

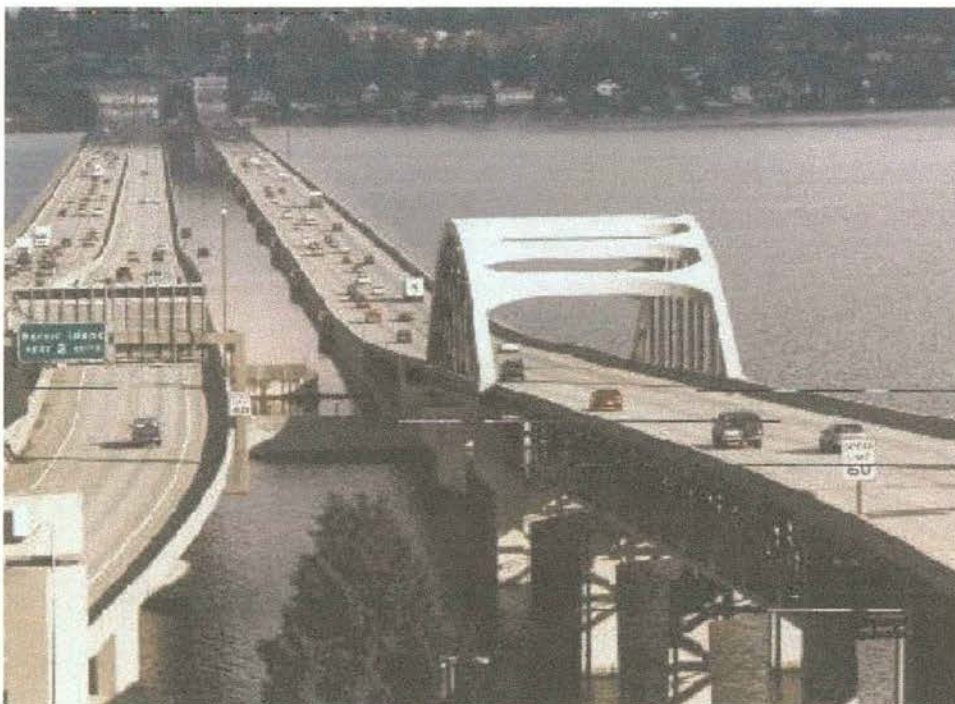


De Nieuwe Waterweg

Pilotproject Wegen naar de Toekomst

Thema Flexibele Infrastructuur

Bijlagen I t/m X bij Eindrapport Voorstudiefase



BIBLIOTHEEK BOUWDIENST RIJKSWATERSTAAT
NR. Z461 BDU (bijl)

BIBLIOTHEEK
Bouwdienst Rijkswaterstaat
Postbus 20.000
3502 LA Utrecht

Bijlage I

Checklist aspecten drijvende weg t.b.v. ontwerpende instanties

Checklist aspecten drijvende weg t.b.v. ontwerpende instanties

In dit document wordt een overzicht gegeven van de belangrijkste aspecten die van invloed zijn op ontwerp en uitvoering van een drijvende weg.

Om tot een optimaal ontwerp van de drijvende weg te komen, dienen volgende aspecten onderzocht te worden:

1) Toepassing drijvende weg betreft

- tijdelijk oplossing
- permanente oplossing.

2) Locatie

2.1) Betreft een drijvende weg op bestaande water

- type waterweg (kanaal, meer)
- oriëntatie waterweg, ter plaatse, t.o.v. het noorden
- stroomsnelheid water
- fluctuatie waterpeil (eb en vloed)
- watersamenstelling (zout, zoet, brak e.d.)
- vaarweg klasse
- beroepsvaart
- aard van vrachtvervoer (gevaarlijke stoffen)
- recreatie vaart (type, afmetingen, masthoogte e.d.)
- maatgevend schip (lengte, breedte, diepgang, tonnage)
- vaarsnelheid
- vaarrichting scheepvaart t.o.v. drijvende weg
- maatgevende windrichting t.o.v. drijvende weg
- stroomsnelheid retourstroom
- hoogteverschil waterstand tussen boeg en hek van schip in smal kanaal
- golfhoogte t.g.v. schepen
- golfhoogte t.g.v. wind
- golflengte
- grootte van aanvaarbelasting
- ijs belasting (kruisend ijs, uitzetten ijs)
- type oever verdediging (dijk, beschoeiing, rietkraag e.d.)
- type bodemverdediging
- breedte waterweg (dwarsprofiel oevers en bodem)
- bodempeil over de hele lengte drijvende weg
- sonderingen t.p.v. aansluiting op de oevers (landhoofden), toeleidende wegen en verankerpunten van de drijvende weg
- afmetingen doorvaartopeningen onder kruisende bruggen
- kabels en leidingen in bodem en oevers
- kruisingen met andere waterwegen.

2.2) Betreft een drijvende weg op nieuw te graven water

- watersamenstelling (zout, zoet, brak)
- lengte- en dwarsprofielen bestaand maaiveld
- boringen grondsamenstelling
- sonderingen t.p.v. aansluiting op de toekomstige oevers (landhoofden), toeleidende wegen en verankerpunten van de drijvende weg
- peilbuismetingen grondwaterstanden
- polder- en boezempeilen te doorkruisen gebied
- kruisingen met wegen en waterwegen
- kabels en leidingen in bodem
- eisen aan waterdichtheid, vormgeving oevers waterweg
- eisen bemaling/ handhaven waterpeil i.v.m. weglekken water
- eisen i.v.m. toekomstig beheer en onderhoud oevers/ bemaling.

- 3) **Bereikbaarheid locatie i.v.m. aan-/ afvoer onderdelen drijvende weg**
 - 3.1) **Via de weg**
 - wegcategorie, wegbreedte, dikte en type verharding, toelaatbare aslast
 - 3.2) **Via het water**
 - vaarwegcategorie, afmetingen sluizen, doorvaartopeningen bruggen, diepte kanaalboden, breedte kanaal
- 4) **Ligging drijvende weg t.o.v. oever**
 - 4.1) **Evenwijdig aan oever**
 - afstand tot oever (i.v.m. onderhoud aan oever, beschadiging oeververdediging, bereikbaarheid i.v.m. calamiteiten en eisen vanuit milieu)
 - reflexie van golven..
 - 4.2) **Loodrecht/ onder hoek op oever**
 - aansluiting-/ bevestiging aan de oever.
- 5) **Eisen i.v.m. kruisend scheepvaartverkeer**
 - doorvaartbreedte beweegbaar deel
 - snelheid openen/ sluiten doorvaartopening.
- 6) **Type verkeer over de drijvende weg**
 - voetgangers/fietsers /rolstoel gebruikers
 - personenauto's, ambulances, motorrijders
 - lichte brandweerauto, zoutstrooi auto
 - doelgroepverkeer
 - bussen
 - zwaar vracht verkeer
 - alle verkeer.
- 7) **Dwarsprofiel op de drijvende weg**
 - wegindeling (breedte rijstroken, breedte strepen, breedte redresseerstroken)
 - afschot (afwatering)
 - verwarming rijdek
 - verlichting
 - bewegwijzering/ bebording
 - kabels en leidingen
 - plaatselijke vluchtruimten
 - plaatselijke inhaalruimten
 - versmald dwarsprofiel met verkeersregel installatie (VRI)
 - type voertuigkering
 - personen kering (leuning type)
 - aantal rijrichtingen
 - markeringen
 - geluidsvoorzieningen.
- 8) **Ontwerpsnelheid op de drijvende weg**
 - t.p.v. op- en afrit
 - t.p.v. tussenliggende vak.

- 9) **Vertikaal alignement rijweg**
- max helling/ knik t.p.v. op-afrit (i.v.m. zichtlengte, discontinuïteit in belijning)
 - max helling/knik tussen 2 aansluitende drijfelementen
 - rijsnelheid (doelgroep)
 - capaciteit.
- 10) **Horizontaal alignement rijweg**
- minimum boogstraal t.p.v. op-en afrit
 - minimum boogstraal overig weggedeelte
 - lengte rechte delen overig weggedeelte.
- 11) **Drijflichaam**
- 11.1) **Drijflichaam direct bereden**
- vlakheid rijdek
 - stroefheid
 - waterafvoer (t.g.v. regenwater, golfoploop en spatwater)
 - wegdek verwarming
 - opvang run-off t.g.v. verkeer/ strooien
 - max. breedte naden tussen gekoppelde elementen
 - max. hoogteverschil tussen aansluitende elementen (langs-en dwarsrichting)
 - type koppeling tussen drijvende elementen onderling
 - min. hoogte B.K. rijdek boven waterpeil (i.v.m. kantelen t.g.v. verkeer, golfhoogte)
 - max. afmetingen i.v.m. transport (over weg/ water)
 - max. gewicht bij transport over de weg
 - diepgang onbelast/ belast door verkeer
 - max. langs- en dwarskanteling rijdek onder verkeer en golven
 - vormgeving i.v.m. ijsdruk
 - vormgeving i.v.m. ecologische barrière werking
 - vormgeving i.v.m. golfoploop/ spatwater
 - vormgeving i.v.m. doorstroomvernauwing/ retourstromen
 - materiaalkeuze (sterkte, vervorming en duurzaamheid):
 - staal, aluminium, beton, kunststof (EPS), laminaten, hout
 - aangroei onderwateroppervlak
 - compartimentering drijflichaam (ballasten, lekkage, aanvaring)
 - voorzieningen tegen zinken bij lekkage (leidingen/ pompinstallatie, vulling met EPS).
- 11.2) **Drijflichaam bij scheepjesbrug**
- koppeling brugconstructie met drijvers
 - hoogte B.K. rijweg boven waterpeil
 - max. afmetingen i.v.m. transport (over weg/ water)
 - max. gewicht bij transport over de weg
 - diepgang onbelast/ belast door verkeer
 - max. langs- en dwarskanteling rijdek onder verkeer en golven
 - vormgeving i.v.m. ecologische barrière werking
 - vormgeving i.v.m. ijsdruk
 - vormgeving i.v.m. golfoploop/ spatwater
 - vormgeving i.v.m. doorstroomvernauwing/ retourstromen
 - materiaalkeuze (sterkte, vervorming en duurzaamheid):
 - staal, aluminium, beton, kunststof (EPS), laminaten, hout
 - aangroei onderwateroppervlak
 - compartimentering drijflichaam (ballasten, lekkage, aanvaring)
 - voorzieningen tegen zinken bij lekkage (leidingen/ pompinstallatie, vulling met EPS).

- 12) **Oppervlak rijdek:**
- slijtvastheid
 - stroefheid
 - vlakheid
 - verwarming
 - waterafvoer (regen, golfoploop/ spatwater)
 - materiaalkeuze.
- 13) **Klepconstructie naar de oevers t.b.v. op- en afrijden**
- stijfheid (torsie slap) bij verkeersbelasting excentrisch t.o.v. as drijflichaam
 - breedte klepdelen i.v.m. torsie
 - bevestiging klep (aan ponton/ wal)
 - dikte klep t.p.v. oprijpunt (stootkrachten)
 - slijtage voorzieningen t.p.v. oplegpunt klep.
- 14) **Doorvaartopening in drijvende weg**
- uitvaarbaar, draaibaar, afzinkbaar, ophaalbaar, inschuifbaar,
 - snelheid open/ sluiten doorvaartopening.
- 15) **Fixatie drijflichaam/ weg**
- i.v.m. stroming (ook retourstroom)
 - i.v.m. wind/golven
 - i.v.m. wisseling waterhoogten
 - i.v.m. middelpuntvliedende kracht in bochten
 - i.v.m. remkrachten
 - i.v.m. scheepstoten
 - spudpalen
 - ankerkettingen (krabben ankers, gebied ongeschikt voor scheepvaart)
 - verankering aan de wal
 - voorzieningen tegen slijtage t.g.v. bewegen drijvende weg.
- 16) **Oevervoorzieningen**
- bevestiging/ oplegconstructie klep naar drijvende weg
 - oeververdediging
 - opbouw aansluitende wegconstructie
 - scheepvaart seinen/ bebording
 - verlichting.
- 17) **Dynamische effecten**
- 17.1) **Op de constructie**
- t.g.v. verkeersbelasting (duiken drijvers/ kantelen)
 - t.g.v. golven van scheepvaart en wind
 - interactie verkeer/ water.
- 17.2) **Op het verkeer/weggebruiker op de weg**
- rijveiligheid i.v.m. duiken drijflichamen
 - versnelling t.p.v. de bestuurder
 - kantelen/ loskomen lading
 - hinderlijke trillingen
 - hinderlijke bewegingen (zeeziekte).

- 18) **Calamiteiten**
- bereikbaarheid bij ongelukken (EHBO)
 - bereikbaarheid i.v.m. wegslepen voertuig
 - vluchtwegen/ -ruimten
 - brandveiligheid
 - brandblusmiddelen
 - reddingmiddelen
 - af(ver)voer gevaarlijke stoffen
 - invloed ijsbreker/ kruiend ijs / uitzetten ijs
 - veiligheid bij aanvaring
 - aanvaarvoorzieningen
 - h.o.h. afstand vluchtwegen naar oever
 - h.o.h. afstand /afmetingen vluchtruimten.
- 19) **Milieu**
- geluidbelasting t.g.v. verkeer op drijvende wegconstructie
 - geluidbelasting t.g.v. golven
 - mistvorming op water
 - ecologische barrière werking (ligging evenwijdig aan oever)
 - medegebruik door fauna
 - landschappelijke inpassing
 - ontgronding door pompende werking drijvers /vervuilde bodems
 - mogelijkheden voor nieuwe biotoop
 - mogelijkheden voor extra waterberging.
- 20) **Contractvorm**
- nieuwbouw (permanente constructies)
 - huur/ lease (tijdelijke constructies).
- 21) **Overige juridische aspecten/ vergunningen**
- eigendom van grond/ wateroppervlak
 - kruisen van een waterkering
 - bestemmingsplan voor de locatie
 - toegankelijkheid voor scheepvaartverkeer
 - tracéwet (tracé besluit, wel of niet MER-plichtig)
 - wet geluidhinder (bij aanleg en gebruik)
 - wet op de ruimtelijke ordening (afstemming bestemmingsplan)
 - wet milieubeheer (inrichting gebied , bemaling)
 - onteigeningswet
 - wet vervoer gevaarlijke stoffen
 - wegen wet (verharding, verkeerstechnische opbouw)
 - wegenverkeerswet (max. snelheid)
 - wet bodembescherming (verstoring tijdens gebruik en aanleg)
 - wet verontreiniging oppervlakte water (lozingsvergunning run-off)
 - waterschapswet (verandering waterstand)
 - wet op de waterkering (bij kruising met waterkering)
 - waterschapkeur (bij uitbaggeren)
 - scheepsbouw certificaten (voor pontons).
- 22) **Kosten/ diversen**
- fabricage kosten
 - transport en montage kosten
 - bouw tijden

Bijlage II

Literatuuronderzoek

Inhoudsopgave

Reeds bestaande drijvende bruggen in het buitenland

• Pontonbruggen

- 'Concrete Floating Bridges' door C. S. Gloyd, Concrete International, Mei 1988 1
- 'Rebuilding the Hood Canal Floating Bridge', door M. Myint Lwin en C.S. Gloyd, Concrete International, Juni 1984. 5
- 'Design of the Third Lake Washington Floating Bridge', door M. Myint Lwin, Concrete International, Februari 1989. 9
- 'The Lacey V. Murrow Floating Bridge, USA' by M. Myint Lwin, Structural Engineering International, Maart 1993 13
- 'Precast Prestressed Floating Drawspan for Admiral Clarey Bridge', PCI Journal, Juli Augustus 1998. (niet opgenomen)
- Antwoorden op vragen m.b.t. the floating concrete pontoons 17
- Design criteria for hood canal floating bridge 25
- Antwoorden op vragen aan Westmar Consultants m.b.t. the Okanagan Lake Bridge 41

• Scheepjesbruggen

- 'The Bergsøysund Floating Bridge, Norway', Structural Engineering International, Maart 1993 45
- 'Box Girders Float Across a Fjord', Engineering News Record, 7 Maart 1994. 49

Diversen

- Stalen pontons genie 51

Marktpartijen :

Drijvende wegen

- Janson Bridging B.V. 55
- Ravestein Container Pontoon B.V. 61
- Mabey Johnson 63
- Acrow 65

Drijvende huizen

- Ooms Bouwmaatschappij B.V. 73

Drijvende vliegvelden

- Float Incorporated 77

Pontonbruggen

Samenvatting artikel Concrete Floating Bridges door C.S. Gloyd (Concrete International, Mei 1988)

Inleiding:

Het gebruik van drijvende bruggen van verleden tot heden doet kort de revue. De ontwikkelingen van moderne betonnen drijvende bruggen wordt behandeld samen met hun unieke ontwerpcriteria. De eigenschappen van verscheidene van deze bruggen worden vergeleken.

Drijvende bruggen zijn niet nieuw. Sterker nog, het is een van de eerste type bruggen voor het overspannen van brede waterwegen. Er zijn wereldwijd een aantal interessante toepassingen van dit concept geweest en een concentratie ervan in Washington State in de laatste 50 jaar. Er zijn voor brugontwerpers technologieën bij betrokken die hij normaal niet gebruikt: scheepvaart architectuur, gedrag van verankerde schepen, oceanografie, meteorologie. Het dynamisch gedrag van het bouwwerk kan veel signifikanter zijn dan de verkeersbelasting die hij moet dragen. Drijvende bruggen moeten grotere bewegingen in alle richtingen opvangen en het verankeringsstelsel en de verbindingen met vaste gedeeltes van de brug worden kritisch.

Washington State is de drijvende bruggen hoofdstad van de wereld met vier drijvende bruggen, elk meer dan een kilometer lang. De eerste (the Lacey V. Murrow Bridge) is gebouwd over Lake Washington bij Mercer Island in 1940. De volgende is gebouwd bij Hood Canal on Puget Sound in 1961, kort daarop gevolgd door de Evergreen Point Bridge over Lake Washington in 1963. De Third Lake Washington Bridge is gebouwd net ten noorden van de Lacey V. Murrow Bridge.

Oude bruggen:

De eerst waargenomen drijvende bruggen waren gebouwd door de Perzische koningen voor hun militaire uitstapjes naar zuidelijk Europa.

Meer recente bruggen:

Een plek waar al eeuwen lang drijvende bruggen liggen is the Golden Horn in Istanbul, Turkije. Over de jaren heen hebben de ontwerpers van deze bruggen extra mogelijkheden aangebracht zoals, openingen voor het passeren van kleine bootjes, een beweegbaar gedeelte voor het passeren van grotere schepen, een ankerkabel systeem, continuïteit over meerdere pontons door het gebruik van een stalen frame bovenbouw en een twee lagen brug om verschillende gebruikers te faciliteren. Een ervan is nog steeds in gebruik.

Een indrukwekkend voorbeeld van een drijvende brug die gebouwd is in Amerika in de laatste twee eeuwen is de Prairie du Chien brug over de Mississippi in Winconsin. Het was een beweegbare houten ponton spoorbrug gebouwd in 1874 (en diverse keren opnieuw gebouwd) die in staat was om hoogte verschillen van 20 voet te volgen.

Andere drijvende bruggen:

Naast deze bruggen bestaan er ook bruggen voor tijdelijk en permanent gebruik die gebruik maken van stalen pontons en Bailey brug achtige bovenbouw.

Drijvende betonnen bruggen

Lake Washington brug

De eerste (the Lacey V. Murrow Bridge) is gebouwd over Lake Washington bij Mercer Island in 1940. In de jaren '20 waren er ideeën om Lake Washington over te steken. De hoge kosten van conventionele vaste bruggen in het diepe water en de zachte bodem waren het grootste probleem. Er werd uiteindelijk gekozen voor holle betonnen pontons die vast aan elkaar verbonden werden en waarvan de bovenzijde als weg gebruikt werd. Om er achter te komen wat voor fysieke krachten opgenomen moesten kunnen worden om de brug stabiel te maken, hebben de ontwerpers een ponton verankerd op het meer en een sleepboot laten heen en weer varen die zo groot mogelijke golven maakte zodat de ontwerpers meer te weten konden komen van golf belastingen.

Hobart brug

Deze is ontworpen en gebouwd in Australië kort na the Lacey V. Murrow Bridge. De gekromde brug over de Derwent River bij Hobart, Tasmanië, is eerst samengesteld uit twee lange segmenten en toen in het midden verbonden met een scharnier. In de vorm van een boog met de convexe kant bovenstrooms is de constructie automatisch bestand tegen de stroming van de rivier. De totale drijvende lengte was 965 m en

de pontons hadden een soortgelijke doorsnede als die van the Lacey V. Murrow Bridge. De boogvorm weerstaat laterale krachten waardoor geen transversale verankering meer nodig is. Dit concept heeft gediend als model voor voorgestelde oversteken waar de waterdiepte het gebruik van ankers uitsloot.

Lake Okanagan brug

In 1957 is er een betonnen brug gebouwd over Lake Okanagan bij Kelowna in Canada. De drijvende lengte was 640 m en het ontwerp erg lijkend op die van the Lacey V. Murrow Bridge.

Originele Hood Canal Brug

De Hood Canal brug stak over een arm van Puget Sound, een inlandige zee in Washington State met een getijden variatie van 5,5 m en zwaardere storm omstandigheden als Lake Washington. Het ontwerp is volgens the Lacey V. Murrow Bridge gegaan, maar de weg lag 6,1 m boven het water op een viaduct boven de pontons om zout spetters van de voertuigen af te houden. Nog diepere waterstanden, een significante getijde stroom en 183 m overspanning voor zeeschepen zijn aan de complexiteit van dit ontwerp toegevoegd. Gedurende een storm is het normaal dat de zee om over het lage deck stroomt en de bovenkant van de pontons onder water komen. De brug is in 1961 open gegaan voor verkeer. Een storm in 1979 heeft de westelijke helft van totaal verwoest. De constructie liep vol en brak op zoals bij domino's. De exacte reden en verloop van falen zijn onderwerp van wat tegenstelling. De vervangende brug is een volledig nagespannen constructie die in 1982 is geopend. Het overgebleven oostelijke gedeelte is rehabilitated en zo betrouwbaar als mogelijk gemaakt.

Evergreen Point Brug

De 2^e Lake Washington brug is 4 km ten noorden van de eerste brug gebouwd en opengesteld voor verkeer in 1963. Het ontwerp was in essentie gelijk aan the Lacey V. Murrow Bridge, maar er is gedeeltelijk voorgespannen beton samen met zachtstaal wapening gebruikt. De omgeving op deze locatie is zwaarder dan die bij de eerste brug als gevolg van de grote open water fetch. Storms hebben hier wat operationele problemen en beschadiging aan de constructie veroorzaakt, maar met een beetje retrofitting in de drawspan gebied is de constructie nu best betrouwbaar.

3^e Lake Washington brug

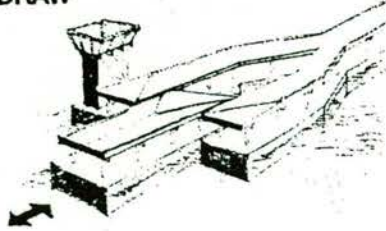
De 3^e Lake Washington brug is parallel aan de eerste brug (the Lacey V. Murrow Bridge) gebouwd en ontworpen om constructief onafhankelijk te zijn, met zijn eigen aparte verankeringssysteem. Er is nagespannen in twee richtingen in alle vlakken. De 18,3 m ruimte tussen de constructies wordt gebruikt als opvang bassin voor olie lekkages van beide wegen. Bij deze brug zijn overstekken aan weerszijden van de pontons gebruikt om een weg te faciliteren die veel breder is dan de pontons zelf. Dit om er voor te zorgen dat de pontons smal genoeg waren voor het vervoer over het water vanaf het bouwdoek (het alternatief was een dubbele rij pontons met een verbinding in langsrichting).

Na het falen van de Hood Canal bridge hebben subsequent onderzoek en het ontwerp van de vervangende brug een boel nieuwe kennis gegenereerd over drijvende bruggen. De dynamische respons analyse van de vervangende brug zijn toegepast op de Lake Washington bruggen. De ontwerpcriteria zijn verfijnd om meer rigoreus alle pontentiele schade gevallen te bevatten zodat het risico van flooding verminderd is.

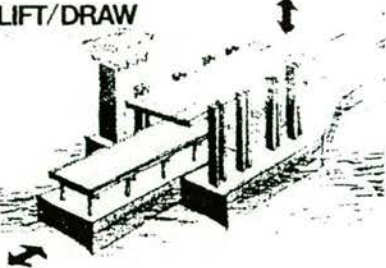
Samenvatting

Alle betonnen drijvende bruggen in Washington hebben basically de zelfde samenstelling. De pontonstructuur is een serie van betonnen barges met cellen, die soms voorgespannen elementen gebruiken die vast aan elkaar verbonden worden en één continue ligger vormen. De Lacey Murrow Bridge en de Evergreen Point lijken erg op elkaar. De 2^e Hood Canal brug pontons zijn breder en dieper dan de 1^e brug waardoor hij 2 tot 3 keer zoveel buigende capaciteit heeft. De eerste ontwerpen bij Lake Washington hebben minder capaciteit dan de nieuwe Hood Canal brug, maar storm is bij deze bruggen niet zo kritiek omdat ze in een beschermendere omgeving liggen. De Lacey V. Murrow brug zal worden gerenoveerd en gewijzigd als deel van het I-90 project. Het feit dat een 50 jaar oude betonnen brug geschikt blijft voor hergebruik is een bewijs voor de duurzaamheid van beton als brugmateriaal. De Evergreen Point Brug is de langste drijvende brug van dit type in de Wereld.

DRAW



LIFT/DRAW



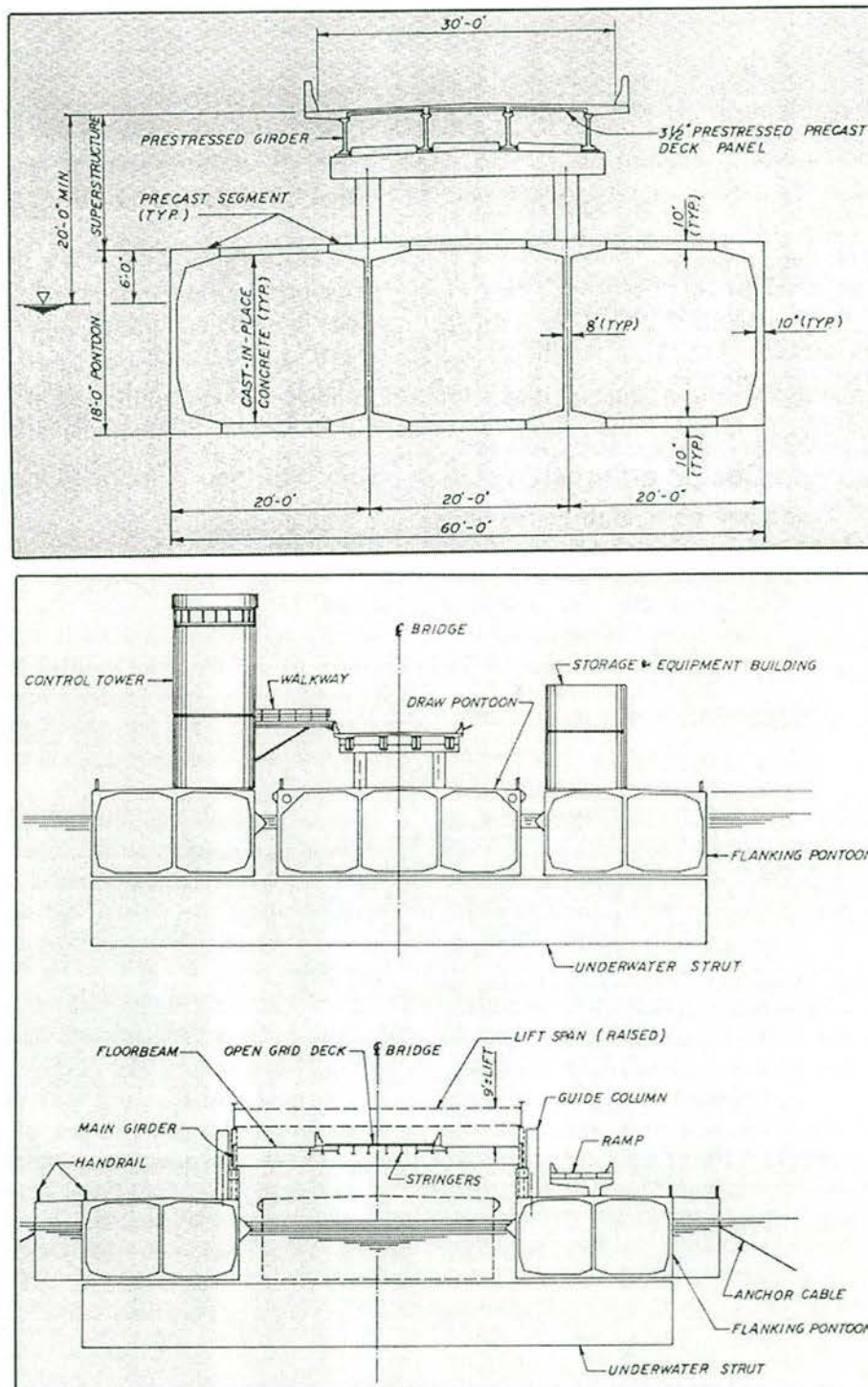
2 type drawspans zijn gebruikt voor navigation in deze bruggen. De Lacey V. Murrow brug had een drawspan dat een bocht in de weg vereiste of "bulge" om verkeer de drawspan well te kunnen passeren. Bij toename van het verkeer bleek hierbij een gevaarlijke situatie te ontstaan. De Evergreen Point brug drawspan heeft een til/trek configuratie waardoor een veiligere rechte weg ontstaat. De Hood Canal brug heeft er van beide type een. De drawspan zijn de moeilijkste delen van een drijvende brug geweest om te onderhouden. Ze zijn kwetsbaarder voor stormschade en gevoeliger voor het maritieme klimaat.

