

Fundamentslösningar för vindkraftverk Offshore

SBUF projekt 11946

Håkan Camper, Skanska Sverige AB, Skanska Teknik
Joakim Jeppsson, Vattenfall Power Consultant AB
Lars Johansson, Vattenfall Power Consultant AB

SAMMANFATTNING

Vindkraft är kanske den förnyelsebara energikälla som är närmast att bli kommersiellt gångbar. I Sverige och övriga världen planeras för en stor utbyggnad på land till havs. En uppskattning av investeringsvolymen för Sverige hamnar lågt räknat på runt 20 miljarder kronor, en internationell utblick pekar på en investeringsvolym som är 8 till 10 gånger större.

Havsbaserad vindkraft är dyrare att bygga än på land, i gengäld räknar man med att 1 MW nominellt installerad effekt ger 3 GWh/år jämfört med 2 GWh/år på land.

De normer och riktlinjer som vanligen används vid dimensionering av fundament till havs inkluderar ofta utvärderingar av lokala förhållanden ifråga om vindar, våghöjder och is. Baserat på mätdata utvärderas därefter laster som används vid dimensioneringen av fundamenten och för kontroll av egenfrekvenser för systemet bestående av fundament och vindkraftsverk.

I normer och riktlinjer talas det om olika fundamentslösningar. Dessa är monopiles, tripoder, fackverkslösningar, gravitationsfundament och flytande fundament. Genom att sammanställa vilka fundamentslösningar som har använts i genomförda och pågående projekt ser man att gravitationslösningar har använts ned till 12 m vattendjup, och på djup upp till 27 m har monopiles använts. Ett pilotprojekt med en ensam fackverkskonstruktion är genomförd för vattendjup på 44 m. De havsbaserade projekten som är under planering befinner sig på vattendjup mellan 20 och 40 m, och i planeringsstadiet förutsätts de flesta att bli tripoder eller fackverkskonstruktioner.

Innan arbetet med överslagsberäkningarna genomfördes studerades vilka andra fundamentslösningar som används. En sammanställning visar att den vanligaste fundamentstypen är monopiles och att gravitationsfundament inte har använts i någon större utsträckning.

Diskussioner med fundamentsspecialister från Vattenfall pekade på att gravitationslösningar behövde studeras närmare för de förhållanden som råder i Östersjön. Baserat på detta antagande har överslagsberäkningar gjorts av laster och dimensioner på olika utförande av gravitationsfundament i betong.

Allmängiltiga laster har tagits fram för ett havsbaserat vindkraftverk. Bedömningar är gjord av lasterna från vindkraftsverken, här har informationen hämtats från tidigare utvecklingsprojekt på Skanska och information från Vattenfall har använts. Beräkningar på förväntade is och våglast har gjorts. Framtagna uppgifter har använts för att beräkna storleken på bottenplattan för att kunna bestämma totalvikten på fundamenten. Med detta som utgångspunkt har tillgänglig utrustning inventerats.

Undersökningen visar att möjligheten att använda betongfundament på grundläggningsnivå mellan 20 och 40 m är begränsad med tillgänglig utrustning i form av mudderverk och pontonkranar.

Fundamentsvikterna blir för stora, vilket innebär att man behöver optimera valda lösningar för att exempelvis kunna samlyfta med två pontonkranar. Detta är dock kostnadsdrivande. Ett annat alternativ är att använda sig av en bottenplatta i betong med stålpelare i stället för ett betongrör. Denna lösning är också kostnadsdrivande då antalet lyft blir fler, men det går att utföra jobbet med befintlig utrustning.

Innehållsförteckning

SAMMANFATTNING	3
1 INLEDNING	9
1.1 BAKGRUND	9
1.2 SYFTE	10
2 VINDKRAFT TILL HAVS.....	11
2.1 ALLMÄNT	11
2.2 ENERGIPRODUKTION.....	11
2.2.1 Vindhastighet	11
2.2.2 Vindens frekvensfördelning.....	12
2.2.3 Vindskjuvning.....	12
3 ATT BYGGA TILL HAVS.....	13
3.1 PROCEDUR	13
3.2 STANDARDER OCH NORMER.....	14
3.3 DYKARBETE.....	14
4 FUNDAMENTSLÖSNINGAR TILL HAVS	17
4.1 ALLMÄNT	17
4.1.1 Dynamisk analys och resonansproblem	17
4.1.2 Påverkan av cyklisk last på grundens bärighet	17
4.1.3 Beständighet.....	17
4.2 FUNDAMENTSTYPER TILL HAVS	19
4.2.1 Monopile	19
4.2.2 Tripod.....	20
4.2.3 Fackverk.....	21
4.2.4 Gravitationsfundament	22
4.2.5 Bucket.....	23
4.2.6 Flytande fundament	23
5 GENOMFÖRDA VINDKRAFTSPROJEKT	25
5.1 SAMMANSTÄLLNING	25
6 PLANERADE PROJEKT.....	27
6.1 SVERIGE.....	27
6.2 INTERNATIONELL UTBLICK	27
7 LASTER	31
7.1 ALLMÄNT	31

7.2	VINDKRAFTSVERKET	31
7.3	VÅGLASTER	32
7.4	STRÖM	33
7.5	ISLASTER	33
7.5.1	<i>Last av is</i>	34
7.5.2	<i>Effekt av isbrytande kon</i>	34
7.6	LASTKOMBINATIONER	35
8	ÖVERSLAGSDIMENSIONERING AV GRAVITATIONSFUNDAMENT	37
8.1	ALLMÄNT	37
8.2	BERÄKNINGSFÖRUTSÄTTNINGAR	37
8.3	VÅGLASTBERÄKNING	37
8.4	ISLASTER	39
8.4.1	<i>Statisk islast utan kon</i>	39
8.4.2	<i>Statisk islast med kon</i>	39
8.4.3	<i>Dynamisk islast</i>	40
8.5	LASTKOMBINATIONER I BROTTGRÄNSTILLSTÅND	40
8.6	GRUNDTRYCKSBERÄKNING	40
8.7	BERÄKNINGSRESULTAT	42
8.7.1	<i>Effekt av ballastering</i>	42
8.7.2	<i>Grundtryck beroende av fundamentsstorlek och ballastering</i>	43
8.7.3	<i>Kontroll sättningar och snedställning</i>	44
8.8	SLUTSATSER	46
8.8.1	<i>Fundamentsstorlek och vikt</i>	46
8.8.2	<i>Jämförelse konfundament</i>	46
8.8.3	<i>Grundläggningsdjup</i>	47
8.8.4	<i>Grundläggningsnivå och dominerande last</i>	47
8.9	BETONGKONSTRUKTION	48
8.9.1	<i>Beständighet</i>	48
8.9.2	<i>Dynamisk respons för vindkraftverket</i>	48
9	UTFÖRANDE/MONTAGE	51
9.1	TILLVERKNING OCH TRANSPORT AV FUNDAMENTEN.....	51
9.1.1	<i>Pontonkranar</i>	52
9.1.2	<i>Placering av gravitationsfundament på 20, 30 och 40 m grundläggningsnivå</i>	53
9.2	FÖRBERED BOTTEN	54
9.3	PLACERA FUNDAMENTET OCH EVENTUELLT UNDERGJUTNING AV FUNDAMENTET	55
9.4	BALLASTERA FUNDAMENTET SAMT UTFÖR EROSIONSSKYDD.....	56

9.4.1	<i>Ballastering av gravitationsfundament på 20, 30 och 40 m grundläggningsnivå</i>	<i>57</i>
10	SLUTSATSER OCH KOMMENTARER	59
11	REFERENSER.....	61
	Bilaga 1: Grundläggningsnivå –20 m	
	Bilaga 2: Grundläggningsnivå –30 m	
	Bilaga 3: Grundläggningsnivå –40 m	
	Bilaga 4: Våglaster på cylindriskt fundament	

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Produktion av förnyelsebar energi är allt mer högprioriterad, nationellt såväl som internationellt. Vindkraften anses vara den av de förnyelsebara energiformerna som är närmast att bli kommersiellt gångbar.

En stor drivkraft för utbyggnaden av vindkraft i Sverige är energipropositionen som antogs 2002 som definierade ett planeringsmål på produktion av 10 TWh/år till år 2015 i Sverige. I dagarna har även EU satt upp mål om förnybar energi som Sverige måste arbeta med för att uppfylla.

I Sverige planerades under 2006 för en stor vindkraftsutbyggnad både på land och offshore. De intressantaste lägena för vindkraftsparker finns till havs, här får man jämna vindar med tillräckligt hög hastigheter.

I Europa och runt om Östersjön finns det för närvarande ett stort intresse för vindkraft på land och till havs. Tyskland har en del av Kriegers Flak, vindkraftsparker diskuteras i Baltstaterna och i Danmark pågår arbetet med fortsatt utbyggnad av vindkraftsparker till havs och uppgradering av befintliga vindkraftsparker på land.

Utbyggnadstakten av vindkraft offshore i Sverige kan dock komma att bromsas då det är dyrare att bygga offshore än på land och lönsamheten är tveksam och då det svenska bidragssystemet inte är tillräckligt gynnsamt. En viktig faktor för den fortsatta offshore vindkraftsutbyggnaden är därför att hitta kommersiellt gångbara byggmetoder för vindkraftsverkens fundament på större vattendjup.

I dagsläget finns det metoder för djup upp till mellan 15 och 20 meter. För större djup har endast enstaka verk byggts. Huvudsakligen används dels traditionella betongfundament som antingen platsgjuts eller sänks på plats, dels monopiles som består av stålrör som slås ned i botten. På dessa monteras därefter vindkraftverket. Fackverkskonstruktioner i form av exempelvis trebeningar används också men har inte använts kommersiellt i någon större utsträckning.

Det har lagts mycket tankeverksamhet på att försöka hitta den optimala grundläggningsmetoden för havsbaserad vindkraft. Uppfinningsrikedomen har varit god och det finns förutom de tre ovan nämnda byggmetoderna ytterligare förslag. Förslagen kan anses mer eller mindre realistiska. Metoderna för större djup har som gemensam nämnare att de är kostnadskrävande.

I dagsläget används i huvudsak vindkraftsverk med effekter runt 2 MW offshore. På land har de största vindkraftsverken en effekt på 3 MW och arbete pågår med att ta fram kommersiella vindkraftverk på 5 MW.

1.2 Syfte

Målsättningen med projektet är att studera om gravitationsfundament är lämpliga för grundläggning av vindkraftsverk på djup mellan 20 och 40 meter. Det är på djup kring 30 till 40 m som nästa utbyggnadsfas kommer att ske, bland annat ligger Kriegers Flak¹ på detta djup.

Det finns en handfull lösningar som är föreslagna för dessa vattendjup. Gravitationslösningar har hittills inte använts för vattendjup större än 10-12 m och betraktas normalt inte som en realistisk lösning för vattendjup större än 15-20 m.

Gravitationslösningen är den enklaste formen av grundläggningsmetod med rätt förutsättningar, såsom bra grundförhållanden och rimligt vattendjup. Enkelheten är oftast nyckeln till framgång i byggprojekt. Vikten av enkelheten ökar med projektets komplexitet. Offshore verksamhet betraktas som en av de största utmaningarna i byggbranschen. Gravitationslösningarnas nackdel är att konstruktionerna är tunga och storleken har hittills valts så att existerande pontonkranar kan användas för montaget. Det är Vattenfalls önskan att i detta projekt studera gravitationslösningen för vattendjup upp till 40 m.

Rapporten ska undersöka möjligheter för gravitationslösningar för stora vattendjup, det är dock mer realistiskt att arbetet ger substans för slutsatsen att gravitationslösningen inte är fördelaktiga för större vattendjup.

¹ http://www.vattenfall.se/om_vattenfall/var_verksamhet/lokal/kriegers_flak/

2 VINDKRAFT TILL HAVS

2.1 Allmänt

Byggandet av vindkraftsparker till havs innebär stora investeringar för ägarna. Fördelarna med havsetableringarna är högre produktion än på land och i vissa länder högre statligt stöd.

Nackdelarna är de ökade investeringskostnader, de ökade riskerna under uppförandefasen på grund av de ofta svåra väderförhållande som med automatik råder på vindutsatta platser. Till nackdelarna hör också försvårandet av service och underhåll som måste ske med hjälp av fartyg.

En kraftigt fördyrande kostnad för etableringar offshore är anslutningen till land. Placeras parken långt ut till havs kan denna kostnad vara avgörande för investeringsbeslutet. I vissa europeiska länder har man via lagstiftning underlättat för etablering av förnyelsebar elproduktion genom att kräva att nätägaren bekostar anslutningen av förnyelsebar energi. Detta innebär att alla abonnenter är med och delar på kostnaden då den tas ut på nätavgiften. Det är för tillfället inte fallet i Sverige, här bekostas anslutningen av ägaren till vindkraftsanläggningen. En statlig utredning under ledning av Lennart Söder pågår för att undersöka andra alternativ.

2.2 Energiproduktion

När man anger hur mycket installerad effekt som finns talar man om en märkeffekt enligt [5]. Märkeffekten säger inte något om hur mycket som kan produceras, produktionen beror främst på vindhastigheten och hur många timmar per år som det blåser. En tumregel säger att 1 MW märkeffekt vindkraft ger 2 GWh/år på land och 3 GWh/år till havs.

2.2.1 Vindhastighet

Vindhastigheten är avgörande för energiutbytet och produktionen. Nedanstående ekvationer är hämtade från [5].

$$P_{kin} = \frac{1}{2} \dot{m} v^2 \quad \text{Ekv 2-1}$$

$$\dot{m} = \rho A v \quad \text{Ekv 2-2}$$

P_{kin}	kinetisk energi
\dot{m}	massflödet
A	area
ρ	luftens densitet
v	vindhastighet

Slår man samman Ekv 2-1 och Ekv 2-2 ser man att vindhastigheten påverkar energiproduktionen i kubik.

$$P_{kin} = \frac{1}{2} \rho A v^3$$

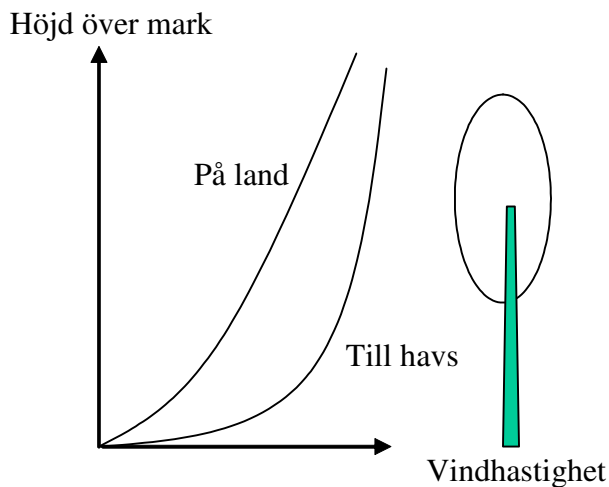
Till havs Ekv 2-3

2.2.2 Vindens frekvensfördelning

Förutom vindhastigheten påverkar också frekvensen av byte av vindriktning energiproduktionen. Ständigt ändrade vindriktningar innebär att verken behöver ställas om och produktionen reduceras vid varje omställning.

2.2.3 Vindskjuvning

Figur 2-1 är en principskiss över hur vindhastigheten ökar med ökad höjd, effekten kallas för vindskjuvning (windshear). Skillnad i vindhastighet mellan undre och övre del av den svepta ytan skapar ett moment i mekaniken på turbinen som påverkar livslängden negativt. Det är högre vindskjuvning på land än till havs.

