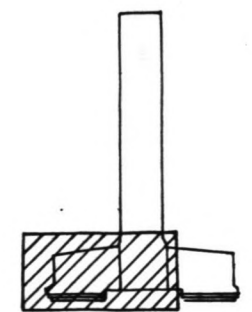
schaal 1:500





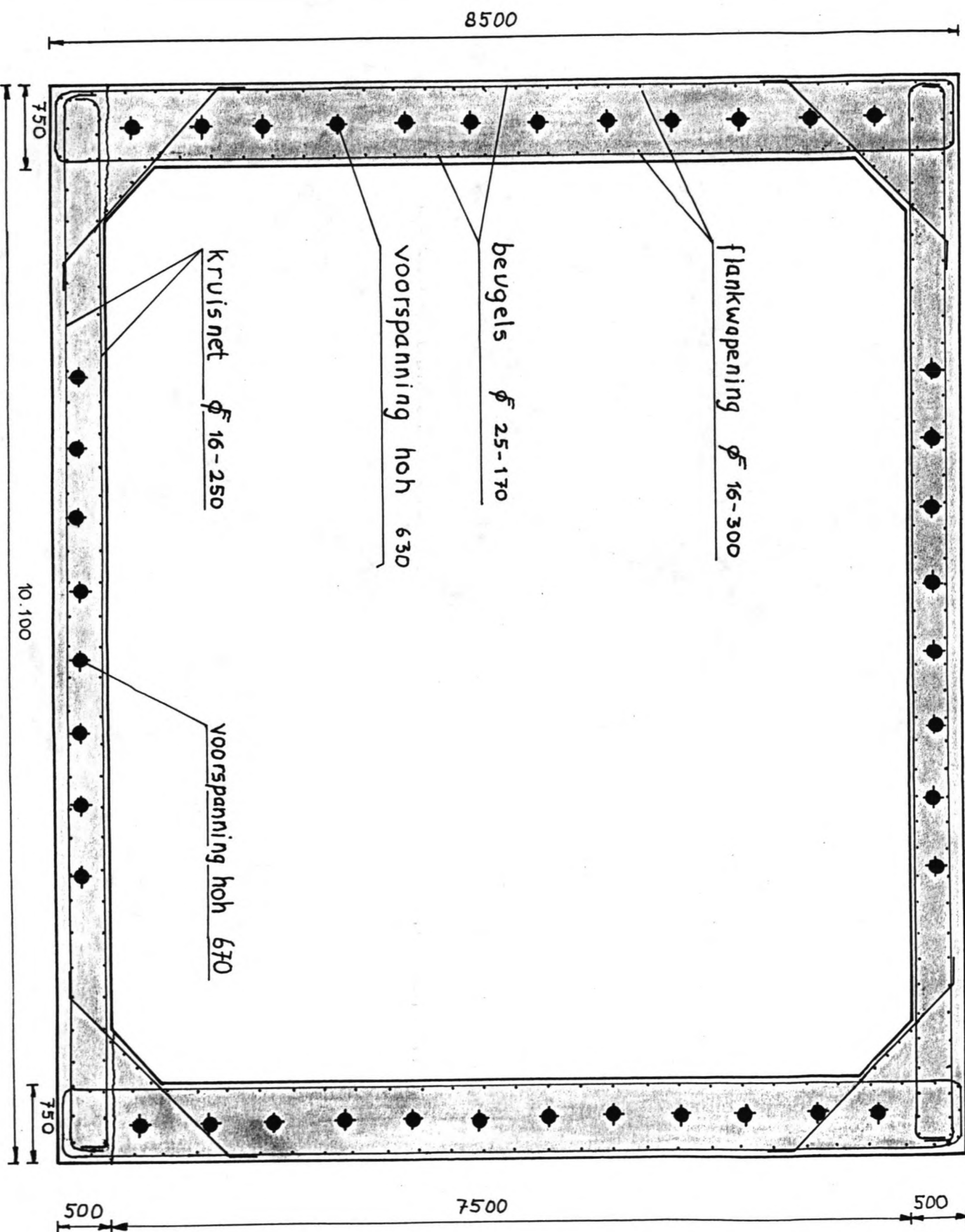