Een eenheidsprijs vergelijking (gebaseerd op hetzelfde prijspeil) van de oude en nieuwe bruggen in Lake Washington toont aan dat de kosten in de loop van de tijd afgenomen zijn. De Hood Canal Bridge is veel duurder per m², vooral omdat deze maar twee rijstroken heeft waar de ander vier of meer rijstroken hebben. Wanneer ze vergeleken worden met lange vaste overspanningen of tunnel voor het oversteken van brede diepe waterwegen, kosten drijvende bruggen in het algemeen minder dan de helft van de dichtste competitie.



Toekomstige bruggen

De volgende drijvende bruggen zijn gebouwd in Noorwegen. Beide maken gebruik van het boog concept omdat de water diepte en vorm van de bodem in de fjorden submerged ankers niet praktisch zijn.



De Hood Canal drijvende brug in Washington State is 2396 m en gaat over water met een diepte van 104m. Het is de enige drijvende brug in de wereld die gebouwd is op getijde water. Gedurende een zware storm in 1979, is het westelijke gedeelte van de brug tussen de draw span "bulges" en de kust gezonken.

De originele Hood Canal drijvende brug heeft \$25 miljoen gekost. De totale lengte van de brug bestaat uit 253 m vaste aanbruggen, 1972 m betonnen drijvende constructie en 171 m stalen vakwerk overgangsoverspanning tussen het vaste en drijvende gedeelte. Een 183 m brede scheepvaart kanaal om de doorgang van grote vaartuigen te laten passeren in het midden van de brug door twee drijvend trekoverspanningen.

Onderzoek naar de oorzaak van het bezwijken kwam tot de conclusie dat de brug bezwijken kon zijn door een of meer van de volgende oorzaken:

- Dynamische belasting van wind en golven
- Slippen van de akers
- Pondering van water op de dekken van de pontons
- Water dat de binnenzijde van de pontons ingelopen is

Er zijn geen ontwerpnormen of standaards die het ontwerp en de constructie van een drijvende brug omvatten. Het was dus noodzaak om een set ontwerp criteria te formuleren voor dit project om zich ervan te verzekeren dat de constructie:

- Adequaatt zou presteren gedurende normale stormomstandigheden
- Comfortabel is om over te steken gedurende normale stormcondities
- Veilig extreme stormcondities doorstaat zonder merkbare schade
- Waarborgt tegen progressieve instorting
- Minimaal onderhoud behoeft

De nieuwe snelweg is gemaakt voor 2 rijbanen en ontworpen voor een levensduur van 75 jaar. Er is echter rekening mee gehouden dat sommige metalen delen, mechanische en elektrische componenten vervangen moeten worden. In aanvulling op het normale ontwerpbelastingen zoals rustende belasting, variabele belasting wind, temperatuur, en krimp, moest het ontwerp van de brug rekening houden met krachten door stroming, getijde bewegingen, golven en potentiële schade (door een schip, schuit, stam, het begeven van een ankerkabel). Elke schade aan de romp van het ponton zou overstroom, of verlies aan drijfvermogen kunnen veroorzaken. De pontons moesten dus ontworpen worden op progressief bezwijken en zinken.

Er zijn voor de vervanging veel type bruggen beschouwd, maar de drijvende brug was het goedkoopste alternatief vooral omdat door de grote waterdiepte en breedte van het kanaal.

De vervangende constructie bestaat uit een continue, betonnen drijvende ponton brug, nagespannen in drie richtingen. Elke ponton was verdeeld in waterdichte compartimenten van 6m breed en 9 m lang. De pontons zijn gekoppeld door middel van voorspanstrengen, behalve voor een speciale koppeling waar een constructieve scharnier, ontworpen om alleen dwarskracht over te brengen, noodzakelijk was om de hoge door golven opgelegde buigende en torsie momenten te verminderen op de verandering van dwarsdoorsnede van 18 m naar 47 m bij de beweegbare gedeelte.

De bovenbouw is gebouwd van voorgespannen betonnen balken met een overspanning van 18m.

Geprefabriceerde voorgespannen betonnen dek delen werden gebruikt als dek.

Bij het beweegbare gedeelte is de bovenbouw gemaakt van staal.

De pontons worden op hun plek gehouden door kabels (opgebouwd uit strengen) met een diameter van 76 mm die zijn gewikkeld om massief gezonken zwaartekracht ankers. De kabels moeten krachten weerstaan door wind, golven en getijde. Krachten door het verandering in getijde van wel 5 m zijn het meest maatgevend. Ze zijn gecoat door zink en beschermd door een catodisch beschermings systeem. De zwaartekracht ankers zijn gemaakt van gewapend beton die ongeveer 375 m³ beton per stuk bevatten. Elk anker is 14 in diameter en is 9 m hoog. Het onderwatergewicht van de ankers varieert tussen de 750 en 1500 ton.

Gebruikte materialen.

Het was belangrijk (door de zware maritieme omgeving) dat de materialen met zorg uitgekozen werden om duurzaamheid en betrouwbaarheid en prestatie gedurende de verwachte levensduur te waarborgen. Het beton was aangepast om een 28 dagen sterkte van 44,8 MPA te hebben. De hoeveelheid cement was tussen de 390 en 451 kg/m³, en de watercementfactor maximaal 0,4.

De constructie

Een drijvende brug is een ligger op elastische ondersteuning en opleggingen. Verticale krachten worden weerstaan door drijvend vermogen. Krachten vanaf de zijkant worden opgenomen door een systeem van ankerkabelkrachten. Torsie krachten worden opgenomen door een combinatie van beide.

De reactie van de constructie op statische belastingen kan recht toe recht aan geanalyseerd worden door conventionele statische stijfheids benadering. De reactie op dynamische effecten en de willekeurige toedracht van de golven was het moeilijkst te voorspellen. De principes van scheepvaart ontwerp en de theorie van scheeps bewegingen zijn gebruikt om een computerprogramma te ontwikkelen om de dynamische interactie tussen de drijvende brug en de omringende zee te bepalen.

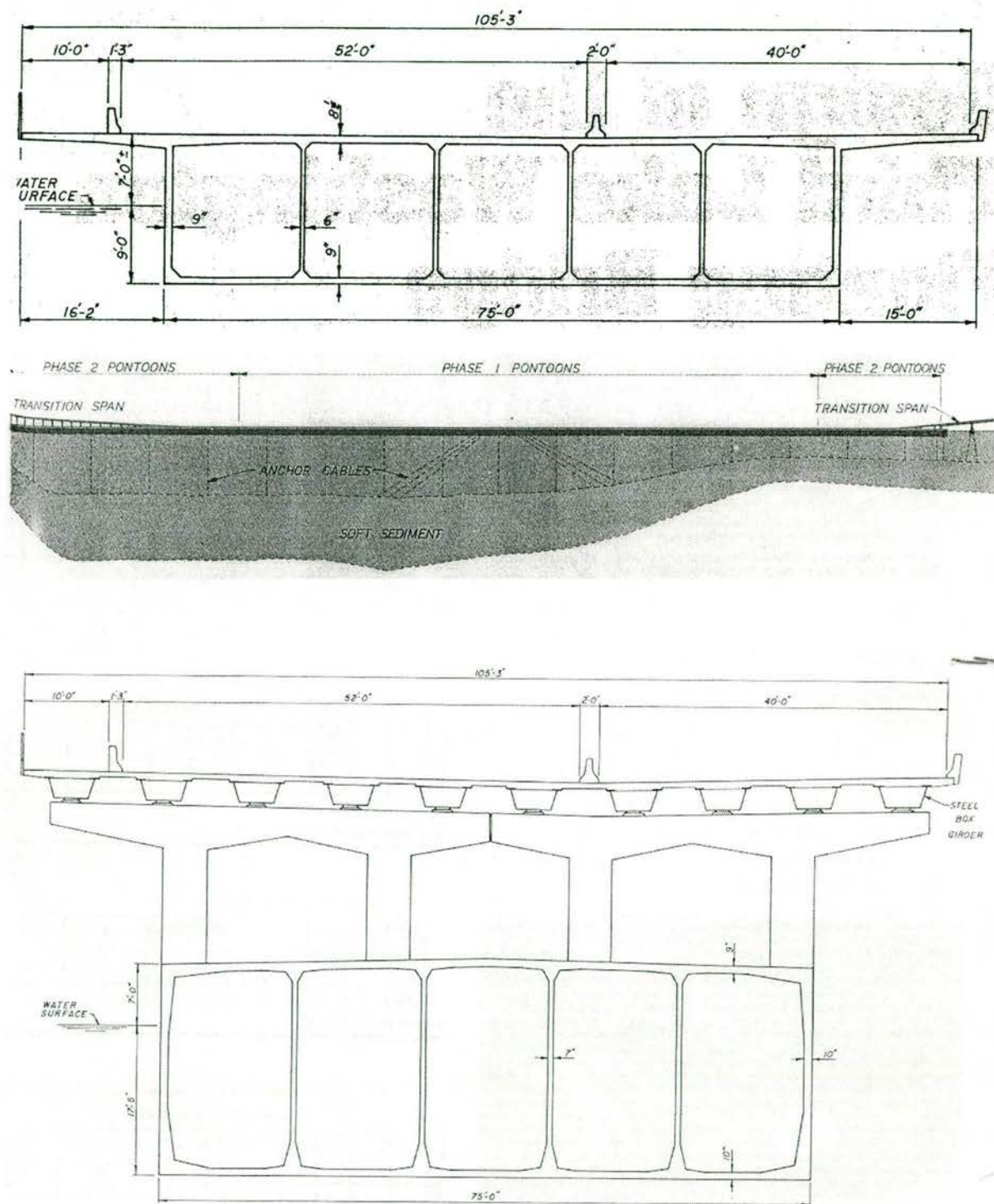
De Bouw

De pontons zijn samengesteld in een bouwdok. Elk ponton bestond uit "C" en "I" vormige voorgespannen segmenten, die respectievelijk 56 en 62 ton wogen. Een ponton vereiste 48 voorgespannen segmenten. Elke ponton werd geassembleerd door de voorgespannen segmenten te

koppelen met behulp van ter plaatste gestort beton. De complete pontons zijn nagespannen in langs en dwarsrichting en aangegrout.

De plaatsing van de ankers in het diepe water van Hood Canal was een belangrijk aspect van de constructie. De lokatie, plaatsbepaling en scheefstand van de ankers moest binnen nauwgezette toleranties blijven. Een special schip is ontworpen om de ankers te op hun plek te laten zakken.

Op de burglokatie zijn de paren pontons aan elkaar gekoppeld door voorspanstrengen en in de definitieve ligging gehouden door de ankerkabels.



Betonnen drijvende bruggen vormen een belangrijk transport verbinding in de Staat Washington. De constructies kunnen ontworpen en gebouwd worden en zijn economisch, duurzaam, veilig en comfortabel om overheen te rijden. De **Third Lake Washington Floating Bridge** is meer dan 1800m lang en draagt vijf rijstroken, inclusief twee omkeerbare rijstroken en een stoep. Twee overgangs overspanningen verbinden het drijvende gedeelte met de vaste aanbruggen. Hij bevindt zich net ten noorden van de bestaande Lacey V. Murrow **Floating Bridge** en het gebied tussen beide zal als drainage bassin gaan dienen. Normale drainage en verliezen komen in dit gebied terecht en een olie afschepper en vuilnis verwijderaar zullen dit gebied schoon houden. Er zijn verscheidene redenen waarom een drijvende brug gekozen is voor deze locatie. Ter plekke is Lake Washington meer dan 2,4 km breed en het grootste deel van het meer is meer dan 61 m diep. De bodem

van het meer heeft een zachte sediment laag die even diep als het water is. Het sediment heeft geen draagkracht, wat een conventionele bovenbouw erg duur en onpraktisch maakt. Onder deze omstandigheden, is een drijvende brug het meest kosten effectieve ontwerp (andere brugtypes kosten minstens twee keer zoveel). De planning en voorstudies begonnen in 1965 en een eerste set ontwerpplannen en specificaties waren besteksklaar in 1971. Door vertragingen was nog een optimalisatie ronde mogelijk. Het uiteindelijk ontwerp bevatte enkele besparende maatregelen en lessen geleerd uit het bezwijken van de Hood Canal Floating Bridge. Het contract is in 1982 gegund en de brug wordt verwacht in 1989 te openen.

Pontons

Het uiteindelijke ontwerp bestond uit tien standaard betonnen pontons en acht pontons met verhoogde bovenbouw. Elke ponton is ongeveer 108 m lang, 23 m breed (met overstekken van 4,5 m) en 5 m hoog. Ze zijn onderling star verbonden met hoge sterkte bouten of voorspanstrengen. Het gedeelte onder het bovendek is alleen in langrichting voorgespannen en het bovendek zelf alleen nagespannen in dwarsrichting. De verhoogde bovenbouw is ondersteund door dwarsbalken en kolommen en nodig om de weg geleidelijk te verbinden met de vaste aanbruggen. Dit type ponton is nagespannen in drie richtingen.

Ontwerpcriteria

De ontwerpcriteria zijn ontwikkeld om er zeker voor te zijn dat de drijvende constructie aan: alle functionele eisen voldoet; betrouwbaar functioneren en comfortabel is om op te rijden; veilig schade overleven van bijzondere belastingen; minimaal onderhoud vereisen; en progressief bezwijken voorkomen.

De ontwerpbelastingen waren de standaard AASHTO brugbelastingen, behalve voor golven, overstromen en bijzondere belastingen. De ontwerp golven waren het moeilijkst te bepalen, vanwege de willekeurige natuur van de factoren die de golf karakteristieken beïnvloeden, en het gebrek aan meteorologische gegevens van de bruglocatie. De volgende ontwerp golf karakteristieken zijn gebruikt in het originele ontwerp. Significante golfhoogte van 1,5 m, significante golfperiode van 4,6 seconden, golflengte van 18 m, en golfkam (top) lengte (parallel aan de brug) van 128 m. De externe wanden van de pontons zijn voor de bruikbaarheidsgrenstoestand ontworpen op een horizontale botsbelasting van 45 kN en voor de uiterstegrenstoestand op 133 kN.

Materialen

De belangrijkste toegepaste materialen voor het ontwerp waren: beton voor de pontons, kolommen en dwarsbalken en constructiestaal voor de verhoogde bovenbouw. Gewapend en voorgespannen beton is sterk en duurzaam. Goed ontworpen en gestort beton is waterdicht en vergt weinig onderhoud. Dit is bewezen door de prestaties van bestaande drijvende bruggen.

Drie betonsterktes waren noodzakelijk voor dit project: 27,5 Mpa voor gewapend beton, 34,5 Mpa voor voorgespannen beton in de standaard pontons en 41,4 Mpa voor voorgespannen beton in de pontons met hooggelegen bovenbouw.

Ontwerp en analyse

Het ontwerp van drijvende bruggen in Washington State heeft diverse stadia van ontwikkeling doorlopen sinds zij voor het eerst in 1930 in overweging werden genomen. Het ontwerp is gegaan van een empirische aanpak tot geavanceerde dynamische analyses en model tests, en van gewapend beton naar volledig voorgespannen beton in drie richtingen. De **Third Lake Washington Floating Bridge** is ontworpen gebruik maken van methoden van 60 en 70 tigger jaren en geanalyseerd door middel van dynamische analyses in de 80 iger jaren.

Een drijvende brug is in essentie een ligger op elastische ondersteuning en . als er weinig tot geen wind is, is de respons van een drijvende brug te berekenen eenvoudig te berekenen met behulp van de conventionele statische stijfheids benadering en de klassieke oplossingen van liggers op elastische fundering.

Dynamische analyse

Ten tijde van het originele ontwerp was er weinig experimenteel of theoretisch werk gedaan over de dynamische respons van drijvende bruggen op de krachten ontwikkeld door door wind gegenereerde golven.

J.J. Stocker behandelde in zijn boeken over golven de effecten van golven op drijvende structuren. Golven werden harmonisch verondersteld en het effect van 'draft' op de resulterende druk werd verwaarloosd. De formuleringen voor het originele ontwerp waren gebaseerd op Stocker's theorieën, aangepast om in verband te staan met observeringen in het veld van bestaande drijvende bruggen. De berekende krachten en verplaatsingen werden aangepast door gebruik te maken van een vermenigvuldigingsfactor om de dynamische effecten in rekening te brengen.

Geavanceerde analyse

Het bezwijken van de Hood Canal Drijvende Brug ontwikkelde een grote belangstelling in het ontwikkelen van een meer realistische methode voor het analyseren van de dynamische respons van drijvende bruggen door golven. De voorgestelde theorieën en ontwikkelde technieken proberen om, in de een of ander vorm, rekening te houden met de willekeurige aard van de zee, de driedimensionale staat van de zee, de gerichtheid van de zeeën, en de korte top-dal afstand van de golven. Het is algemeen geaccepteerd onder moderne bijdragers aan de technische literatuur dat de frequentie bereik (probabilistisch) analyse, gecombineerd met de principes van scheepvaart ontwerp en theorieën van schep bewegingen, het meest toepasselijk en effectief is in het oplossen van dynamische problemen van golf-drijvende constructie interacties.

Anker kabel systeem

De drijvende brug wordt door opleggingen in dwars en langs-richting in zijn alignement gehouden. Verticale belastingen worden drijfvermogen opgenomen. Dwars en langskrachten worden opgenomen door een systeem van ankerkabels. De kabels hebben een diameter van 6,03 cm en een breukkracht van 303 Mg. De kabels zijn aan de bodem verankerd door drie type ankers:

- Gespoten ankers worden gebruikt als de bodem erg zacht is en de ankers ingespoten kunnen worden om volledig vastgelegd te worden
- Paalankers in ondiep water waar de grond hard is.
- Zwaartekrachtankers worden gebruikt waar de grond te hard is om te spuiten en te diep voor het slaan van palen.

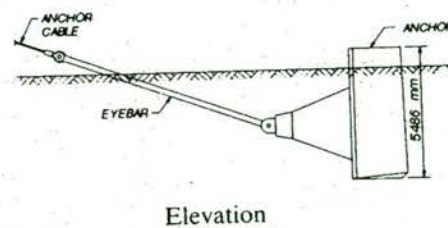
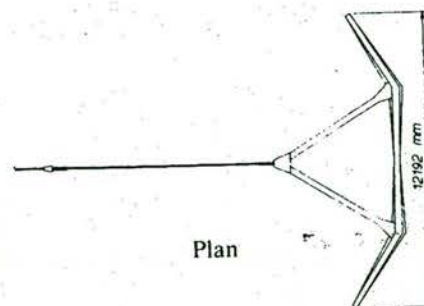
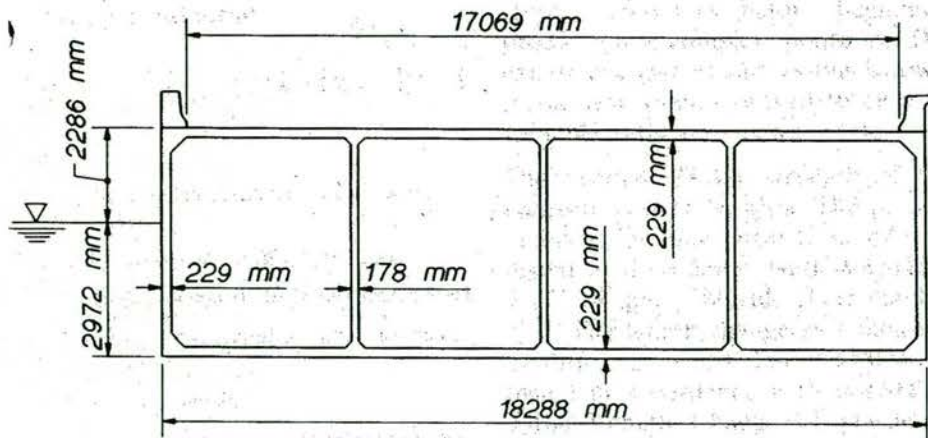
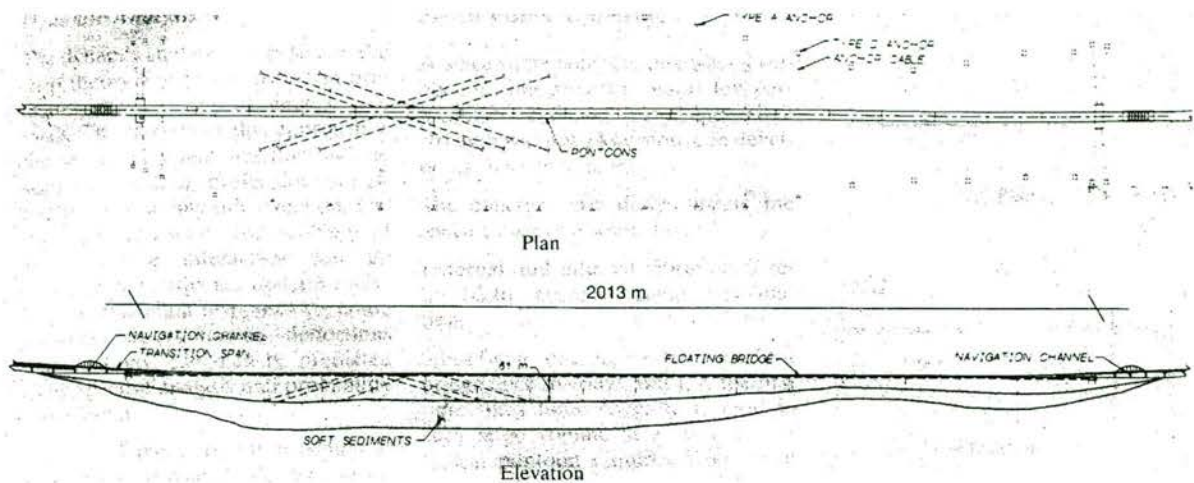
Uitzetvoegsysteem

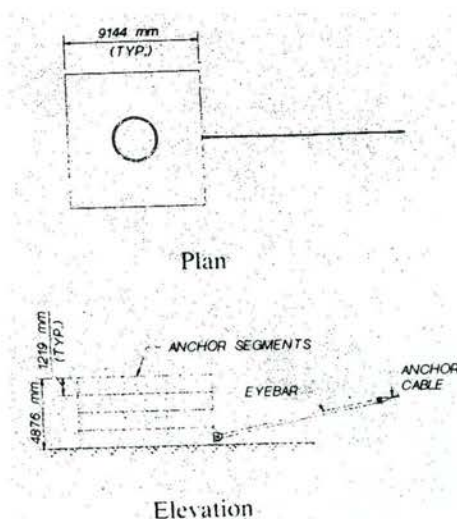
Onder extreme wind en golfomstandigheden is er voorspeld dat de brug 1m in dwarsrichting en 0,6 m in dwarsrichting zal verplaatsen. Het meer heeft een seizoens variatie van 0,25 stijgingen en 1,2 m daling. Hiervoor zijn een paar van de werelds grootste uitzettings voegsystemen nodig om de bewegingen aan beide zijden van de drijvende brug te kunnen opvangen.

Beheersing van progressief bezwijken.

Schade aan een drijvende brug kan ontstaan door een storm, botsing door een boot, uitvallen van een anker of andere onvoorziene ongelukken.

De pontons zijn ingedeeld in waterdichte compartimenten om volstromen te beperken tot een klein gedeelte van de brug. De pontons zijn ontworpen om te blijven drijven in geval van volstromen.





Lake Washington, is ongeveer 1,6 tot 4,6 km breed en 32 km lang. De waterdiepte is op de meeste plaatsen 30 tot 60 m. De bodem van het meer bestaat uit nog eens 60 m erg zachte klei, zilt en organische stoffen. Deze zachte afzettingen zijn niet in staat om funderingskrachten op te nemen. Drijvende bruggen hebben bewezen de meest kosteffectieve constructie types te zijn om Lake Washington te overbruggen.

De nieuwe brug.

De originele Lacey V. Murrow Floating bridge is gebouwd van gewapend beton en geopend voor verkeer in 1940. Na 50 jaar van dienst is hij afgesloten voor verkeer om opgewaardeerd te worden naar de moderne standaard van 3 eenrichtings rijstroken met 'shoulders'. Helaas zonken 8 pontons tijdens de reconstructie door extreme wateropname en de overige pontons leden grote schade en werden constructief ongeschikt bevonden.

De nieuwe Lacey V. Murrow Floating bridge ligt 19 m ten zuiden van de Derde Lake Washington Floating Bridge. Hij is gebouwd van 20 voorgespannen betonnen pontons die star aan elkaar verbonden zijn om een continue drijvende constructie te vormen van 2013 m lang. Een standaard ponton is in langsrichting voorgespannen en is 110m lang, 18,3 m breed en 5,1 m diep en heeft een diepgang van 3,0 m. Het is een celstructuur en de binnenkant is verdeel in compartimenten met waterdichte schotten om zinken te voorkomen. Elke ponton is verankerd aan de bodem van het meer door een paar ankerkabels, een aan d\ieder zijde van de ponton. De ankerkabels hebben een diameter van 60 mm en hebben een minimumbezuiksterkte van 3MN. Twee type ankers worden gebruikt afhankelijk van de waterdiepte en grondeigenschappen. Type A ankers in diep water met erg zachte grond en type D ankers in ondiep en diep water met harde grond.

Idee van een Drijvende brug.

Het idee van een drijvende brug maakt gebruik van de natuurlijke wet van drijfvermogen om de rustende en mobiele belastingen op te vangen.

Een drijvende brug is eigenlijk een ligger op een elastische ondergrond en opleggingen. Verticale belastingen worden opgenomen door het drijfvermogen en dwars en langs krachten worden opgenomen door een systeem van ankers.

Een drijvende brug kan worden gemaakt van hout, staal, beton of een combinatie hiervan, afhankelijk van de ontwerpisen. Ervaring leert dat gewapend en voorgespannen drijvende bruggen kosten effectief, duurzaam en weinig onderhoudsbehoevend zijn als een permanente snelweg constructie. Beton is een goed dempend materiaal voor trillingen en geluid. Beton wordt veel minder beïnvloed door vuur en hitte dan hout staal of andere constructie materialen.

Ontwerp en analyse

Ontwerpisen

Het ontwerp van een drijvende burg volgt de zelfde gewoontes als conventionele nagespannen betonnen bruggen. Echter, door het feit dat het drijft op water moeten de criteria wat speciale beschouwen behandelen

- rijcomfort gedurende normale storm omstandigheden
- veiligheid gedurende extreme storm zonder aanzienlijke schade
- weerstand tegen progressief bezwijken als gevolg van lekkages

Ontwerp

Ontwerp voor statische belastingen is erg eenvoudig gebruik makend van de klassieke theorie van een ligger op elastische ondersteuning.

Ontwerp op de reactie van de constructie op wind en golven is complexer als gevolg van de willekeurige aard van deze omgevingskrachten.

Om de dynamische respons realistisch te bepalen is een dynamische analyse gedaan.

Dynamische analyse.

De dynamische analyse was gebaseerd op de 'strip' theorie ontwikkeld voor het gebruik bij het voorspellen van de reacties van schepen op zee belastingen. De essentie van deze benadering is de aanname dat de stroming in een sectie de stroming van geen enkele andere sectie beïnvloed.

Silica Fume beton

Een Silica Fume betonmengsel werd ontwikkeld voor dit project om een lage doordringbaarheid en lage krimp te garanderen.

Speciale kenmerken.

Terwijl water drijfvermogen levert om een drijvende brug drijvende te houden, kan het lekken van water in de binnenkant van de constructie progressief bezwijken en uiteindelijk zinken van de brug veroorzaken. Veel speciale kenmerken zijn in de nieuwe brug ingebouwd om te bewaken voor progressief bezwijken en een vroege waarschuwing tegen het binnenstromen van water te geven.

Elk ponton is verdeeld in kleine waterdichte compartimenten om vollopen dat leidt tot progressief bezwijken te beperken. De pontons zijn ontworpen om drijvend te blijven bij de meest voorkomende schade gevallen, bijvoorbeeld:

- De zijwand van een ponton kan beschadigd raken door bijzondere belastingen zoals boten en boomstammen, resulterend in vollopen van twee of vier buitenste compartimenten. Dit is het meest waarschijnlijke belasting geval, maar veroorzaakt erg kleine verticale vervormingen en rotaties in de brug
- In een meer extreem geval, waarbij de constructie compleet is doorgebroken. De waterdichte compartimenten zullen progressief vollopen en progressief bezwijken voorkomen.

Watersensoren zijn in ieder waterdicht compartiment ingebouwd om vroegtijdig water intrede te detecteren en te waarschuwen. Een pijpleiding systeem is geïnstalleerd in de compartimenten om indien nodig water eruit te kunnen pompen.

Constructie.

De pontons voor de nieuwe Lacey V. Murrow Bridge zijn geconstrueerd in twee bouwdok. Na uit het bouwdok te zijn gelaten worden ze in paren gekoppeld en gesleept naar de bruglocatie waar de uiteindelijke samenstelling en verankering plaats vinden.