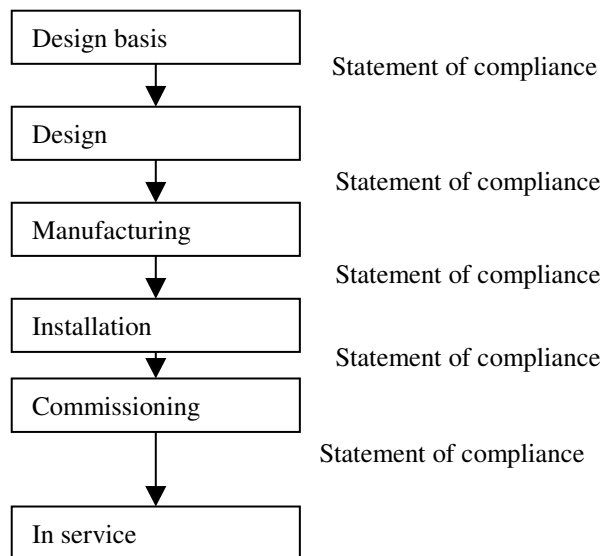


Figur 2-1 Principskiss vindskjuvning.

3 ATT BYGGA TILL HAVS

3.1 Procedur

Inom offshore branschen används ofta ett annat förfarande än på land avseende verifikation av beräkningar etc. Figur 3-1 visar hur DNV² [2] arbetar. I första fasen utvärderas förutsättningar för platsen för vindkraftsparken. Karakteristiska laster utvärderas baserade på mätningar av vind, våghöjder, vattenströmmar och isförekomst. Geotekniska parametrar fastställs på basis av utförda undersökningar. När konstruktör och certifieringsorgan är överens utfärdas ett intyg för grunderna i dimensioneringen. I nästa steg dimensioneras konstruktionen enligt de överenskomna normerna, granskning sker och certifikat utfärdas.



Figur 3-1 Det Norske Veritas fasindelning för ett havsbaserat vindkraftsprojekt.

Något som är speciellt för offshoreindustrin är att man i samband med offshore installationen ofta låter ett oberoende certifieringsorgan gå igenom metodbeskrivningarna för arbetet. Certifieringsorganet är delaktigt i val av tidpunkt så att rätt väderfönster finns och rätt metodbeskrivningar. Följer man inte detta arbetssätt kan man normalt inte försäkra sin konstruktion under byggnationen hos något försäkringsbolag, försäkring kan mycket väl vara ett krav från byggherrens sida.

² Det Norske Veritas

3.2 Standarder och normer

IEC 61400 är världens ledande standardiseringsorganisation inom elektronikområdet. För vindkraftverken finns det ett antal olika standarder. De områden som täcks in är konstruktionskrav på stora och små vindkraftsverk, ljudmätningar, produktionsmätning, deklaration av ljudegenskaper, mätning av elkvalitet och specifikation för anslutning till nät, test av rotorblad, åskskydd, kommunikation för övervakning och kontroll. Kraven och riktlinjerna i IEC 61400 ligger till grund för de lastuppskattningar som vindturbinleverantörerna presenterar.

Förutom IEC finns det en standard för dimensionering av fundamenten från Det Norske Veritas (DNV). DNV delger förutom tekniska krav även principer och riktlinjer för såväl beräkningar som byggnation och drift. DNV's standarder hänvisar till och använder samma principer som IEC för lastutvärderingar och påverkan på fundamentet från vindkraftsverket.

DNV ger fyra principer för fundament för offshorebyggda vindkraftverk:

- Pålade konstruktioner
- Gravitationsbaserde konstruktioner
- Bucket ("upp och nedvänd hink")
- Flytande ankrad konstruktion

Dessa fyra principer kategoriserar DNV i fem grundläggande typer av koncept för grundläggning:

- Monopile
- Tripod
- Fackverk (Lattice)
- Gravitationsfundament
- Flytande

Germanischer Lloyd har på ett liknande sätt arbetat fram en standard för dimensionering av fundament. Både DNV och Germanischer Lloyd tillhandahåller tjänster för certifiering av momenten angivna i Figur 3-1.

3.3 Dykarbete

Dykentreprenörerna är en del av Sveriges Byggindustrier och via deras hemsida [8] kan man finna några tumregler kring dykning. Tumreglerna säger att man med tillräcklig vila kan arbeta i tvåtimmarspass på djup upp till 4-5 m. Behöver arbete utföras på djup runt 20 kan en dykare bara jobba effektivt två timmar under en dag.

Utförandet blir mer komplext med ökat vattendjup. Vid vattendjup över 12 m försvåras arbetet för dykare. Upp och nedstigning kräver då dekomprimering för att undvika dykarsjuka. Detta kan göras med långsam upp och nedstigning eller i

tryckkammare. Konsekvensen blir minskad effektivt arbetet med ökat djup. Vid ökade vattendjup bör målet vara att hitta metoder och utrustning som minimerar eller helst eliminerar dykarbetet. Dykarbetets karaktär blir mer av kontrollerande och kvalitetssäkrande art.

4 FUNDAMENTSLÖSNINGAR TILL HAVS

4.1 Allmänt

Grundläggning av vindkraftsverk till havs har hittills utförts med någon av följande lösningar, monopiles, tripoder, fackverk (lattice), gravitationsfundament och buckets. Under 2007 presenterade norska Hydro tillsammans med Siemens ett koncept för ett flytande fundament.

4.1.1 Dynamisk analys och resonansproblem

Vindkraftverkets dynamiska egenskaper måste anpassas så att resonanssvängningar undviks. Rotorns driftsvarvtal antas vara 6-12 varv per minut vilket ger en påtvingad svängning med frekvens lika med 0,1 Hz till 0,2 Hz. Tornets resulterande egenfrekvens med beaktande av jord, fundament, torn och turbin måste vara större än den påtvingade svängningen.

4.1.2 Påverkan av cyklisk last på grundens bärighet

DNV anger att påverkan av cyklisk last inverkan på grundens bärighet ska beaktas. Ref [11] anger att vid dimensionering för cyklisk/dynamisk påverkan skall jordparametrar och beräkningsmetod väljas i överensstämmelse med den valda lasthistoriken, de resulterande spänningarna och deformationer. Speciell uppmärksamhet ska ägnas problematiken då höga jordparametrar används.

Påverkan gäller framförallt för de jordförhållanden då cyklisk last kan påverka jordens portryck. För leror och framförallt för överkonsoliderade leror kan skjuvhållfastheten behöva reduceras. Löst packat friktionsmaterial kan påverkas av cyklisk last men detta ger snarare ökad hållfasthet på bekostnad av sättningar.

4.1.3 Beständighet

Betongkonstruktioner som byggs i marin miljö är känsliga för armeringskorrosion. I nya konstruktioner ställs krav på betongkvalitet och täcksikt som hindrar kloridinträngning för att förhindra framtida problem med modernare konstruktioner.

Förutom krav på betong ställs krav på sprickvidder. Krav på sprickvidder varierar. I Sverige specificeras kraven normalt enligt SS 13 70 10, BBK³ hänvisar till denna standard. SS 13 70 10 specificerar kraven för de olika livslängdsklasserna, L100, L50 och L20, se Tabell 4-1. Bronormen har modifierat dessa krav för att överensstämma med det som i Bronormen kallas teknisk livslängd motsvarande 120, 80 och 50 år.

³ BBK, Boverkets regler för BetongKonstruktioner

För Öresundsbron med 100 års livslängd gäller ett generellt sprickviddskrav på 0,2 mm samt att täcksiktet ska vara 75 mm med $v_{ct} < 0,4$ i skvalpzonen. Som ett tilläggskrav gäller att avsvälningssprickor inte får förekomma i skvalpzonen.

För Lillgrunds fundament med 50 års livslängd gäller sprickviddskrav på 0,2 mm samt att täcksiktet ska vara 50 mm med $v_{ct} < 0,4$ i skvalpzonen. DNV anger för miljöklass MA (Severly aggressive environment) som gäller för salt vatten i skvalpzonen 0,2 mm och 40 mm täcksikt.

Tabell 4-1 Beständighetskrav för betong i marin miljö, exponeringsklass XS3 enligt SS 13 70 10.

Teknisk livslängd	Sprickbredd (w_k)	Täckande betongskikt $V_{ct_{ekt}}^4 < 0,4$	Täckande betongskikt $V_{ct_{ekt}} < 0,35$
L100	0,15 mm	45 mm	45 mm
L50	0,2 mm	35 mm	35 mm
L20	0,3 mm	25 mm	25 mm

Betong och armering på ett vindkraftsfundament påverkas inte bara av den yttre miljön såsom väder, vind och saltvatten. Armeringen i fundamenten används som jordning för kablar och generatorer och transformatorer. Detta innebär att strömmar kan genereras i armeringen och påskynda korrosionsprocessen.

Med anledning av detta förses både fundamenten till vindkraftsverken och eventuella havsbaserade transformatorfundament med offeranoder trots den relativt korta livslängden på 50 år som ofta förutsätts. Det finns dessutom uppgifter om att anoderna på transformatorfundamenten förbrukas fortare än anoderna på vindkraftsfundamenten.

⁴ Ekvivalent vattencementtal

4.2 Fundamentstyper till havs

4.2.1 Monopile

Monopile är den förhärskande fundamentlösningen, se också Figur 5-1, metoden är idag beprövad upp till ca 27 m. Lösningen består av en stålrörpelare med en diameter upp till ca 4 m som slås eller borraras ned i marken. På toppen av stålröret monteras ett övergångsstycke där vindkraftsverket i sin tur monteras.

För att uppnå tillräcklig horisontell bärförmåga i jorden för större vindkraftsverk behöver pelardiametern ökas upp till ca 7 m enligt [10]. Av samma anledning behöver penetrationsdjupet i jorden vara stort. Konstruktionen är slank vilket innebär att egenfrekvensen blir låg och kan samverka med våglasterna vilket kan leda till exempelvis utmattningsproblem och problem med egensvängningar.

Begränsningar för användandet av monopiles ges av tillgänglig drivningsutrustning som i dagsläget uppskattas klara av 5,5 m i diameter. Kan större drivningsutrustning tas fram finns det en begränsning i vilka rör som går att skaffa. I dag är den gränsen ca 7 m enligt [10].



Figur 4-1 Monopiles från Horns rev.

4.2.2 Tripod

Tripoder är trebenta lösningar i stål. Denna lösning är styvare än en monopile och därmed mer lämpade för stora vindkraftsverk på stora vattendjup. Dock är fortfarande egenfrekvensen ett problem, denna bestäms i huvudsak av den långa slanka pelaren mellan övergångsstycket och maskinhuset. Ur en konstruktiv synvinkel är det stora problemet att konstruera ett övergångsstycke mellan torn och fundament som inte ger upphov till för stora spänningskoncentrationer och därmed blir utmattningsbenäget [10].



Figur 4-2 5 MW M500 från Multibrid i Bremerhaven med en innovativ tripod lösning.

4.2.3 Fackverk

Fackverkslösningen är styvare än både tripod och monopile. Den går också att utforma så att våginverkan minimeras genom att konstruktionen görs öppen. Övergångsstycket är även här en känslig del och måste utformas med samma noggrannhet som för tripoden.

Islastens påverkan kan vara betydande för denna typ av konstruktion. Utformningen av fackverket måste anpassas till eventuell isförekomst.



Figur 4-3 Fackverksfundament vid "Beatrice" projektet i Skotska Nordsjön, grundläggningsdjup 44 m.

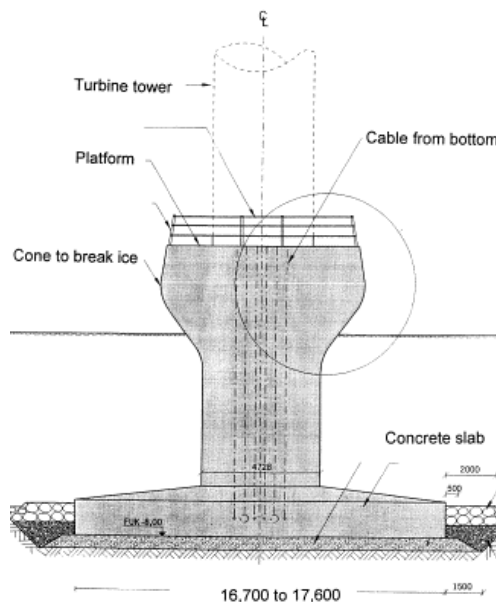
4.2.4 Gravitationsfundament

Gravitationsfundament av betong har använts på bland annat Middelgrund (Figur 4-4) utanför Köpenhamn, på Nystedt och på Lillgrund utanför Malmö. Fundamenten för Nystedt och Lillgrund tillverkades båda på pråmar i Polen som sedan bogserades till respektive plats där fundamenten placerades på avjämnade grusbäddar på havsbotten.

Tabell 4-2 Projekt utförda med gravitationsfundament.

Projekt	Nation	Vattendjup	Effekt	Antal	Drift År	Fund Vikt	Storlek bpl
Vindeby	Danmark	5 m	0,45 MW	11	1991	1000 t	
Tuno Knob	Danmark	5 m	0,5 MW	10	1995	1000 t	
Middelgrunden	Danmark	6 m	2 MW	20	2001	1900 t	17,6 m
Nysted/Rodsand	Danmark	10 m	2,3 MW	72	2003	1300 t	18 m
Lillgrund	Sverige	10 m	2,3 MW	48	2008	1900 t	18 m

En detaljerad studie kring val av metod rekommenderas för varje specifik situation. Det viktiga är att tidigt ta med sig offshore och dykspecialister för att undersöka vilken typ av fartyg och utrustning som behövs och som finns tillgängliga. Stor fokus skall också läggas på att ta fram tekniska lösningar och arbetsmetoder som minimerar dykarbete.



Figur 4-4 Gravitationsfundament för Middelgrundens vindkraftspark utanför Köpenhamn.

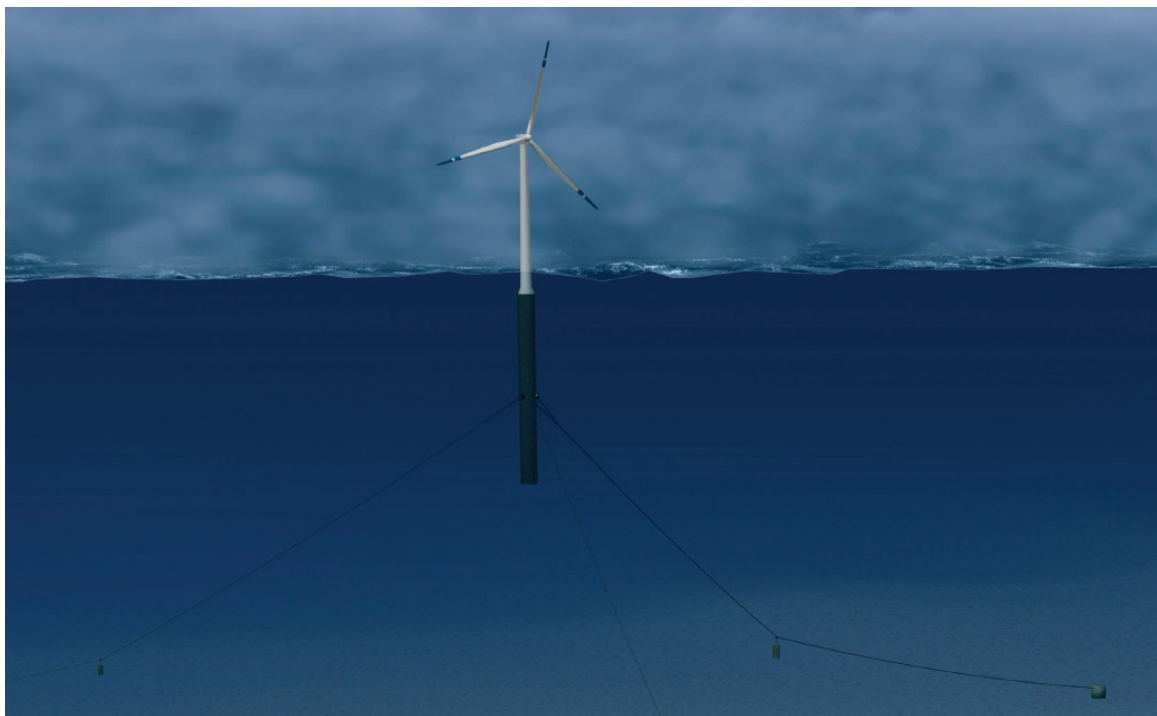
4.2.5 Bucket

Pilotprojekt har utförts med bucket konstruktion. En bucket konstruktioner är en upp och nedvänd ”hink” som med hjälp av undertryck sugts ned i jorden. I Fredrikshamn har fyra 2,3 MW vindkraftverk grundlagts på bucket dock med begränsat vattendjup på ca 1 m. I Wilhelmshaven planerades en 4,5 MW vindkraftverk på 6 m vattendjup. Bucket i detta fall var i storleksordningen 25 m hög och med en diameter på 15-20 m. Problem uppstod vid montage och det är osäkert om fler projekt med bucketlösning kommer att genomföras.