voorspanning hoh 315

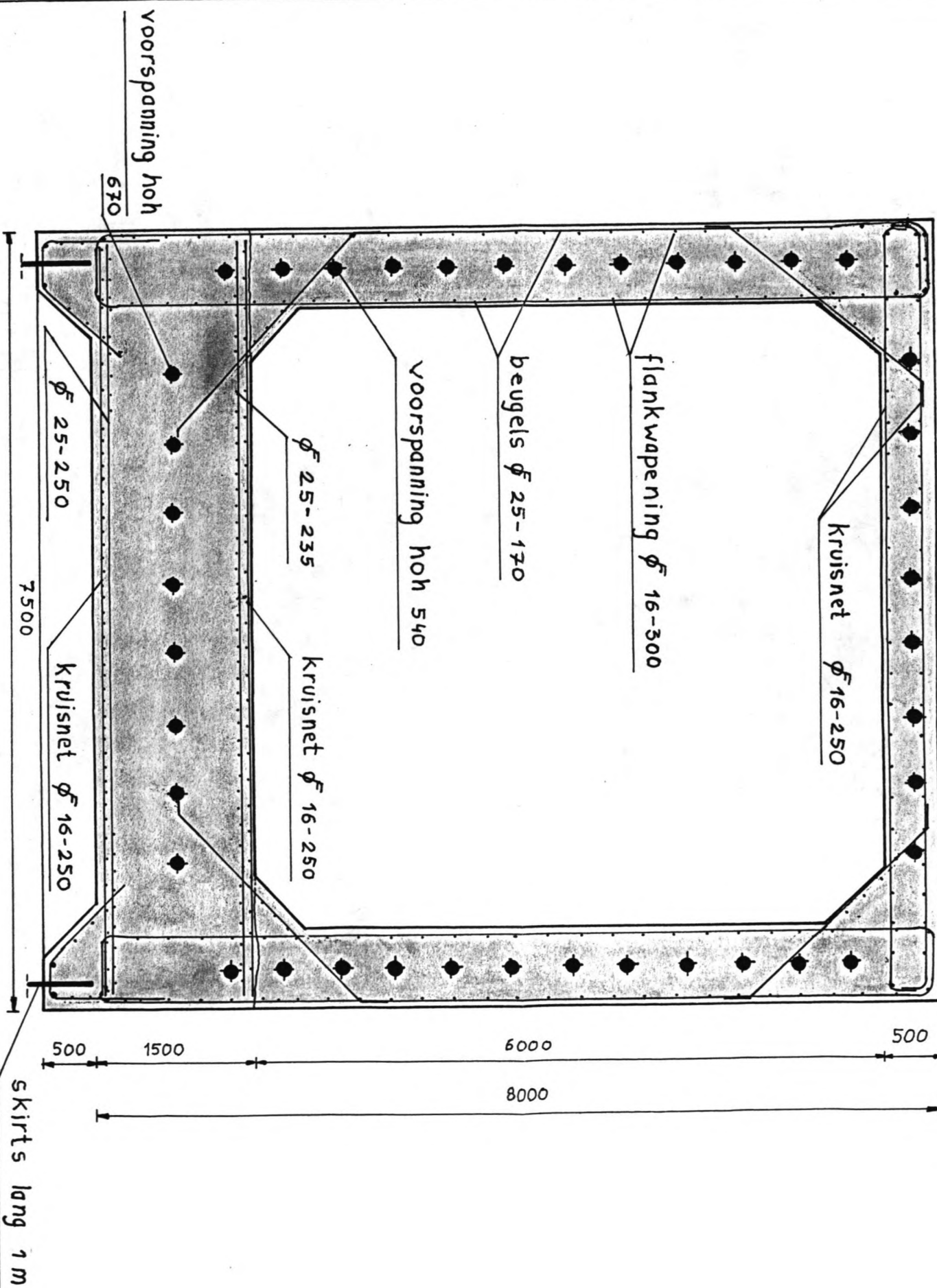


DOORSNEDE C-C

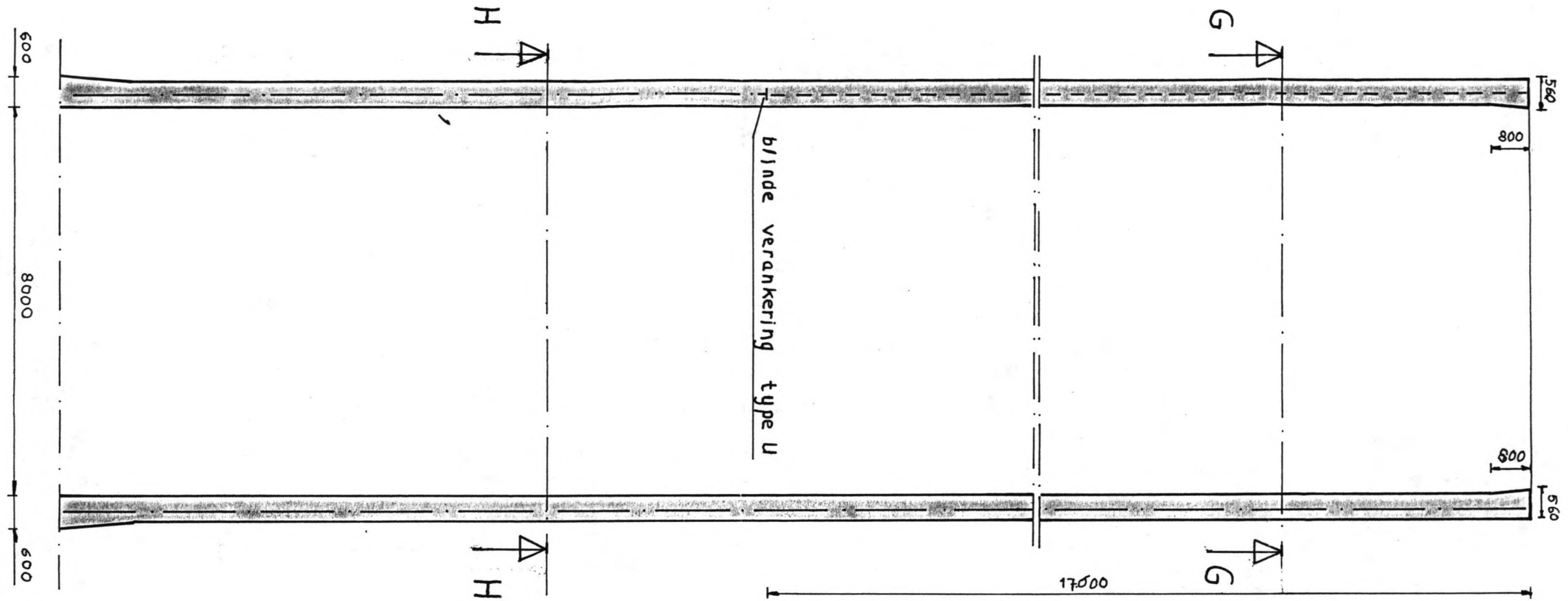