Twee type ankers worden gebruikt afhankelijk van de waterdiepte en grondeigenschappen. Type A ankers in diep water met erg zachte grond. Deze zijn gemaakt van gewapend beton en pijpen om waterspuiten mogelijk te maken. Ze wegen elk 860 kN. Anker capaciteit wordt ontwikkeld door passieve gronddruk. Type D ankers zijn zwaartekrachtankers. Ze bestaan uit massieve gewapende betonnen platen die elk ongeveer 2700 kN wegen. Ze worden geplaatst in ondiep en diep water waar de grond te hard is voor waterspuiten. De eerste plaat wordt op zijn plaats gebracht en dan gevolgd door volgende platen. Het aantal platen wordt bepaal door de vereiste anker capaciteit.

Conclusies

Om een grote hoeveelheid water over te steken met ongewone diepte en zachte bodem zoals Lake Washington, wordt er geschat dat een drijvende brug 3 tot 5 keer minder kost dan vaste bruggen met grote overspanningen of een tunnel. Goed ontworpen en onderhouden drijvende bruggen zijn veilig, duurzaam en comfortabel om over te rijden.



**Washington State
Department of Transportation**

Sid Morrison
Secretary of Transportation

Transportation Building
P.O. Box 47300
Olympia, WA 98504-7300

Response to Questions From Mr. Nuijens Questions in His E-Mail of 3-30-00

By C. Ruth

Phone: 360-456-4386, E-Mail ruthc@wsdot.wa.gov

1. Pontoon Connection

The floating concrete pontoons are connected after they are floated individually out of the graving site. The contractors building Washington floating bridges have generally connected the pontoons in groups of two or three, and then towed the pontoon groups to the bridge site, where the anchor cables are connected. As a group of pontoons is floated to the bridge site, anchored, it is then connected to the previous group of pontoons brought in. The overall sequence and timing of the pontoon assembly at the site depends on the site conditions, connection to the "transition spans" at the ends of the floating portion of the bridge, and whether or not the bridge has a draw span (Note: Two of the four WSDOT floating bridges have draw spans near the center of the bridge). The typical pontoon to pontoon joint consists of a series of high strength bolts placed around the pontoon perimeter that are stressed to a specified force after the joint is grouted and reaches a specified strength. Please refer to the attached sheets for details. The West Half of the Hood Canal Bridge (constructed in the early 1980's) utilizes post-tensioning strands rather than high strength (tensioned) bolts.

The pontoon to pontoon connection bolts are stressed to a level that assures that the entire pontoon joint will stay in compression for the design storm. WSDOT uses a 100-year storm for design of the pontoons and the pontoon connections. This prevents joint fatigue. See ATTACHMENTS 1, 2, 3, & 4 for details.

2. Connection Between The Transition Span and the Floating Pontoons

The connection between the transition spans and the floating pontoons varies from bridge to bridge. For the Hood Canal Floating Bridge (on salt water with a tide variation of 16.5 feet, and a draw span) the transition spans are "pinned" to the floating pontoon of the bridge at either end. There are no longitudinal anchor cables for this bridge. On Lake Washington, all three floating bridges have longitudinal anchor cables to stabilize the floating pontoon portion of the bridge, in addition to the transverse anchor cables. Longitudinal motion is allowed to occur up to maximum of approximately four feet of movement. The large expansion joints occur on each Lake Washington floating bridge where the transition span is supported on the last pontoon. Two of the three Lake Washington Floating Bridges have large modular expansion joints. The third one has large "finger" expansion joints. Because of the relatively short anchor cables on the Lake Washington floating bridges, the anchor cable tensions are adjusted each time the lake level changes by one foot.

3. Vertical Angle Change Between the Transition Span and the Adjacent Pontoons

The maximum angle between the transition spans and the pontoon is shown on the attached sheet (for the Hood Canal Bridge - on salt water with tidal action). On Lake Washington (fresh water), the lake level changes about four feet throughout the year, so the angle change is much less of a concern. The posted speed limit on the Hood Canal Bridge is currently 40 miles per hour. See ATTACHMENT 5 for details.

4. Riding Comfort

The floating bridges are shut down to traffic at about a 55 mile per hour wind speed. The bridges are closed at this approximate wind speed for two primary reasons. For the floating bridges with draw spans, the mechanical equipment that supports the draw spans becomes at risk (overloaded) if the wind gets much above 55 miles per hour. Wind direction is also critical. At about 55 miles per hour, the waves start to break over the roadway creating a traffic hazard for three of the four bridges. The Hood Canal Bridge

has an elevated bridge deck supported by continuous floating concrete pontoons. The floating bridges are closed to traffic before the dynamic motion of the bridge (in a storm) would be a driving hazard.

5. Roadway Cross Slope

The roadway surface on the pontoons (or on the elevated roadway for the Hood Canal Floating Bridge) has a crowned cross slope. Where the roadway deck is on top of the pontoon, the roadway cross slope is as little as 1%. For the elevated roadway on the Hood Canal Bridge, the cross slope is 2%.

6. Floating Bridge Elements that Require the Most Maintenance

The moving parts and electrical systems, particularly for the bridges with draw spans, need the most frequent maintenance. Anchor cables are inspected and replaced periodically. We typically get 15 to 20 years of life from an anchor cable.

7. Bridge Design Loads

All four WSDOT floating bridges are designed for AASHTO HS20-44 live load (8 kip front axle, plus two 32 kip rear axles, with 14 feet between the front and first rear axle, and 14 to 30 feet between the two rear axles). The primary "extreme event" loading is wind and wave action on the bridge. Earthquake is not a concern with floating bridges in Washington State because they have the ultimate in "base isolation".

8. Lessons Learned From Sinking of the Hood Canal Bridge

The most important lessons learned from the sinking of the West Half of the Hood Canal Bridge in 1979 were:

- a. New "first of a kind" bridge concepts can be easily underdesigned (no history or experience). Therefore, the design of a "first of a kind" bridge should be properly conservative.
- b. Mother Nature will always find the weakness in the structural system.
- c. Do advanced planning for emergency response to loss of a major bridge that would result in a long detour for the traveling public.

9. Bridge Drainage

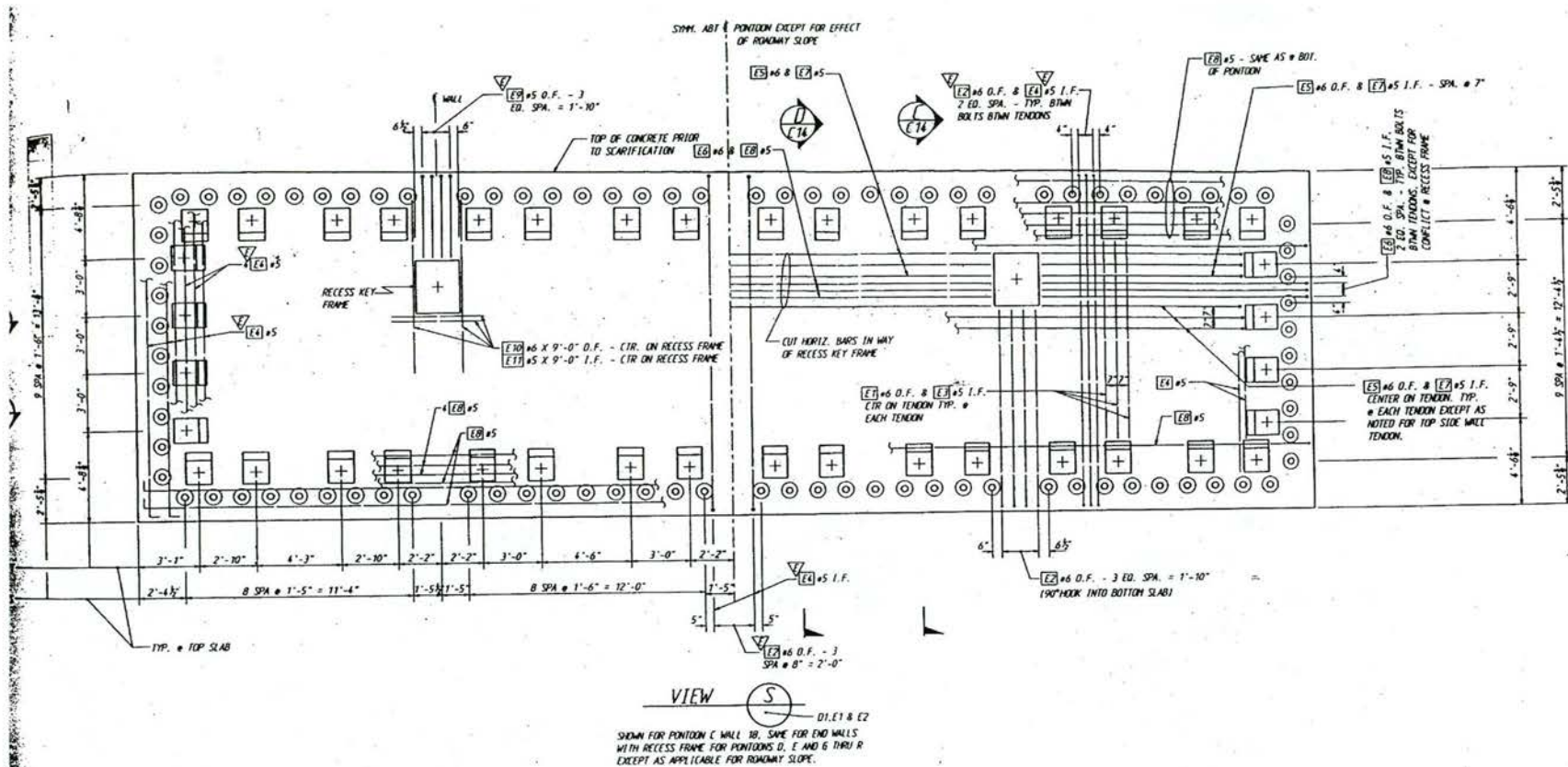
- a. For the Hood Canal Bridge and the Evergreen Point Floating Bridge, the roadway surface drains into the surrounding water with no retention.
- b. For the Third Lake Washington Floating Bridge and the Lacey V. Murrow Floating Bridge (which are side by side), the roadway surface of each bridge drains into a "lagoon" between the two bridges from which oil and other spill material can be skimmed from the water surface by bridge maintenance personnel.

10. Cost of Floating Bridge in \$ Per Square Foot

In today's dollars (USA) the cost per square foot for a floating bridge with no drawspan would be \$300 to \$350 per square foot (bid price, including contractor mobilization).

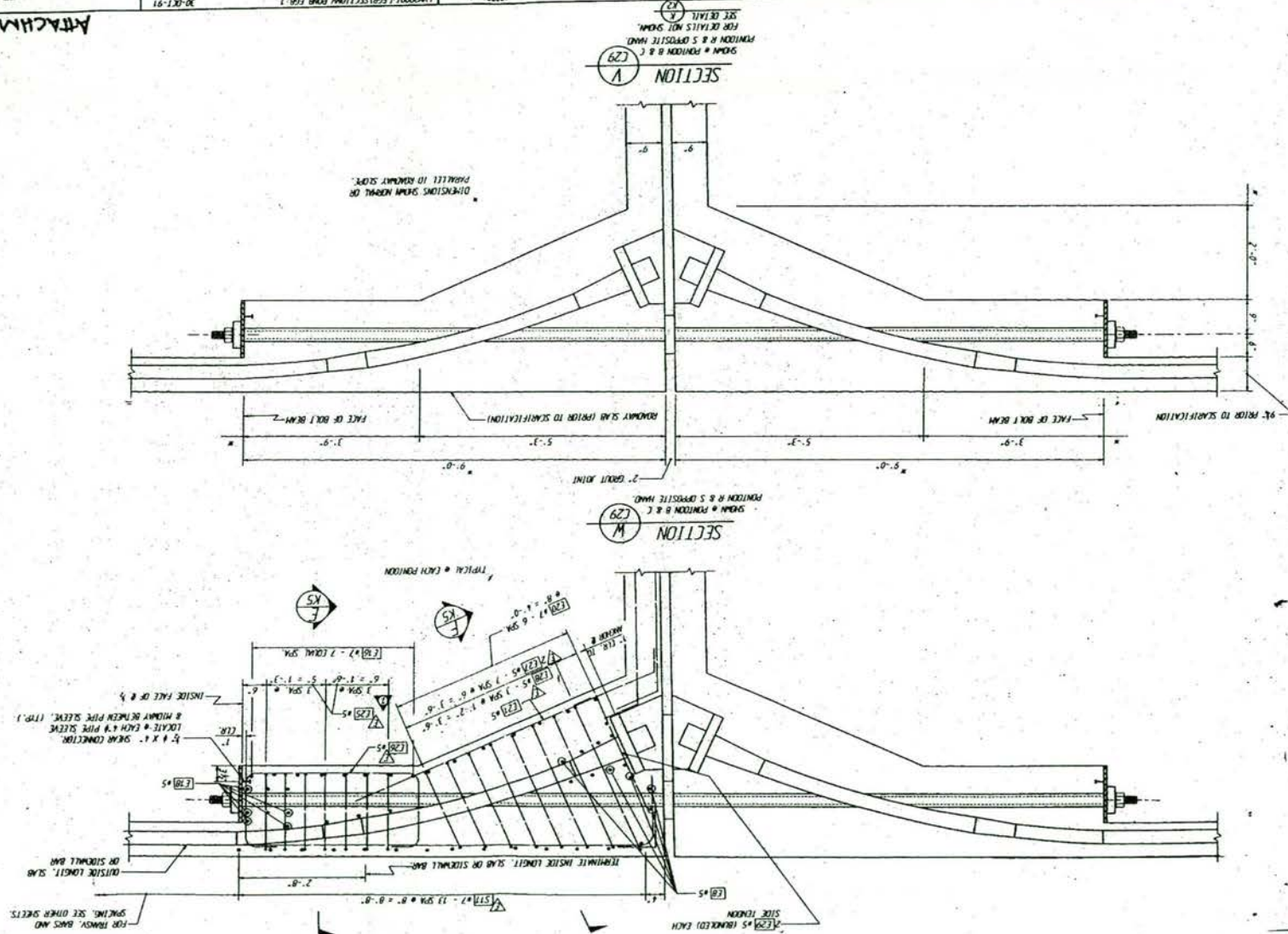
It is hoped that the responses and attached drawings satisfy your questions.

SHEET TITLE




ATTACHMENT 2

PROJECT NO. 8/91 DATE 6/91 BY M. WILSON CHECKED 7/91 DESIGNED 5/91		COUNTY 10 STATE WASH. JOB NUMBER 9W094 DRAWING NO. 8-17-91	BRIDGE AND STRUCTURES 10-RI-90-K373J	WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION 8-17-91	08-AUG-91 SR 90 LACEY V. MURROW BRIDGE REPLACEMENT VIEW S	SHEET NO. 01 OF 18 TOTAL
--	--	---	---	---	--	--------------------------------



11.2.91

RES

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12	 Washington State Department of Transportation	10-01-91
K1 24 33	LACEY V. MURROW BRIDGE REPLACEMENT SR 90	BOLT BEAM DETAILS

The diagram shows three views of a mechanical part:

- Front View (Top):** A rectangle with a total width of 20" and a total height of 10". It features a central circular hole with a diameter of 2 1/2". The hole is positioned 5" from the top and bottom edges and 5" from the left and right edges.
- Top View (Bottom):** A rectangle with a total width of 20" and a total height of 10". It shows the same central circular hole with a diameter of 2 1/2". The hole is positioned 5" from the left and right edges and 5" from the top and bottom edges.
- Side View (Left):** A rectangle with a total width of 2 1/2" and a total height of 10". It shows the profile of the part, with a dashed line indicating the hidden edge of the hole.

[illegible]

Technical drawing of a window frame assembly. The main drawing shows a cross-section of the frame with labels: 1. 1.1 (top left), 1.2 (top right), 1.3 (bottom left), 1.4 (bottom right), 1.5 (middle left), 1.6 (middle right), 1.7 (bottom center), 1.8 (top center), 1.9 (middle left), 1.10 (middle right), 1.11 (bottom left), 1.12 (bottom right), 1.13 (middle left), 1.14 (middle right), 1.15 (bottom center), 1.16 (top center), 1.17 (middle left), 1.18 (middle right), 1.19 (bottom left), 1.20 (bottom right), 1.21 (middle left), 1.22 (middle right), 1.23 (bottom center), 1.24 (top center), 1.25 (middle left), 1.26 (middle right), 1.27 (bottom left), 1.28 (bottom right), 1.29 (middle left), 1.30 (middle right), 1.31 (bottom center), 1.32 (top center), 1.33 (middle left), 1.34 (middle right), 1.35 (bottom left), 1.36 (bottom right), 1.37 (middle left), 1.38 (middle right), 1.39 (bottom center), 1.40 (top center), 1.41 (middle left), 1.42 (middle right), 1.43 (bottom left), 1.44 (bottom right), 1.45 (middle left), 1.46 (middle right), 1.47 (bottom center), 1.48 (top center), 1.49 (middle left), 1.50 (middle right), 1.51 (bottom left), 1.52 (bottom right), 1.53 (middle left), 1.54 (middle right), 1.55 (bottom center), 1.56 (top center), 1.57 (middle left), 1.58 (middle right), 1.59 (bottom left), 1.60 (bottom right), 1.61 (middle left), 1.62 (middle right), 1.63 (bottom center), 1.64 (top center), 1.65 (middle left), 1.66 (middle right), 1.67 (bottom left), 1.68 (bottom right), 1.69 (middle left), 1.70 (middle right), 1.71 (bottom center), 1.72 (top center), 1.73 (middle left), 1.74 (middle right), 1.75 (bottom left), 1.76 (bottom right), 1.77 (middle left), 1.78 (middle right), 1.79 (bottom center), 1.80 (top center), 1.81 (middle left), 1.82 (middle right), 1.83 (bottom left), 1.84 (bottom right), 1.85 (middle left), 1.86 (middle right), 1.87 (bottom center), 1.88 (top center), 1.89 (middle left), 1.90 (middle right), 1.91 (bottom left), 1.92 (bottom right), 1.93 (middle left), 1.94 (middle right), 1.95 (bottom center), 1.96 (top center), 1.97 (middle left), 1.98 (middle right), 1.99 (bottom left), 2.00 (bottom right), 2.01 (middle left), 2.02 (middle right), 2.03 (bottom center), 2.04 (top center), 2.05 (middle left), 2.06 (middle right), 2.07 (bottom left), 2.08 (bottom right), 2.09 (middle left), 2.10 (middle right), 2.11 (bottom center), 2.12 (top center), 2.13 (middle left), 2.14 (middle right), 2.15 (bottom left), 2.16 (bottom right), 2.17 (middle left), 2.18 (middle right), 2.19 (bottom center), 2.20 (top center), 2.21 (middle left), 2.22 (middle right), 2.23 (bottom left), 2.24 (bottom right), 2.25 (middle left), 2.26 (middle right), 2.27 (bottom center), 2.28 (top center), 2.29 (middle left), 2.30 (middle right), 2.31 (bottom left), 2.32 (bottom right), 2.33 (middle left), 2.34 (middle right), 2.35 (bottom center), 2.36 (top center), 2.37 (middle left), 2.38 (middle right), 2.39 (bottom left), 2.40 (bottom right), 2.41 (middle left), 2.42 (middle right), 2.43 (bottom center), 2.44 (top center), 2.45 (middle left), 2.46 (middle right), 2.47 (bottom left), 2.48 (bottom right), 2.49 (middle left), 2.50 (middle right), 2.51 (bottom center), 2.52 (top center), 2.53 (middle left), 2.54 (middle right), 2.55 (bottom left), 2.56 (bottom right), 2.57 (middle left), 2.58 (middle right), 2.59 (bottom center), 2.60 (top center), 2.61 (middle left), 2.62 (middle right), 2.63 (bottom left), 2.64 (bottom right), 2.65 (middle left), 2.66 (middle right), 2.67 (bottom center), 2.68 (top center), 2.69 (middle left), 2.70 (middle right), 2.71 (bottom left), 2.72 (bottom right), 2.73 (middle left), 2.74 (middle right), 2.75 (bottom center), 2.76 (top center), 2.77 (middle left), 2.78 (middle right), 2.79 (bottom left), 2.80 (bottom right), 2.81 (middle left), 2.82 (middle right), 2.83 (bottom center), 2.84 (top center), 2.85 (middle left), 2.86 (middle right), 2.87 (bottom left), 2.88 (bottom right), 2.89 (middle left), 2.90 (middle right), 2.91 (bottom center), 2.92 (top center), 2.93 (middle left), 2.94 (middle right), 2.95 (bottom left), 2.96 (bottom right), 2.97 (middle left), 2.98 (middle right), 2.99 (bottom center), 3.00 (top center), 3.01 (middle left), 3.02 (middle right), 3.03 (bottom left), 3.04 (bottom right), 3.05 (middle left), 3.06 (middle right), 3.07 (bottom center), 3.08 (top center), 3.09 (middle left), 3.10 (middle right), 3.11 (bottom left), 3.12 (bottom right), 3.13 (middle left), 3.14 (middle right), 3.15 (bottom center), 3.16 (top center), 3.17 (middle left), 3.18 (middle right), 3.19 (bottom left), 3.20 (bottom right), 3.21 (middle left), 3.22 (middle right), 3.23 (bottom center), 3.24 (top center), 3.25 (middle left), 3.26 (middle right), 3.27 (bottom left), 3.28 (bottom right), 3.29 (middle left), 3.30 (middle right), 3.31 (bottom center), 3.32 (top center), 3.33 (middle left), 3.34 (middle right), 3.35 (bottom left), 3.36 (bottom right), 3.37 (middle left), 3.38 (middle right), 3.39 (bottom center), 3.40 (top center), 3.41 (middle left), 3.42 (middle right), 3.43 (bottom left), 3.44 (bottom right), 3.45 (middle left), 3.46 (middle right), 3.47 (bottom center), 3.48 (top center), 3.49 (middle left), 3.50 (middle right), 3.51 (bottom left), 3.52 (bottom right), 3.53 (middle left), 3.54 (middle right), 3.55 (bottom center), 3.56 (top center), 3.57 (middle left), 3.58 (middle right), 3.59 (bottom left), 3.60 (bottom right), 3.61 (middle left), 3.62 (middle right), 3.63 (bottom center), 3.64 (top center), 3.65 (middle left), 3.66 (middle right), 3.67 (bottom left), 3.68 (bottom right), 3.69 (middle left), 3.70 (middle right), 3.71 (bottom center), 3.72 (top center), 3.73 (middle left), 3.74 (middle right), 3.75 (bottom left), 3.76 (bottom right), 3.77 (middle left), 3.78 (middle right), 3.79 (bottom center), 3.80 (top center), 3.81 (middle left), 3.82 (middle right), 3.83 (bottom left), 3.84 (bottom right), 3.85 (middle left), 3.86 (middle right), 3.87 (bottom center), 3.88 (top center), 3.89 (middle left), 3.90 (middle right), 3.91 (bottom left), 3.92 (bottom right), 3.93 (middle left), 3.94 (middle right), 3.95 (bottom center), 3.96 (top center), 3.97 (middle left), 3.98 (middle right), 3.99 (bottom center), 4.00 (top center).

[illegible]

PORTON JOINT BOL T NOTES

Job Design Engr.	J. A. Wolcott	WSP Number	Washington State Department of Transportation	E.O.D.	TITLE	FED AID PROJ NO	SHEET NO	TOTAL SHEETS	BRIDGE AND STRUCTURES OFFICE		Washington State Department of Transportation	ATTACHMENT 5
Project:												
# Y					WA H							
See Y												
No Y					JOB NUMBER							
# Projects	r											
In Plan By	JL BOWLER	DATE	REVISION	BY	APPROV							
I.e. Paper No.												

DESIGN CRITERIA FOR HOOD CANAL FLOATING BRIDGE

INTRODUCTION

The intent of this document is to provide practical criteria for the design of an economical floating bridge. The objectives are to provide a structure that:

1. Performs adequately and is safe and comfortable to traverse during normal storm conditions.
2. Can safely sustain the effects of extreme storm conditions without appreciable damage and without sinking.
3. Can safely sustain moderate potential damage from accidental loads (i.e. ship, barge or log collision) without danger of sinking.
4. Requires only minimal maintenance and is adequately protected against the detrimental effects of the environment.

Also, it is imperative that adequate safeguards against progressive collapse be incorporated in the design. The concepts of redundancy of primary load carrying members and multiple load path design together with compartmentation for damage control are to be used to preclude catastrophic failure.

Accomplishment of these objectives requires the use of state-of-the-art offshore technology together with the latest in bridge design practice. Confirmation by with model basin testing of undocumented or new technology will be required.

The design shall be in accordance with the requirements of the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) "Standard Specifications for Highway Bridges," 1977, including the 1978 and 1979 Interim Specifications, and the AASHTO "Standard Specifications for Movable Highway Bridges," 1978 as modified by the Washington State Department of Transportation (WSDOT) "Bridge Design Manual," Volume I, revised January 1980, and Volume 2, revised January 1980, and as specified herein.

1.0 GENERAL FEATURES OF DESIGN

1.1 Roadway

The roadway shall conform to WSDOT requirements for a roadway of two 12- foot lanes with a 3-foot shoulder on each side.

1.2 Shipping Clearances

The bridge design shall provide in its ultimate condition a ship channel with a minimum width of 600 feet and a minimum vertical clearance of 195 feet above the water at extreme high tide. The temporary reconstruction of the west floating spans shall provide only the maximum width channel opening that can be accommodated by the existing east draw span.

1.3 Tug and Small Craft Clearances

The bridge design shall provide for passage of tugs and small craft near the sides of the canal. The clearances shall be the same as those on the original bridge.

1.4 Movable Span

A movable span shall be provided to obtain the shipping clearances specified in Section 1.2. The movable span shall be operational and capable of opening or closing in the extreme normal storm conditions specified in Section 2.

1.5 Storm Monitoring

The bridge shall be equipped for monitoring and recording storm, wind and wave conditions.

1.6 Design Life

The bridge shall be designed to have a service life of 75 years. Hence, the minimum life to be used in all fatigue and corrosion protection determinations shall be 75 years. It is anticipated that the mechanical

and electrical components, particularly those relating to the movable span and anchor cable systems will require replacement during the bridge service life.

1.7 Marine Growth

An allowance of 5 lbs/ft.², submerged weight, shall be used for marine growth on the underwater portions of the structure, unless more accurate data is available.

2.0 LOADS

2.1 General

The structure shall be proportioned for the following loads and forces:

Dead load

Live load from traffic

Impact due to traffic

Longitudinal force from traffic and operation of the movable span

Wind Load

Shrinkage and temperature strains

Earthquake

These loads shall be as defined in the AASHTO Specifications, with the following exceptions.

The pontoon need not be designed for impact due to traffic, nor for earthquake.

Concrete shall be assumed to weigh 160 pounds per cubic foot, for preliminary design. Final draft calculations shall be based on the measured concrete unit weights and computed quantities of concrete and steel reinforcement.

For computation of longitudinal load from traffic use Table 2.1.

TABLE 2.1
LIVE LOAD*

Loaded Length in Feet		Uniform Live Load in Lbs. per Lin. Ft. of lane	Concentrated Live Load in Pounds	
Minimum	Maximum		For Moment	For Shear
0	600	640	18,000	26,000
600	800	640	9,000	13,000
800	1,000	640	0	0
1,000	1,200	600	0	0
1,200	∞	560	0	0

* R.J. Ivy et al "Live Loading for Long Span Highway Bridges"
ASCE Transactions Paper No. 3708 June 1953

The structure also shall be proportioned for the following loads and forces:

Current

Wave

Force from tidal variation

Force from potential damage

These loads shall be treated as prescribed herein.

The loading combinations shall be in accordance with Article 2.7.

2.2 Current

The design current velocity V shall be 5 feet per second (3.0 knots) at all depths.

The current pressure is $C_D \times V^2$ psf, where C_D is the drag coefficient for the shape on which the current is acting. See Table 2.2 for current drag coefficients. The coefficients shown apply to a partially submerged shape and the dimensions shall be increased to include the effects of marine growth.

The pressure is applied over the submerged area as seen from a horizontal right angle projection perpendicular to the longitudinal centerline of the bridge.

TABLE 2.2 CURRENT DRAG COEFFICIENTS

SHAPE OF MEMBER	C_D
Circular cylinder*	0.7 (K_1)
Flat bars, rolled sections, other sharp-edged sections*	2.0 (K_1)
Rectangular sections $b \times d$, with corner radius r , ($0 < r < d/2$), side d facing flow*	2.0 (K_1) (K_r) (K_b)
Quadratic box, one diagonal parallel to flow	1.5 (K_1)
Rectangular plate facing flow	2.0 (K_1)

* Denotes axis normal to flow.

$K_1 =$	0.5 + 0.1 L/d 1.0	$L/d < 5$ $5 \leq L/d$
$K_b =$	1.0 (8 - b/d)/6 0.5	$b/d < 2$ $2 < b/d \leq 5$ $5 \leq b/d$
$K_r =$	1.0 (4.3 - 13 r/d)/3 0.35	$r/d < 0.10$ $0.10 < r/d < 0.25$ $0.25 \leq r/d$

L = length of member

d = cross-sectional dimension normal to the direction of the current force

b = cross-sectional dimension parallel to the direction of the current force

r = corner radius

2.3 Wind and Wave

2.3.1 General

Wind blowing over water generates a sea state that induces horizontal, vertical and torsional loads on the bridge structure. These loads are a function of the wind velocity, wind direction, wind duration, fetch (distance over water along which wind blows) and the channel configuration and depth. The bridge shall be designed for the combined effect of wind and wind driven waves, both perpendicular and skew to its longitudinal axis. Consideration shall be given to the normal storm and extreme storm wind and wave conditions as indicated in Section 2.7. The normal storm conditions are defined as the storm conditions that have a recurrence interval of 1 year (i.e. the maximum storm that is likely to occur once a year). The extreme storm conditions are defined as the storm conditions that have a recurrence interval of 100 years. The design normal and extreme storm wind conditions as functions of storm direction are shown on Table 2.3.