4.2.6 Flytande fundament

Hydro och Siemens koncept (Figur 4-5) för flytande fundament består av en 120 m hög flytande konstruktion i betong förankrad med tre vajrar. Lämpliga vattendjup är mellan 200 och 700 m. Lösningen förutsätter att vindkraftsverken är lätta, varför det återstår en del arbete även på den sidan.

Även på andra håll i Norge arbetas det med flytande fundamentlösningar, Figur 4-6. Den här lösningen är tänkt att användas 40 m och djupare vatten. En av fördelarna med lösningen påstås vara att den går att bogsera in till kaj för underhåll och service.



Figur 4-5 Hydros och Siemens flytande fundament.



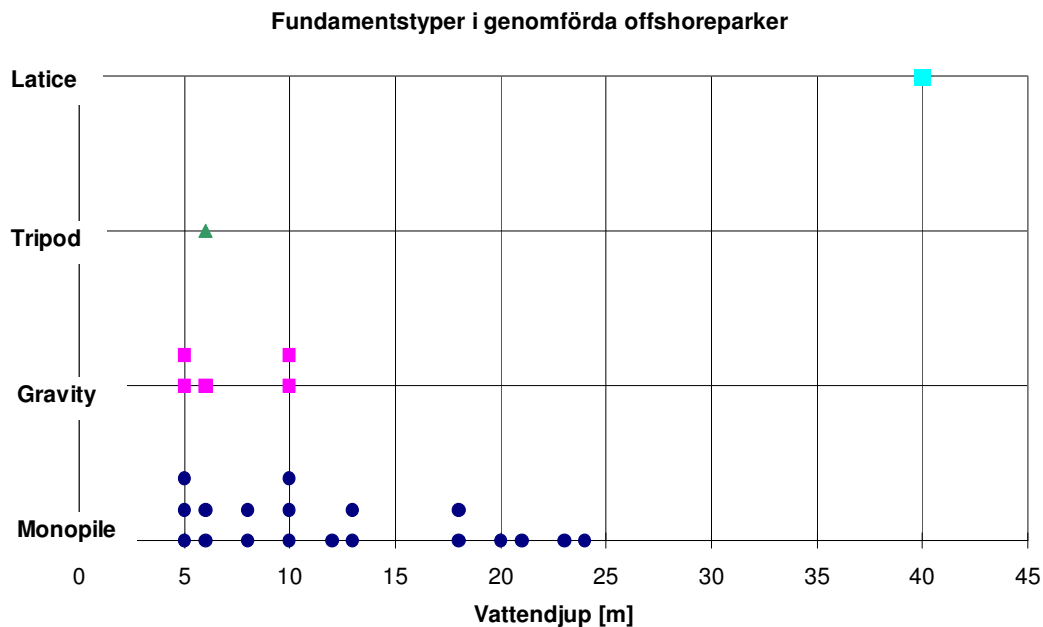
WindSea havvindmølle. Illustrasjon: FORCE Technology.

Figur 4-6 **Norskt forslag på flytande vindkraftsfundament.**

5 GENOMFÖRDA VINDKRAFTSPROJEKT

5.1 Sammanställning

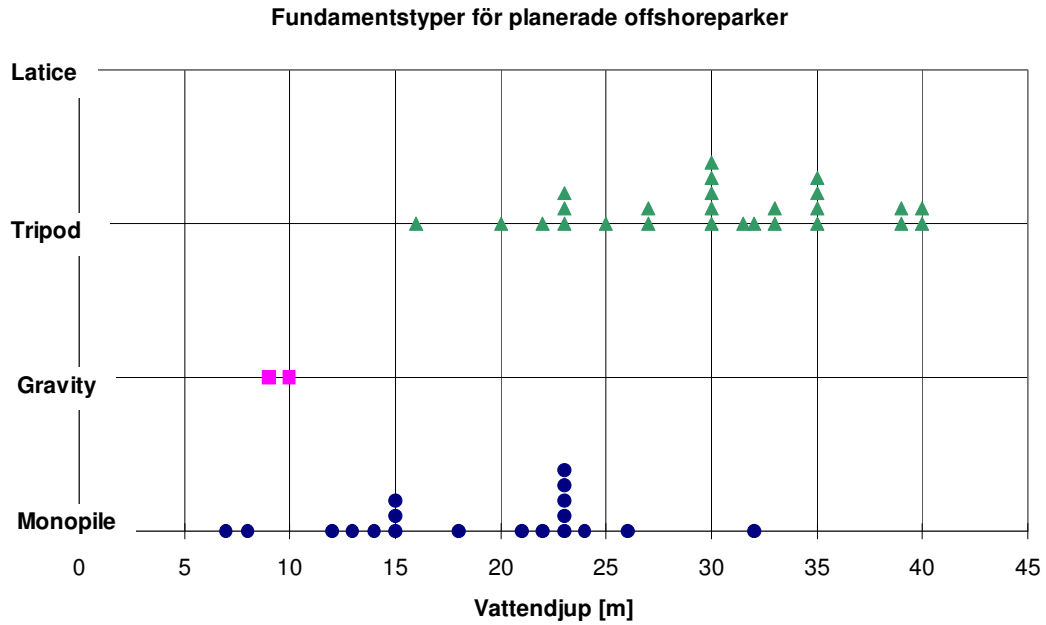
Hemsidan Offshore Wind Energy [7] startade som ett forum för att sprida information kring ett forskningsprojekt (Concerted Action on Offshore Wind Energy in Europé). Hemsidan lever än idag även om projektet avslutades 2001. Baserat på den projektsammanställning över europeiska offshore projekt som här finns att tillgå har Figur 5-1 sammanställts.



Figur 5-1 Fundamentstyper vid olika grundläggningsdjup [7]. Varje markering symboliserar ett projekt.

Figuren visar att monopiles är den vanligaste grundläggningsmetoden. Endast ett fåtal projekt har genomförts med gravitationslösningar. Ett tripod projekt och ett fackverksprojekt (Lattice) har genomförts.

Figur 5-2 visar tänkta fundamentlösningar för planerade offshore projekt. Här dominerar monopiles ned till 25 m vattendjup. Över 25 m bedöms det som att fackverkslösningar, framför allt tripoderna är mest konkurrenskraftiga.



Figur 5-2 Fundamentstyper vid olika grundläggningsdjup för planerade offshoreparker [7]. Varje markering symboliserar ett projekt.

6 PLANERADE PROJEKT

6.1 Sverige

I Sverige pågår framtagande av tillstånd för fem större vindkraftsparker. Skottarevsprojektet fick under hösten 2007 sin miljökonsekvensbeskrivning godkänd av miljödomstolen. Baserat på grova kostnadsuppskattningar skall det investeras mellan 45 och 50 miljarder kronor i svensk offshore vindkraft fram till 2015 förutsatt att projekten visar sig vara lönsamma.

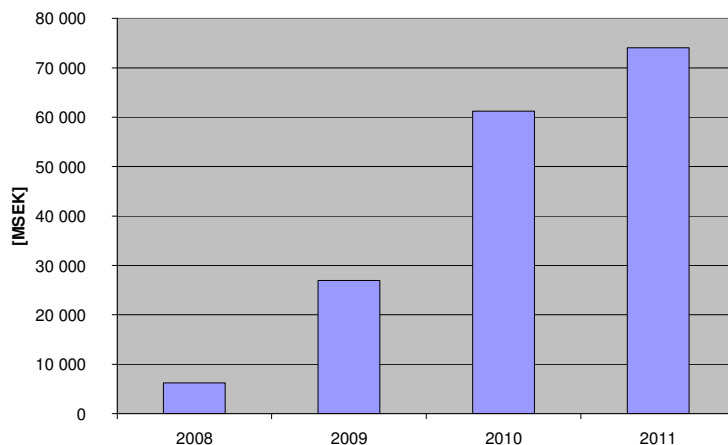
Tabell 6-1 Offshore parker under planering i Sverige.

Projekt	Storlek [MW]	Utvecklare	SEK [miljoner]
Trolleboda	150	Vattenfall	4 000
Taggen	300	Vattenfall	8 000 ¹
Skottarevet	90-180	Favonius	2 400 – 4 800 ¹
Stora Middelgrund	800	Universal Wind Offshore	21 000 ¹
Kriegers Flak (svensk del)	640	Vattenfall	10 000

¹ Kostnadsuppskattning baserad på kostnad per MW för Trolleboda, i sin tur hämtad från [6].

6.2 Internationell utblick

I Tabell 6-2 finns en lista över kommande offshore investeringar. Kostnadsuppskattningarna är i huvudsak baserade på en schablonmässig investeringskostnad på 2,8 miljoner Euro/MW samt en växlingskurs på 9,42 SEK/Euro i mitten på januari månad 2008. Figur 6-1 visar en sammanställning av den planerade investeringsvolymen.



Figur 6-1 Planerade investeringar i havsbaserad vindkraft fram till 2011.

I Tabell 6-2 redovisas en lista hämtad från Renewable Energy News. Listan indikerar att intresset är stort i Europa, men även i andra delar av världen för utbyggnad av offshore vindkraftsparker. Den planerade investeringsvolymen är stor.

I bilagd projektlista som inte är komplett finns det projekt för 172 miljarder kronor. Europa står för merparten (160 miljarder kronor), detta innebär att lista I stort sett bara samlar den europeiska marknaden.

Tabell 6-2 Projektlista för kommande offshore parker i världen [6].

ÅR	Projekt	Land	Storlek [MW]	Utvecklare	SEK [miljoner]
2008	Lynn and Inner Dowsing	UK	194	Centrica	3 900
	Alpha Ventus 1	Tyskland	30	Eon, Vattenfall, EWE	791
	Kemi	Finland	15	Winwind	236
	Q7	Holland	120	Econcern	3 580
	Thorntonbank	Belgien	30	C-power	1 225
	Vänern	Sverige	15	Vindpark Vänern	396
2009	Rhyl	UK	90	npower	2 470
	Gunfleet Sands I	UK	108	Dong	2 600
	Robin Riggs	UK	180	Eon	4 225
	Thanet	UK	300	CR&C, Warwick	7 800
	Horns rev 2	Danmark	200	Denmark	5 275
	Alpha Ventus 2	Tyskland	30	Eon, Vattenfall, EWE	791
	GEOFreE	Tyskland	25	GEO	659
	Cote d'Albatre	Frankrike	105	Enertrag	2 769
	Vänern II	Sverige	15	Vindpark Vänern	396

2010	Gunfleet Sands II	UK	64	Dong	1 534
	Ormode	UK	100	Eclipse	2 600
	Walney Phase I	UK	160	Dong	4 160
	Greater Gabbard	UK	500	Aitricity	13 000
	Rödsand 2	Danmark	200	Eon	5 275
	Baltic I	Tyskland	236	Offshore Ostsee	6 227
	Bard Offshore	Tyskland	400	Bard	10 550
	Meerwind	Tyskland	200	Windland	5 275
	Bligh Bank	Belgien	330	Belwind	7 536
	Hywind	Norge	2,3	StatoilHydro	202
	Thornthonbank II	Belgien	90	C-power	2 261
	Shanghai	Kina	100	China Datang	2 638
2011	Lincs	UK	250	Centrica	4 710
	Gwynt y Mor Phase I	UK	250	npower	4 719
	London Array Phase I	UK	630	London Array Ltd	16 380
	Teesside	UK	90	EDF	2 340
	Akrona	Tyskland	400	AWE, ABE	10 550
	Butendiek	Tyskland	300	Aitricity	7 913
	Kriegers Flak	Tyskland	183	Offshore Ostsee	4 823
	Bank zonder Naam	Tyskland	200	Eldepasco	4 710
	NaiKun	Kanada	350	NaiKun Wind	9 420
	Thornthonbank III	Belgien	180	C-power	4 522
	Trolleboda	Sverige	150	Vattenfall	3 956

7 LASTER

7.1 Allmänt

De laster som verkar på ett fundament till ett vindkraftsverk kommer i huvudsak från vindkraftsverket själv samt från naturliga laster såsom våg, islaster och strömmar. Laster från vindkraftsverken är unika för varje leverantör och definieras av dessa.

De lokala förhållandena som ger upphov till de naturliga lasterna från vind, vågor is studeras noga. Statistiska utvärderingar görs baserade på mätningar för att uppskatta 50 års laster som är den last som används i beräkningsreglerna.

Utöver bärförmågan finns det funktionskrav som är viktiga. Ett sådant är kravet på snedställning. Då ett litet vinkelfel ger upphov till stora moment både i grundläggningen och i vindkraftsverket är toleranserna små. Några generella riktmärken finns inte då dessa krav utarbetas tillsammans med leverantörerna av vindkraftsverk och de kan varieras från modell till modell.

Vindkraftverken är känsliga för snedställning. Sättningar begränsas i enlighet med krav som tillverkarna ställer på begränsning av snedställning. Även lokala sättningar kan vara problematiska då dessa skapar stora påkänningar i en betongplatta med så stora dimensioner som behövs för ett gravitationsfundament. Deformationerna kan göra det svårt att uppfylla sprickviddskraven.

På grund av den slanka konstruktion som ett vindkraftsverk utgör, tillsammans med den stora rörliga massan är egenfrekvensen låg. Låg egenfrekvens innebär att det finns en risk att vindkraftsverkets egenfrekvens sammanfaller frekvenserna för exempelvis våglasterna. Denna situation kan åstadkomma egensvängningar med allvarliga konsekvenser som följd. I samband med byggandet av fundamenten görs en bestämning av jordens styvhet så att man kan verifiera styvheten av fundament och vindkraftsverk tillsammans.

7.2 Vindkraftsverket

Data för 5 MW vindkraftverk är givna från Vattenfall. Tornhöjden väljs så låg som möjligt med 23 m fri höjd mellan medelvattenstånd bladets lägsta punkt.

Tabell 7-1 Generella data 5 MW vindkraftsverk.

Turbin	Rotor dia	Area	Hub nivå	Topp massa
5 MW	126 m	12469 m ²	86 m	400 ton

Tabell 7-2 Generiska laster 5 MW vindkraftsverk.