DOORSNEDE E-E



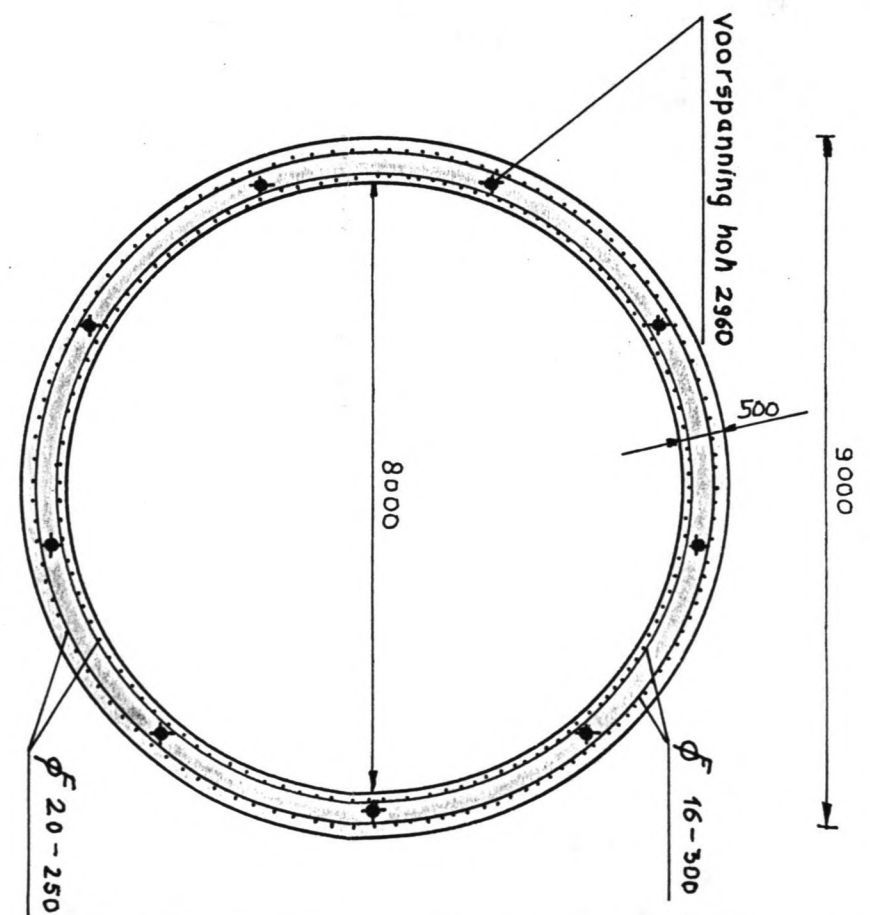
DOORSNEDE F-F



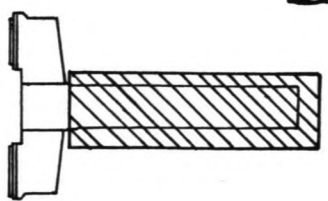