TABLE 2.3 DESIGN WIND SPEEDS

100 Year Storm (Extreme Storm Wind)

WIND DIRECTION	DESIGN FETCH	Design Wind Speeds, MPH		
		1 HR. MEAN AT BRIDGE	10 SEC. GUST AT BRIDGE-	AVG. 1 HR. MEAN ALONG FETCH
0-205°	22500'	83	110	83
210-230°	66100'	83	110	63
235-360°	22500'	83	110	83

1 Year Storm
(Normal Wind)

WIND DIRECTION	DESIGN FETCH	Design Wind Speeds, MPH		
		1 HR. MEAN AT BRIDGE	10 SEC. GUST AT BRIDGE	AVG. 1 HR. MEAN ALONG FETCH
0-205°	22500'	50	65	50
210-230°	66100'	50	65	38
235-360°	22500'	50	65	50

NOTES:

1. Wind speeds shown are at a 30 foot height above water surface.
2. Wind directions shown represent azimuths from true north.
3. For wind directions 0-180° and 270-360°, the actual fetch obtained by measurement or from any appropriate navigational chart or map may be used in lieu of the design value shown on the table.
4. Wind speeds are for the determination of wave proportions. Wind speeds for the determination of wind loads on the structure are specified in 2.3.2.

2.3.2 Wind Loads

The wind load on each member of the bridge above the waterline shall be computed in accordance with Section 1.2.14 of the AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges and Section 2.1.13 of the AASHTO Standard Specifications for Movable Highway Bridges. Wind loads for groups II, V and IX loadings shall be based on a design wind velocity of 110 miles per hour for the superstructure elements and 100 miles per hour for the pontoons, anchor lines and anchors. For the pontoon and substructure design, the wind loads for groups III, VI and X may be reduced 70 percent.

2.3.2.1 Wind on Live Load

A wind load on the live load shall be used in conjunction with the normal storm wind and shall be in accordance with the AASHTO Specifications.

2.3.2.2 Overturning Forces

Overturning shall be in accordance with the AASHTO Specifications, Section 1.2.14 (c). 20 psf acting on the superstructure shall be used for groups II, V and IX. 6 psf shall be used for groups III, VI and X. Half of the above loads shall be applied to the top slab of the pontoon.

2.3.3 Waves

The sea is composed of waves from all different directions and are of various heights and frequencies. For a frequency domain analysis, the sea state is defined by a directional wave power spectral density function, formed as the product of a unidirectional wave spectrum and a spreading function. The wave spectrum relates wave energy to frequency. The area under the spectrum is related to the total energy of the sea state. In Hood Canal, the energy density spectra are of the JONSWAP form shall be used.

The JONSWAP energy spectral density equation is:

$$S(f) = \alpha g^2 (2\pi)^{-4} f^{-5} e^{\left\{ -1.25 \left(\frac{f}{f_m} \right)^{-4} \right\}} \gamma^6 \frac{\left\{ \left(\frac{f-f_m}{f_m} \right)^2 \right\}}{2\sigma^2 f_m^2}$$

$S(f)$ = energy density at frequency f
 f = frequency in cycles per second
 f_m = frequency at the spectral peak
 $\quad = 1/T_m$
 σ = 0.7 for $f \leq f_m$
 $\quad = .09$ for $f > f_m$
 $\quad = 7.0$
 α = adjustable constant used to relate the square root of the integral of the energy density to the significant wave height.

The significant wave height (average of the one third highest wave), the significant wave period and the spectral peak period are defined below:

$$H_s = 2.82 \times 10^{-4} f F^{0.5} V$$

$$T_s = T_m / 1.05$$

$$T_m = 0.0282 F^{0.33} V^{0.33}$$

H_s significant wave height, feet

T_s significant period, seconds

T_m period at the spectral peak, seconds

V average one hour mean wind speed along the fetch at 30 feet above the water surface, feet per second

F fetch, feet

The other component function, the spreading function, distributes the energy over a range of angles of departure from the major storm heading to the total energy. The equation for the spreading function is:

$$H(f, \theta) = H_0 \cos^{2s} (\theta - \theta_0) / 2$$

$$S = S_m (f/f_m)^5 \quad \text{for } f < f_m$$

$$S = S_m (f/f_m)^{-2.5} \quad \text{for } f \geq f_m$$

$H(f, 0)$ = ordinate of the spreading function

θ_0 = mean angle of the major storm heading

θ = angle of the incident wave

S_m = maximum value of s which occurs at the spectral peak

S = exponent

$$H_0 = \text{constant determined such that } \int_{-\pi}^{\pi} H(f, \theta) d\theta = 1$$

f, f_m are frequencies previously defined.

The seas in the Hood Canal are thought to be highly focused, i.e., there is very little energy away from the major heading. However, as the exact nature of the energy spread is not known, it is recommended that for analytical work values of s_m between 16 and 30 be investigated.

2.3.3.1 Wave Forces

The inertial and drag forces induced by the waves impacting on the cross section may be determined by any wave theory that accurately represents its hydrodynamic behavior. ~~The effect of the motion of the structure when impacted by the waves must be considered. Also, diffraction theory must be used to account for the influence of the pontoon on the sea state~~

2.3.3.2 Wave Energy Dissipation

To minimize the response of the pontoon hulls to wave action, the pontoon hulls may be shaped or they may contain a special energy dissipation device (such as a perforated wall). Any such design-dependent shaping or special dissipator shall be model tested to confirm its effectiveness.

2.4 Tidal Variations

For each design load case, the bridge shall be designed for the anchor line tensions and stiffnesses at both extreme high water and extreme low water.

Extreme high water shall be taken as 12.0 feet above M.L.L.W. and extreme low water shall be taken as 4.5 feet below M.L.L.W.

2.5 Potential Damage

Damage to the floating portion of the structure could occur from a collision with a ship, barge, or log from severing of an anchor line or from some other unforeseen accident. Damage to the pontoon deck, bottom, or exterior walls could result in loss of buoyancy or local loss of the structural integrity of the section. Thus, forces arising from the loss of buoyancy of any two adjacent compartments or the forces from the severing of any one anchor line shall be considered during normal operating and during storm conditions.

In addition to flooding, a collision loading from a smaller vessel shall be considered. Under this loading the pontoon structure must remain intact. Thus, the pontoon side walls shall be designed locally to sustain a 40 kip load applied anywhere on the wall and distributed uniformly on an area 1'-6" x 1'-6".

In order to protect the structure from progressive collapse, the structural integrity of the pontoon shall be investigated for the following three cases. ~~Case 1. A transverse or diagonal fracture of the entire pontoon. Case 2. The flooding of all cells for the width of the pontoon. Case 3. During construction, the flooding of all end cells of an isolated pontoon.~~ cases listed in Article 2.7.

2.6 Temperature and Shrinkage

The effects of differential temperature and shrinkage shall be included in the design. The following values shall be used ~~unless more exact values supported by appropriate research data are available.~~ for the pontoon design.

2.6.1 Temperatures

A temperature differential between various portions of structure shall be considered as follows:

- a. Between submerged portion and top slab of pontoon +25° F.
- b. Between top slab of pontoon and superstructure +25° F.

2.6.2 Shrinkage

A differential shrinkage coefficient of ~~0.0002~~ **0.0001** in/in shall be considered between the lower portion of the pontoon and the top slab of the pontoon.

2.7 Loading Combinations

The following groups represent various combinations of loads and forces to which the bridge will be subjected. Each component of the structure and its foundation shall be proportioned to withstand safely all group combinations of these forces. Group loading combinations for the Service Load Design Method and the Strength Design Method are given by:

$$\text{GROUP (N)} = \gamma \{ \beta_D D + \beta_L (L+I) + \beta_B B + \beta_C C + \beta_{WN} WN + \beta_{NW} NW + \beta_{WS} WS + \beta_{SW} SW + \beta_{WL} WL + \beta_{LF} LF + \\ \beta_S (S+T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{TF} TF + \beta_{DM} DM \}$$

where

N = group number

γ = load factor, see Table 2.7

β = coefficient, see Table 2.7

For Service Load Design, the percentage of the basic unit stress for the various groups is shown in Table 2.7.

For Strength Design, the gamma (γ) and beta (β) factors given in Table 2.7 are only intended for designing structural members by the load factor concept.

The load factors are not intended, to be used to design foundations (soil pressures, pile loads, stability, etc.)

D = Dead Load

L = Live Load (Traffic)

I = Live Load Impact

B = Buoyancy

C = Current Force

WN = Normal Wind on Structure - 1 Year Storm

NW = Normal Wave - 1 Year Storm

WS = Storm Wind on Structure - 100 Year Storm

SW = Storm Wave - 100 Year Storm

WL = Wind on Live Load

LF = Longitudinal Force from Live Load and Operation of Movable Span

S = Shrinkage

T = Temperature

EQ = Earthquake

TF = Force From Tidal Variations (High and Low Tide)

DM = ~~Force From Loss of Buoyancy in any Two Adjacent Pontoon Compartments~~

or

~~Force From Loss of any One Anchor Line~~

or

~~Force From Small Vessel Collision~~

or

~~Force From Transverse or Diagonal Fracture of Pontoon~~

or

~~Force From Flooding all Cell Across the Pontoon~~

DM = Damage Loading is due to one of the conditions listed below.

Flooded compartments are assumed to be filled with water up to an elevation 12.5 ft above bottom face of typical pontoon.

Case 1. Two adjacent outside compartments flooded

Case 2. Two adjacent inside compartments flooded

Case 3. All three adjacent compartments across a typical pontoon flooded

Case 4. During construction, all three compartments at one end of a typical pontoon flooded

Case 5. Transverse or diagonal fracture of pontoon cutting through three compartments of a typical pontoon.

Complete separation is assumed for this condition.

Case 6. Loss of any one anchor line

Case 7. Small vessel collision using one static load of 40 kips, distributed uniformly on an area of 1.5 X 1.5 ft, applied anywhere on outside vertical pontoon walls.

TABLE 2.7
LOADING COMBINATIONS

COLUMN NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	β FACTOR															
Group	γ	D	L+I	B	C	WN	NW	WS	SW	WL	LF	S+T	EQ	TF	DM	%
SERVICE LOAD DESIGN METHOD ALLOWABLE STRESS DESIGN																
I	1.0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	100
II*	1.0	1	0	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	1	0	125
III	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	1	0	125
IV	1.0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	125
V*	1.0	1	0	1	1	0	0	1	1	0	0	1	0	1	0	140
VI	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0	1	0	140
VII	1.0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	133
VIII*	1.0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	140
IX*	1.0	1	0	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1	150
X*	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	1	1	150

STRENGTH DESIGN METHOD
LOAD FACTOR DESIGN

Group	γ	D	L+I	B	C	WN	NW	WS	SW	WL	LF	S+T	EQ	TF	DM	%
I	1.3	β_b	1.67	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	
II	1.3	β_b	0	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	1	0	
III	1.3	β_b	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	1	0	
IV	1.3	β_b	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	
V	1.25	β_b	0	1	1	0	0	1	1	0	0	1	0	1	0	
VI	1.25	β_b	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0	1	0	
VII	1.3	β	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	
VIII	1.3	β_b	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	
IX	1.2	β_b	0	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1	
X	1.2	β_b	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	1	1	

For Service Load Design:
No increase in allowable stresses
for members subject to wind
load only.

β_b

β_b

For Strength Design:
= 0.75 for checking columns for
minimum axial and maximum
moment connections
= 1.0 for all other cases.

Impact shall be applied to superstructure only.

*NOTE: Service Load Design Method does not apply to design of pontoon for Groups II, V, VIII, IX and X.

3.0 ANALYSIS

3.1 General

The response (i.e., displacements, internal forces) of the structure is to be determined for the loadings and combinations of loadings listed in Section 2.

Any method of analysis that accurately represents the response to these loadings can be used. The response to the dead, live, wind, tide, current, tide, temperature and shrinkage loads can be determined by conventional static stiffness analyses. The response to wave loading must be determined by dynamic analysis. The analytical hydrodynamic behavior of the structure as determined by the dynamic analysis will be correlated with model basin testing of the cross section. The total response to the combinations of loads is determined by the vector addition of the static and dynamic responses.

3.2 Dynamic Analysis

The dynamic analysis for wave loading must account for the random nature of the seas, the three-dimensional sea state, the directionality of the seas and the short-crestedness of the waves. The use of a three-dimensional spectral analysis in the frequency domain is recommended for performing the dynamic analysis.

3.3 Approach

An acceptable but not mandatory approach to the dynamic analysis is as follows:

The dynamic analysis defined herein is a three dimensional spectral analysis in the frequency domain. The sea state is defined by directional spectra of the JONSWAP form with spreading as described in Section 2.3.3. Since the storm heading and wave energy spread can vary over a range of values, the analytical technique is to obtain the maximum response along the length of the bridge as a function of both storm direction and wave energy spread. Then the maximum response, to be used for design, is selected as the maximum found within the range of sea states.

3.3.1 Develop the Wave Excitation Forces

Prepare the wave power spectrum for each of the major storm headings of interest and select n frequencies (f_i) capable of representing the entire range of wave energy. The wave excitation forces are the forces acting on the bridge assuming that the bridge is a rigid body held fixed in place while subjected to wave action. These forces are a function of both wave direction (i.e., angle of incidence) and wave frequency. For each angle of wave incidence, the wave excitation forces along the length of the bridge per a unit amplitude wave must be calculated for each of the n frequencies (f_i). The required quantities are the horizontal and vertical excitation force amplitudes, the roll moment amplitude (i.e., moment about the horizontal centerline of the bridge) and their phase relationships. These quantities should be determined by diffraction theory with due consideration given to oblique wave effects. Due consideration should be given to oblique wave effects.

Model basin testing of the hull cross section is required. The calculated wave excitation forces should be correlated with model test results. If a hull cross sectional shape is used that is nonlinear with wave height, model tests results can be linearized and used directly for wave excitation force determination.

3.3.2 Obtain the Response Amplitude Operators (RAO's)

Use a dynamic analysis program to obtain the bridge response to the wave excitation forces. The response should include the horizontal, vertical and roll displacement, rotation, shear and moment amplitudes and phase relationships for all angles of wave incidents for each of the n frequencies (f_i). The results are assembled as RAO's (response amplitude operators): response amplitude per unit wave amplitude as a function of frequency and direction.

3.3.3 Obtain the Random Sea Response

The maximum response, i.e., displacements, rotations, moments and shears, is to be determined for each point of interest along the bridge. The total response depends on the storm heading and the wave energy spread. For each major storm heading and wave energy spread, the maximum response is obtained stochastically using the applicable RAO, and the directional power spectral density function for the heading as outlined herein. Then the maximum response over the entire range of storm headings and energy spread assumptions is selected as the design value.

The maximum response is determined by first considering one storm heading and wave energy spread. A response power spectrum must then be prepared for the quantity of interest. A directional response power spectral density function, analogous to that for the sea state, is obtained as the product of the square of the RAO and the directional sea state spectrum for all frequencies and directions. The

unidirectional response power spectrum, again analogous to that for the sea state, is obtained by integrating the directional response power spectrum over all directions. The unidirectional spectrum is then integrated over all frequencies to yield the mean square response. The maximum response, defined as the value which is likely to be exceeded only once during the storm having a 1/1000 probability of occurrence, is obtained by scaling the square root of the mean square response (RM's) by an appropriate factor. The derivation of the factor depends on the shape of the unidirectional response spectrum. If it is very narrow, the assumption of a Rayleigh distribution of response peaks is adequate. If not, the greater accuracy of a Gumbel distribution is required. This calculation process is repeated over the entire range of storm headings and wave energy spread. The maximum total random sea response is then selected as the design value.

Special attention must be given to the determination of maximum cross sectional bending moments. Since the capacity of the cross-section is a function of both the vertical and horizontal bending moment capacities, "simultaneous" values of applied horizontal and vertical bending moments must be considered for design purposes. Furthermore, since predicting the most critical combination of these moments explicitly is not easily done, the moment response should take the form of a biaxial bending moment diagram, to be compared with a biaxial bending moment capacity diagram.

At any point, the horizontal and vertical moment amplitudes and phase relationships are to be calculated for each angle of incident wave as a function of wave frequency (f_i). The moments take the harmonic form:

$$M_x(t) = M_{ox} \cos w_i t$$

$$M_y(t) = M_{oy} \cos (w_i t + \alpha)$$

where

$M_x(t)$ = horizontal bending moment at time t

$M_y(t)$ = vertical bending moment at time t

M_{ox} = horizontal bending moment amplitude

M_{oy} = vertical bending moment amplitude

w_i = wave circular frequency
 $= 2\pi/f_i$

α = phase angle between the horizontal and vertical moments.

To calculate one point on the biaxial bending moment diagram, select an initial value of $w_i t$ equal to θ for all wave frequencies.

Then calculate

$$m_x(\theta) = M_{ox} \cos \theta$$

$$m_y(\theta) = M_{oy} \cos (\theta + \alpha)$$

for each angle of wave incidence as a function of wave frequency. This is analogous to calculating moment amplitude RAO's as outlined in Section 3.3.3. Then, calculate the total maximum random sea response for horizontal and vertical moments as outlined above. This results in one point on the biaxial bending moment diagram. Repeat this process for other values of θ to determine other points on the diagram. At least, the response at points corresponding to $\theta = 0^\circ, 45^\circ$ and 90° should be determined for each point of interest.

4.0 DESIGN REQUIREMENTS

4.1 Strength

4.1.1 General

The bridge shall be designed to sustain the most severe effects of the loading combinations tabulated in Section 2. Due consideration shall be given to both the overall and local effects of these loading combinations. Also, wave slarn on members in the splash zone and secondary forces arising from bridge motions shall be considered in the design. An AASHTO H-10 service truck loading or an fifty (50) ton anchor cable reel load shall be applied on the pontoon deck.

4.1.2 Structural Steel

Structural steel elements shall be designed per the AASHTO Specifications by either the Service Load Method or the Strength Design Method. Steel members shall be proportioned for the combinations of loads shown on Table 2.7. The utilization factors for the Service Load Method of Design and the Load Factors for the Strength Design Method are also shown on Table 2.7.

4.1.3 Concrete

Design of prestressed and reinforced concrete shall conform to the AASHTO Specifications as modified by WSDOT.

The 28 day concrete strength shall be $f'_c = 6500$ psi for the pontoons.

Normal weight concrete shall be used.

The maximum tensile stress in the pontoon prestressed concrete at service load shall not exceed $3 \sqrt{f'_c}$. This limit does not apply to Groups II, V, VIII, IX and X, Service Load Design.

4.2 Deflections and Motions

The bridge shall be designed so that it is comfortable to transverse traverse during normal storm conditions. Also, the bridge shall have sufficient stiffness to maintain its integrity during extreme storm conditions. To accomplish these objectives, the deflections and motions under normal storm conditions shall be limited as shown on Table 4.2.

TABLE 4.2
MAXIMUM DEFLECTIONS AND MOTIONS

Loading Condition	Type of Deflection or Motion	Maximum Deflection or Motion for 1 Year Storm conditions
Traffic live Load	Vertical Deflection	$b/800$
Wind	Drift	1.0 ft
Wind	Heel	0.5 deg.
Wave	Heave	± 1.0 ft
Wave	Sway	± 1.0 ft
Wave	Roll	0.5 def.

Definition of Terms

- _____ = The maximum calculated deflection or motion amplitude
_____ For random seas, the maximum is defined as having a 1/1000 probability of occurrence.
- Drift _____ = Semi-static horizontal deflection perpendicular to the longitudinal axis of the bridge
- L _____ = Deflected length
- Heel _____ = Semi-static rotation about the longitudinal axis of the bridge
- Heave _____ = Dynamic vertical motion
- Sway _____ = Dynamic horizontal motion perpendicular to the longitudinal axis of the bridge.
- Roll _____ = Dynamic rotation about the longitudinal axis of the bridge.

The superstructure columns shall be designed for any forces due to the roll of the structure.

TABLE 4.2
MAXIMUM DEFLECTIONS AND MOTIONS FOR 1 YEAR STORM CONDITIONS

Loading Condition	Type of Deflection or Motion	Maximum Allowable Value
Traffic live Load	Vertical Deflection	$L/800$
Wind Heel	Heel	0.5 degree
Wave Heave Acceleration	ft./sec. ²	2.0 (equals .062 g)
Wave Heave Jerk	ft./sec. ³	2.5
Wave Sway Acceleration	ft./sec. ²	2.0 (equals .062 g)
Wave Sway Jerk	ft./sec. ³	2.5
Wave Roll	degrees	1.19 (equals 1/4 in. per ft.)
Wave Roll Acceleration.	degrees/sec. ²	2.0
Wave Roll Jerk	degrees/sec. ³	2.5

DEFINITION OF TERMS

L:	Deflected length.
Heel:	Semi-static rotation about the longitudinal axis of bridge.
Roll:	Dynamic rotation about the longitudinal axis of bridge.
Heave acceleration:	Dynamic vertical acceleration. Second derivative of "z" with respect to "t" (d^2z/dt^2).
Heave Jerk:	Dynamic vertical jerk. Third derivative of "z" with respect to "t" (d^3z/dt^3).
Sway Acceleration:	Dynamic horizontal accelerations perpendicular to the longitudinal axis of the bridge (d^2y/dt^2)
Sway Jerk:	Dynamic horizontal jerk perpendicular to the longitudinal axis of the bridge (d^3y/dt^3).
Wave Roll:	Dynamic rotation about the longitudinal axis of the bridge.
Wave Roll Accelerations:	Dynamic roll acceleration ($d^3\theta/dt^3$).
Wave Roll Jerk:	Dynamic roll jerk ($d^3\theta/dt^3$)

The superstructure columns shall be designed for any forces due to static roll and dynamic heel of the structure, including P- Δ effects.

4.3 STABILITY REQUIREMENTS

4.3.1 General

The hull structure shall be divided into watertight compartments as required to comply with the intact and damaged stability requirements during construction and in service. Watertight hatches shall be provided for access into each compartment.

4.3.2 Basic Stability Criteria

As specified in Section 3.15 of the American Bureau of Shipping "Rules for Building and Classing Offshore Mobile Drilling Units," the area under the righting moment curve to the second intercept with the wind moment curve, or to the downflooding angle whichever is less, is to be at least 40% in excess of the area under the wind heeling moment curve to the same limiting angle.

The term 'downflooding' shall signify the limiting angle of heel at which point the deck of the pontoon begins to go awash. At the designer's option, roll angle may be subtracted from the limiting angle referred to in the immediately preceding sentence, and the area under the righting moment curve shall be at least 30% in excess of the area under the wind heeling moment curve. (See Figures 4.3A and 4.3B).

4.3.3 Application of the Basic Stability Criteria

During Construction:

- Intact - Apply the basic criteria using 50 mph wind
- Damaged - Apply the basic criteria with any one main compartment flooded and 25 mph wind.

In Service:

- ~~Intact — Apply the Basic Criteria using 100 mph wind~~
 - ~~Damaged — Apply the Basic Criteria with any one main compartment flooded and 50 mph wind~~
 - ~~Also, the hull is to have positive stability with any two compartments damaged in 50 mph winds.~~
- Structure shall be stable under the load combinations specified in Article 2.7.

FIGURE 4.3.A

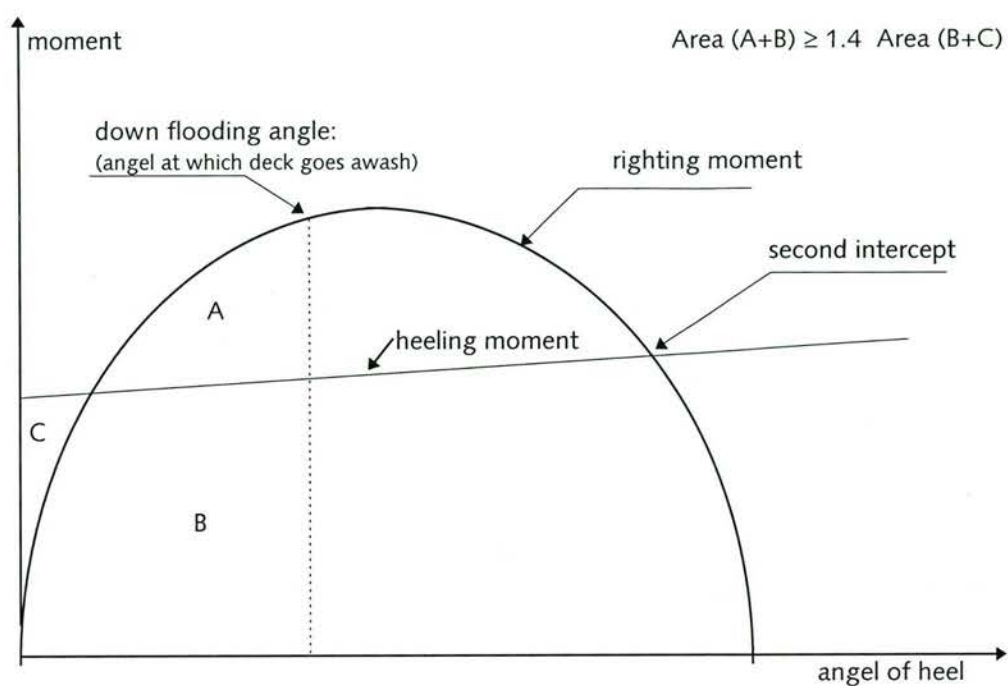
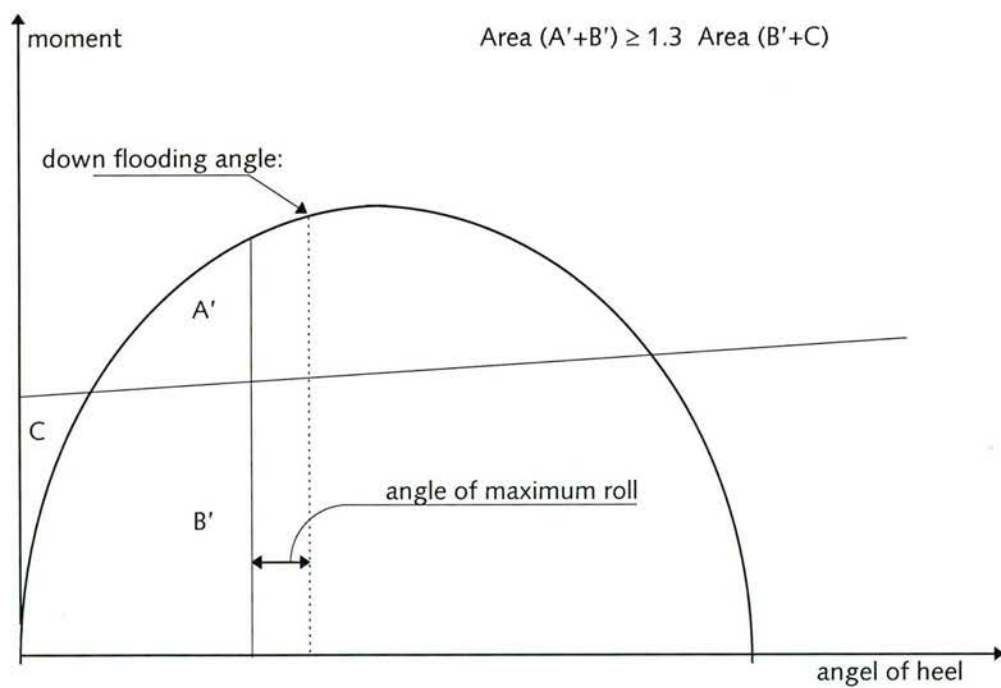


FIGURE 4.3.B



4.4 Fatigue

4.4.1 Concrete

The resistance of a structure to fatigue is considered to be adequate if the following stress limitations can be satisfied for ~~frequency-recurring environmental~~ one year storm loads at sections subjected to significant cyclic stresses:

1. For reinforcing or prestressing steel, the maximum stress range shall be 20,000 psi; where reinforcement is bent or welded, 10,000 psi.
2. For concrete, the maximum stress range shall not exceed ~~0.5-0~~ $0.55 f'_c$.
3. Where maximum shear exceeds the allowable shear on the concrete alone, and where the cyclic range is more than half the maximum allowable shear in the concrete alone, then all shear shall be taken by stirrups, or by shear friction. In determining the allowable shear on the concrete alone, the influence of permanent compressive stress on the section may be taken into account.

The maximum cyclic stress range shall be the difference between the maximum and minimum stresses produced by the normal storm wave. Cyclic stresses due to traffic may be ignored for design of the pontoon.

In lieu of the stress limitation fatigue check or where fatigue resistance is likely to be a serious problem, a more complete analysis based on the principle of cumulative damage should be substituted. This analysis should also consider low-cycle, high amplitude fatigue.

4.4.2 Structural Steel

Structural steel members or fasteners subject to cyclic variations or reversals of stress due to traffic and/or wave loads shall be designed to have a minimum fatigue life of 75 years. The concept of cumulative fatigue damage shall be used. The stress range (f_{sr}) is the difference between the maximum stress and the minimum stress. Tension is considered to have the opposite f_{sr} . Using Fig. 1.7.2 and Table 1.7.A in the AASHTO Specifications for each stress range, f_{sr} , the cycle life, N_i , can be determined. Then the cumulative damage ratio $D = \sum (n_i/N_i)$ and for survival $D \leq 1.00$.