Turbin	Nivå (Mom)	Normal Vindlast Karakteristisk		Dimensionerande vindlast Karakteristisk		
		F_x	M_x	F_x	M_x	M_z
5 MW	+15 m	F_x	M_x	F_x	M_x	M_z
		0,9 MN	67 MNm	1,5 MN	111 MNm	6 MNm

F_x horisontallast
 M_x stjälpande moment på nivå +15 m
 M_z vridmoment

7.3 Våglaster

Ett enkelt sätt att beräkna våglaster är med hjälp av Morisons formel. Den gäller för $D/L < 0,05$. För $D/L > 0,2$ används diffraktionsteori varför formeln ofta används för $D/L < 0,2$. Morison ger rimlig noggrannhet till $D/L < 0,2$. $D/L = 0,05$ ger $D = 5$ m för 100 m våglängd.

D avser pelarens diameter
 L avser våglängd

Morisons formel skrivs som

$$dF = \frac{1}{2} C_d \rho D |u| u dz + \frac{\pi}{4} C_m \rho D^2 \dot{u} dz \quad \text{Ekv 7-1}$$

dF vågkraften över längden dz
 C_d, C_m koefficienter
 u är vattenhastigheten
 \dot{u} är vattenaccelerationen = $\partial u / \partial t$
 ρ vattnets densitet

C_d beror på tvärsnittets form, Reynolds tal och ytråheten. C_d väljs normalt till 1,2 för konstruktioner med cirkulär form. C_m sätts normalt till 2,0.

Ur dimensioneringssynpunkt strävar man efter att placera fundamenten där vågor inte bryter. Dels ger det stora krafter på konstruktionen och dels kan det vara svårt att hantera bottenerosion. Det kan dock vara idealiska förhållande utifrån andra aspekter med att grundlägga fundament på ett grund ute till havs och då kan brytande vågor vara aktuella. Vid komplicerade fall kan modellförsök utföras för att bestämma vågkrafter. Stora lokala tryck kan behöva beaktas på sekundära konstruktioner även om vågorna inte bryter.



Figur 7-1 Plattform som vid stora våghöjder kan skadas.

7.4 Ström

Ström är en i sammanhanget mindre betydande last. Ström kan ha betydelse för bottenstabiliteten och måste beaktas vid kontroll av erosion runt fundamentet. Strömmande vatten har dock stor inverkan under byggfasen, eventuella dykarbete kan bli svår att genomföra.

7.5 Islaster

Is kan belasta vindkraftverket dels med iskrafter på fundamentet och dels med nedisning, se Figur 7-2. Islast ger betydande krafter, en isbrytande kon reducerar effektivt islastens inverkan. Konen kan anses som obligatorisk för vindkraftverk som placeras i vatten där islast kan förekomma.

Våglasten är normalt dominerande i jämförelse med islasten, allt eftersom projekten flyttas norrut i Östersjön kan islasten komma att bli dominerande.



Figur 7-2 Nedising på stege.

Islaster kan uppstå under olika förutsättningar och kan delas in i:

- Drivis
- Islast av termiskt expanderande istäcke
- Packis

7.5.1 Last av is

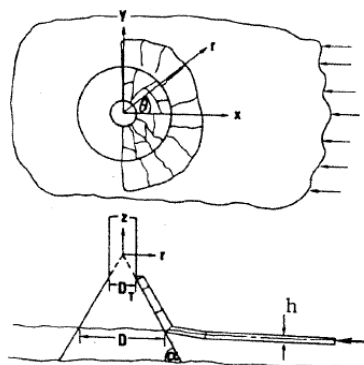
Islasten kan förstöras av dynamiska effekter och den statisk beräknade islasten förstöras då med dynamisk förstoringfaktor. Metod för beräkning av islast mot vertikal yta ges i [4]. Den kraft som isen påverkar en konstruktion med är den kraft som behövs för att krossa isen. Krosskraften för is ges av:

$$F_c = k_1 k_2 k_3 \sigma_c h d \quad \text{Ekv 7-2}$$

k_1	formfaktor. 1,0 för flat yta och 0,9 för en cirkulär yta
k_2	kontakt faktor mellan 0,3-1,0 som på säkra sidan väljs till 1,0
k_3	$\sqrt{1 + \frac{5h}{d}}$ faktor för förhållandet h/d
σ_c	isens tryckhållfasthet
h	isens tjocklek
d	konstruktionens bredd i vattenlinjen

7.5.2 Effekt av isbrytande kon

Metod för beräkning av islast och med beaktande av isbrytande kons inverkan ges i [4]. Konen bryter isen med böjbrott oavsett från vilken riktning isen trycker. Konen måste vara så brant att friktionen mellan is och konstruktionen inte hindrar böjbrottet. Konen ges en vinkel som är mindre än 50 till 75 grader, beroende av material i konen, från det horisontella planet.



Figur 7-3 Schematisk bild av isens beteende invid iskon.

Ekv 7-3 ger den horisontella kraften och Ekv 7-4 ger vertikal kraft.

$$H = [A_1 \sigma_i h^2 + A_2 \rho_w g h D^2 + A_3 \gamma g h (D^2 D_T^2)] A_4 \quad \text{Ekv 7-3}$$

$$V = B_1 H + B_2 \rho_w g h (D^2 - D_T^2) \quad \text{Ekv 7-4}$$

- $A_1 - A_4$ koefficienter
- $B_1 - B_2$ koefficienter
- σ_i isens böjhållfasthet
- h isens tjocklek
- ρ_w densitet vatten
- g tyngdacceleration
- D diameter i vattenlinje
- D_T diameter i konens topp
- α konvinkel från horisontella planet
- μ friktionskoefficient, 0,15 för stål, 0,3 för betong

7.6 Lastkombinationer

Exempel på lastkombinationer för brottstadiet hämtas ur DNV [2], dessa används i rapporten för ett beräkningsexempel.

Tabell 7-3 Lasttyp och återkomsttid för bestämning av karakteristiska laster enligt [2].

	Lastkomb	Vind	Vågor	Ström	Is	Vattenstånd
Brottstadiet	1	50 år	5 år	5 år		50 år
	2	5 år	50 år	5 år		50 år
	3	5 år	5 år	50 år		50 år
	4	5 år	5 år	5 år	50 år ⁵	Medel
	5	50 år		5 år	50 år	Medel

⁵ 50 års is last i denna lastkombination avser när isen bryts upp på våren.

Tabell 7-4 redovisar de lastfaktorer som används för respektive lasttyper enligt DNV.

Tabell 7-4 Lastfaktorer enligt [2].

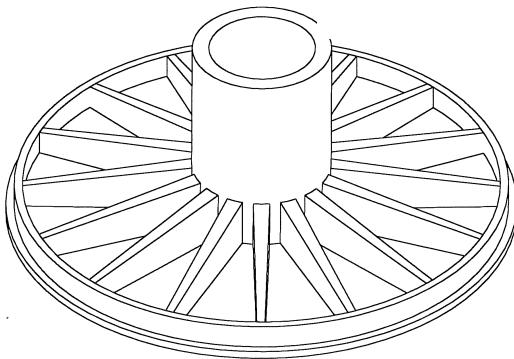
	Gränstillstånd	G (Permanent last)	E (Last från naturkrafter)	D (Deformationslast)
A	Brott	1,25	0,7	1,0
B	Brott	1,0	1,35	1,0
C	Brott vid extrem vind	1,0	1,1	1,0
D	Olyckslast	1,0	1,0	1,0

8 ÖVERSLAGSDIMENSIONERING AV GRAVITATIONSFUNDAMENT

8.1 Allmänt

Baserat på utvärderingen av genomförda projekt och på grund av råd från Vattenfalls fundamentsexpert studeras två typer av gravitationsfundament.

Den första typen som studeras är ett skaft som spänns in i en underbyggnad, liknande den i, Figur 8-1. Den andra typen är ett skaft som går över i en konkonstruktion, Figur 8-4.



Figur 8-1 Schematisk bild av underbyggnad för gravitationsfundament.

8.2 Beräkningsförutsättningar

Bottenplattas storlek beräknas för laster från ett 5 MW vindkraftsverk, vidare antages följande:

- Grundförhållande: sand med 34 eller grus med 38 graders friktionsvinkel
- Vattendjup 20/30/40 m
- Våghöjd: $H=9,5$ m

8.3 Våglastberäkning

I Bilaga 4 finns en detaljerad utredning kring den överslagsmässiga beräkningen av våglaster som används här. Data för vågor har valts för att överensstämja med förväntade förutsättningar i Östersjön.

- $H_{max}=9,5$ m
- $T=9$ sek
- $L=105$ m
- Vattenstånd 2 m över medelvattennivå.

Våglaster beräknas med linjär vågteori och med Morisons formel och i bilaga 4 redovisar giltigheten för dessa antaganden. Med antagen våglängd 105 m fås följande kvoter mellan vattendjup d och våglängd L .

Tabell 8-1 Förhållande mellan vattendjup, kvot mellan vattendjup och våglängd samt tillämpligheten för vågteori.

Djup: d	d/L	Kommentar
20 m	0,2	Linjär vågteori underskattar vågkrafter. Brantare vågor enligt Stokes 5:e ordning eller motsvarande krävs vilket ger ökar våglasterna
30 m	0,29	Rimligt att använda linjär vågteori.
40 m	0,38	Linjär vågteori tillämplig.

Vid beräkning av partikelrörelser beaktas kvoten mellan djup och våglängd. Med våglängd $L=105$ m varierar kvoten för djupet 20 till 40 m mellan $d/L=0,19$ till 0,38. Partikelrörelser beräknas för övergångszonen när $0,04 < d/L < 0,5$ och därmed gäller övergångszonen för studerade förhållanden.

Morisons formel kan anses vara tillämpbar för skaft med 7 m diameter. När fundamentets bredd överstiger 7 m ökas lasten mot det 7 m breda skaftet proportionellt mot breddökningen. Detta förfarande underskattar krafterna mot konstruktionen framförallt då fundament med kon studeras. Noggrannare beräkning kräver insatser som inte ryms i denna rapport. Slutsatserna av beräkningarna ändras dock inte. Det ska också noteras att våglasterna inte avser specifikt projekt och därmed är full noggrannhet ej motiverad.

Tabell 8-2 Våglaster enligt Morison beräknade för skaft med 7 m diameter.

Vattendjup	$H_{max}/2$	$F_{våg}$	$M_{våg}$	$e=M/F$
22 m	4,75 m	2,6 MN	32,7 MNm	12,4 m
32 m	4,75 m	3,1 MN	49,3 MNm	16,1 m
42 m	4,75 m	3,0 MN	83,9 MNm	27,8 m

Vid dimensionering för grundläggning av skaft på cirkulärt fundament antas konsekvent att fundamentet har en utbredning $2 \times 30 \text{ m}^2$ ovan bottenivån. Proportioneras lasterna mot ökad bredd fås tillskottslaster enligt nedan.

Tabell 8-3 Våglaster enligt Morison. Tillkommande last för fundament $2 \times 30 \text{ m}^2$.

Vattendjup	$F_{våg}$
22 m	0,5 MN
32 m	0,4 MN
42 m	0,3 MN

8.4 Islaster

Uppskattningen av de islaster som kan förväntas uppkomma är gjorda med följande indata.

Öresundsbron är dimensionerad för följande isdata:

10 års is: $\sigma_c=1,5$ MPa, $\sigma_t=0,39$ MPa, $h=0,42$ m

100 års is: $\sigma_c=2,0$ MPa, $\sigma_t=0,53$ MPa, $h=0,63$ m

Lillgrund vindkraftpark är dimensionerad för följande isdata:

50 års is: $\sigma_c=1,9$ MPa, $\sigma_t=0,5$ MPa, $h=0,57$ m

Bygg V25 Fyror [9] anger följande observerade istjocklek under 50 år inklusive tillägg för normal tjockleksspridning:

- Bottenviken: 1,3 m
- Norr om Landsort: 0,9 m
- Mellersta Östersjön inklusive Kalmarsund: 0,6 m
- Södra Östersjön, Kattegatt och Skagerack: 0,4 m

Tabell 8-4 sammanfattar de beräknade islasterna som används i detta exempel, islaster har beräknats både med och utan kon.

Tabell 8-4 Sammanfattning av beräknade islaster.

Isens tjocklek	Horisontalkraft av statisk islast utan kon	Horisontalkraft av statisk islast med kon
$h=0,4$ m	5 MN	1,1 MN
$h=0,8$ m	12 MN	3,5 MN

8.4.1 Statisk islast utan kon

Islast beräknas för pelare med 7 m diameter utan isbrytarkon. Islast beräknas för istjocklek $h=0,4$ och $h=0,8$ m enligt Ekv 7-2.

$\sigma_c=1,9$ MPa, $\sigma_t=0,5$ MPa

$k_1=0,9$ för cirkulär form

$k_2=1,0$

$k_3=1,1$ respektive 1,25

$F_c=5$ MN respektive 12 MN

8.4.2 Statisk islast med kon

Islast beräknas för pelare med 7 m diameter och isbrytarkon. Islast beräknas för istjocklek $h=0,4$ och $h=0,8$ m. Isbrytarkon antas ha 65 graders vinkel mot

horisontalplanet. Beräkning enligt [4] ger följande reaktioner av statisk islast mot kon:

Tabell 8-5 Statisk islast med iskon.

Isens tjocklek	Horisontalkraft av statisk islast	Lyftkraft av statisk islast
$h=0,4$ m	1,1 MN	0,3 MN
$h=0,8$ m	3,5 MN	1,0 MN

8.4.3 Dynamisk islast

Islast kan ökas av dynamiska krafter. Mätningar enligt [4] visar att islasten kan belasta konstruktionen med en frekvens 0,3 till 15 Hz. Det är därmed risk för att resonans uppstår. Samtidigt kan den dynamiska effekten bidra till att bryta ner isen. Problemet är komplext och praxis är att förstora den statiska islasten med en dynamisk förstoringfaktor i storleksordningen 1,5-2.

8.5 Lastkombinationer i brottgränstillstånd

Vågor ger större påverkan än islast och därmed utgår islast ur lastkombinationerna för valt exempel.

Följande lastkombinationer studeras:

$$LK1 : 1,0 \cdot Q + 1,35 \cdot Vind^{50\text{år}} + 1,0 \cdot Vågor^{5\text{år}} + 1,0 \cdot Vattenstånd^{50\text{år}} \quad \text{Ekv 8-1}$$

$$LK2 : 1,0 \cdot Q + 1,35 \cdot Vind^{5\text{år}} + 1,0 \cdot Vågor^{50\text{år}} + 1,0 \cdot Vattenstånd^{50\text{år}} \quad \text{Ekv 8-2}$$

$$LK3 : 1,0 \cdot Q + 1,0 \cdot Vind^{5\text{år}} + 1,35 \cdot Vågor^{50\text{år}} + 1,0 \cdot Vattenstånd^{50\text{år}} \quad \text{Ekv 8-3}$$

Kvoten mellan 5 års vind och 50 års vind sätts till 0,85 enligt [2]. Samma faktor väljs för våglaster. Lastkombinationerna skrivs om baserade på 50 års laster:

$$LK1 : 1,0 \cdot Q + 1,35 \cdot Vind^{50\text{år}} + 0,85 \cdot Vågor^{50\text{år}} + 1,0 \cdot Vattenstånd^{50\text{år}} \quad \text{Ekv 8-4}$$

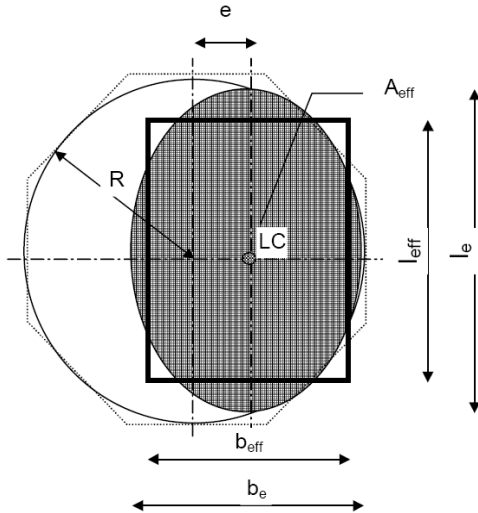
$$LK2 : 1,0 \cdot Q + 1,15 \cdot Vind^{50\text{år}} + 1,0 \cdot Vågor^{50\text{år}} + 1,0 \cdot Vattenstånd^{50\text{år}} \quad \text{Ekv 8-5}$$

$$LK3 : 1,0 \cdot Q + 0,85 \cdot Vind^{50\text{år}} + 1,35 \cdot Vågor^{50\text{år}} + 1,0 \cdot Vattenstånd^{50\text{år}} \quad \text{Ekv 8-6}$$

Lastfall 1 ger störst moment och lastfall 3 ger störst horisontalkraft. Lastfall 1 och 3 studeras därför med lastfall 2 inte beaktas. Max vind som ger max moment är dimensionerande för grundläggningen.