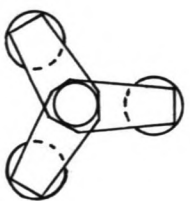
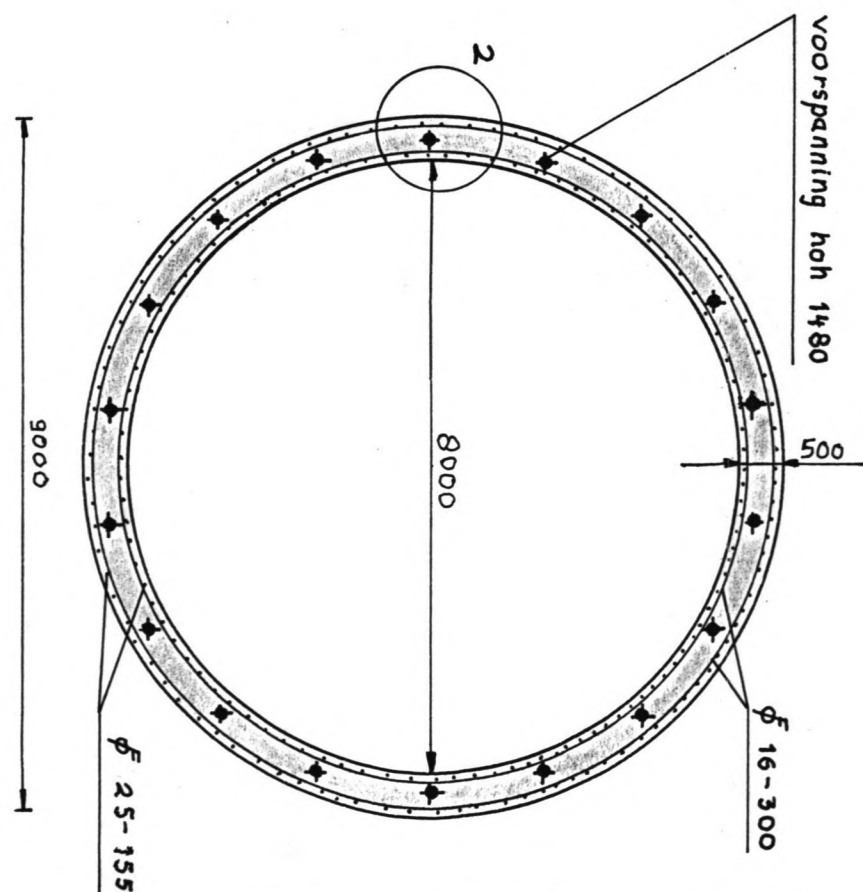
DOORSNEDE A-B