(A) Traffic Cycles

Main longitudinal load carrying members may be either redundant or nonredundant. Structures with redundant members have multiple load paths where a single fracture in a member cannot lead to collapse. Structures with nonredundant members have a single load path where a single fracture can lead to catastrophic collapse.

Redundant main longitudinal members shall be checked for either 500,000 cycles of loading from a single design truck, or 100,000 cycles of loading from the design lane loading combined with the normal storm wind loading, whichever has the largest damage ratio.

Nonredundant main longitudinal members shall be checked for either 2,000,000 cycles of loading from a single design truck, or 500,000 cycles of loading from the design lane load combined with the normal storm loading, whichever has the largest damage ratio.

Transverse members and details subjected to wheel loads shall be checked for 2,000,000 cycles of loading from a single design truck.

(B) Wave Cycles

Each year approximately 10,000,000 waves occur at the Hood Canal Bridge site. In an average year the normal storm wind is capable of generating a sea state as defined in Section 2.3.3. The maximum stress range, f_1 , in any element can be calculated for the sea state.

Members and details shall be checked for the following stress ranges and number of cycles:

Stress Range (f_{sr})	Cycle (n)
$0.71f_1$	10^4
$0.57f_1$	9×10^4
$0.43f_1$	9×10^5
$0.29f_1$	9×10^6

This is based on the concept that the stress range spectrum conforms to a Rayleigh distribution.

4.5 Anchor Systems

The bridge shall be held in place by an anchor system extending from the bridge to the canal bottom. The anchors may either be embedded in the canal bottom (embedded anchors) or rest on the canal bottom (gravity anchors). The anchors shall be designed to the same standards as the rest of the structure and shall also have adequate factors of safety against foundation failure as stated herein.

4.5.1 Embedded Anchors

Embedded anchors may be drilled or driven piles, ship type sea anchors or other types. The anchors must be capable of withstanding the horizontal and vertical components of the applied loads without movement. A foundation analysis, based on accepted principles of dynamics, statics and soil mechanics shall be performed. It shall account for the cyclic nature of the loading and the nonlinearity of the foundation. The foundation design forces shall be consistent with the anchor forces determined from the combinations of loads shown on Table 2.7. The allowable anchor capacity shall be defined as the lower of the two values determined by dividing the ultimate capacity by factors of safety of: (a) 1.5 for the extreme storm loading conditions, or (b) 2.0 for the normal storm loading conditions.

4.5.2 Gravity Anchors

Gravity anchors are heavy weights which rest on the canal bottom and resist lateral loads by friction with and within the underlying soil. Gravity anchors can be large heavy blocks, with or without shear skirts, or other types. The anchors must be capable of withstanding the horizontal and vertical components of the applied loads without movement. A foundation analysis based on accepted principles of statics, dynamics and soil mechanics shall be performed as stated in paragraph 4.5.1. The ultimate capacity of the anchor shall be determined by considering sliding, overturning and bearing. The allowable anchor capacity shall be defined as the lower of the two values determined by dividing the ultimate capacity by safety factors of: (a) 1.5 for extreme storm conditions, or (b) 2.0 for normal storm conditions. In addition, gravity anchors shall be designed to prevent instability due to hydraulic scour or piping.

4.5.3 Anchor lines

The anchor lines shall be galvanized steel bridge strand. The allowable tension for the lines shall be determined by dividing the breaking strength by a factor of safety of 2.5. The allowable tension shall be checked against the service load combinations in Table 2.7. The allowable tension may be increased by the percentages indicated in Column 16 of Table 2.7.

4.5.3.1 Protection of Anchor Lines

A corrosion protection system shall be incorporated in the anchor system. Also, provisions shall be made for future replacement of the anchor lines.

4.5.4 Anchor System Testing

~~After installation the anchor system shall be proof loaded to 125% of its design capacity. If slippage or failure occurs, the system will be rejected.~~

4.5.5 Reuse of Existing Anchors

~~The existing in place gravity anchors may be reused provided that they satisfy the design criteria and that they are proof loaded per paragraph 4.5.4. The existing wire anchor lines shall not be reused.~~

4.6 Freeboard

The design of the pontoons shall be based on an anticipated freeboard of 5'-6". The freeboard shall be measured from the top of the deck at the edge of the pontoon to the calm water surface at normal water level. The freeboard shall be calculated based upon the following criteria:

- a) The unit weight of concrete shall be specified in Section 2.1
- b) There is no live load on the structure
- c) There is a 6" allowance in freeboard for construction tolerances
- d) The superstructure has a 30 foot wide roadway
- e) The effect of the vertical component of the anchor cable shall be included
- f) The unit weight of sea water is 64 pcf
- g) The weight of marine growth specified in Section 1.7 shall be included
- h) The top slab of the pontoon shall have a slope of 2%.

Westmar Consultants



Ministry of Transportation & Highways - Okanagan Lake
Bridge Expansion Alternatives
Kelowna, B.C.

The Ministry of Transportation and Highways has awarded the final design of the Okanagan Lake Bridge Project to a consultant team led by Westmar.

The project consists of the widening of the 40 year old floating bridge to four lanes of traffic and the provision of a high level overpass of a new navigation channel.



The Okanagan Lake Bridge, which has been in service for nearly 40 years, has an overall length of 880 m. The 640 m long floating section of the bridge is anchored in water depths of up to 60 m. This structure is one of only five floating bridges of this type in the world and is the only one subject to ice forces.

Westmar completed preliminary design for converting the bridge to a four lane structure, eliminating moveable spans and providing an elevated ramp approach over a new navigation channel. Several options which would allow the bridge to be upgraded while maintaining three lanes of vehicle traffic and navigation for marine vessels were developed.

The project included dynamic analysis of the floating section, non-linear dynamic analysis of the response of the piers to a site specific seismic event, retrofitting schemes for the existing steel spans and preliminary design of new superstructures. Value analysis, risk assessments and two public reviews have also been completed to date.



Dear Sir

I understand that you are looking for information on the floating bridge at Kelowna. I am with Westmar Consultants Inc, and we are the consulting engineers retained by the Ministry of Transportation and Highways in the Province of BC to develop the design of the new floating bridge.

I have completed maintenance and renovation projects on the Kelowna bridge for over 20 years, and we have just commenced final design for a new, five lane floating bridge which will be constructed alongside the existing bridge.

The Kelowna Bridge is one of five bridges of this type in the world; the other four are in Washington State (USA). The Kelowna Bridge is the only one of these five which is designed to resist ice loads. These types of bridges utilize distributed anchor systems, where anchors to resist lateral environmental loads are distributed along the length of the floating section. There are two horizontal arch floating bridges in Norway, but they are intended for deep water and do not use anchors to resist horizontal loads.

If you could let me know what kind of information you need and what you need it for, I would get permission from our client to send you some information on the existing and future bridges.

Regards

William S. Kendrick
Vice President, Engineering

Westmar Consultants Inc
400 - 233 West 1st Street
North Vancouver B. C.
Canada V7M 1B3

Phone: (604) 985-6488

Fax: (604) 985-2581

Email: bkendrick@westmar.com <<mailto:bkendrick@westmar.com>>

Web Site: www.westmar.com <<http://www.westmar.com>>

Dear Sir

What you are looking for is a pontoon bridge. These are usually made from steel segmental barges ("Uniflotes" provided by Acrow or "Flexiflotes" which are bigger). "Bailey" or "Acrow" type steel bridging is used for the roadway deck spanning between the pontoons. These would be transportable over the road to site and then assembled on site.

We have a collection of articles and papers on floating bridges and I will give you some references below.

To respond to your questions about the Kelowna Bridge and others of its type:

1. Our web site has the proposed structure for Kelowna which was developed during conceptual design. At that time, it was to be a four lane structure. For Preliminary Design the Ministry of Transportation changed the cross section to five lanes, and it became more economic to build an all new structure, rather than add on to the 40 year old concrete pontoons.
2. The fourth floating bridge in Washington State is the Hood Canal Bridge which is in a salt water estuary. One half of it sank in a storm in 1979 and that half was reconstructed in 1983. The older half of the bridge is scheduled for replacement in the next five years. See "Concrete Floating Bridges" in "Concrete International", May 1998 for an article on the Washington State and Okanagan Lake type of bridges. Also "Rebuilding the Hood Canal Floating Bridge", Concrete International, June 1984.

3. The other horizontal arch floating bridge in Norway is the Salhus Bridge. It is about 1.2 km long. See "Box Girders Float Across a Fjord" Engineering News Record, March 7, 1994.

4. There was a bridge recently constructed in Pearl Harbour which has a very short floating section. See "Precast Prestressed Floating Drawspan for Admiral Clarey Bridge", PCI Journal, July-August 1998. The distributed anchor type of bridges are constructed using a continuous string of concrete pontoons. The pontoons are the width of the roadway and are usually about 5 metres deep. For instance, the pontoons for the new Kelowna Bridge are 25 metres wide, 5.35 metres deep and draw about 3.5 metres of water. The road traffic runs on the top deck of the pontoon, except where the traffic climbs up to get over the navigation channel. For this we have a concrete deck on steel girders and steel towers supported on the top deck of the concrete pontoon.

- How is the connection between two pontoons realised?

- How is the connection between the pontoon and the shore realised?

The pontoons are constructed in a graving dock and will be 61 metres long. They are individually post-tensioned and then connected together using a fully bolted joint which will develop the full strength of the pontoon hull.

"Transition Spans" connect the floating section to the fixed sections on the shores. The transition spans are girder spans which have to be designed to follow the motions of the floating section.

- What is the influence of the dynamical movement of the pontoon on the users of the road and vice versa?

We do a complete dynamic analysis of these floating structures, and due to their large mass, the motions on the bridge deck are not severe. Generally, the roll is less than 2 degrees, sway is about .5 metres and the heave is

more determined by the change in water level, 1.2 metres for Okanagan Lake. For the Kelowna Bridge, the roll due to eccentric traffic load is about 0.9 degrees.

There is a longitudinal tie to shore to keep the pontoons in place along their axis. The anchors resist all lateral loads; the transition spans do not transfer lateral loads to the shore abutments.

- The costs of the floating part (per m²)?

The concrete pontoons cost about \$1300 CAN per square metre. The elevated decks add about \$800 per square metre to this. The anchors cost about \$250,000 each and we have a pair of anchors every 60 metres.

For your steel pontoon bridge, the motions will be much more significant. We do not use steel in the pontoons because the concrete pontoons are much cheaper in North America. You may want to contact Acrow and get one of their Uniflote manuals. They may have reports on the dynamic response of their bridges.

I think I've answered all of your questions. Let me know if you have any other questions.

Regards,

Bill

William S. Kendrick
Vice President, Engineering

Westmar Consultants Inc
400 - 233 West 1st Street
North Vancouver B. C.
Canada V7M 1B3

Phone: (604) 985-6488
Fax: (604) 985-2581
Email: bkendrick@westmar.com
Web Site: www.westmar.com

It looks like you have two main questions;

Pontoon Motions

As I've said before, our pontoons are large and do not move much. I would expect with your lighter pontoons, the accelerations for the vehicles will be much larger than would normally be tolerated, but I haven't been able to find limits for cars. With narrow pontoons, the roll may be significant. We don't like to have more than about 2 degrees of roll under environmental loads or unsymmetric traffic loads, otherwise the "transition" spans, the ones which connect the floating section to the fixed abutments on shore, will be warping significantly.

I think your problem will be one of acceleration and its effect on the vehicles. The accelerations at the traffic deck level from our dynamic analyses are very small.

Design Loads

Our pontoons are connected together longitudinally by fully bolted joints to make a 650 metre long continuous beam. This means that partial length live loads do create significant vertical bending moments, both hogging (tension on top) and sagging (tension on bottom). We use the Canadian bridge design code (Canadian Standards Association S6 code) which has a 600 kN design vehicle with four axles or a 360 kN vehicle with a 12 kN/m line load per lane of traffic with reductions for multiple lanes of traffic (we have 5 lanes on our bridge). We do not include impact (dynamic load allowance) as the pontoons have very large mass and we have not measured any dynamic loads in our instrumentation of the existing bridge.

The loaded length to create maximum live (vehicle) load moments is dependent on the beam of the pontoons and the vertical stiffness of the pontoons. The critical loaded length for sagging moments for our bridge is about 200 metres. For hogging moments, the critical loading is the reaction of the transition span on the end of the floating section.

Other than the elimination of impact on the live load, we make no changes to the usual Canadian design loads. They are about 25% higher than the standard AASHTO vehicle loads.

Regards,

Bill

The Bergsøysund Floating Bridge, Norway

091

Gunnar Solland

Head of Section, Steel Structures, DNV Veritec, Oslo, Norway

Stein Haugland

Princ. Eng., DNV Veritec, Oslo, Norway

John H. Gustavsen

Proj. Mgr. Directorate of Public Roads, Bridge Dept. Oslo, Norway

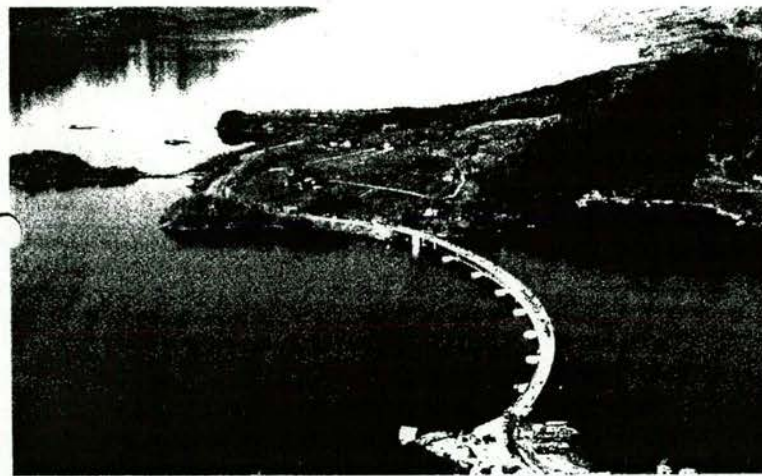


Fig. 1: The Bergsøysund Floating Bridge

Introduction

The Bergsøysund Floating Bridge (Fig. 1) is located near the city of Kristiansund on the west coast of Norway. A floating bridge design was selected for this site as it was found to be economically favourable compared with a suspension bridge alternative. The Bergsøysund Floating Bridge floats on seven pontoons without any lateral supports over its entire 845 m length.

Bridge System

In the horizontal plane (Fig. 2), the Bergsøysund Floating Bridge functions as an arch with a span of 845 m. The arch radius is 1300 m. Vertically, the structural system of the bridge is a continuous girder with flexible supports (Fig. 3). The flexible supports are provided by seven pontoons reducing the bridge span for vertical loads (gravity and traffic) to 105 m. The

bridge is supported against longitudinal, transverse and vertical movements as well as torsional rotation at the abutments. The supports work as hinges for bending about the horizontal and vertical axes.

This structural system allows for ± 2.0 m of tidal variation without additional hinges. The deformations from tidal variations are accommodated by the flexure of the bridge girder and changes in the draught of the end pontoons.

Superstructure

The bridge superstructure is built from a tubular steel truss with an orthotropic steel decking. The height of the truss is 7 m and the width of the bridge is 11.2 m. The truss chord members are tubes with diameters from 0.95 to 1.2 m and with thicknesses varying from 35 to 55 mm. Bracing diameters vary from 0.51 to 0.62 m, with thicknesses in the range from 14.3 to 22.2 mm. The deck plating is 12 mm thick with conventional trapezoidal stiffeners. The yield stress of the steel is 460 MPa for the chords and deck plate and 355 MPa for the bracings. The total steel weight is 6250 t.

Pontoons

The seven pontoons are basically similar in shape. The overall dimensions are length: 34 m, width: 20 m and height 6 or 7 m. The pontoons at each end have 1 m extra height to accommodate for changes in draught due to tidal variation. The draught of the pontoons is 4 m. The pontoons are built from lightweight aggregate concrete. Total concrete volume is 4800 m³. The pontoons are divided into 9 watertight compartments. In order to avoid any corrosion on the steel reinforcements, the pontoons are equipped with sacrificial anodes.

There are four support points for the superstructure on each pontoon. One

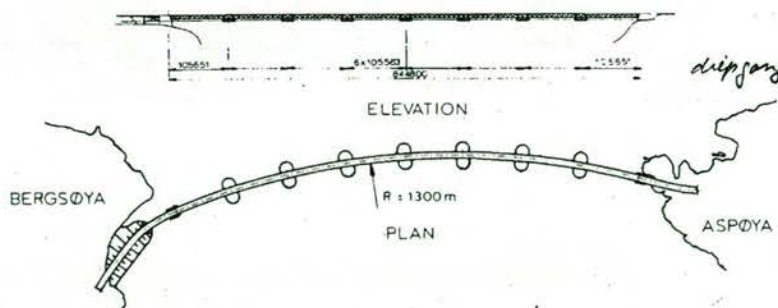


Fig. 2: Plan view of the bridge

diagonal pair of supports is fixed, while the other pair resists only vertical loads.

Abutments

A floating bridge transfers relatively small loads to the abutments from gravity and traffic loads. Waves, current and wind loads, however, create horizontal reactions both in the direction transverse to the bridge and, due to arch behaviour, in the longitudinal direction. Significant vertical reactions are also induced by tidal variations. The transverse reactions are carried by ordinary neoprene rubber bearings. The design for the support of the arch force is more demanding since the bearings need to combine large load carrying capacity, both in compression and tension, with significant rotational ability.

Unconventional designs were required and the solution was a flexible rod capable of resisting the arch forces while at the same time sufficiently flexible to be bent without causing detrimental stresses. The rod was designed to be 12 m long with a tubular cross section diameter of 540 mm and a thickness of 140 mm (Fig. 4). The above-mentioned vertical and lateral bearings were positioned symmetrically to the respective axes of rotation. The flexible rod was positioned symmetrically in the longitudinal direction with respect to the axes of rotation to ensure that when the bridge end is rotated, the rod is subjected to a uniform curvature, thus minimising undesirable bending stresses. To accommodate the combined requirements for strength and flexibility, a yield stress of 550 MPa was specified.

Design and Analysis

Considerations of tidal variations, wave heights, wave periods and wave directions are of particular importance for a floating bridge. Therefore, wave, tide, wind as well as current data were collected at the bridge site prior to commencing design. Together with analytical predictions of extreme environmental conditions, these measurements were used to establish environmental design values.

Before the detailed design started, model tests in a scale of 1:40 were carried out to study the effects of hydrodynamic loading. These tests served two purposes. Obviously, the tests were made to study the behaviour of

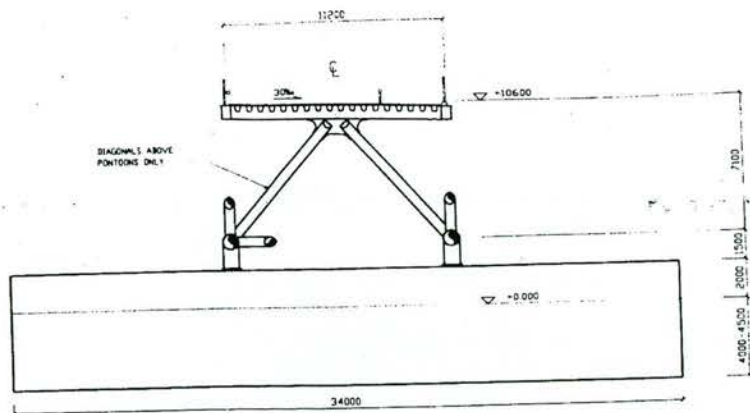


Fig. 3: Cross section of structural system

the prototype, but it was equally important to calibrate the analysis tools to be used. A reliable analysis tool is vital in order to carry out a successful design. Model tests are impractical for the performance of parametric studies and are not capable of verifying structural integrity for all possible loading effects. Special computer analysis programmes were developed for the design of the Bergsøysund Floating Bridge.

Dynamic Behaviour

Long span suspension bridges are generally highly exposed to dynamic excitation from wind. The Bergsøysund Floating Bridge is less sensitive to wind forces than a comparable suspension bridge due to the arch action in

the horizontal plane and hydrodynamic damping effect of the pontoons. Loads from traffic also induce less bridge movement in a floating bridge compared with a suspension bridge. For instance, the maximum static deflection from a truck is more than 4 times greater on a suspension bridge of equal span.

However, a floating bridge can be very dynamically excited by waves. Dynamic behaviour is affected by several parameters, such as pontoon size and shape, the mass and stiffness of the bridge superstructure, and wave parameters like height, period and direction. The design challenge is to find the best balance among these parameters. The different parameters interact and several modes of oscillation appear simultaneously, making it complex to

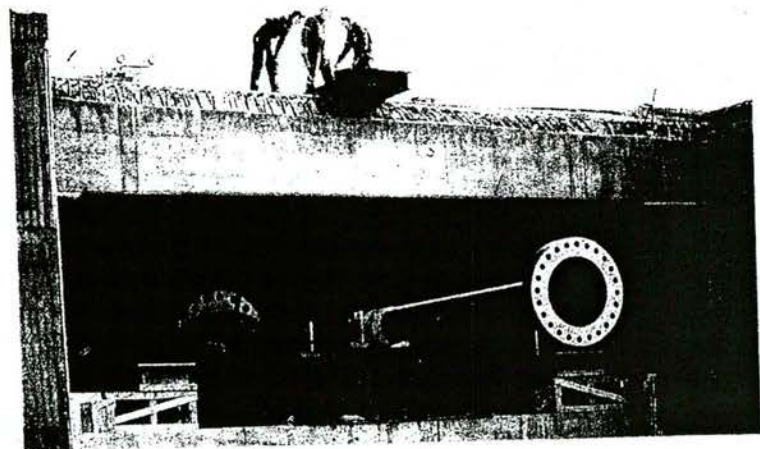


Fig. 4: Positioning of flexible rod prior to bridge installation



Fig. 5: Bridge elements 105 m long at fabrication yard

determine the relation between any change in a single parameter and the corresponding change in dynamic response. For instance, to meet the serviceability requirement of a maximum allowed acceleration of 0.6 m/s^2 in one part of the bridge, the implemented design changes led to infringement of this and other criteria in other parts of the bridge.

Actions from wind and from waves were analysed in the frequency domain as stochastic processes, with stress resultants given as statistical values. The bridge has been instrumented for the measurement of wave height and period, wind speed and direction.

Tidal variations. Together with the measured stress levels, these measurements may be compared with the calculated values to check that the design assumptions are maintained.

Special Safety Considerations

Several safety measures specific to floating bridges have been implemented in the design. The bridge superstructure has been designed to resist ship collision forces and the pontoons to resist penetration in adjacent compartments. Furthermore, the bridge is instrumented for automatic surveillance of leakage and any unintentionally open hatches. Bridge movements and structural stress levels in critical areas are also monitored. And information about the possible onset of corrosion of the reinforcement bars in the pontoons is continuously recorded.

Fabrication

The foundation at the Aspøya end was concreted in situ directly on the rock. The abutment at Bergsøya was constructed as a prefabricated caisson and floated into position. The fabrication of the steel superstructure required 16 months. The steel trusses and deck were assembled in 105 m long elements. Each element was completed with paint, walkways, handrails and even lighting fixtures at the fabrication yard (Fig. 5). Only the asphalt layer required completion on site.

The pontoons were built on a submersible barge. When the bottom slab and the walls were completed, the pontoons were launched and the top slab was completed afloat. After concreting was finished, the pontoons were towed to the steel fabrication site and connected to the elements of the steel superstructure.

Each of the two flexible rods used for the anchoring of the bridge was forged in one piece in order to avoid defects from welds. The ends of the rods were formed as flanges which were bolted to the abutments at one end and the bridge superstructure at the other.

The bridge elements were towed from the fabrication yard, floated on one of the pontoons at one end and on a cargo barge at the other. Near the bridge site, all the elements were assembled and welded together. After the bridge elements were connected together, the completed bridge was towed to the site

and installed. The final towing and installation operations involved seven tugs and were completed in one day.

Conclusions

The total cost of the Bergsøysund Floating Bridge was NOK 335 million, equivalent to US\$ 50 million at the time of construction. This figure includes construction, project management, engineering, and development costs and taxes. Floating bridges can be a cost effective alternative, especially for long span crossings.

In Norway, another floating bridge is presently being constructed, the 1250 m long Salhus Bridge. This bridge will be built with an elevated roadway at one end which will connect with a traditional cable-stayed bridge to span a shipping channel. With such an arrangement, floating bridges may even be suitable for sites with heavy vessel traffic.

Floating bridges of this type are still novel designs, and much potential for design improvements exists. Design developments may lead to reduced costs or to alternative solutions for locations where traditional floating bridges are inadequate. Several concepts which allow ships to pass along the entire length of the bridge are being developed and may prove to be feasible. Due to specific conditions and environmental requirements, floating bridge designs will always differ from one site to another.

Owner:
Municipality of Møre og Romsdal

Designer:
Norwegian Directorate of Public Roads, Bridge Department

Engineers:
DNV Veritec (steel superstructure)
Johs. Holt AS (pontoon, abutments)

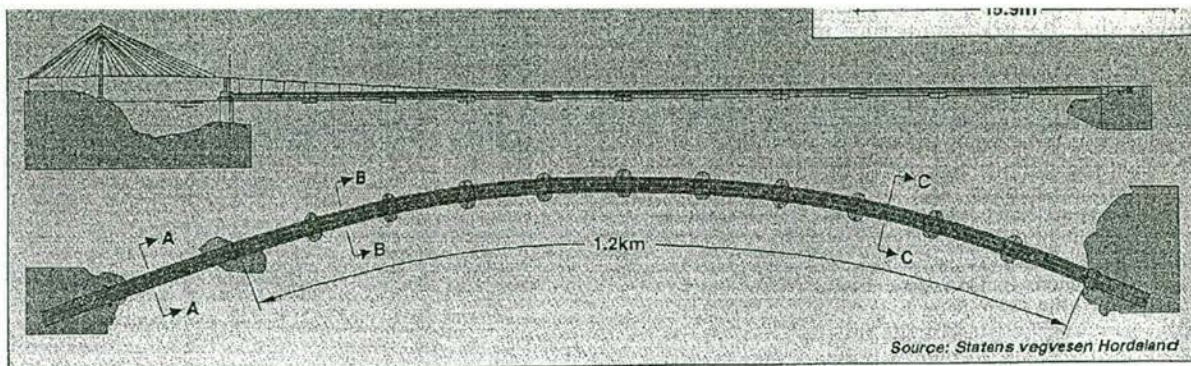
Contractor:
Norwegian Contractors AS

Service date:
June, 1992

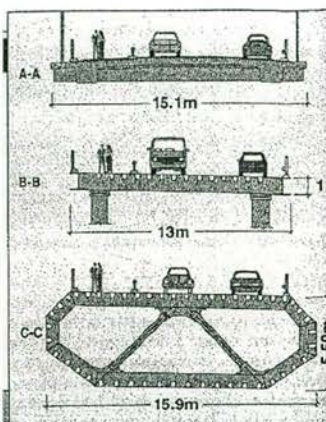
References

- [1] LØKEN, A. E. et al. *Aspects of Hydrodynamic Loading and Response in Design of Floating Bridges*. 2nd Symposium on Strait Crossings, Trondheim, Norway, June 1990. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 1990.

Noren overbruggen diepe water massa met 1,2 km kokerliggers op pontons.



Horizontal two-pinned arch pointing to the ocean makes the bridge stiff to sideways forces, but it can flex vertically with waves.



Een mysterieus zee ongeluk en moeilijkheden bij het maken van lassen maken het bouwen van de langste drijvende brug ter wereld zonder tussenliggende vasthoudpunten erg moeilijk. Om het 1,6 km brede Salhus Fjord in Noorwegen te overspannen, bouwen ingenieurs een continue stalen kokerligger op 10 pontons, die zal drijven in 500 m diep water. De lokale weg beheerder kon alleen een drijvende brug bouwen bij gebrek aan geschikte plaatsen voor verankeringen voor hangbruggen in de brede diepe fjord. De overburging bevat echter wel een tuibrug over een scheepvaartkanaal. Het was erg moeilijk om te werken met hoge sterkte staal. De aannemer ontwikkelde uiteindelijk een las-techniek voor het 78300 PSI staal.

A joint venture of Norwegian Contractors AS, Aker Entreprenor AS, A/S Veidekke and Kvaerner Eureka AS is building the floating section under a \$63-million contract let in 1991. Last summer, Selmer Anlegg AS, Oslo, under a separate \$10-million contract, completed the 368-m, cable-stayed

bridge with a 163-m main span.

The joint venture is building the girder in 11 sections in docks at Fredrikstad and Moss near Oslo on the east coast. Tugs then tow them on an 85-hour voyage around the coast to the sheltered Lonevåg Fjord, upstream of the crossing site. There, welders are waiting to connect the last units into a continuous girder atop the concrete pontoons.

The floating structure is "based on American technology, says Jan Olav Skogland, a senior project engineer with SvH. But since the bridge could not be tethered with intermediate anchors in the 500-m-deep water, "The box had to be continuous over 1.2 km and floating in an arch. As a horizontal two-pinned arch pointing to the ocean, the bridge is stiff to sideways forces, but can flex up and down with waves," he says.

After the government agreed to take on the project in the 1970s, much of the planners' time was spent considering environmental implications. They planned the bridge as a floating concrete box girder carrying an elevated roadway. But the girder would have dammed the top 3.6 m of water, throttling tidal flows and reducing salinity upstream. Salmon farmers objected and the government took note.

"The project was raised to a political level. It stopped for a number of years" says John Gustavsen, SvH's project manager.