8.6 Grundtrycksberäkning

Bärighetsanalys för cirkulär platta enligt DNV [2], Figur 8-2 visar förutsättningarna samt beskrivningar av parametrarna i Ekv 8-7 till Ekv 8-12.



Figur 8-2 Figur från [2] som visar förhållande mellan effektiv area och effektiv längd och bredd för cirkulärt fundament.

$$A_{eff} = 2\sqrt{R^2 \arccos \frac{e}{R} - e(R^2 - e^2)} \quad \text{Ekv 8-7}$$

$$B_e = 2(R - e) \quad \text{Ekv 8-8}$$

$$L_e = 2R\sqrt{1 - \frac{b_e}{2R}} \quad \text{Ekv 8-9}$$

- A_{eff} effektiv tryckyta
- R plattans radie
- M_d dimensionerande moment
- V_d dimensionerande vertikal last
- e excentricitet beräknad som M_d/V_d

Tryckytan A_{eff} är elliptisk med längden l_e och bredden b_e . Den elliptiska tryckytan transformeras till en rektangel med:

$$l_{eff} = \sqrt{A_{eff} \frac{l_e}{b_e}} \quad \text{Ekv 8-10}$$

$$b_{eff} = \frac{l_{eff}}{l_e} b_e \quad \text{Ekv 8-11}$$

Korrektion för vridmoment

$$H' = 2\frac{M_z}{l_{eff}} + \sqrt{H^2 + \left(2\frac{M_z}{l_{eff}}\right)^2} \quad \text{Ekv 8-12}$$

Dimensionering utförs med Allmänna Bärighetsekvationen där den fiktiva rektangulära tryckytan används i analysen. Beräkning har utförts för 20 m, 30 m och 40 m djup.

Dimensionerande lastfall enligt ovan fås med vindlast som huvudlast:

$$S_d = 1,0Q + 1,35V_{ind_{50\text{år}}} + 0,85V_{\text{ågor}_{50\text{år}}} + V_{\text{attenstånd}_{50\text{år}}} \quad \text{Ekv 8-13}$$

Lastfallen redovisas i bilaga 1 till 3. Beräkningarna förutsätter att havsbotten utgörs av friktionsmaterial. Resultat redovisas baserat på att botten är av sand eller grus. För sand förutsätts friktionsvinkeln vara 34 grader och för grus förutsätts friktionsvinkeln vara 38 grader.

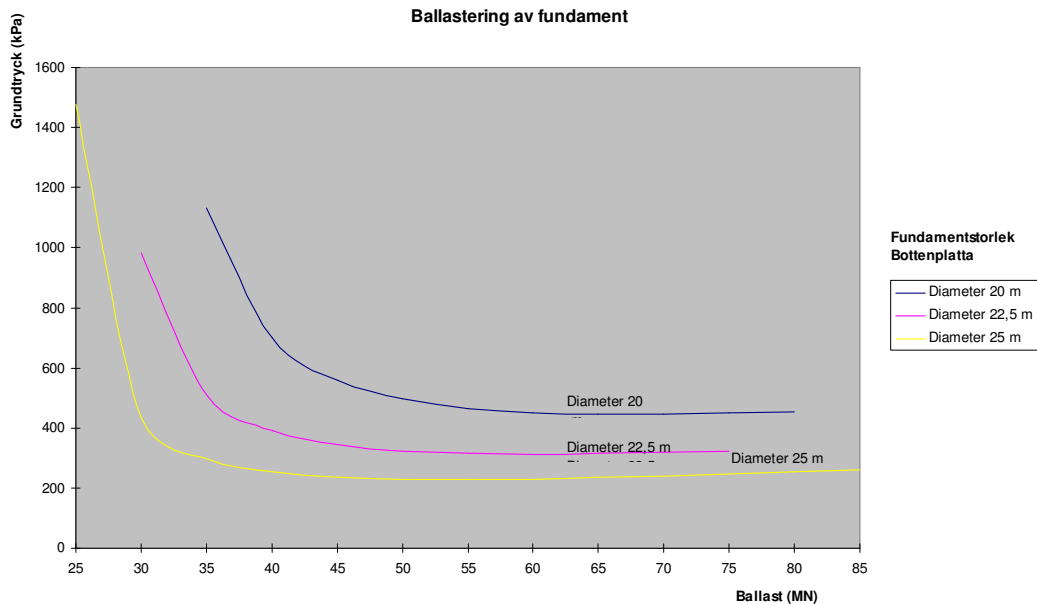
Beräkningar ger information om:

- Effekt av ballastering.
- Grundtryck beroende av fundamentsstorlek och ballastering.
- Effekt av grundläggningsdjup.
- Dominerande last

8.7 Beräkningsresultat

8.7.1 Effekt av ballastering

Gravitationsfundament är ett väl avvägt namnval för fundamentstypen. Om bottenplattan har en rimlig storlek kan fundamentet stabiliseras genom att ballast påförs med tillräcklig vikt. Ökad ballastering ökar fundamentets effektiva yta vilket minskar grundtrycket tills effekten motverkas av ökad vikt. Storleken av bottenplattan bestämmer till vilken nivå grundtrycket kan minskas med ökad ballastering. I nedanstående figur illustreras effekten av ballastering på grundtrycket. Figur 8-3 visar effekten för 20 m, 22,5 m och 25 m diameter på fundamentets bottenplatta. Beräkningen avser beräkning för 30 m vattendjup. Här avser "ballastering" fundamentets totala last inkl fundament, torn och ballast.



Figur 8-3 Grundtryck i brottstadiet som funktion av ballast. Ballast avser total vikt av konstruktionen.

8.7.2 Grundtryck beroende av fundamentstorlek och ballastering

Tabell 8-6 visar beroende på

- Grundläggningsnivå = -20 m, -30 m, eller -40 m.
- Grundläggningsdjup = 0 m, 1 m eller 2 m.
- Fundamentets diameter: 20 m, 22,5 m eller 25 m.
- Grundens beskaffenhet: sand eller grus

vilken ballastering (G) som behövs för att uppfylla Allmänna bäriighetsekvationen och vilket grundtryck som då fås i brottstadiet. Detta innebär att grunden har kapacitet att bära lasten. Krav på begränsad sättning i brukstadiet kan innebära att fundamenten ändå inte uppfyller kraven. Kontroll av brukstadiet visar att sättningarna troligen inte dimensionerar fundamentets grundläggning men att dessa måste kontrolleras.

Tabell 8-6 kan läsas så att redovisade grundtryck är de högsta som uppfyller Allmänna bäriighetsekvationen. Om ballasteringen ökar minskar grundtrycken. I de fall då siffra för ballast och grundtryck är feta och kursiva ger inte ökning av ballastering någon sänkning av grundtrycket.

Tabell 8-6 Ballasteringsbehov i brottstadiet för att uppfylla allmänna bärighetsekvationen. Tillhörande grundtryck redovisas också.

Grundläggningsnivå: -20 m

	Diameter (m)	Grläggdjup: 0 m		Grläggdjup: 1 m		Grläggdjup: 2 m	
		G (MN)	q (kPa)	G (MN)	q (kPa)	G (MN)	q (kPa)
Sand	20,0	70	400	51	400	41	480
Grus	20,0	45	430	37	550	34	670
Sand	22,5	42	290	35	350	32	450
Grus	22,5	35	350	30	480	28	600
Sand	25,0	32	250	28	320	26	400
Grus	25,0	28	320	25	500	23	600

Grundläggningsnivå: -30 m

	Diameter (m)	Grläggdjup: 0 m		Grläggdjup: 1 m		Grläggdjup: 2 m	
		G (MN)	q (kPa)	G (MN)	q (kPa)	G (MN)	q (kPa)
Sand	20,0	75	450	55	460	45	560
Grus	20,0	52	490	42	600	34	670
Sand	22,5	55	310	43	360	36	510
Grus	22,5	44	350	35	510	32	700
Sand	25,0	34	260	33	350	30	430
Grus	25,0	33	330	30	430	27	700

Grundläggningsnivå: -40 m

	Diameter (m)	Grläggdjup: 0 m		Grläggdjup: 1 m		Grläggdjup: 2 m	
		G (MN)	q (kPa)	G (MN)	q (kPa)	G (MN)	q (kPa)
Sand	20,0	Ej rel	Ej rel	75	520	55	620
Grus	20,0	65	540	52	650	47	800
Sand	22,5	65	350	53	400	43	520
Grus	22,5	50	430	40	650	40	650
Sand	25,0	46	300	40	370	36	480
Grus	25,0	39	390	35	530	33	700

8.7.3 Kontroll sättningar och snedställning

Snedställning beräknas för driftskedet genom att stjälpande moment har reducerats enligt redovisning av lastfall i bilaga 1 till 3. Snedställningen beräknas för respektive fundamentsstorlek för grundläggningsnivå -30. Sänkt (-40) respektive höjd (-20) grundläggningsnivå ger ändrad snedställning i storleksordningen +/- 10 %.

Långtidseffekt har beräknats med metoder enligt Bro 2004 som ger en förstoringfaktor på initial rotation med faktorn 1,5 efter 30 år. Sättningar har beräknats för sand och för grus. E-moduler har satts till 20 MPa för sand och 30 MPa för grus. E-modulerna kan anses vara konservativa. Beräknad snedställning förutsätter att det finns en dominerande vindriktning. Snedställning av fundamentet kan tecknas som:

$$\theta_{res} = \theta_i K_t K_{vind} \quad \text{Ekv 8-14}$$

- θ_{res} resulterande snedställning
- θ_i initial snedställning
- K_t förstoringfaktor på grund av långtidseffekter
- K_{vind} reduktionsfaktor på grund av varierande vindriktning

Snedställningen blir därmed större än initial och bedöms att efter lång tid bli mindre än 1,5 x initial snedställning. För oändligt tjockt elastiskt material ger DNV [2]

$$K_R = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \quad \text{Ekv 8-15}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Ekv 8-16}$$

$$K_R = \frac{4ER^3}{3(1+\nu)(1-\nu)} \quad \text{Ekv 8-17}$$

- K_R grundens rotationsstyvhet
- G skjuvmodul
- E elasticitetsmodul
- R radie fundament
- ν tvärkontraktionstal

antages ν till ungefär 0,3 för friktionsmaterial fås:

$$K_R = 1,47ER^3 \quad \text{Ekv 8-18}$$

Tabell 8-7 Snedställning för sand och grus för olika diametrar på fundamentet.

\varnothing_{Fund} (M)	Sand		Grus	
	Initial Snedställ (grader)	1,5 x Initial Snedställ (grader)	Initial Snedställ (grader)	1,5 x Initial Snedställ (grader)
20	0,22°	0,34°	0,19°	0,28°
22,5	0,16°	0,24°	0,13°	0,20°
25	0,12°	0,17°	0,10°	0,14°

Typiskt krav för tillåten snedställning är 0,5 grader som summa för utförande och sättning. Fördelas de 0,5 graderna lika fås 0,25 grader för utförande och 0,25 grader för sättning. Snedställning i utförandet kan kompenseras genom att tornet vinklas upp i dess infästningssnitt. Tabell 8-7 visar att snedställning måste kontrolleras för aktuella förhållanden.

8.8 Slutsatser

8.8.1 Fundamentsstorlek och vikt

Beräkningarna visar att fundament med diameter 20 m till 25 m kan klara aktuella lastfall. Diameter 20 m ger dock väl höga grundtryck och kräver mindre rimlig ballastering. Diametern på fundamentet för aktuella laster och förutsättningar väljs till 22 m och uppåt.

Storleken på fundamentens bottenplattor är framräknad enligt ovan. Övergång mellan betongfundament och vindkraftsverk ligger på nivå +15 m. Betongfundamentet inklusive iskon som för ned laster till grunden bedöms ha en vikt i torrhet enligt tabell nedan. En massiv iskon i betong uppskattas till cirka 600 ton.

Tabell 8-8 Fundamentsvikt som funktion av grundläggningsdjup.

Grundläggningsdjup	Fundamentsvikt helt utfört i betong
-20 m	3000 - 3500 ton
-30 m	3500 - 4000 ton
-40 m	4000 - 4500 ton

8.8.2 Jämförelse konfundament

Jämförande beräkning har gjorts mellan det traditionella gravitationsfundamentet och konfundamentet. Konfundamentet har viktiga fördelar:

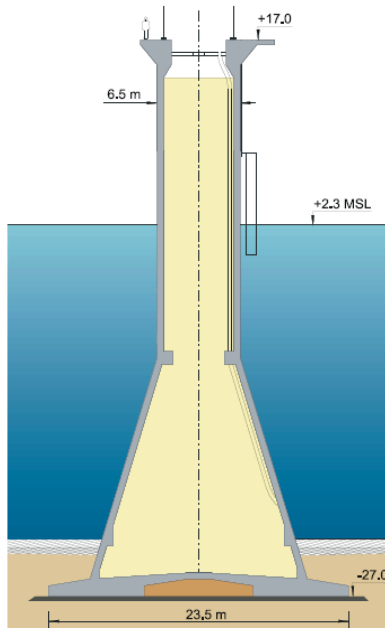
- Konfundamentet väger mindre. För 30 m grundläggningsdjup bedöms konfundamentet vara i storleksordningen 500 t lättare än ett traditionellt gravitationsfundament. Den minskade vikten beror på minskade påkänningar i bottenplattan.
- Konens bas placeras nära tyngdpunkten för grundreaktionen vilket ger mindre påkänningar i bottenplattan.
- Konen ger ökad styvhet i fundamentet.

Konfundamentet har nackdelar:

- Formsättning för konen blir mer komplicerat än för cylinderform.
- Konen belastas av ökade våglaster. Kontrollberäkning visar att påverkan på grundläggningen är marginell. Orsaken är att kvoten

Horisontallast/Vertikallast är relativt liten. Ökade våglaster kan kompenseras med ökad totalvikt för grundläggningen eller marginell ökning av bottenplattans storlek.

Slutsatsen är att konfundamentets största fördel är den minskade vikten som kräver mindre lyftutrustning.



Figur 8-4 Schematisk bild av koniskt fundament [14].