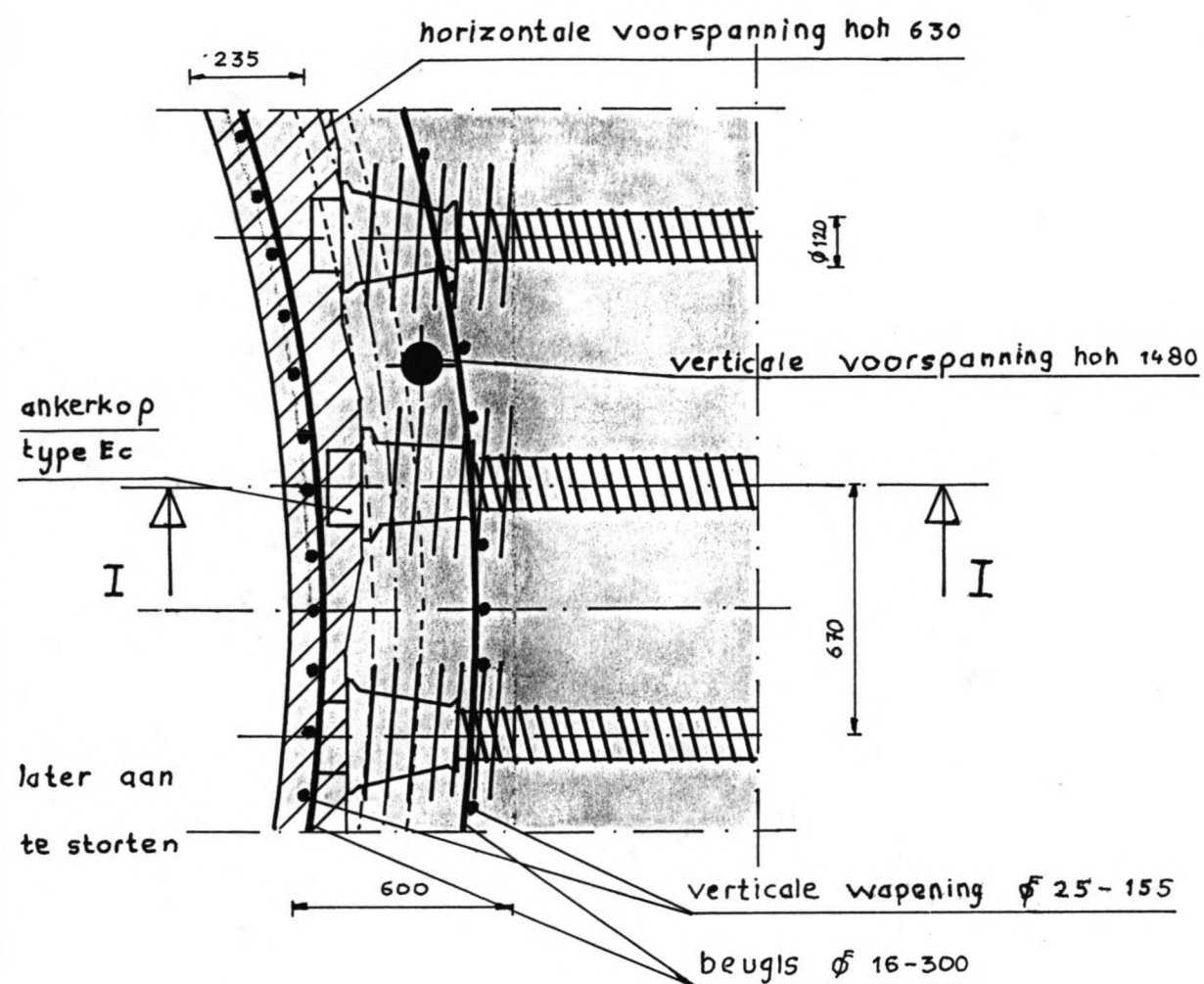


DOORSNEDE G-G

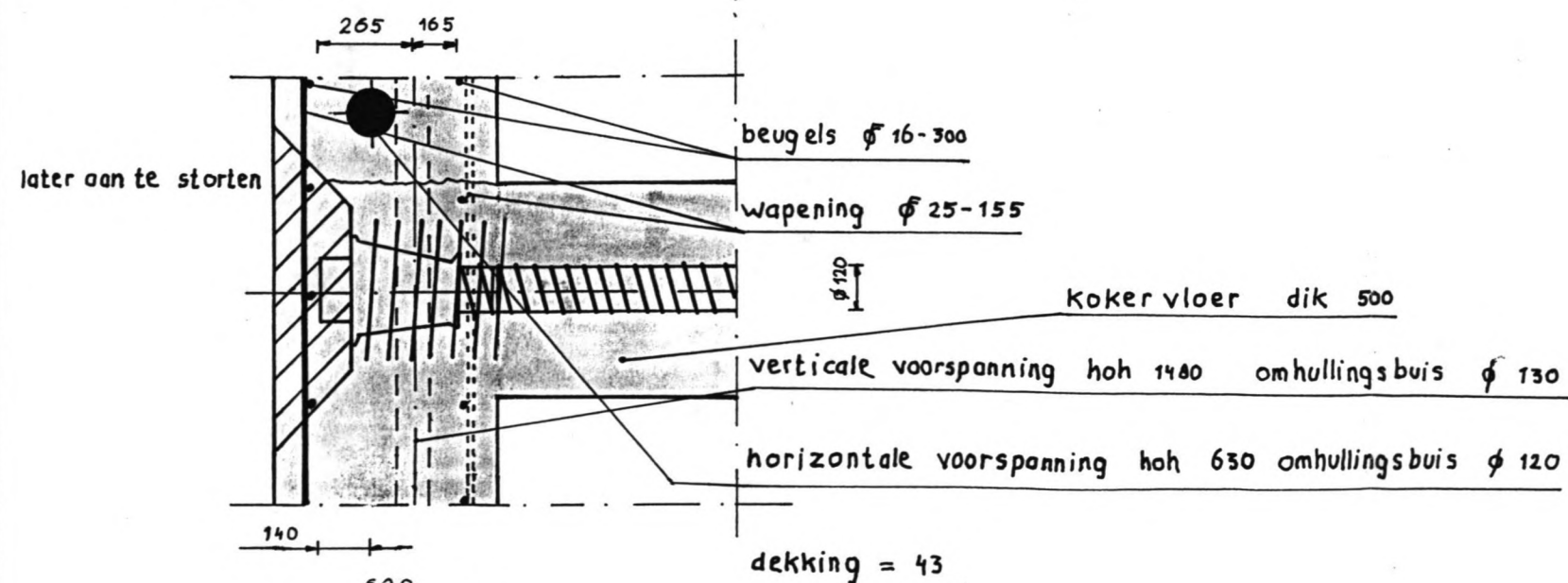


DOORSNEDE H-H