The agency did more computer modeling and tested physical models at the Danish Hydraulic Laboratories in Copenhagen which resulted in design modifications, including the use of lightweight concrete. However, by the late 1980s SvH had made little progress.

"All the discussion on the environment led us to look for a new solution," says Skogland. It evolved from another SvH project to build a floating bridge at Bergsøysund, about 320 km up the coast. Despite the difficulties at Salhus, SvH pursued the continuous concrete girder concept.

Ideas. To solicit ideas from the construction industry, the government ran a design competition in 1987. SvH submitted its own girder design on concrete pontoons. A company in the Kvaerner group won the prize with a design for a steel box girder. SvH invited bids based on the concrete box girder, the truss and Kvaerner's concept. Norwegian Contractors, Aker and Veidekke in joint venture won the contract with the truss design and completed the 844-m-long Bergsøysund bridge in 1992. While government engineers focused on the Bergsøysund bidding, they put the Salhus project on hold until 1990. Then, SvH appointed consultants and

presented them "with one sketch showing the [original] concrete bridge and another showing the steel girder," says Per Meaas, the design project leader with Aas-Jakobsen, Oslo.

The firm collaborated with Oslo-based Veritec and A. R. Reinertsen, as well as Instanes/Søvik & Kloster, Bergen. "We did not look at the Bergsøysund design in very much detail because the Salhus [Nordshorland] structure is 50% larger and has the additional problem of a ramp from the high bridge," says Meaas.

The consultants developed steel and concrete box girder designs supported on pontoons. They isolated the ramp from floating bridge motions by hinging all its supports at top and bottom and making spans long enough to flex vertically with the 3-m tide.

They also enhanced horizontal stiffness by clamping the ends of the 1,246-m-long girder to the abutments with four 3.5-m-long, 160-centimeter-wide, 1.5-cm-thick steel plates. To increase fatigue life, plates and end connections are forged in one piece.

After considering all the designs for a year, SvH dropped the continuous girder and ruled out the truss as inadequately stiff for such a large span and being prone to fatigue damage at the nodes.

In early 1991, SvH invited bids for the floating bridge in steel or concrete and the winning joint venture put in virtually identical prices for both. SvH's Gustavsen doesn't doubt steel was the right choice. It requires smaller pontoons than concrete and has intrinsic merits for a horizontally arched floating bridge that changes from tension to compression with tides and winds.

Also, he believes that the large, prestressed concrete girder would have been difficult to construct. But the joint venture had little trouble slipforming the lightweight concrete pontoon that are 42 m by 20 m and 6.7 to 8.5 m high.

Fabrication. Steel fabrication, however, was another story. The joint venture fabricated the 16-m-wide by 5.5-m-high box sections in 34 sections. Teams completed one 36-m-long box every eight days, says the joint venture's steelworks manager Erik Grønner. The shop built two-thirds of the boxes with 51,500-psi steel which created no reported problems. However, designers called for higher grade steel plates up to 1.8 cm thick in boxes at the highly stressed ends of the girder and under the bridge ramp.

The contractor had to heat joints to 300°F for six hours to achieve good welds. Engineers eventually conquered the welding problem "...but it took much of Norway's expertise and a review of foreign literature to get there," he says. Originally, the joint venture used virtually no preheating, and welds cracked.

Stabenfeldt says preheating was progressively increased and the way of interpreting ultrasonic test results modified by mutual agreement. Previously, interpretations were too conservative, he says. "We found a way to test the welds that enabled all the [units] we had done to be accepted." Nonetheless, many units needed repairs.

The joint venture asserts that it followed SvH's welding specification, and submitted a \$6.8-million claim for welding delays and another \$4.1 million for design changes. "It's very industrialized production, and it's not sensible to use pre and post-heating. It's something the designer should have considered," says Grønner.

Gustavsen argues that it was the contractor's job to devise the welding technique in line with its fabrication method. "There is technically no problem. Everything is known about how to weld this steel. It's just a matter of [spending] the necessary money to do it correctly." However, he admits that the bridge includes an unprecedented quantity of high-strength steel to reduce the amount of material used.

Despite acrimony, the September agreement allowed work to continue, but left the claim unresolved.

However, the client agreed to overlook 45 days of the original delay penalties and put the rest on hold until a solution on the claim is reached. The sea accident and resulting delay will greatly complicate the claim situation. While project engineers and the bridge insurers wait for official inquiry findings, the contractor has ordered steel to repair the damaged box and its viaduct.

Meanwhile, to casual observers, work is still at a standstill, with the high bridge pointing to open water like a giant diving board. But this summer, the last box will repeat its sea journey to join the others in Lonevåg Fjord. A few weeks later the entire girder will float into position at Salhus Fjord, creating an entire bridge almost overnight.

By Peter Reina in Bergen, Norway

Stalen pontons

Genie

EWK: Uitvouwende Drijvende Bruggen in Aluminium en Staal.

EWK in Defence Technology

Engineer troops are more mobile now, with the help of amphibian developments, aluminium assemblies and hydraulic systems from EWK. With amphibious vehicles, as well as ferrying- and bridging equipment EWK set new engineering technology standards for the fast crossing of all kinds of waters. EWK systems have proved themselves in military service with: the Federal German Armed Forces, the French Army, and the armies of NATO allies. Also in international military circles beyond the NATO, these systems have succeeded in making themselves a name.

Folding Float Bridges

Since 1977, EWK has been the main contractor to the Federal German Army for the Folding Float Bridge. The latter is compatible with the US Ribbon Bridge and has, in principle, been developed newly. Like the Ribbon Bridge it is made of aluminium (FSB-Alu). The Federal German Army version required a series of special characteristics such as: metric measurements, improvements to the hydraulic system of the ramp sections, non-slip road surface, simplifications for the operation of the bridge sections. Bridge sections of the Federal German Army version of the Folding Float Bridge are, at any time, interchangeable with elements of the US Ribbon Bridge and can also be coupled together with the latter - The Soviet PMP steel folding float bridge with which the Egyptian Army crossed the Suez canal in 1973, works on the same principle. EWK produces Folding Float Bridges in aluminium (FSB-Alu) as well as in steel (FSB-Stahl).

Major Components

Floating bridges for military purposes have been in use for many decades. There are many types of folding float bridges made of many different materials. -The buoyancy is provided, as in floating dry docks, by watertight chambers also known as pontoons. Folding float bridges are comprised primarily of the centre bridge sections and the ramps.

Each bridge section is made up by two central and two external floats which are coupled to each other by joints and hinges. The bridge section can be folded and transported in the typical W-shape on a bridge transporter.

Any lorry with cross-country performance capable of carrying a 7-10 ton load is suitable for use as a bridge transporter, provided that it is equipped with the special loader/unloader unit with which the bridge section is lowered into or raised from the water, and with a single-axle trailer for tugboat transport.

Bridge and Ferry Constructions

The tugboats are first lowered into the water with the assistance of a transporter-mounted cable winch. After the trailer has been detached, the lorry reverses into the water. When the anchorage points and securing bolts have been released the bridge slides on rollers mounted on the lorry's load platform into the water. In the water, the unfolding mechanism is activated, the centre and outer floats unfold so that they form a level platform. The unfolded bridge sections are captured by tugboat crews, linked together and moved into position. Engineer troops already on coupled bridge sections at the bridging site, fit the bridge sections together on the modular principle and secure them together at the locking points. Until the ferry or bridge is assembled and secured, the components are held in place by the tugboats against the current. The tugboats function as the motive power when the assembly is used as a ferry. After the bridge has been secured to both banks it is ready for use and is held in place by the boats.

If the bank is so steep that the lorry cannot reverse into the water to deposit the bridge section, the section is lowered under full control by a cable winch running from the lorry's hydraulic crane.

On steep banks the bridge section is first lowered onto the bank parallel to the waterflow. The lorry is then positioned with its rear facing the long side of the bridge section, lifts it with the crane and winch, and then reverses to the water's edge, whereupon the bridge section is lowered into the water.

On dismantling, the bridge sections are taken to the lorry parking point whereupon the lorry lifts the section out of the water with its crane. The inner and outer floats fold together and can be loaded onto the lorry.

Bridge and Ferry Systems

Engineer troops are variously organised and equipped. In deciding how many bridge sections are required for an engineer unit prime regard will have to be given to the military- geographical features of the country concerned.

Here is a practical example of what can be done with a bridge system comprising 26 modules, (18 bridge sections and 8 ramps). With this could be built:

- one bridge 135 m long, or
- two bridges, each 75 m long, or
- three bridges, each 55 m long.

The assembly time for a 135 m long bridge is some 90 minutes given a team of 80 - 90 men.

All bridges can be driven over by vehicles of up to Military Load Class (MLC) 60, and exceptionally of MLC 80.

From a set of 18 bridge and 8 ramp modules can be assembled four ferries each with three centre and two ramp sections. On a ferry comprised of five bridge sections, vehicles of up to MLC 70 can be transported. The smallest ferry consists of one bridge section and two ramp sections and has a carrying capacity of up to MLC 45.

The time required to assemble a bridge or ferry is primarily dependent on the width of the river and thus the bridge length, the condition of the banks and the number of suitable unloading points. The number of men required depends on the number of bridge modules.

Bridge and Ramp Sections

Each centre section weighs 5.4 t and is 6.7 m long. It is 3.2 m wide when folded for transport. Unfolded in the water it is 8.1 m wide, the two central floats form a 4.1 m wide roadway (3.7 m usable). The decks of the two outer floats are each 1.2 m wide and so constructed that they can be used as gangways.

The ramp section forms the connections between bridge or ferry and bank and is equipped with a two-part plate. This eases embarkation/disembarkation and when unfolded the plate has the same width as the bridge section roadway.

The ramp section weighs 5.5 t and is 5.6 m long without the unfolded plate. Folded for transport it is 3 m wide. With the aid of a hydraulic pump it can be raised up to 1 m at the end, in order to match the inclination of the river bank. The ramp section is 7.6 m long with unfolded plate.

Variations in the Steel Folding Float Bridge Version

The steel version of the folding float bridge is more robust due to the material. The individual components are accordingly heavier. Each centre section has two vehicle track plates which enable it to be used like a ramp section. The complete steel centre section with vehicle track plates weighs 7.7 t (in aluminium 5.4 t). The ramp section consists, similar to the aluminium version, of two outer and two inner floats but has four ramp plates for vehicles. Its overall weight is 7.5 t in comparison to 5.3 t for the aluminium version. The basic dimensions are identical for both versions of the bridge system. The roadwidth of the steel version is 6.6 m, that is 2.5 m wider than the aluminium version. On the other hand it has no gangways but can provide two lanes for vehicles of up to MLC 20. The bridge can be divided along the axis of its length in which case the width is 3.3 m and can carry vehicles up to MLC 20. The bridge transporter loading and unloading equipment which consists of a derrick and cable winch, are hand-operated in the steel version though are mechanically driven. There are also differences in the unfolding mechanism, the road surface finish, the locking mechanism and other details.



The anchorage points are released and a centre bridge section slides off the lorry into the water.

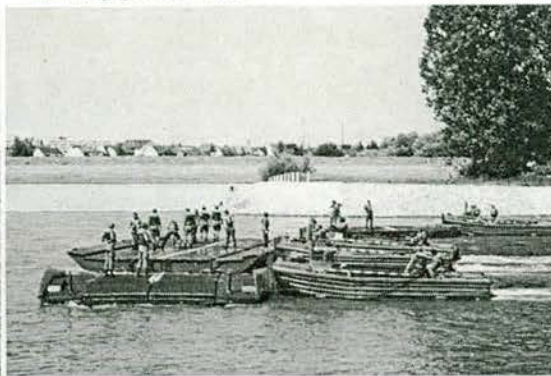


A centre section unfolding in the normal way -- in the background a tugboat waits to capture the unit.

Tugboats move the bridge sections to the assembly point.



Centre sections are coupled together by engineer troops. The tugboat in the rear is bringing up a ramp section.



The bridge in position. The first vehicles roll on while the tugboats hold the bridge in position against the current.



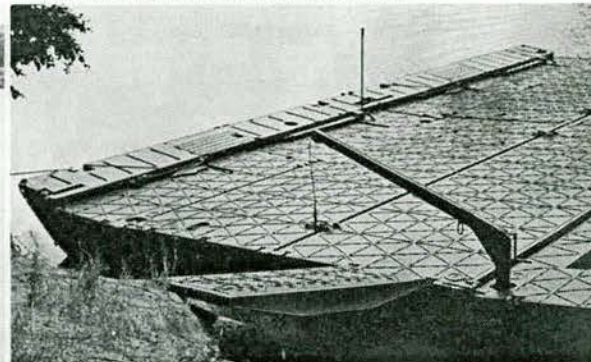
A vehicle drives over the German Army's aluminium Folding Float Bridge.



The steel Folding Float Bridge: a centre section unfolds by means of a torsion bar.



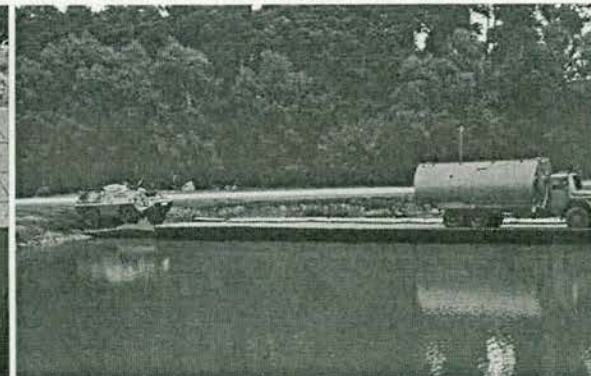
Visible differences in between the centre sections: wider roadway, different roadway surface finish, vehicle track plates, derrick.



Hook up and folding of a centre section. Visible difference: different construction of the crane and of the loading and unloading equipment.



Vehicles driving across the completed steel Folding Float Bridge.



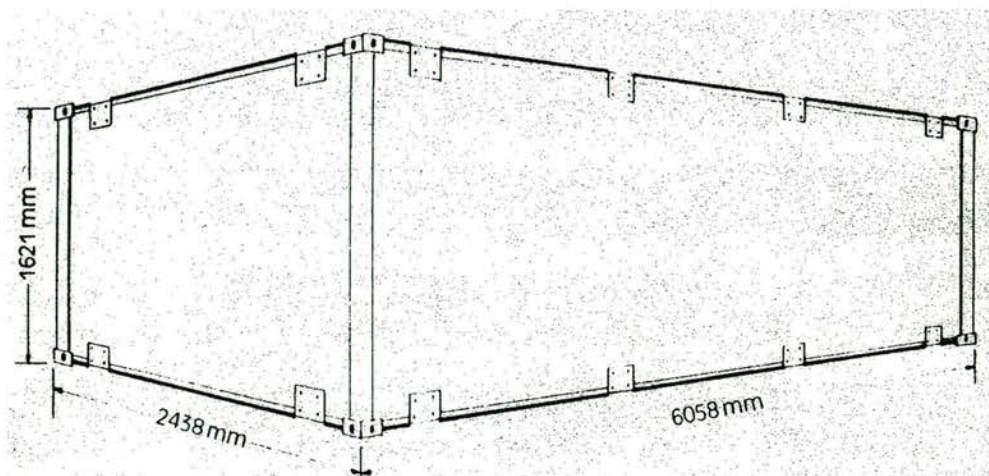
Marktpartijen

Janson Bridging B.V.

Koppel Pontoons from Janson let you assemble your own floating equipment quickly, simply and inexpensively. Koppel Pontoons are specially designed to be carried on standard container trailers and on any commercial container ship. They are skidded or crane-lowered into the water and the individual units linked into a wide range of configurations by unskilled personnel. Koppel Pontoons are used for marine transportation, for marine civil engineering and in water-to-shore access applications.

The basic unit

The basic Koppel Pontoon unit is of steel plate with internal bulkheads and stiffeners. Cast iron container corners at each corner enable the pontoon to be on/off loaded quickly and simply to and from any suitable commercial vehicle. The basic pontoon is 6058 mm long, 2438 mm wide and 1621 mm high - the same as a standard container. Interior access is by means of a 500 x 500 mm hatch and there are two 1 1/2 inch. pipe inlets for bilge pumps.



Each side of the pontoon has four pairs (one top, one bottom) of flange plates, with a further two pairs at each end. Each flange plate has an M24 x 40 internal screw thread to which the male and female couplers are bolted.

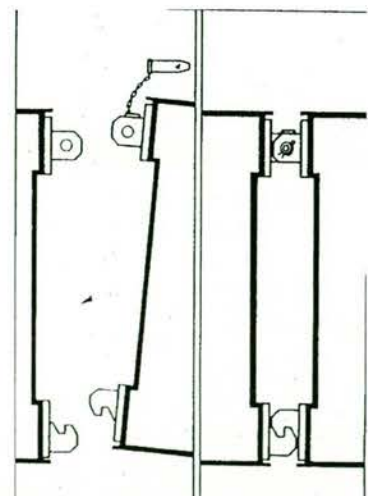
When coupled, Koppel Pontoons provide a straight, flat deck with maximum load capacity of two tons per square metre. Each pontoon is inspected, tested and approved, and carries a Lloyds registration plate.

Coupling

This is undertaken with the pontoons in the water by just two unskilled operators and requires no special equipment. Couplers are bolted on as required only at the points where the pontoons need to be joined.

To couple two pontoons they are first hand-pulled together. At the foot of one is a downturned hook; on the other an upturned hook. By shifting his weight, the operator on the pontoon with the downturned hook tilts the unit so that the hook rides above, and then engages with, the upturned hook on the other pontoon.

At the same time, locating and latching lugs at the top of each pontoon engage and are secured by a pin and spring clip. The entire coupling operation is swift, safe and reliable and enables Koppel Pontoons to be secured in various configurations of end to end, side to side and end to side.



The flexibility of the Koppel Pontoon system is further enhanced by the availability of a range of ancillary equipment such as bollards, fenders, spuds and so on. These can simply be bolted on to the existing flange plates.

Applications

Koppel Pontoons are used in a wide range of transportation, marine civil engineering and water-to-shore access applications. The following examples demonstrate the versatility and flexibility of the Koppel system which may be adapted for virtually any marine task.

Transportation

Koppel Pontoons are assembled into practically any configuration to provide temporary or permanent large-capacity ferries. The ferries may be winched on fixed lines or may be self-propelled units with narrow draft and high manoeuvrability.

Design Information

Main dimensions length 6058 mm

width 2438 mm
depth 1621 mm

Unit weight :3885kg

Carrying capacity : 136 kg per cm
draught

Empty draught :30cm

Water plane area :13,6M2

Water plane moments of inertia $I_x = 39,7m^4$
 $I_y = 6,0 M^4$

Permissible deck loading 2 ton/M2

Permissible loading on flange plates 25 tf
tension

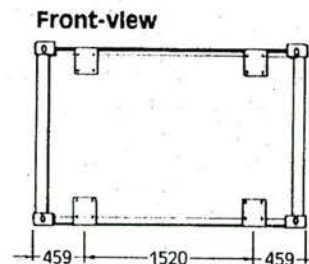
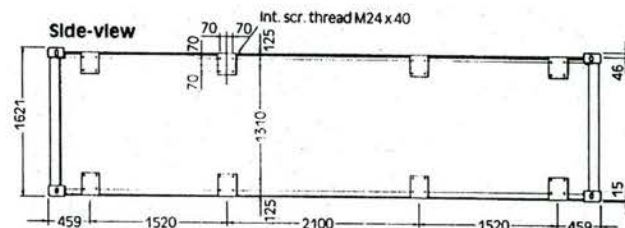
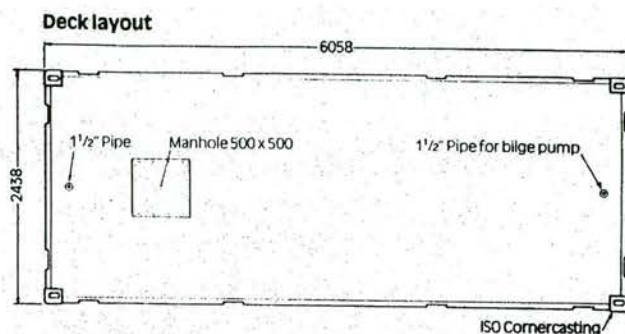
20 tf shear (vert. or hor.)

Couplings per set:

Weight per set :50kg

Tension :25tf

Shear vertical 10 tf.

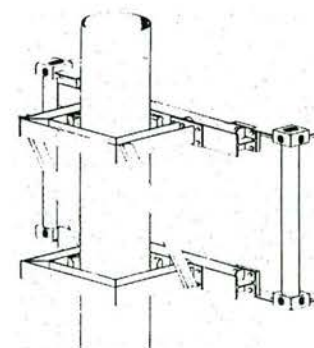


Marine civil engineering

Almost any civil engineering task undertaken on land can be made to work on water using the Koppel Pontoon system. For grabbing and general lifting work, heavy duty cranes and derricks are mounted on simple rafts made up of s@ucl-supported

Koppel units.

Other applications require more complex configurations. In pile driving, for example, seven or more Koppel Pontoons are assembled in a 'U' shape (see front cover) within which the pile-driving hammer works. Suitable spuds are installed at the relevant flange points and provide complete stability to support revolving loads.



Similar configurations are also used for dredging assemblies and these permit most types of dredging to be carried out using conventional excavating equipment.

The narrow draft and ease of movement of the Koppel Pontoon makes for good access to awkwardly placed work sites, while the use of 'H' assemblies enables dredging to be carried out in two directions.

Koppel Pontoons are also used to support rock drilling, coring, and caisson and cofferdam construction operations.

Specifications

Main dimensions	length 6000 mm width 2400 mm height 1600 mm		
Weight per unit	3875 kg	Water plane area	13.6 m ²
Carrying capacity	13.6 kg per mm draught	Empty draught	285 mm
Water plane moments of inertia	I _x = 36.1 m ⁴		
	I _y = 5.8 m ⁴		
	Allowable deck loading		
	20 kN/m ²		
Couplings per set			
Weight	50 kg		
Allowable tension	250 kN		
Allowable shear	100 kN		
Allowable bending	330 kNm combined with 100 kN shear		

Applications

By using a range of auxiliary equipment such as bolards, fenders, spuds etc. the flexibility of the Janson Coupling Pontoons can be further enhanced. The following examples demonstrate the versatility of this system which allows it to be used for virtually any marine task.

> Transportation

The pontoons are assembled into practically any configuration to provide temporary or permanent large capacity ferries. The ferries may be winched on fixed cables or self-propelled units with narrow draft and high maneuverability.

> Marine Civil Engineering

Almost any civil engineering task undertaken on land can be made to work on water using the Janson Coupling Pontoons. For grabbing and general lifting work, heavy duty cranes are mounted on simple rafts made up of spud-supported coupling pontoons.

In pile driving, the pontoons can be assembled creating a U-shape, within which the pile-driving hammer works. Suitable spuds are installed at the relevant flange points and provide complete stability to support revolving loads.

Similar configurations are adopted for dredging assemblies. These permit most types of dredging to be carried out using conventional excavating equipment.

> Bridging

Another application of the coupling pontoons is to create floating supports for multiple span bridges. Instead of driving numerous piles for temporary intermediate supports for bridges, pontoons can be assembled and anchored, to provide a flexible, but also stable support for bridges.

Coupling Pontoons Make Working On Water Easy

Janson coupling pontoons assure a quick, easy and inexpensive way to create a work surface on water. They are designed to be carried on any standard truck and on any commercial ship. They are skidded or lowered by crane into the water as a single unit. Once in the water they can easily be connected to form the type of platform required. Coupling pontoons are used for marine transportation, civil engineering and water-to-shore access equipment.

The Basic Unit

The basic coupling pontoon is built of steel plate with internal bulkheads and stiffeners. The basic coupling pontoon is 6000 mm long, 2400 mm wide and 1600 mm high. The interior of the pontoon can

be accessed by means of a 550x550 mm manhole in the deck surface. The deck surface also contains two 1.5 inch pipe inlets to accommodate bilge pumps.

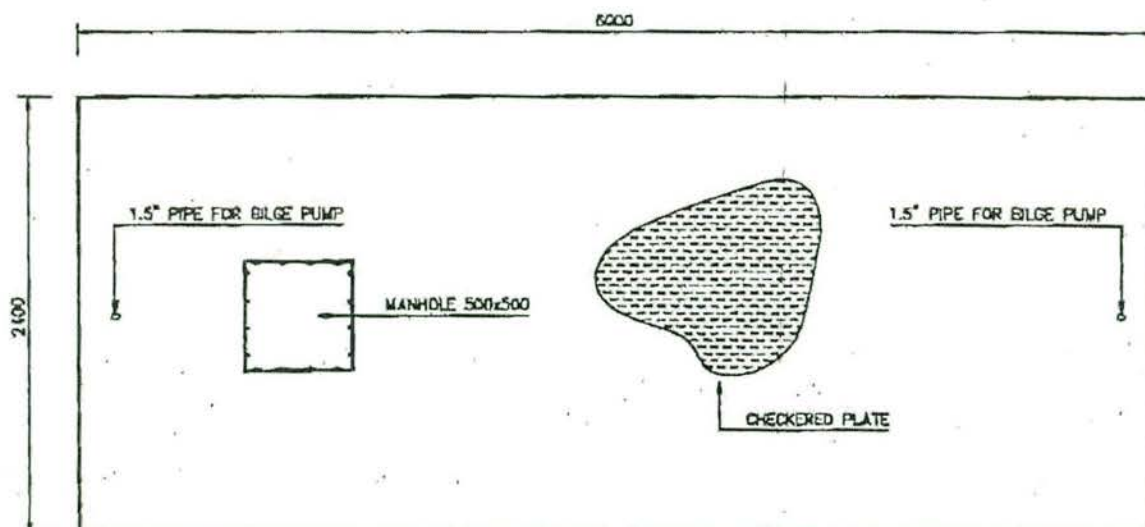
Coupling

On alt sides of the unit pairs (one top, one bottom) of flange plates allow mate and female couplers to be connected using four M24 hexagon head screws per coupler. When coupled the pontoons provide a straight flat deck surface, which allows a maximum load of two tons per square meter. The pontoons are inspected, tested and approved and are compliant to alt international standards.

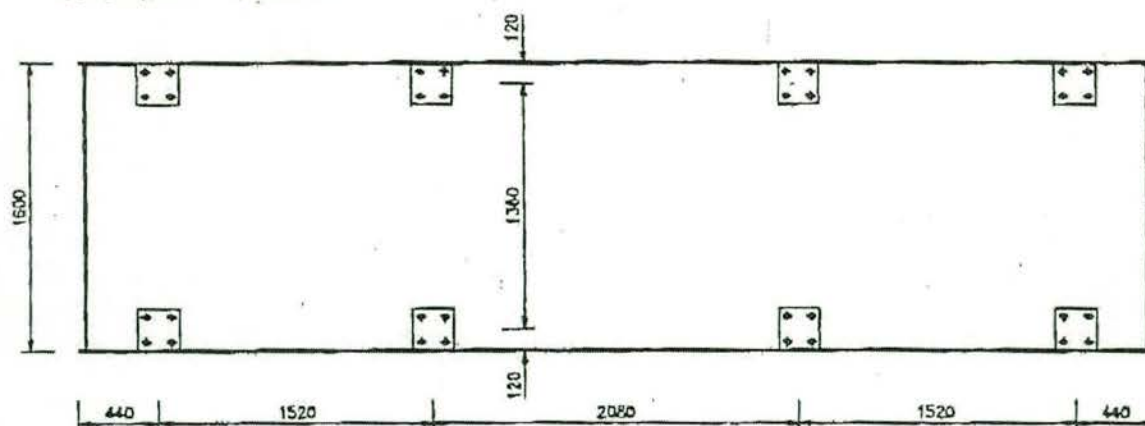
The actual coupling of the pontoons is done while in the water by two (unskified) operators. The pontoons are first hand-pulled together. At the bottom side of the pontoons a set of one upturned and one downturned hook establishes the connection. The operator on the pontoon with the downturned hook can tilt the pontoon by shifting his weight. The downturned hook can now engage with the upturned hook on the other pontoon. By tilting the pontoon back to level, the female and male couplers at the top will engage and can be secured by a pin and spring clip.

The entire coupling operation is swift, safe and reliable. The pontoons can be connected end to end, side to side or end to side, allowing a variety of configurations.