8.8.3 Grundläggningsdjup

Ökat grundläggningsdjup ger avsevärd ökning av grundens bärlighet. Fundamentets storlek och ballastering kan minskas med bibehållen bärlighet. Konsekvensen blir ökade grundtryck vilket innebär att sättningarna ökar.

8.8.4 Grundläggningsnivå och dominerande last

Vindlasten med dess höga angreppspunkt har avgörande betydelse för påverkan på fundamentets bärlighet. Våglasten ger stora horisontallaster men förhållandet mellan horisontallast och vertikallast är relativt litet. Sänkt grundläggningsnivå ökar lasternas hävarmar och påverkan på grundläggningen men detta kan åtgärdas med rimlig ökning av fundamentsstorlek och ballastering. Grundläggningsnivån är alltså inte så betungande för dimensionering av fundamentet utan nackdelarna ligger främst på utförandesidan.

8.9 Betongkonstruktion

8.9.1 Beständighet

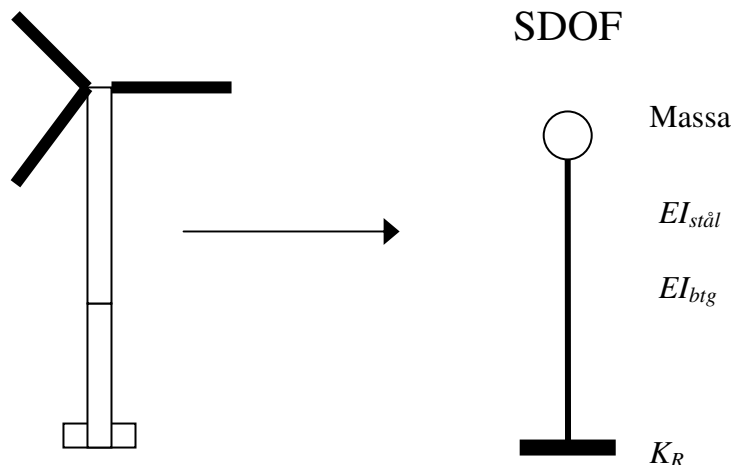
Kraven på sprickvidd påverkar dimensionering och utformning av vindkraftverk. Kontrollberäkning har utförts för lastförutsättningar enligt bilaga 1 till 3. Laster för normal drift har använts för dimensionering av sprickvidder.

Dimensionerande snitt har valts i nollnivån dvs. i normalvattennivå. Med grundläggningsnivå på nivå -20, -30 och -40 ökar momenten ytterligare. Det är en projektfråga om skvalpzonen är avgörande och om kraven ska minska med ökat djup. Beräkning på nollnivå kan anses motsvara ett minikrav. För en pelare med medeldiameter 7 m och tjocklek 0,7 m fås med sprickviddskrav 0,2 mm en armering med 4 lager diameter 32 mm. Armeringsmängden närmar sig 4% som sätts som maximalt tillåtet armeringsinnehåll enligt praxis. Armeringsmängden kan anses vara på gränsen för att säkerställa ett bra gjutresultat. Ökar armeringsmängden måste väggdjockleken ökas för att rymma ytterligare armeringslager.

Armeringsmängderna är på en sådan hög nivå att det är motiverat att spännarmera pelaren. Det kan också vara motiverat att beställaren ställer krav på spännarmerad konstruktion om utförandet riskeras av en alltför kraftig armering. En annan fördel med spännarmering är konstruktionens styvhet ökar vilket är gynnsamt med avseende på dynamisk respons. Spännarmeringen har även en gynnsam inverkan på livslängden.

8.9.2 Dynamisk respons för vindkraftverket

Grovt överslag har gjorts för att studera inverkan av grundens eftergivlighet på vindkraftverkets resulterande egenfrekvens. Vindkraftverkets verkliga egenfrekvens beräknas med förfinad modell av maskineriets leverantör där det kompletta systemet inklusive fundamentets och grundens styvhet beaktas.



Figur 8-5 Schematisk bild av single degree of freedom (SDOF) modellen som använts i beräkningarna. Där K_R är grundens rotationsstyvhet.

Vindkraftverket studeras med SDOF modell där massa lumpas till en punkt, se Figur 8-5. Svängningsmoden beräknas som

$$f_e = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Ekv 8-19}$$

k är systemets fjäderstyvhet

M är den lumpade massan

Massan m är maskineriets massa plus del av tornets massa. Tornets massa väljs motsvarande halva höjden från hub till grundläggningsnivå. Massans nivå sätts till tyngdpunkten för hub och tornets bidrag. Egenfrekvensen beräknas för varierad rotationsstyvhet på grunden. Grundens rotationsstyvhet väljs som oändligt styv, för fundamentsdiameter 20 m på sand samt för diameter 25 m på grus beräknade enligt 8.7.3.

Indata för torn är grovt antagna enligt nedan:

Massa maskineri: 400 t

Massa torn: 5 t/m

Ståltorn över nivå +15:

- Material: Stål, $E=210 \cdot 10^3$ MPa
- Diameter_{r_{mv}}=6 m
- Tjocklek_{m_v}=30 mm

Betongpelare under nivå +15:

- Material: Betong, $E=30 \cdot 10^3$ MPa
- Diameter=7 m
- Tjocklek=0,6 m

Tabell 8-9 Egenfrekvens för vindkraftsverk.

Grund K_{Rot}	Fundament nivå -20 m	Fundament nivå -30 m	Fundament nivå -40 m
Oändligt styv	0,29 Hz	0,29 Hz	0,27 Hz
149 MNm/rad (25 m, grus)	0,27	0,27	0,25
37 MNm/rad (20 m, sand)	0,23	0,23	0,22

Syftet med ovanstående överslag är att studera fundamentalsstyvhetens inverkan på det totala systemets egenfrekvens. Beräknade frekvenser ska därför ses relativt. Överslaget ger att vindkraftverkets egenfrekvens är relativt okänsligt för grundens styvhet. En felbedömning av grundens styvhet kan dock göra att marginalen mellan driftsfrekvens och vindkraftsverkets egenfrekvens går till intet likväl som en ökad fundamentalsstorlek kan ge önskad marginal. En ökad fundamentalsstorlek kan vara det mest ekonomiska sättet att öka systemets styvhet.

9 UTFÖRANDE/MONTAGE

Utförandet blir mer komplext med ökat vattendjup. Vid vattendjup över 12 m försvåras arbetet för dykare. Upp och nedstigning kräver då tryckkammare. Vid ökade vattendjup bör målet vara att hitta metoder som minimerar dykarbetet. Dykarbetets karaktär blir mer av kontrollerande och kvalitetssäkrande art.

Utförandet kan indelas efter de viktigaste momenten i arbetsordning nämligen:

- 9.1 Tillverkning och transport av fundamenten
- 9.2 Förbered botten
- 9.3 Placera fundamentet och eventuellt undergjutning av fundamentet
- 9.4 Ballastera fundamentet samt utför erosionskydd

9.1 Tillverkning och transport av fundamenten

Tillverkning och transport är beroende av varandra. Transport från tillverkningsplats till vindkraftsparken krävs alltid. En lång transport behöver inte innebära någon större kostnad och därmed kan de vara fördelaktigt att utföra tillverkningen i länder där produktionskostnaden är lägre än i projektlandet.

Tillverkning av offshore fundament har utförts på bland annat följande sätt:

- Tillverkning på pråm för direkt transport till Lillgrund.
- Tillverkning i docka nära Middlegrund för utsegling med pontonkran.
- Tillverkning i fältfabrik för Öresundsbrons fundament för utsegling med pontonkran.
- Tillverkning på kajkant för utsegling med pontonkran.



Figur 9-1 Transport av fundament till Lillgrunds vindkraftspark.

Valet av tillverkning och transport anpassas efter:

- kostnader
- fundamentens typ och storlek
- antal fundament
- projektplatsens förutsättningar
- tillgängliga utrymmen och anläggningar
- tillgänglig utrustning

9.1.1 Pontonkranar

Det är inga problem att finna pontonkranar som har kapacitet att lyfta vindkraftsfundament. Pontonkranar är dock kostnadskrävande både avseende, mobilisering, väntetid och i arbete. De största pontonkranarna i världen används framförallt i oljeindustrin och är både dyra och svåråtkomliga.

Eide Barge V har använts för montage av Lillgrund och Middelgrunden. Eide Barge V har lyftkapacitet på 1900 t vilket utnyttjades fullt ut vid dessa montage. Traditionellt har Taklift 4, Taklift 6 och Taklift 7 använts i nordiska projekt med behov av stora pontonkranar. Taklift 4 är störst och kan lyfta 2400 t. Svanen har använts för montage av Store Bael, West Bron och för Öresundsbron. Svanen har tillåten lyftkapacitet runt 8500 t. Svanen har U-formade ponton och lyfter i pontonens tyngdpunkt mellan pontonerna vilket kan begränsa användbarheten för Svanen. Fritt mått mellan pontonerna är 23 m. Svanen används för montage av vindkraftverk i ett Holländskt projekt. Svanen monterar kompletta vindkraftverk som monteras på monopile.



Figur 9-2 Eide Barge V i arbete på Lillgrund.

Exempel på pontonkranar med lyftkapacitet ges nedan där första gruppen kan ses som exempel på kranar som normalt sett kan anses tillgängliga i Norden:

- Eide Barge V, Norge, 1900 t
- Taklift 4, Holland, 2400 t
- Taklift 6, Holland, 1200 t
- Taklift 7, Holland, 1200 t
- Rambiz, Holland, 3300 t

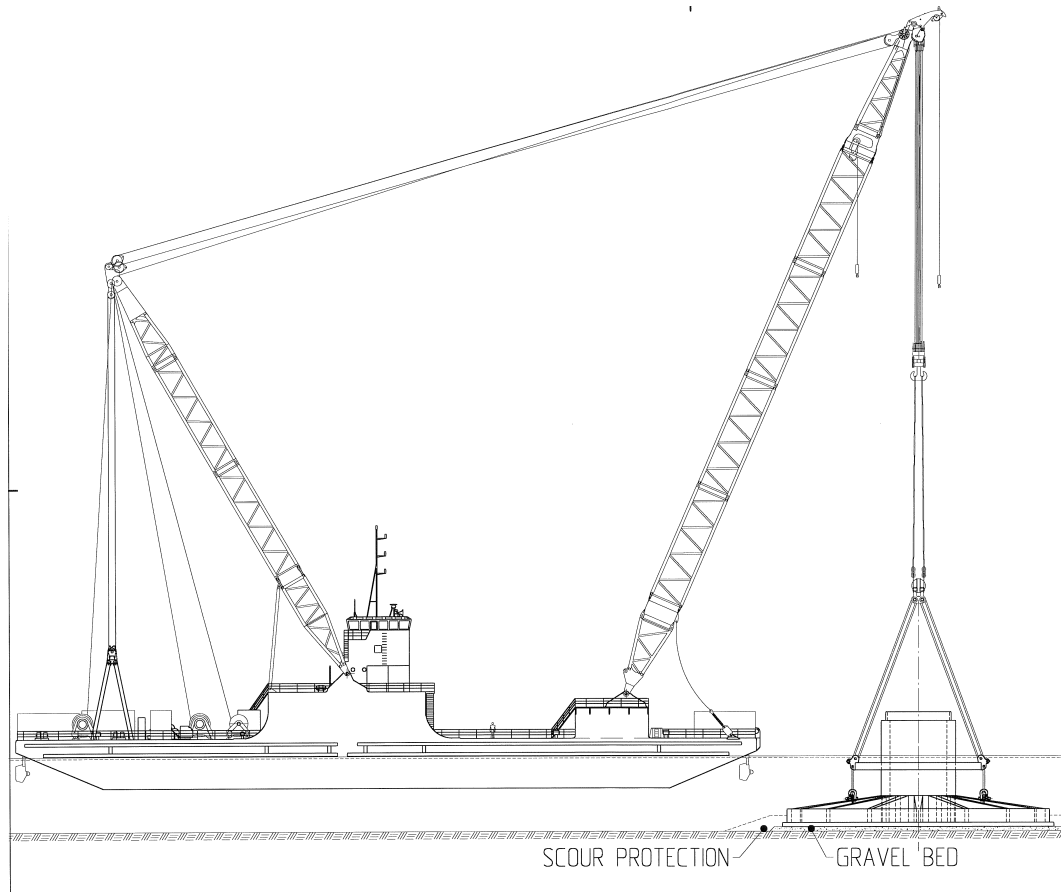
Exempel på riktigt stora pontonkranar i världen och deras lyftkapacitet ges i andra gruppen:

- Asian Hercules II, Singapore, 3200 t
- Shear Leg Crane 5000, USA, 4500 t
- Balder, Holland 6300 t
- Hermod, Holland, 8100 t
- Svanen, Holland, 8500 t
- S7000, Italien, 14000 t
- Thialf, Holland, 14200 t

9.1.2 Placering av gravitationsfundament på 20, 30 och 40 m grundläggningsnivå

Bedömd fundamentsvikt är mellan 3500 och 4500 ton torrsvikt. Beräkningen visar att det även efter optimering kan vara svårt att nå en fundamentsvikt som kan hanteras av tillgängliga pontonkranar för alla undersökta grundläggningsnivåer. Möjligtvis kan man för 20 m grundläggningsnivå klara av att få en tillräckligt lätt konstruktion.

Det finns möjligheter att göra samlyft men detta innebär en dubblerad kostnad för pontonkranarna. För att minska vikten kan betongskaftet ersättas med ståpelare dras ända ned till en bottenplatta i betong. Användandet av ståpelare innebär att befintliga pontonkranar kan användas.



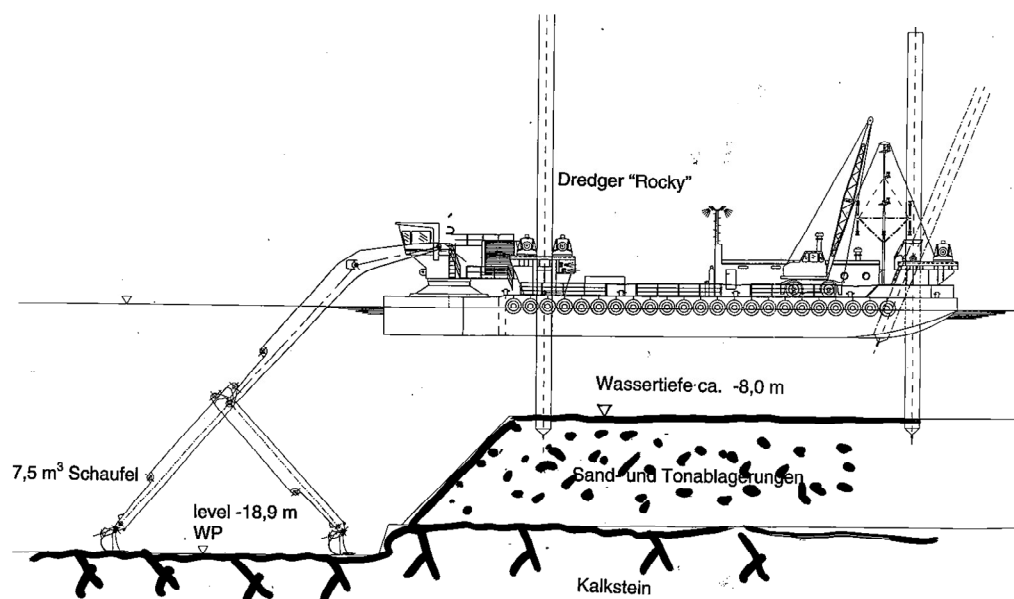
Figur 9-3 Montage av vindkraftsfundament med pontonkran.