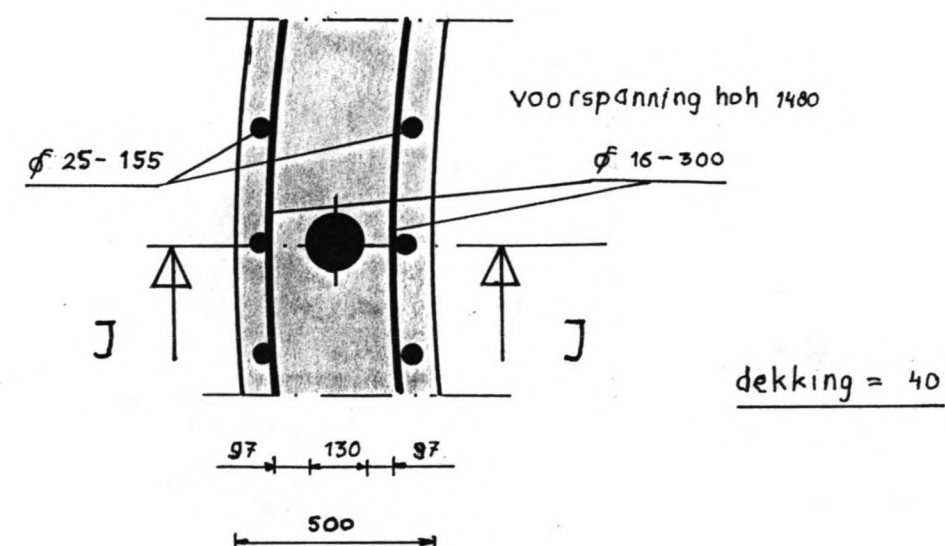




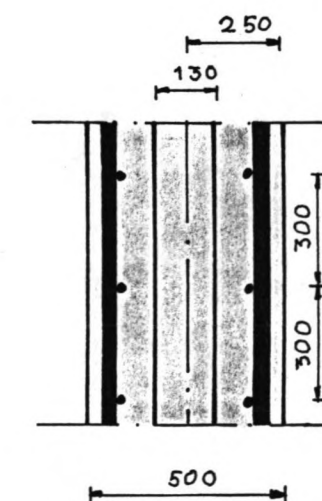
DETAIL 1



DRSN I-I



DETAIL 2



DRSN J-J

DOORSNEDE K-K