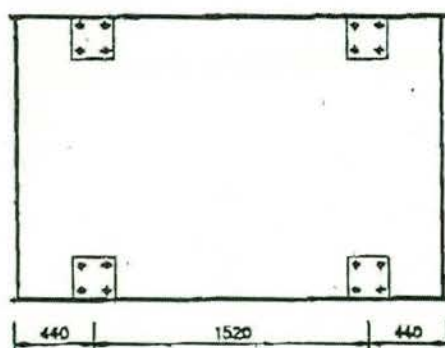
Deck layout

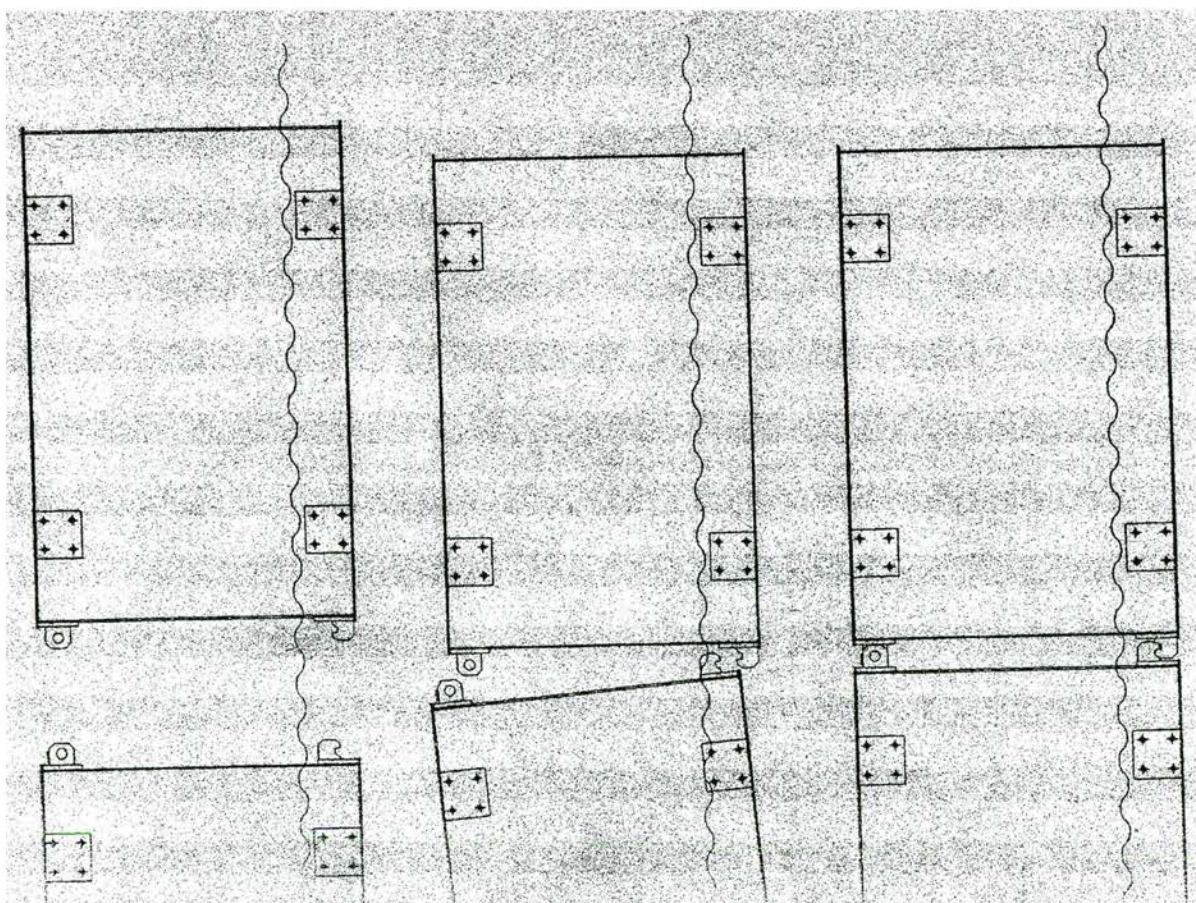
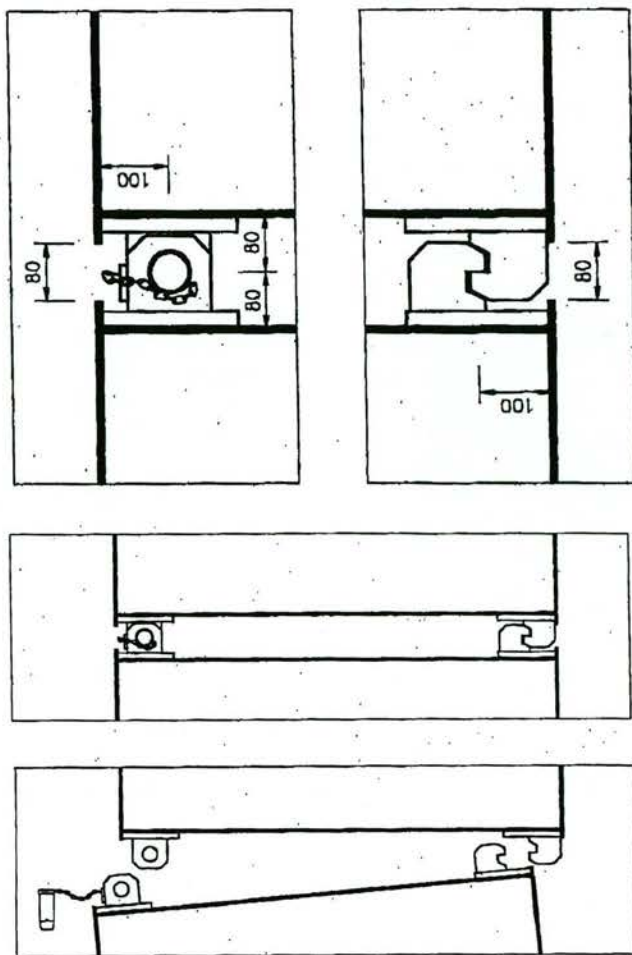


Side view



Front view

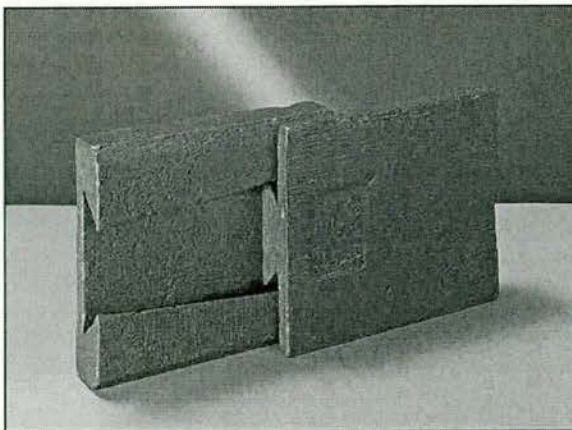




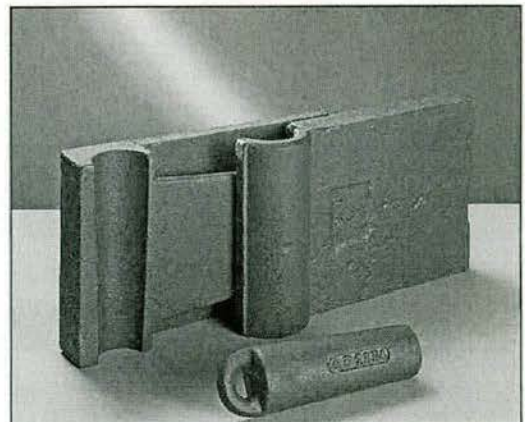
Ravestein Container Pontoon B.V.



Veel projecten in kust- en binnenlandse wateren zijn eenmalige projecten. Dit betekent dat bij gereedkomen van het project het personeel en uitrusting weggehaald worden om, indien mogelijk, elders hergebruikt te worden onder andere condities. Indien mogelijk... omdat elk volgend project zijn eigen unieke eisen heeft. Daarom wordt er vanuit het oogpunt van flexibiliteit en efficiency veel belang gehecht aan een uitrusting die zonder problemen in verschillende projecten gebruikt kan worden. Daarom heeft Ravestein Container Pontoon B.V. (RCP) sinds 1985 allerlei soorten pontons, werk schepen, platforms en andere materieel gebouwd, die allemaal voldoen aan de wensen en gebruikseisen van de klant. De basis is een modulaair systeem, dat grote economische voordelen biedt. Deze voordelen komen allereerst door de afmetingen van de modules, pontons met de standaard ISO container afmetingen, samen met de mogelijkheden die zij bieden, en als tweede van het zwaluwstaart koppelingssysteem waarmee de modules zijn uitgerust.



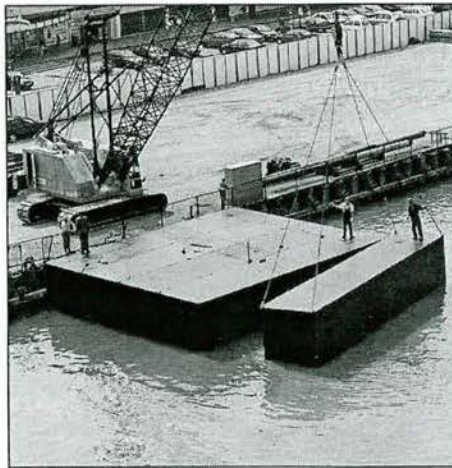
Dovetail coupling



Dovetail coupling

RCP's gepatenteerde zwaluwstaart koppelsysteem.

Het zwaluwstaart koppelingssysteem (dat spanningen van 35 ton in alle richtingen kan weerstaan) maakt snelle en zorgeloze montage en demontage mogelijk van welk schip of constructie dan ook. Zowel op het land en (zeker) in het water, worden de container elementen simpelweg tegen elkaar gedrukt of gedreven totdat de twee zwaluwstaart koppel stukken in elkaar grijpen, die dan worden gezekerd met sluit pinnen. Dit kan gemakkelijk uitgevoerd worden met maar twee leden van het bouwteam. Het systeem maakt montage onder water overbodig.



Assembling container pontoons

Multifunctionele pontons

De modulaire constructie en het koppelsysteem hebben de basis gevormd voor een bijna ongelimiteerde reeks van producten.

RCP kan meer doen dan alleen het ontwerp en bouw van de pontons; indien noodzakelijk kunnen ze ook zorg dragen voor de uitrusting. En altijd met zorg voor wijzigende functionele eisen, en later gebruik op andere locaties.

Modules kunnen gemakkelijk worden toegevoegd en verwijderd. Als een product zijn taken heeft voldaan kan hij gemakkelijk gedemonteerd worden en getransporteerd worden naar een ander locatie.

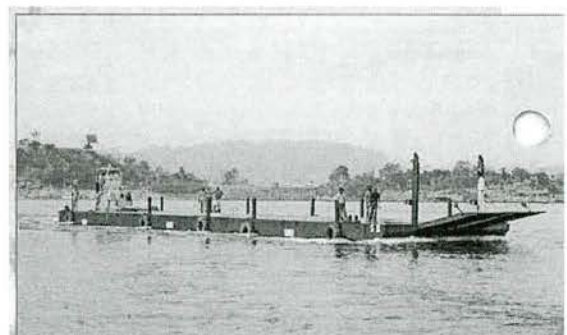
De unieke veelzijdigheid maakt dan opnieuw monteren of wijziging voor andere doelen mogelijk, in elke andere gewenste vorm. En transport naar een nieuwe toepassings locatie kan worden geregeld tegen de laagst mogelijke kosten... als standaard container lading, zowel over de weg als het spoor, de zee of de lucht.



Dismountable pile-driving pontoon



Dismountable ferry pontoon



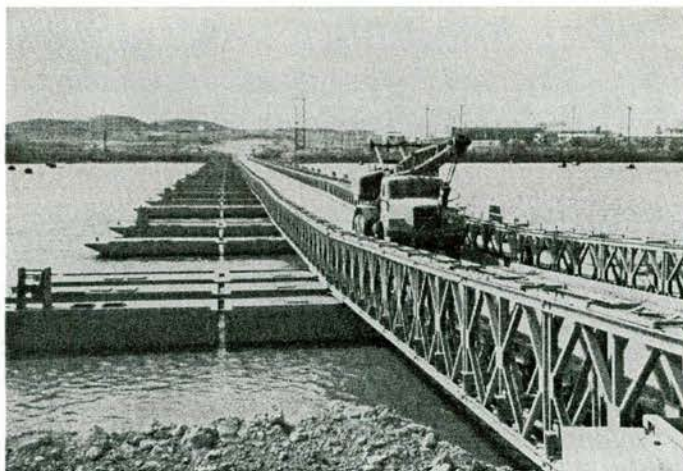
Dismountable self-propelled transport barge

Een lijst van de voordelen:

Minimale productiekosten, Minimale vervoerskosten, Minimale (de)montage kosten, Optimaal gebruik, Maximum flexibiliteit, Te koop, te huur of leasen.

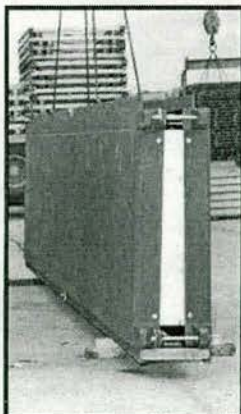
Mabey Johnson

'Flatpack' Pontons voor drijvende bruggen, zelf voortgestuwde veerpontons of werkplatforms.

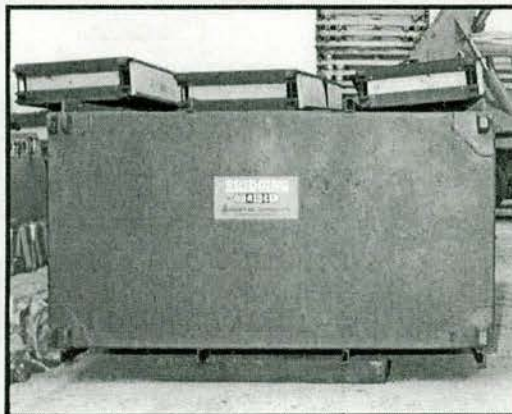


Plat verpakt voor lokale montage wat 60 % van de vrachtkosten bespaard.

KIT
VOLUME
 6m^3



ASSEMBLED
VOLUME
 22m^3



This results in a 60% saving in freight costs.

'Flatpack' Pontons worden geleverd in kits met een klein volume om op locatie door locale mankracht gemonteerd te worden.

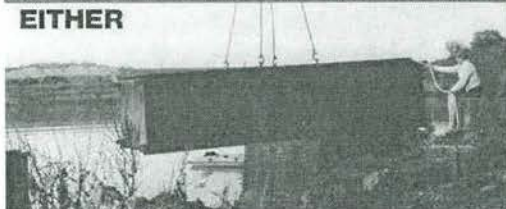
Productie van zijpanelen, scheidingswanden en raamwerk wordt uitgevoerd onder gecontroleerde lopende band omstandigheden in onze fabrieken.

Op locatie of werkterrein, worden ponton elementen snel met bouten aan elkaar gemaakt en Mabey JIGS verzekeren precieze montage. Na montage van deze panelen en raamwerken, worden top en bodem buitenplaten op hun plek gelast om de constructie te voltooien.

De 'Flatpack' ponton kan in acht uur gemonteerd worden.

ASSEMBLED PONTOONS ARE

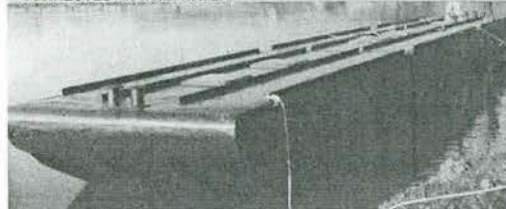
EITHER



LIFTED INTO THE WATER



CONNECTED IN THE WATER



TO FORM PONTOON GROUPS

OR



PLACED ON ROLLERS

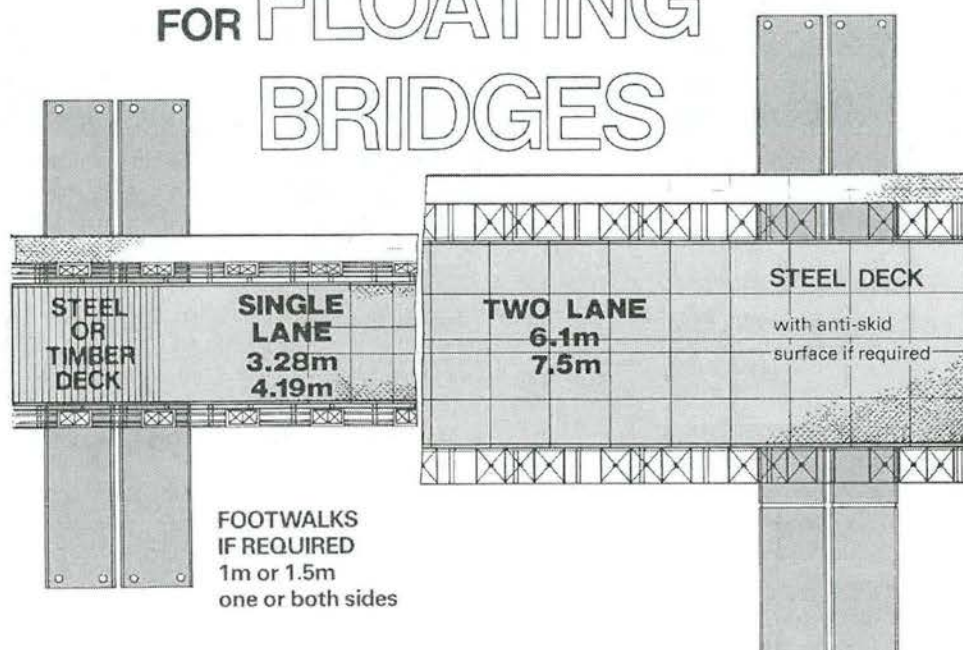


PINNED TOGETHER ON THE BANK



THEN LAUNCHED

FOR FLOATING BRIDGES



Drijvende bruggen kunnen worden ontworpen om standaard belastingen te dragen (Amerikaanse AASHTO of Britse Standaard BS54000 etc). Ze kunnen snel gemonteerd worden door lokale krachten onder technische supervisie. Drijvende bruggen kunnen worden geopend voor scheepvaart of gebouwd worden op een hoog niveau zodat kleine schepen er onderdoor kunnen varen. Ze zijn ontworpen om zich aan te passen aan stijgen en dalen van het waterniveau en kunnen worden gebouwd tot elke lengte.

Acrow

Uniflotes

Het veelzijdige drijvende eenheids constructie systeem.
Ontworpen en geproduceerd door Thos.Storey (Ingenieurs).

In gebruik over de gehele wereld.

Ontworpen en geproduceerd door Thos.Storey (Ingenieurs) Ltd, de oorspronkelijke licentiehouders van de wereldberoemde Bailey brug, werd de Uniflote ontwikkeld als drijfsysteem, gebaseerd op Constructie Eenheid principes waarbij aantallen eenheden konden worden samengevoegd om een vloten te vormen met verschillende draagvermogens. Het heeft zichzelf super in staat bewezen om aan civiele en militaire eisen van allerlei soorten te voldoen.

Het wordt door militaire troepen over de gehele wereld gebruikt , o.a. in samenwerking met Acrow Panle of Bailey om de pijlers te vormen van drijvende bruggen.

Een Uniflote uitrusting kan worden gedragen door standaard commerciële voertuigen, gemakkelijk vervoerd worden naar het dichtstbijzijnde toegankelijke punt, en dan indien noodzakelijk in het water worden geschoven. Montage in het water is simpel en snel (twee Uniflotes kunnen worden samengevoegd door een maximum van vier personen). Het gemonteerde drijfvlak wordt dan naar de gewenste locatie gesleept of zelf voortgedreven. Eenheids bouw geeft daarom een enorme flexibiliteit, en sterkte gecombineerd met kostenbesparing.

De basiseenheden

De Uniflote

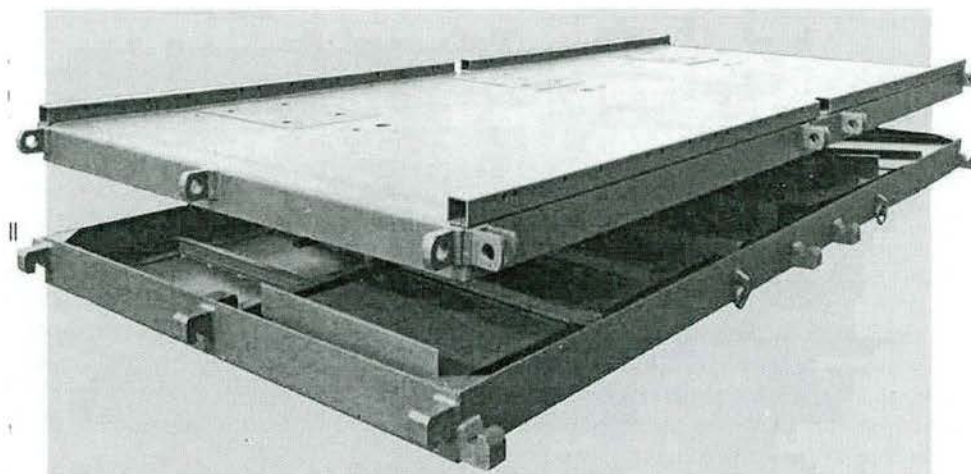
De Uniflote is een constructie stalen raamwerk eenheid in een gelaste constructie, met, als standaard, 4 mm buitenplaten gelast op het raamwerk en een 5 mm dekplaat. Koppelingen zitten aan de zijkanten en einden, zo geplaatst dat Uniflotes gemakkelijk kunnen worden verbonden in het water vanaf dekniveau, zij aan zij, eind aan eind of eind aan zij. Deze koppelingen laten zowel overdracht van schuifkrachten als buigende momenten toe door een Uniflote vlot. Stalen zijpanelen worden aan iedere zijde geleverd, geboord om eenvoudige zadels te laten passen. Geconcentreerde lasten kunnen door de zadels worden toegepast in de zijpanelen, die de krachten verdeeld in het constructie raamwerk. Twee interne scheidingswanden zijn toegevoegd om drie waterdichte compartimenten te leveren, elk daarvan is uitgerust met een waterdichte klep voor toegang en voor vlot ballast operaties, twee pijp verbindingen, de eerste een standpijp die bijna reikt tot de bodem, met een 2" BSP draad om een waterslang aan vast te maken, de tweede met een 1" BSP draad om een luchtslang aan vast te maken. Zijn verbonden aan de bodem om te helpen met het op de kant schuiven. Vier ringen zijn aan de zijkant gelast om opgepakt te kunnen worden door een kraan.

De Uniflote is 5,282 m lang en 2,437 m breed, wat een oppervlakte van 12,87 m² geeft. De afmetingen hart op hart van de koppelingen zijn 5,41 m en 2,565 m. Twee hoogtes zijn standaard, 1,23 m en 1,85ft, werkelijke hoogte top van het dek tot kiel bodem van de plaat 1,242 m en 1,838 m. 2,46 m hoge Uniflotes kunnen worden geleverd op speciaal verzoek indien noodzakelijk.

"Afbraak' versie

Een "Afbraak' versie van de Uniflote is nu verkrijgbaar om de verzendkosten te minimaliseren, Voor verzending, worden subonderdelen verpakt tussen de basis onderdelen en het deck onderdeel zodat vier "Afbraak' Uniflotes verzonden kunnen worden in een 20ft open top container in plaats van een fabrieksgemonteerde Uniflote.

Bij aankomst op zijn bestemming, is een jig nodig voor de definitieve montage van de Uniflotes, zodat op locatie gemonteerde Uniflotes op dezelfde manier gekoppeld worden als een in de fabriek gemonteerde Uniflote.

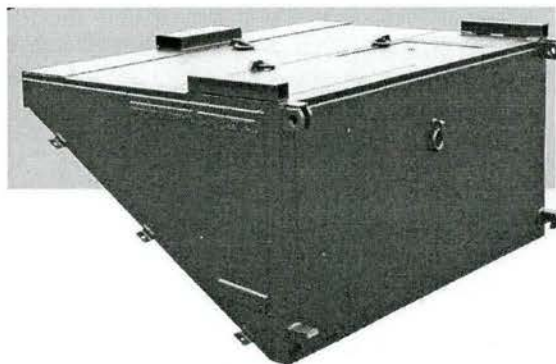


Op- en afritten

Op- en afritten zijn ook stalen raamwerken, lijkend in constructie op de Uniflote, en kunnen worden verbonden aan de einden (of zijkanten) van Uniflotes door op- en afrit verbindingen, die het mogelijk maken om de op- en afritten te laten scharnieren en geven toegang voor kust laden over een grote range van kushoogtes. De neus zijde is gewapend met zware platen en hoeken, gelast over de onderzijde, vormen tanden om een goede grip aan de kant te geven. Een waterdicht schot geeft indien nodig toegang tot de binnekant, en de twee pijpverbindingen worden ook geleverd. Gedurende belasting wordt de op-en afrit eenheid vrij gelaten om te scharnieren rondom de pinnen door mannelijke uitsteeksels aan de onderkant van het hoge gedeelte. Het is gebruikelijk om 3,7 m op- en afrit eenheden te gebruiken met 1,23 m hoge Uniflotes en 5,5 m op- en afritten eenheden met 1,85 m hoge Uniflotes.

Scow Ends

Scow Ends are used to decrease water resistance of a Uniflote ferry or pier, the bottom plate, which slopes upwards at an angle of approximately 30°, deflecting water under the Uniflote. Scow Ends have an identical end section to the Uniflote and can be coupled to Uniflote end or side as required. Short lengths of gunwale are provided at the sides, corresponding to those on the Uniflote, and are also drilled to secure saddles. A bollard is provided at the nose. Access to the single compartment is provided by a watertight hatch and there are the pipe connections for ballastina if required.



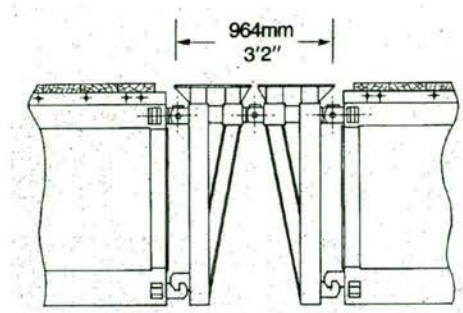
Aanvullende onderdelen.

Interflote Verbindingen

A range of Interflote connectors is manufactured to allow Uniflotes to be spaced apart, where greater stability is required for a floating platform, without the need for increased buoyancy. Standard sizes range from the 11 connector to space two Uniflotes the required distance apart for end connection to the side of a third Uniflote, through a 47' (1.4m) connector, which creates a 5ft (1.5m) gap, and an 8'5" (2.5m) connector, which is the same size as a Uniflote, to an 117' (3.5m) connector which creates a 12' (3.6m) gap, the Uniflotes being at 20' (6.1 m) centres when the connector is between Uniflote sides.

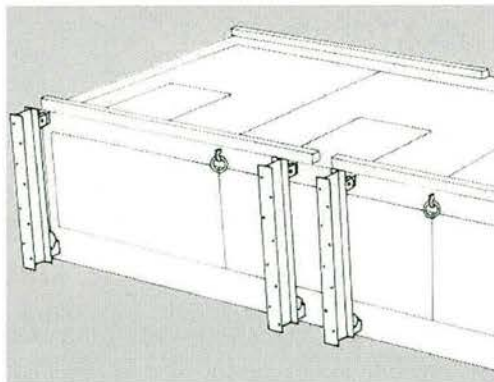
Scharnierende Verbindingen

Where a long block of Uniflotes is coupled together as in a causeway, articulating connectors are inserted usually every block of 4 end coupled Uniflotes to prevent bending moments being generated in excess of coupler capabilities. Either a mating pair as illustrated is used or just one, connector, usually the female, depending on the application.

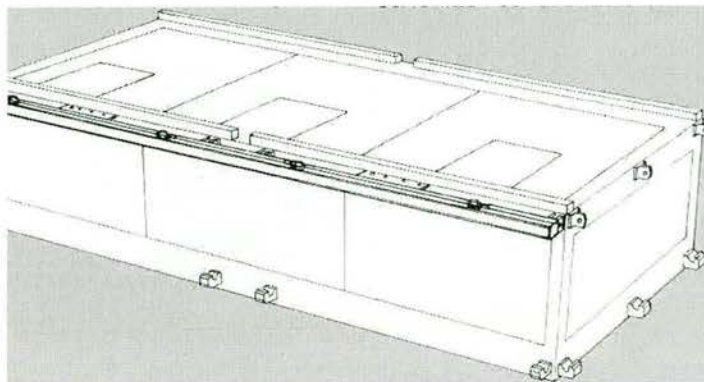


Stootranden

Vertical fender posts to which timber posts can be fitted are standard equipment for both 4ft and 6ft Uniflotes. Timber fenders can be bolted to these either vertically or horizontally spanning between posts. Alternatively horizontal fenders can be fitted to the top couplers only, short fenders at the ends and long at the sides of Uniflotes.



Verticaal



Horizontaal

Spud Palen

Spud Legs can be fitted to the ends or sides of Uniflotes on a frame which couples to the Uniflote in the normal way. Spud Legs can serve two purposes, though not usually at the same time. They can be left unpinned to retain a raft in position, whilst the raft floats up and down with the tide. They can be pinned with the mudsill just clear of the bottom, and provide additional stability for a raft to take off-centre loading. The standard spud legs do not however form a method of creating a jack-up platform, supporting a raft and its load out of the water. Special legs and frames can be designed for this purpose if required.

Bollards

Bollards on gunwale saddles are available as standard items which can be fitted on the gunwales on the Uniflote.

Saddles

Saddles which pin to the gunwales are used for mounting equipment so that it is firmly fixed to the Uniflote and the load is directly transmitted to the structural frame.

Standard saddles include those for winches, propulsion units and bridge girders. Special saddles can be designed and manufactured if required.

Winches

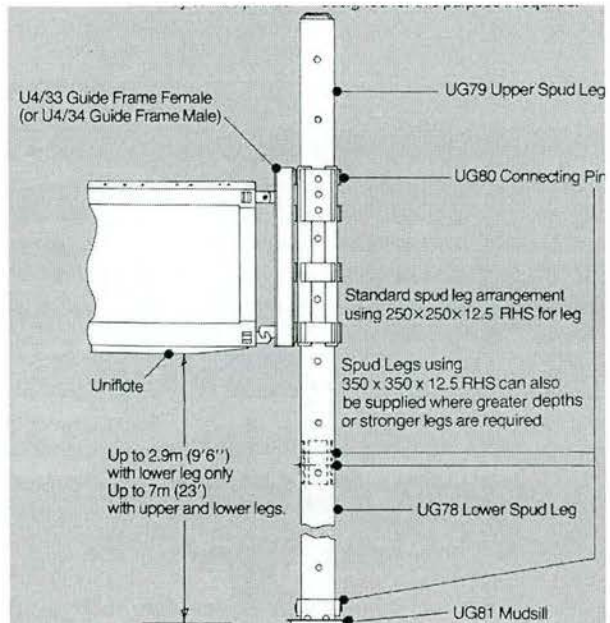
Winches for anchoring Uniflote rafts on bridge piers are supplied as required. Four winches mounted at the corners of a raft, with the winch ropes at 45° to the raft axes allow very accurate positioning. Since a raft is not usually required to move frequently, winches supplied are usually simple hand operated types, either drum winches, with static pull taken on a ratchet, or steel wire rope jacks.