9.2 Förbered botten

Eventuella stenar plockas bort med stenfiskare som är utrustad med gripskopa. Lösa lager på botten tas bort. Detta kan göras genom sugning eller med grävande enskops mudderverk. Bottenförberedelserna beror på valt grundläggningskoncept.

Tillgång på mudderverk som kan gräva på 20-25 meters djup är begränsad. Rocky medverkade vid byggandet av Öresundsbron och betraktades då som ett av världens största enskops mudderverk. Nedan ges exempel på enskops mudderverk och deras grävande räckvidd på djupet.

- Pinocchio, Italien: 38 m
- Nordic Giant, Holland : 27 m
- Rocky, Holland : 25 m



Figur 9-4 Muddringsarbete med "Rocky".

9.3 Placera fundamentet och eventuellt undergjutning av fundamentet

Det finns normalt två huvudmetoder som tillämpas för placering av fundamenten som är:

- Placering på avjämnad grusbädd.
- Undergjutning av fundament.

Placering på grusbädd är det normala valet när vattendjupet är begränsat. Grusbädden dras av med hjälp av dykare. Olika metoder med avdragningsbalk har tillämpats. Avdragningsbalken kan dras på parallella upplagsbalkar eller rotera runt en centrisk punkt. Fundamenten på Lillgrund placerades på grusbädd som jämnades av med roterande avdragare.

Vid byggandet av Store Bealt, West Bridge var grundläggningsdjupet mellan -11 och -29 m. Kassunerna grundlades direkt på stenbädd på naturlig jord. Schaktning gjordes med skopmudderverk, Holland I som klarade schakt till 32 m djup och med Rocky som klarade schakt till 24 m djup. Stenbädden består av 300-600 mm avdragen opackad sten på en packad stenbädd med tjocklek på typiskt ca 1,5 m som ibland blev 3,5 m tjock. Mellan stenbädd och naturlig jord placerades ett 400 mm tjockt filterlager av sand. Innan stenbädden lades ut rengjordes genom sugning. De olika aktiviteterna sugning, material utläggning och packning utfördes med en speciell plattform som monterades på en jack up.

Vid byggandet av Öresundsbron schaktades till kalkberg och sedan placerades kassunerna på 3 stycken betongupplag på kalkberg. Tomrummet mellan kassun och kalkberg fylldes med betong.

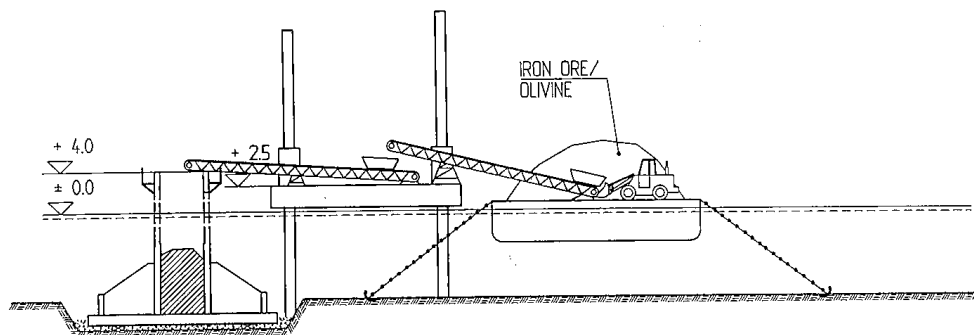
Med ökat vattendjup kan metoder användas som minimerar dykarinsatsen vid undergjutning. Innan undergjutning måste upplag placeras på botten eller så finns upplagen på fundamentet. Upplaget kan göras som en sarg runt fundamentet eller så monteras tre styck upplag under fundamentet. Upplagen görs lämpligen justerbara i höjddled med hjälp av hydrauldomkrafter så att fundamentet kan placeras i våg.

9.4 Ballastera fundamentet samt utför erosionsskydd

Ballastering av fundamentet kan utföras med olika material såsom:

- Betong
- Normalt fyllningsmaterial: sand och grus
- Tung fyllning tex. ecoglite, olivin eller järnmalm.

Fyllning släpps i störtrör eller placeras med vajer skopa eller grävskopa om djupet tillåter detta. Betong placeras genom pumpning. Erosionsskydd placeras på liknande sätt beroende på stenstorlek. Hantering av ballast och erosionsskydd inklusive transport till upplag, uttransport och placering kräver en väl genomtänkt organisation. Ballastering och erosionsskydd utgör en betydande del av kostnaden för ett gravitationsfundament.



Figur 9-5 Möjlig metod för arbete med ballastering.

9.4.1 Ballastering av gravitationsfundament på 20, 30 och 40 m grundläggningsnivå

I tidigare avsnitt har ballastbehovet beräknats. I Tabell 9-1 redovisas erforderlig fundamentssvikt enligt Tabell 8-6.

Tabell 9-1 Ballastbehov för olika scenarios.

Grundläggningsnivå	Fundament diameter	G_{tot} (MN)	G_{fund} UV (MN)	G_{verk} (MN)	Stenfyll BPL (MN)	ΔG (MN)
20 m	22,5 m	38	21	9	3	<u>5</u>
20 m	25 m	30	21	9	3	<0
30 m	22,5 m	50	25	9	3	<u>13</u>
30 m	25 m	34	25	9	3	<0
40 m	25 m	42	28	9	3	<u>2</u>

G_{tot} beräknad erforderlig totalvikt för fundament enligt Tabell 8-6. G_{tot} är vald som medelvärde för sand och grus samt för grundläggningsdjup=0

$\Delta G = G_{tot} - G_{fund} - G_{verk} - \text{Stenfyllning BPL}$. G_{fyll} är beräknat från 5 m över grundläggningsnivå till nivå +0

Pelarens innerdiameter sätts till 6,3 m.

Fyllning förutsätts vattenmättad

Effektiv densitet =11 kN/m³ för sand

Effektiv densitet ~21 kN/m³ för järnmalm.

Effektiv densitet ~14 kN/m³ för Ecoglite eller Olivin.

Tabell 9-2 Ballastbehov för olika typer av ballastmaterial.

ΔG (MN)	G Sand (MN)	G Ecoglite (MN)	G Järnmalm (MN)
<u>5</u>	5	7	10
<0	5	7	10
<u>13</u>	9	11	16
<0	9	11	16
<u>2</u>	12	15	23

Slutsats grundläggningsnivå 20 m:

Fundamentsdiameter 20 m kan ballasteras med sand.

Slutsats grundläggningsnivå 30 m:

Fundament diameter 22,5 m kan ballasteras med järnmalm.

Fundamentsdiameter 25 m har tillräcklig vikt vattenfylld.

Slutsats grundläggningsnivå 40 m:

Fundamentsdiameter 25 m kan ballasteras med sand.

10 SLUTSATSER OCH KOMMENTARER

Planerad investeringsvolymen för havsbaserad vindkraft är stor de närmsta åren, både i Sverige och internationellt sett. Med anledning av detta har gravitationsfundamentets lämplighet för större vattendjup studerats.

Genomförd överslagsdimensionering av gravitationsfundament visar att ökning av vattendjup från ca 10 m till upp mot 40 m inte förhindrar användandet av gravitationsfundament i betong. Ökad ballastering och ökad storlek på bottenplattan kan kompensera eventuella problem med stabilitet, svängningar och sättningar.

Användandet av betongfundamenten avgörs av vilka utförandemetoder som man kan använda. Möjligheten att använda betongfundament på grundläggningsnivå mellan 20 och 40 m begränsas idag av tillgänglig utrustning i form av mudderverk och pontonkranar. Detta kan hanteras genom ny utrustning, alternativt genom andra fundamentstyper, exempelvis kombinationer av betongbottenplatta och stålpelare.

Utförandet vid ökande vattendjup gör dykarbetet ineffektivt och vid stora vattendjup behöver metoder användas som minimerar dykarbetet till att vara av kvalitetssäkrande art.

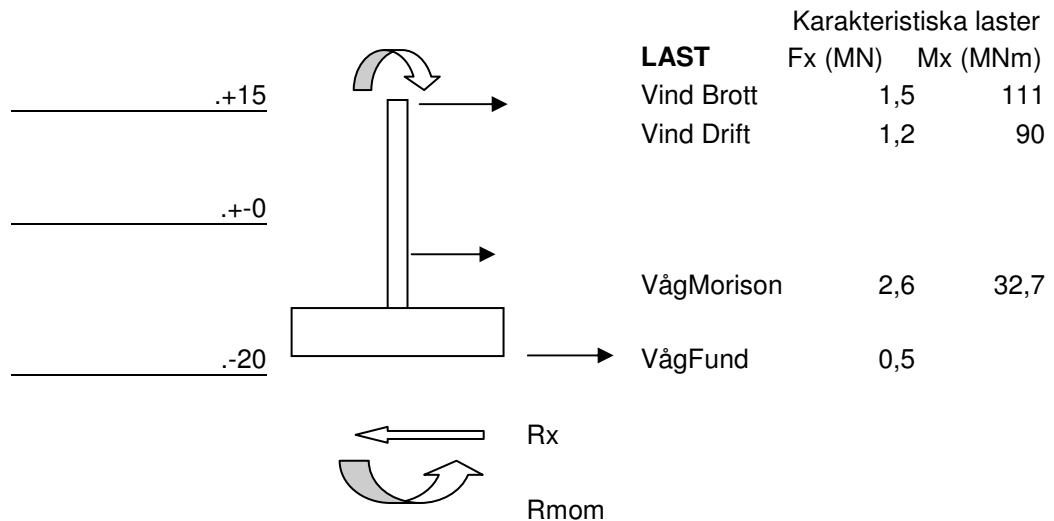
Gravitationsfundament bedöms vara en robust och säker lösning under rätt förutsättningar. Avgörande för dess tillämpbarhet blir en ekonomisk fråga i jämförelse med andra metoder.

11 REFERENSER

1. Future Placement of Offshore Wind Turbines 2025 – the Committee on the Future Placement of Offshore Wind Turbines
2. Offshore Standard DNV-OS-J101, June 2004.
3. EPSRC. Offshore Wind Energy Network. OWEN workshop on “ Structures and Foundations Design of Offshore Wind Installations. March 2000.
4. Design recommendations for ice effects on aids-to-navigation. Iala Technical Committee to Study the Effect of Ice on Lighthouses. Chairman Mauri Määtänen, University of Oulo, Finland, IALA Paris 1984.
5. Wizelius, Tore (2003). Vindkraft i teori och praktik. Studentlitteratur.
6. Renewable Energy News, issue 132, 22 November, 2007.
7. <http://www.offshorewindenergy.org/>
8. <http://www.dib.nu/>
9. Bygg V25 Fyrar
10. Subrut H, et.al. ”Mangrove, offshore wind energy in deeper waters.”
11. Rekommandationer for Teknisk Godkendelse af Vindmøller på Havet. Energistyrelsens godkendelsesordning for vindmøller, Danmark Juni 2001.
12. The Öresund Link, Bridges, Design Requirements, Vol 1, Design, Nov 1995.
13. The Storebaelt Publications, West Bridge, 1998
14. <http://www.cowi.com/NR/rdonlyres/8E651D0C-EB82-47DA-AB8D-9DBF4EBA8D86/0/02331703118e07a.pdf>

Bilaga 1: Grundläggningsnivå -20 m

Lastfall. Grundläggningsnivå: -20



Brottstadiet

Lastfall 1: 1,35 x Vind + 0,85 x Våg

Lastfall 2: 1,15 x Vind + 1,0 x Våg

Lastfall 3: 0,85 x Vind + 1,35 x Våg

Reaktioner nivå -20:

LF	R_x (MN)	R_{mom} (MNm)
1	4,7	248,5
2	4,8	220,7
3	5,5	183,1

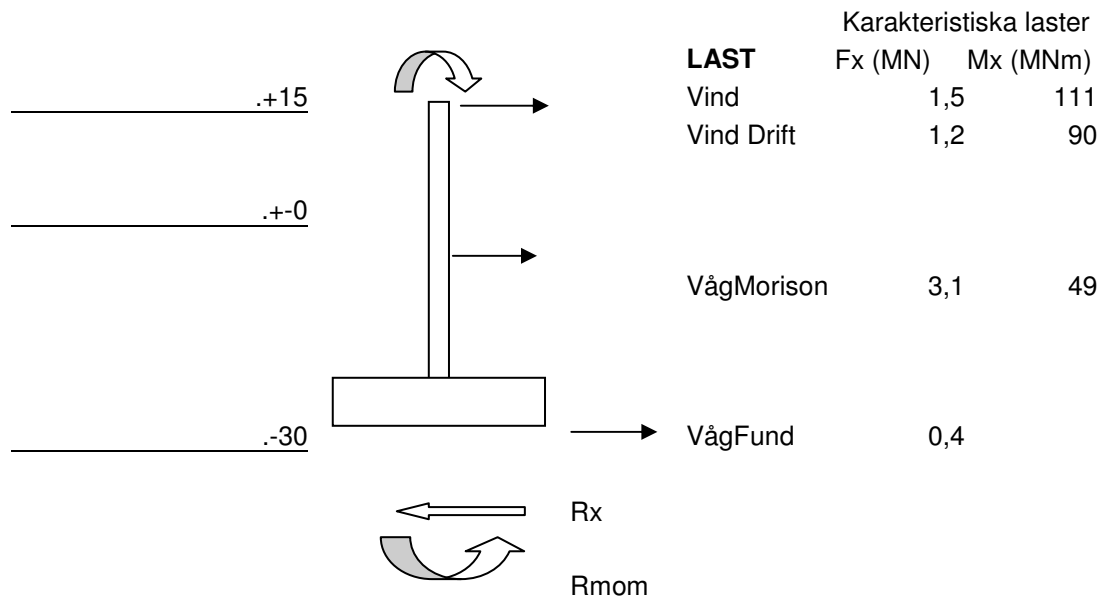
Brukstadiet

Lastfall Bruk: 1,0 x Vind drift + 0 x våg

R_x (MN)	R_{mom} (MNm)
1,2	130,8

Bilaga 2: Grundläggningsnivå -30 m

Lastfall. Grundläggningsnivå: -30



Brottstadiet

Lastfall 1: 1,35 x Vind + 0,85 x Våg

Lastfall 2: 1,15 x Vind + 1,0 x Våg

Lastfall 3: 0,85 x Vind + 1,35 x Våg

Reaktioner nivå -30:

LF	Rx (MN)	Rmom(MNm)
1	5,0	282,6
2	5,2	254,3
3	6,0	217,9

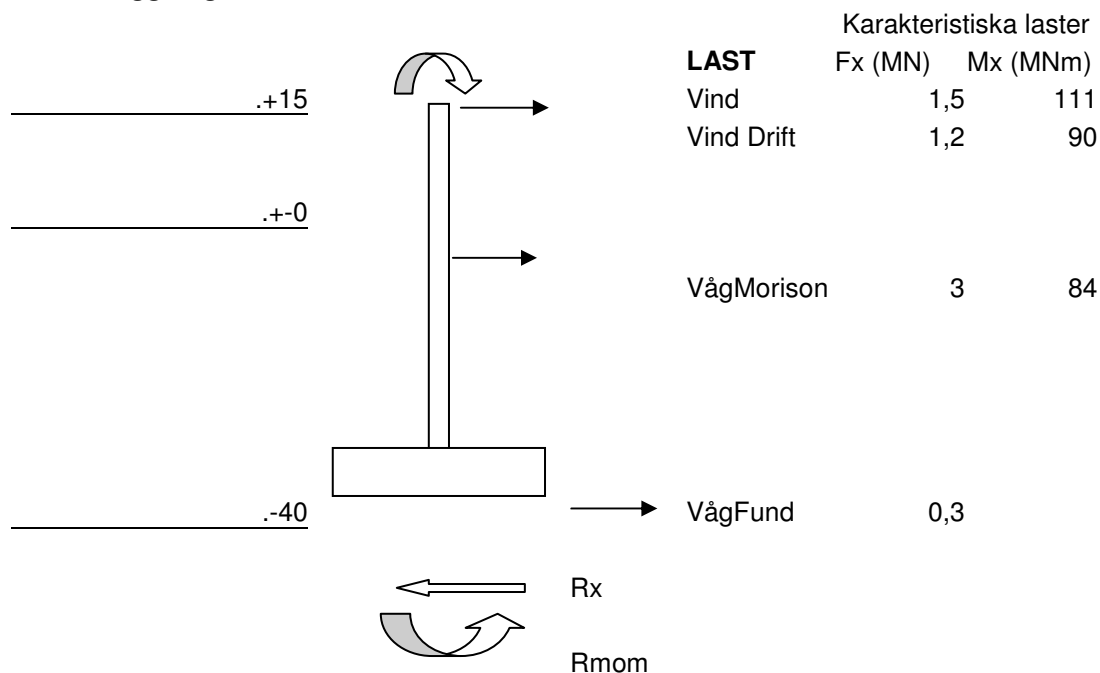
Brukstadiet

Lastfall Bruk: 1,0 x Vind drift + 0 x våg

Rx (MN)	Rmom(MNm)
1,2	144

Bilaga 3: Grundläggningsnivå -40 m

Lastfall. Grundläggningsnivå: -40



Brottstadiet

Lastfall 1: 1,35 x Vind + 0,85 x Våg

Lastfall 2: 1,15 x Vind + 1,0 x Våg

Lastfall 3: 0,85 x Vind + 1,35 x Våg

Reaktioner nivå -40:

LF	Rx (MN)	Rmom(MNm)
1	4,8	332,6
2	5,0	306,5
3	5,7	277,9

Brukstadiet

Lastfall Bruk: 1,0 x Vind drift + 0 x våg

Rx (MN)	Rmom(MNm)
1,2	156

Bilaga 4: Våglaster på cylindriskt fundament

Bestämning av fall och ekvation för maxlast

Morisons formel: tröghetskraft, f_M , plus släpkraft f_D på smal cylinder (eg. krafttäthet [N/m])

$$f_D = \frac{1}{2} C_D \rho D u |u|$$

$$f_M = \frac{1}{4} C_M \rho D^2 \pi i$$

Här används tätheten $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$. Med fasfunktionen $\vartheta = kx - \omega t$, och horisontalshastigheten $u(x, z, t) = a\omega\Psi \cos \vartheta$ där

$\Psi(z) = \cosh(k[z+d]) / \cosh(kd)$, $-d < z < \eta$ fås

$$f_D = \frac{1}{2} C_D \rho D a^2 \omega^2 \Psi^2 \cos \vartheta |\cos \vartheta|$$

$$f_M = + \frac{1}{4} C_M \rho D^2 \pi a \omega^2 \Psi \sin \vartheta$$

Totalkraften skrivs

$$f = \frac{1}{2} \rho D a \omega^2 \Psi \left(C_D a \Psi \cos \vartheta |\cos \vartheta| + \frac{1}{2} C_M D \pi \sin \vartheta \right).$$

Söker extrema genom derivering efter t

$$\dot{f} = \frac{1}{2} \rho D a \omega^3 \Psi \left(+ 2 C_D a \Psi \sin \vartheta \mp \frac{1}{2} C_M D \pi \right) \cos \vartheta, \begin{matrix} \cos > 0 \\ \cos < 0 \end{matrix}$$

Extrema då $\dot{f} = 0$ alltså då $\cos \vartheta = 0$ eller $\sin \vartheta = \pm \frac{C_M D \pi}{4 C_D a \Psi} = \pm \frac{\hat{f}_M}{2 \hat{f}_D}$ där ^

betecknar maxvärde. Om tröghetskraften är mer än dubbelt så stor som släpkraften finns alltså endast enkla nollställen; d.v.s. endast då

$$C_M D \pi / 4 C_D a > \Psi$$

dominerar tröghetskraften. Om detta gäller i ytan gäller det även till botten, det omvända är inte nödvändigtvis fallet. I vårt fall är vänsterledet 1,9 och villkoret således uppfyllt. Vi kan därmed skriva maxkrafttätheten som

$$\hat{f} = \frac{\pi}{4} \rho C_M D^2 a \omega^2 \Psi$$

Sambandet mellan våglängd och vågperiod

Sambandet kallas dispersionrelationen och skrivs $\omega^2 = gk \tanh kd$ där ω är vinkelfrekvensen $\omega = 2\pi/T$ och k är vågtalet $k = 2\pi/\lambda$, T vågperioden, λ våglängden

och d djupet. Dispersionsrelationen gäller för vågor med liten amplitud, det vill säga att kvoten amplitud/våglängd skall vara liten. Med de approximationer som finns inbyggda i Morisons formel är dock felet på grund av dispersionsrelationen försumbara. Dispersionsrelationen gäller för alla djup, grunt såväl som djupt vatten, eller långa till korta vågor som man brukar uttrycka sig för att tydliggöra att det handlar om våglängden i förhållande till djupet. Dispersionsrelationen visas för djupen 20 och 30 m i Figur 1.

Förenklingar av dispersionsrelationen kan göras för $d \rightarrow 0$ och $d \rightarrow \infty$ och man får då formler för grunt vatten/långa vågor respektive djupt vatten/korta vågor.

Beräkning av maxlast och moment

Kraften på cylindern är

$$\hat{F} = \int_{-d}^{\eta} \hat{f} dz = \frac{1}{4} \rho D^2 a \omega^2 C_M \pi \int_{-d}^{\eta} \Psi dz$$

och momentet

$$\hat{M} = \int_{-d}^{\eta} (z+d) \hat{f} dz = \frac{1}{4} \rho D^2 a \omega^2 C_M \pi \int_{-d}^{\eta} (z+d) \Psi dz .$$

Integralerna över PSI är

$$\int_{-d}^{\eta} \Psi dz = \frac{\sinh[k(\eta+d)]}{k \cosh(kd)}$$

resp.

$$\int_{-d}^{\eta} (z+d) \Psi dz = \frac{(\eta+d) \sinh[k(\eta+d)]}{k \cosh kd} - \frac{\cosh[k(\eta+d)] - 1}{k^2 \cosh kd}$$

(Not: Sista löses gm $\int y \cosh(ay) dy = \int \partial / \partial a \sinh(ay) dy$.)

Tröghetskraftens belopp är maximalt då ytans lutning, $|\partial \eta / \partial x|$, är maximal, se skiss. Vattnets horisontalhastighet är då noll; $u=0$. Dess vertikalhastighet är då samtidigt maximal. Tröghetskraften är alltså maximal för $\eta=0$. Släpkraften är däremot maximal då den horisontella vattenhastigheten, u , är maximal, det vill säga i vågkrön och vågdalar, alltså $\eta=a$ resp. $\eta=-a$.

För tröghetskraftsberäkningen vill vi utvärdera integralerna då vågotoppen passerar jämvikt dvs. då $\eta=0$ och vi kan då skriva

$$\hat{F} = \int_{-d}^{\eta=0} \hat{f} dz = \frac{1}{4} \rho D^2 a \omega^2 C_M \pi \frac{\sinh[kd]}{k \cosh(kd)}$$

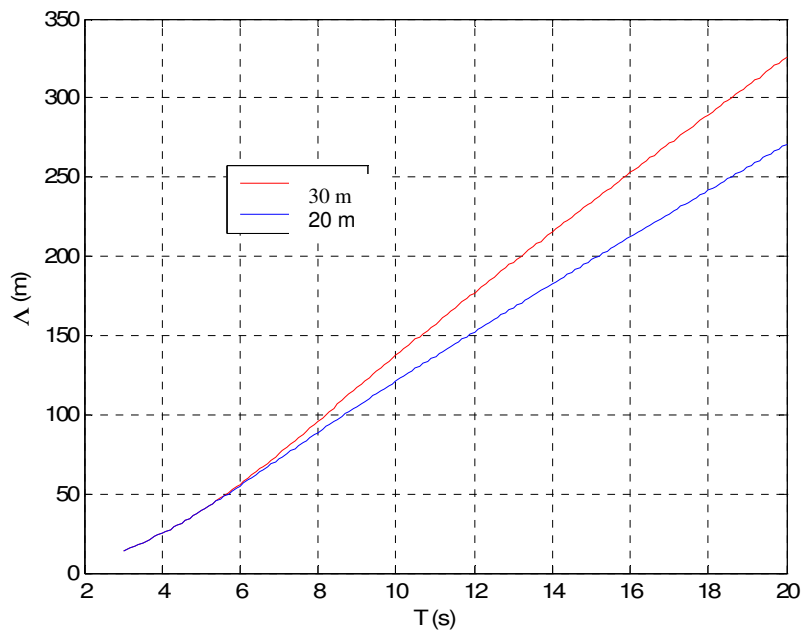
och

$$\hat{M} = \frac{1}{4} \rho D^2 a \omega^2 C_M \pi \left(\frac{d \sinh[kd]}{k \cosh kd} - \frac{\cosh[kd] - 1}{k^2 \cosh kd} \right).$$

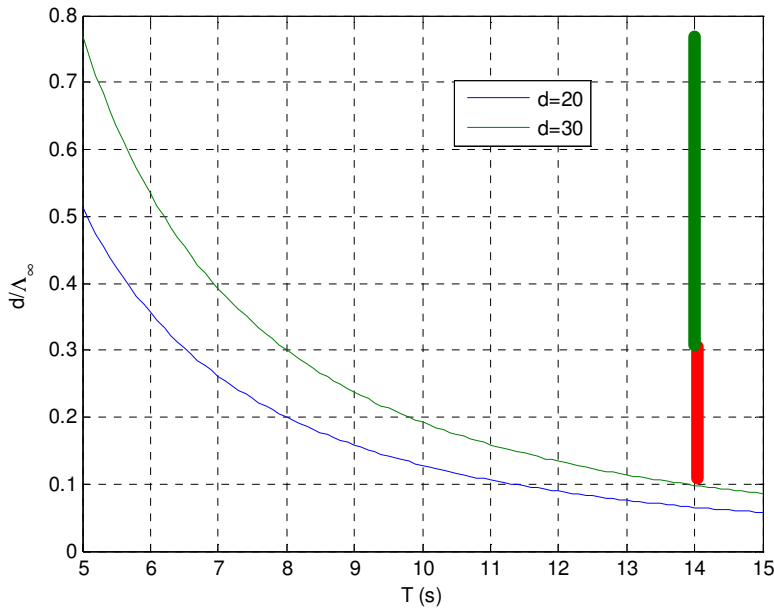
Grafen av F_{max} visas i Figur 3. För tröghetskraften skall integralen över Ψ från botten till jämviktsnivån $z = 0$. Om släpkraften skall beräknas skall integralen tas från botten till ytan $z = \eta$.

Not: Linjär vågteori ger ganska stora fel vid hög branthet. Beräkningen underskattar F_{max} för korta vågperioder. Även för grunt vatten fungerar linjär teori sämre. I Figur 2 visas norska Oljedirektoratets rekommendation tillämpad på det aktuella fallet.

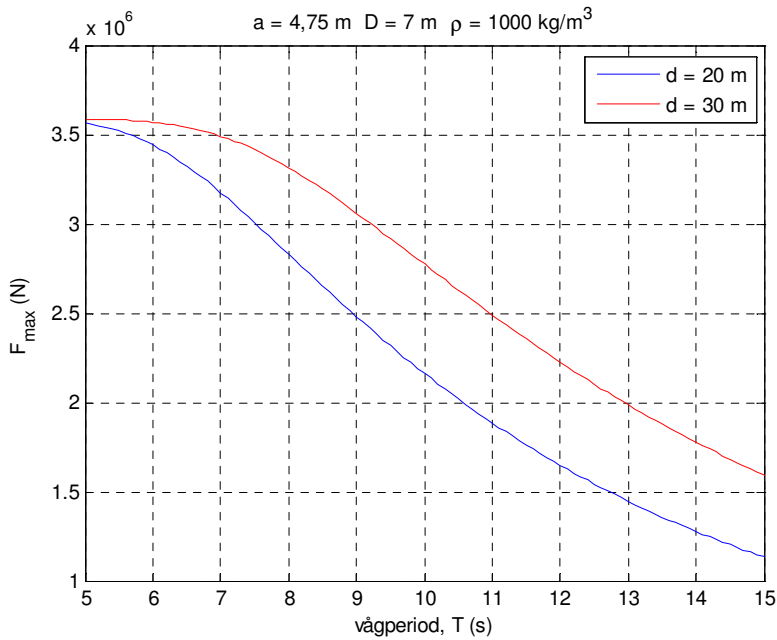
Vågperioden är endast svagt korrelerad med våghöjden. Detta är ett stort problem när få eller inga mätningar finns. Oljedirektoratet rekommenderar $T_{Hmax}/T_p = 0,92$. Johansson (2007) finner för Kriegers Flak $T_{p,50} = 9,8$ s vilket skulle ge $T_{hmax} = 10,6$ s. Den associerade $H_{s,50}$ är 5,2 m och $H_{max,50} = H_{s,50} 1,8 = 9,4$ m.



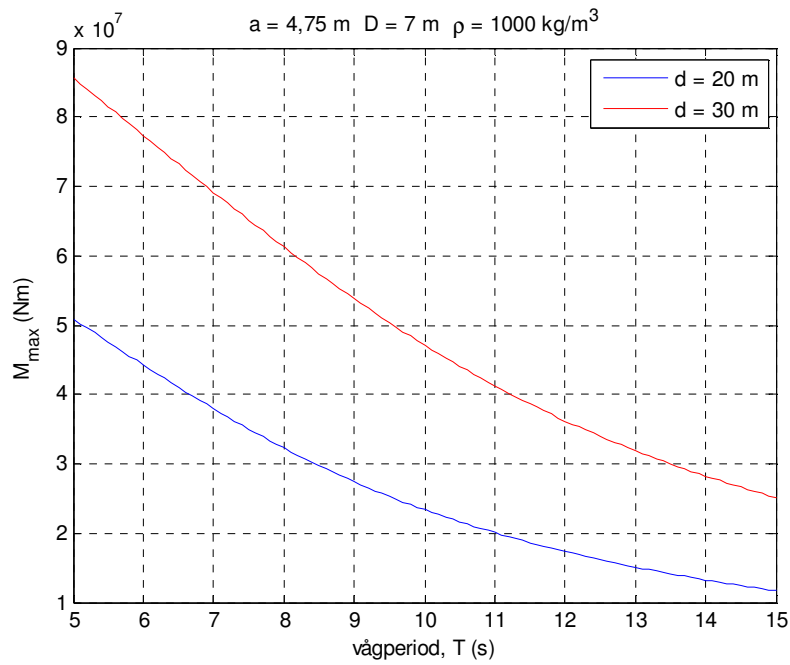
Figur 1. Våglängd mot vågperiod för 20 och 30 meters djup.



Figur 2. Kvoten våglängd (stort djup) genom lokalt djup. För området 0,1-0,3 rekommenderar norska Oljedirektoratet (OD 1992, Regelverksamling for petroleumsvirksomheten) att Stokes 5:e ordningsteori används (rött område). I grönt område accepteras linjär vågteori.



Figur 3. F_{max} för tröghetsdominerade fallet.



Figur 4. Maximala momentet mot vågperiod för djup 20 resp. 30 meter.