Drijvende bruggen

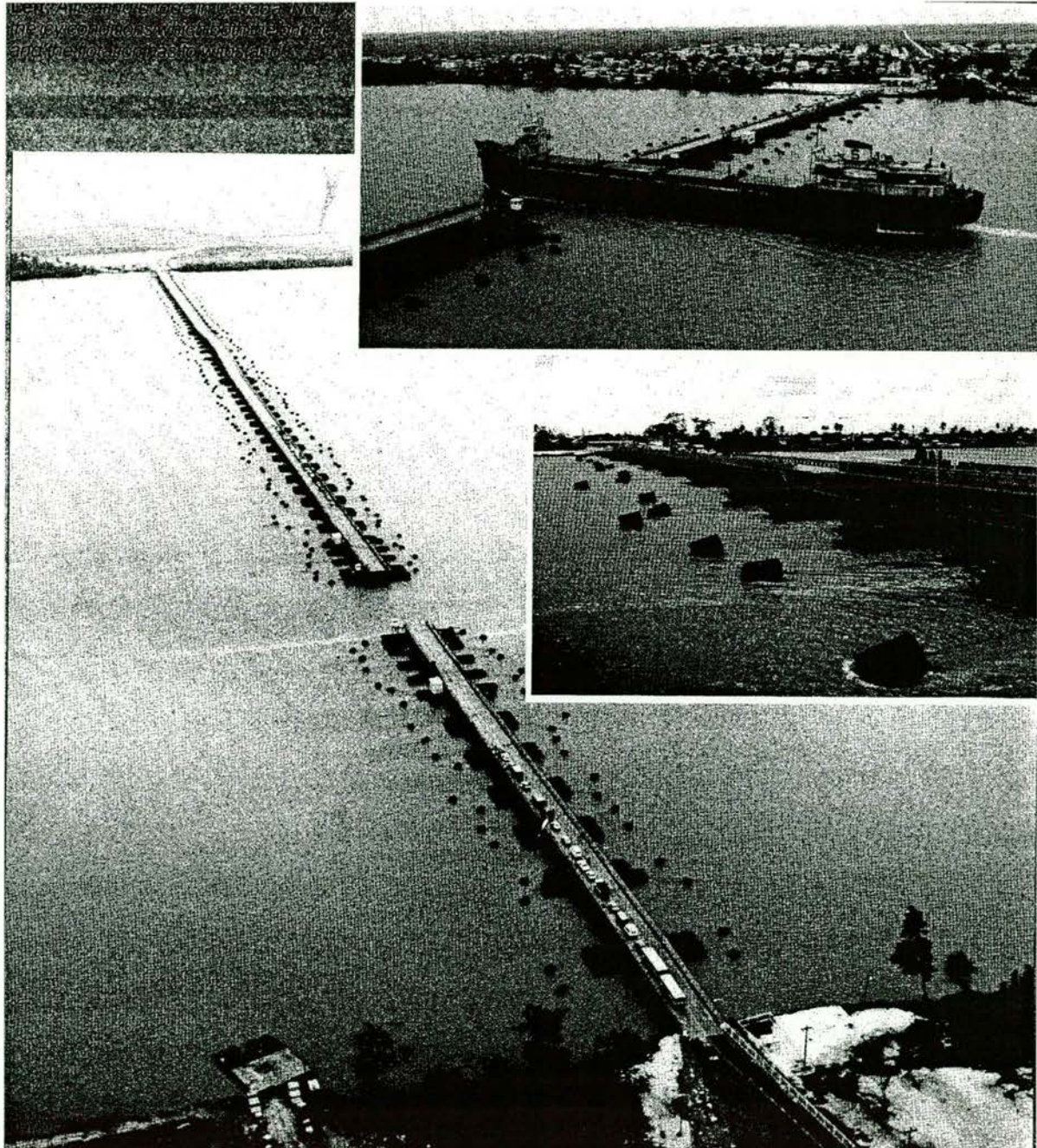
Both the Acrow Panel and the Bailey bridges were designed to be capable of use as floating bridges. Uniflotes form the ideal floating pier for use with either.

The normal floating pier is composed of three Uniflotes coupled end to end with Scow Ends attached at the extreme ends. This assembly is known as a 'Triflote Pier'. Live load or stability may dictate the use of a 'Quadriflote Pier' with four Uniflotes or occasionally allow the use of a 'Biflote Pier' with only two Uniflotes. Each internal span of the bridge will have a minimum of one Triflote or Quadriflote pier at each



end and is therefore self supporting. This unit of a floating bridge is known as a Floating Bay, and the floating bays can be built at any convenient site, then floated into position in the bridge.

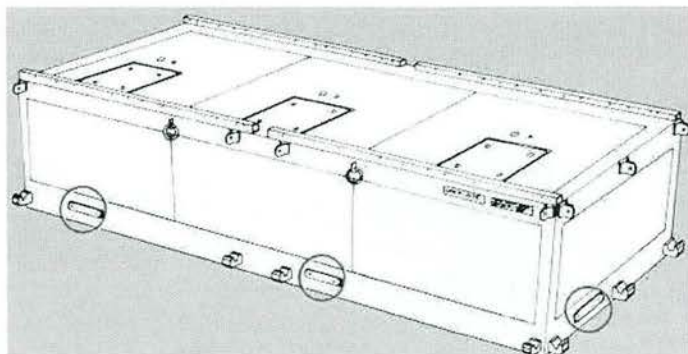
At each end of bridge, a Landing Bay Pier will support one end of the Landing Bay and one end of a floating bay. This pier will usually be composed of several Triflotes or Quadriflotes coupled together side to side. This arrangement is necessary because deep water is seldom present close to both banks, and a landing bay is needed of sufficient length to span to deep water and to accommodate tidal or seasonal variation of water level.



Catodische Berscherming

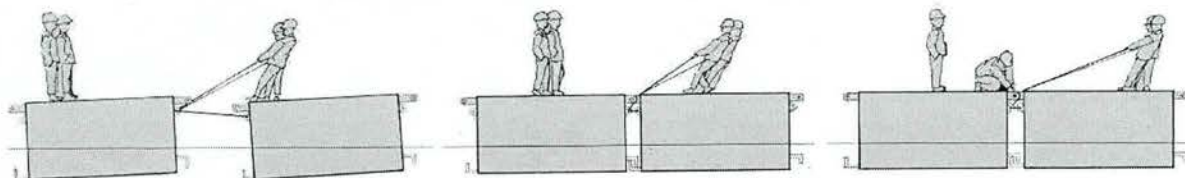
For permanent installations or anywhere that Uniflotes are to be left for a long period in salt water, the life of the paint system can be greatly extended by the use of cathodic protection. Normally this is done by means of replacing sacrificial zinc anodes fitted to the hull of the Uniflotes. The life of the anodes will depend on the amount of current generated, but nominal 3 year protection can be supplied under part numbers, 114/36 for Uniflotes, L14/37 for Ramps and U4/38 for Scow Ends.

Alternatively, where local circumstances indicate that it would be advantageous, sacrificial systems using aluminium anodes (or magnesium in fresh water) can be provided. Where appropriate they can be designed as ground bed systems instead of being fitted to Uniflotes. If continuity of the power supply can be guaranteed, impressed current systems can also be designed.



Uniflotes Verbinden

Couplers are placed so that connection is possible end to end, side to side, or end to side. The exact layout will depend on the application, and the load distribution. It is normally safe to couple up to 4 Uniflotes end to end in a raft, and up to 6 Uniflotes side to side. A check on bending moment and shear load will show whether couplers could be overloaded. In applications such as a landing stage which may need to be 8 or more Uniflotes long, it may be necessary to relieve the bending moment by inserting articulating connectors, usually after a block of four end-coupled Uniflotes.



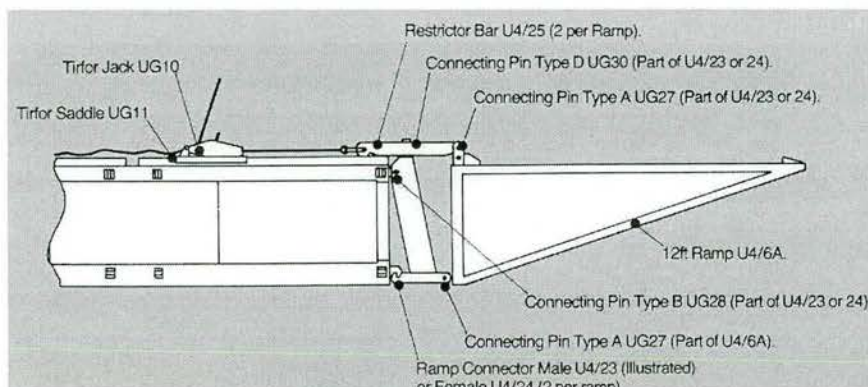
Uniflotes are connected in the water from deck level. To couple two Uniflotes, 2 men should be stationed on each.

By applying their weight over the male couplers Uniflotes tilt sufficiently to allow the bottom upturned hooks to pass under the downturned hooks.

After the Uniflotes have been pulled together, the men shift their position so that the Uniflotes return to the horizontal thus engaging the bottom hooks.

Finally locking pins are fitted to the couplers.

It is imperative when assembling a raft that all coupling is done at one time along a line of couplers. It is not possible to make an end and side connection simultaneously in the manner illustrated. For example in a 9 Uniflote raft 3 long, 3 wide, the sequence would be to end couple three rows of three Uniflotes, and then side couple each row of three.



Belasting

Koppelingen

One set of couplers (comprising one top pinned coupler and one bottom hooked joint) will safely sustain the following combined loads.

4ft (1.2m) deep Uniflote

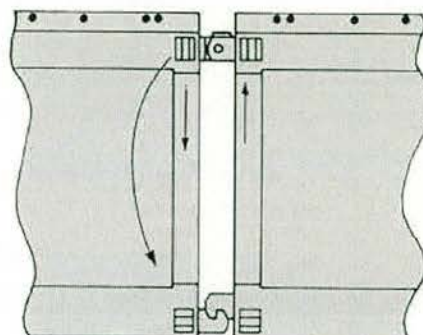
Bending 191 kNm (63 ton ft 19.5 tonne metre)

Shear 70kN (7 ton)

6ft (1.8m) deep Uniflote

Bending 287kNm (95 ton ft 29.3 tonne metre)

Shear 110kN (11 ton)



Where two sets of couplers occur on a corner post at right angles to one another, both sets will sustain the loads simultaneously.

Where Uniflotes are side coupled, the number to be considered effective out of the total available should be in the proportion of 8 out of 11.

Where Uniflotes are end coupled, this proportion should be taken as 5 out of 6.

With the new Uniflotes, if needed, additional couplers can be welded on to the sub assembly at any position where there is a vertical frame member.

The safe pull which may be exerted on any coupler, top or bottom, in such a way as to pull (not shear) it off the

Uniflote is 180 kN (18 ton). This figure may be used in any application where there is a significant horizontal moment to be resisted.

Spud Palen

The guide frame is coupled to the Uniflote in the normal way and will take the bending or shear loads of one coupler set. The maximum bending moment which can be applied to the ad leg is:
147 kNm (48 ton ft) for the 250 x 250 (1011 x 10") leg or 302 kNm (99 ton ft) for the 350 x 350 (14" x 14") leg

This however would be reduced by any axial forces producing compressive or buckling stresses-

Zijpanelen

The safe load which may be applied vertically downward onto a gunwale at any position is 209 kN (21 tons) provided the load is spread over a gunwale length of not less than 178mm (7").

If the load above is applied to a frame position over a gunwale length of 300mm (12"), the safe downward load may be increased to 279 kN (28 tons).

The maximum safe upward load that may be applied to the gunwale in any hole position is 40 kN (4 tons).

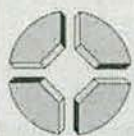
Dek

The Uniflote is designed primarily to take loads through the structural frame. The deck plate of 5mm thickness is supported on cross beams at approximately 600 mm centres, and can therefore take distributed, flat-bottomed loads but not significant point loads. Heavy point loads such as those created by crane outriggers should be transferred directly into the frame by distributing beams resting on the gunwales.

Timber decking, which distributes wheel loads, was designed to take British Standard HA wheel loads of 112 kN (11 1/4 ton) including any impact, or distributed tracked loads up to Military Load Class 80 with a bearing pressure up to 8.7 N/cm² (12.6 lb/in²).

Steel decking was designed to take AASHTO HS20-44 or Military Load Class 40. This can therefore take a maximum wheel load before impact of 75.5 kN (7.6 ton), and a maximum axle load of 144 kN (14.4 ton) for a single axle or 151.2 kN (15.2 ton) for bogie axles.

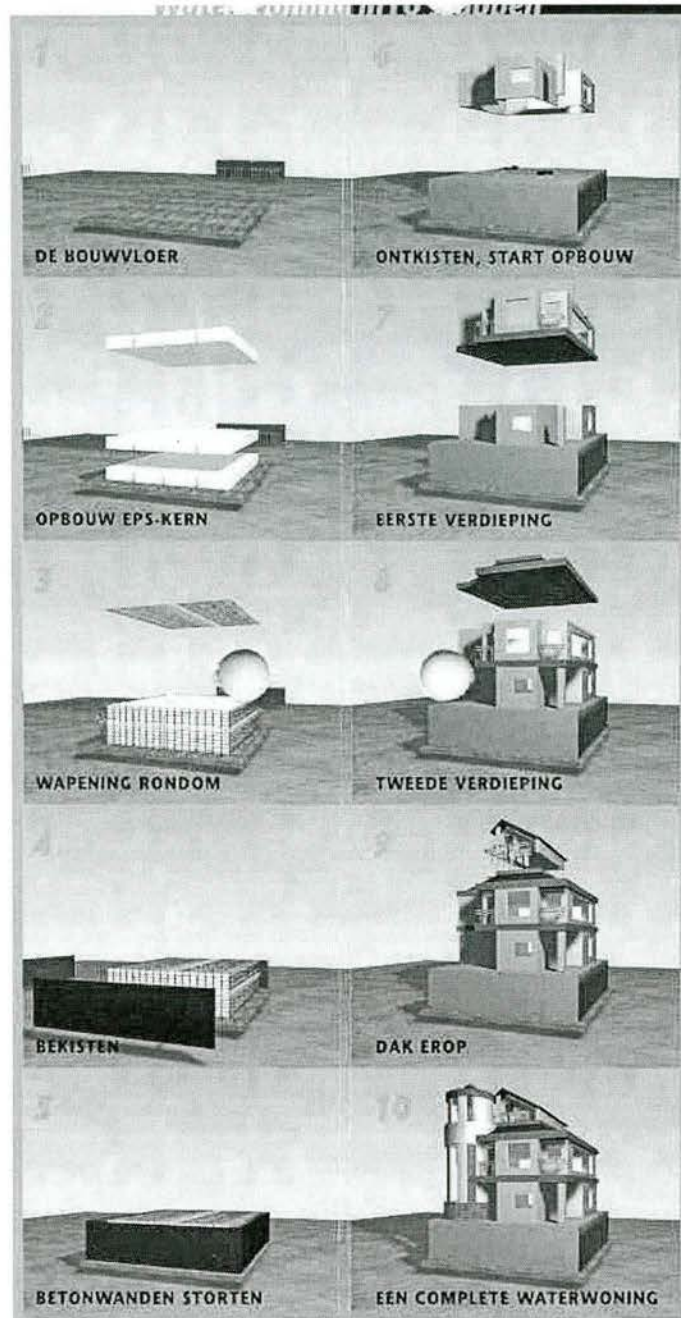
Drijvende huizen



Ooms Bouwmaatschappij bv



een **revolutionair** concept
voor projectmatig **drijvend** bouwen



Wat zijn WaterWoningen?

WaterWoningen worden gebouwd op een gewapend betonnen drijffichaam met een kern van positief drijfvermogen.

Dit is een veelzijdig, veilig en duurzaam drijvend systeem. Het drijffichaam heeft de volgende eigenschappen:

- onzinkbaar
- stabiel
- onderhoudsvrij
- milieuvriendelijk
- geïsoleerd
- * verzekeraar
- * onvervormbaar
- * onbrandbaar
- * duurzaam
- * veilig

Op dit platform kunnen verschillende soorten woningen gerealiseerd worden, van vrijstaand tot geschakelde bouw. De drijvende gebouwen worden compleet op het land gemaakt. Dit betekent dat de efficiëntie en de standaard hoge kwaliteit gehandhaafd blijven gedurende de gehele bouwperiode. Na voltooiing van de woning wordt deze "te water gelaten" en naar de plaats van bestemming gesleept. Bouw op de eindlocatie is echter ook mogelijk.

Historie

In het westen van Noordamerika en Canada is het "waterwonen" een woonvorm, die dateert van het begin van deze eeuw. De "lumberjacks" kwamen met complete drijvende dorpen de rivieren afzakken en settelden zich in de riviermondingen, in afwachting van de verkoop van hun houtoogst.

Gedurende de grote economische depressie werd het waterwonen - op een platform van red cedar stammen - een bittere noodzaak voor grote delen van de bevolking. Na de tweede wereldoorlog kwam het waterwonen als duidelijke "subcultuur" in zwang.

Heden ten dage tellen steden zoals Seattle en Vancouver vele duizenden "floating homes", die een wezenlijk onderdeel van het stadsbeeld vormen.

Met dien verstande dat een WaterWoning in het centrum van deze steden ongeveer het drievoudige waard is van een vergelijkbaar huis op het aanpalende land! Waterwonen is een luxe woonvorm geworden. Een gegeven, dat ook in de bijzondere architectuur van waterwoningen tot uitdrukking komt.

Locaties en toepassingen

In ons waterrijke land, waar bouwgrond steeds schaarser en duurder wordt, zijn er tal van locaties waar het projectmatig ontwikkelen en realiseren van "waterwijken" een interessant alternatief is. Interessant in zowel landschappelijke, stedenbouw- kundige en architectonische zin, alsook in beheers- matig en financieel opzicht.

Ontpoldering, bestaande zand- en grindgaten, in onbruik geraakte stedelijke havenbekkens, rivierarmen en jachthavens zijn vaak zeer geschikte locaties voor het realiseren van een waterwijk.

Ook op slechte, niet draagkrachtige grond kan - met minimale ingrepen in het ecosysteem - een waterwijk gerealiseerd worden. Drijvend wonen, werken en recreëren vormen zo een unieke bijdrage aan het Nederlandse "bouwlandschap", waarbij "dubbel grondgebruik" en de lage kosten van bouwrijp maken boeiende extra facetten zijn.

Behalve WaterWoningen zijn ook drijvende hotels, winkels, kantoren, restaurants en ateliers in het bouwprogramma van Ooms Bouwmaatschappij bv opgenomen. Alle drijvende objecten voldoen volledig aan de richtlijnen voor Duurzaam Bouwen - DUBO en het Bouwbesluit. Dankzij het uiterst stabiele en onzinkbare platform is een drielaagse opbouw standaard. Door koppeling van meerdere platforms zijn gebouwen van vele honderden vierkante meters vloeroppervlakte realiseerbaar.

Bouwkundige aspecten

Het drijvende platform

Het fundament van iedere WaterWoning wordt gevormd door een drijvend platform.

Dit platform is opgebouwd uit een kern van polystyreen - EPS (styrofoam), die voorzien is van inwendige dwars- en langsschoten, buitenwanden en een dekvloer van gewapend beton.

Deze constructie is uiterst stijf, duurzaam, zeer stabiel, volledig onzinkbaar, optimaal isolerend, ongekeerd milieuvriendelijk, onderhoudsarm en heeft een enorm draagvermogen. De maten zijn afhankelijk van de gewenste opbouw en kunnen sterk variëren.

Gebruikelijke afmetingen voor vrijliggende WaterWoningen variëren van 6,5 x 10,0 tot 7,5 x 9,0 of 10,5 x 10,5. Nagenoeg alle afmetingen zijn echter mogelijk.

De gebruikte basistechniek, engineering en constructiemethode voor het platform zijn door Ooms Bouwmaatschappij bv in licentie verworven van het Canadese bedrijf IMFS-International Marine Floatation Systems Inc.

Gedurende haar twintigjarig bestaan heeft dit bedrijf, met ontwerp en productie van vele honderden WaterWoningen en andere drijvende objecten, een enorme ervaring opgebouwd.

De diepgang van een platform loopt uiteen van 90 cm tot 120 cm, afhankelijk van volume en gewicht van de opbouw.

Het vrijboord, de hoogte boven de waterlijn, bedraagt circa 50 cm.

In het algemeen is een waterdiepte van 150 cm voldoende voor het situeren van een Water- Woning of een ander drijvend object.

Platforms kunnen onderling gekoppeld worden, óf aan drijvende steigers afgemeerd worden, óf separaat - middels paalbeugels - verankerd worden aan geleidepalen. Ook directe koppeling aan kade of oever is mogelijk.

De opbouw in Hout Constructie Bouw - HSB

De opbouw op het platform - WaterWoning, AquaVilla, FloaTel, AquaOffice, Drijfwinkel of AquaCafe - wordt uitgevoerd in Hout Constructie Bouw, voorheen als Hout Skelet Bouw, HSB aangeduid. Deze uiterst duurzame, flexibele en milieuvriendelijke bouwmethode garandeert een lichte maar zeer solide bouwwijze, die een gezond binnenklimaat paart aan een buitengewoon energiezuinig beheer. Ook voldoet HCB/HSB volledig de richtlijnen voor duurzaam bouwen -DUBO. Ooms Bouwmaatschappij bv heeft met deze houtbouwtechniek ruim twintig jaar ervaring en realiseerde tal van woonwijken in Nederland en Duitsland.

De afwerking aan de buitenzijde kan geheel volgens de wensen van de koper uitgevoerd worden, met gevel- en dakmaterialen, die kunnen variëren van hout tot kunststof of aluminium. De isolatie van een WaterWoning ten opzichte van de "ondergrond" is maximaal door de drijvende fundering. De HCB methode opent door haar flexibiliteit ook de mogelijkheid tot volledige zelfbouw, cascoafbouw of "begeleid projectbouwen". Naast de technische, landschappelijke en steden- bouwkundige mogelijkheden die de WaterWoning biedt, is dit concept ook architectonisch bijzonder aantrekkelijk door de vele variatiemogelijkheden in constructie en exterieur. Flexibiliteit in optima forma!

Drijvende & amfibische woonwijken

Stedenbouwkundig biedt het concept WaterWoningen vele unieke mogelijkheden om een karakteristieke woonwijk te ontwerpen of juist een unieke afronding voor een bestaande of nieuwe wijk aan het water te realiseren.

De WaterWoningen worden gebouwd onder architectuur en voldoen aan de stedenbouwkundige randvoorwaarden. Ook de infrastructurele voorzieningen kunnen drijvend worden uitgevoerd.

Planontwerp en -ontwikkeling

Voor het realiseren van een complex WaterWoningen is een waterdiepte van circa 150 cm als regel voldoende. Als de mogelijkheid van droog- vallen bestaat, is het noodzakelijk dat de bodem vlak is, óf dat een zogeheten "grondspoor" is aan- gebracht waarop de woning kan rusten in drooggevallen toestand. Inzake de stedenbouwkundige aspecten wordt opgemerkt dat de relatie landbebouwing/oever- waterbebouwing bijzondere aandacht verdient.

In dit verband wordt er gepleit voor de ontwikkeling van "amfibische wijken", dat wil zeggen een wijk waar landbebouwing, oevervormgeving en water- bebouwing een landschappelijke, architectonische en stedenbouwkundige eenheid vormen.

Aanlanding, infrastructuur, parkeervoorzieningen, de toegankelijkheid voor diensten, rolstoelgebruikers en de aanleg van nutsvoorzieningen worden op deze wijze optimaal gerealiseerd.

Milieuaspecten

Door de aard en soort van de constructie en de materialen die bij een WaterWoning gebruikt worden, ontstaat een bouwproduct dat emissieloos en nagenoeg onderhoudsvrij is. Polystyreen en beton zijn emissieloos en milieuvriendelijk.

Hout Constructie Bouw is per definitie energiezuinig - EPC kleiner dan 1,0 - en het concept leent zich zeer goed voor toepassing van zonneboilers, - panelen of wijksgewijze toepassing van windenergie.

In de praktijk is gebleken dat statische, drijvende, emissie- loze voorwerpen een po- sitieve invloed hebben op de ontwikkeling van het marine biologische leven. Daar zij tegelijkertijd de zonlichttoetreding tot het water belemmeren is een belegging van het betreffende waterareaal aan een maximum gebonden.

Afhankelijk van de locatie - stroming waterdiepte - is circa vijftig procent, een realistisch uitgangspunt dat ondermeer in Canada gehanteerd wordt.

Het bouwproces

Omdat de bouw van WaterWoningen niet aan de locatie gebonden is, kunnen zowel het platform als de opbouw volledig elders gefabriceerd worden en vervolgens naar de bouwplaats gesleept worden. Omdat het "bouwrijp maken van de water- kavels" geen intensief bouwverkeer vereist, zijn zowel de bouwtijd als de milieubelasting van de locatie minimaal.

Bouw en assemblage op de bouwlocatie is ook mogelijk en -afhankelijk van brug- gen en sluizen- soms ook noodzakelijk.

Ook in dat geval vindt prefabricage van een groot deel van de bouwdelen plaats.

Drijvende vliegvelden

Office of Naval Research

800 N. Quincy St., Arlington, VA 22217-5660



Shipbuilding & Ocean Technology Report #4 MEGA-FLOAT Phase II 1,000m Model Completed

Foreword

An ultra-large model of MEGA-FLOAT Phase II has been completed and was opened to public on August 10, 1999 at Yokosuka, Japan. This is a brief report of my visit to the reception held on the 1,000m long, 60m wide floating structure.

For Japan, a country with the limited land resources, it is important to effectively utilize ocean and coastal areas for various purposes such as harbor facilities, airport, urban function facilities, supplies distribution center, etc. The pontoon-type Phase II model was planned as an airport model and will be used for a series of experimental take-offs and landings of aircraft in order to verify the use of Mega-Float as an airport.

The development of the Mega-Float was started in 1995 as a three-year project "Phase II", with the aim of developing and establishing key technologies for the large-scale floating structure. Another three-year project "Phase II" was started in 1998. The Technical Research Association of Mega-Float (TRAM) has completed the 1,000m model and will conduct instrumented experiments for landing aircraft from October 1999. Actual take-off and landing tests of aircraft on the model are scheduled for FY 2,000.

The MEGA-FLOAT is a national project with 17 companies' participation in TRAM with the support given by the Ministry of Transport (MOT) and the Nippon Foundation.

Outline of Phase II Model

The Phase II model is moored off Yokosuka inside the existing breakwater.

Fig. 1 shows a general view of the airport model. The main part (1,000m x 60m x 3m) was divided into 3 sections and each section was constructed by one of the member shipyards or a group of shipyards. The Phase II model (300m x 60m x 2m) was modified and used for the middle part of the central wide area. Small sections at both ends of the central wide area were constructed by other two shipyards.

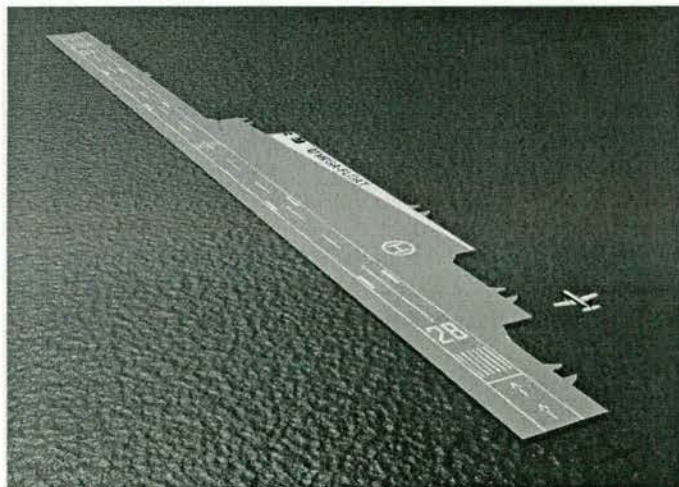


Fig. 1 Sketch of Experimental Model of Mega-Float

Fig. 2 is a picture of the Mega-Float model taken from the side of the control tower on the wide area, looking toward aft C-section. Mooring structures on the side of the platform and the ILS tower are observed.



Fig. 2 Photo of aft part of Mega-Float Model

The structural sections mentioned above were joined together at the present location using at-sea construction technology developed through the research in Phase II. The joining procedure using jacks was demonstrated at one of the joints of the main part of the model during the reception. This technique will be applicable when a floating structure is formed at sea by joining its several sections, which are towed to a certain area in such a case as emergency operation for disaster relief.

On the deck of the model were antennas of the Instrumented Landing System (ILS) and the control tower to be used for actual take-off and landing tests. Mooring equipment were located at six points (one side only) as shown in Fig. 2. Jacket type dolphins were used to secure the floating structure.

One of the design criteria of the Mega-float is a lifetime of more than 100 years. Technologies required for protecting steel structures and maintaining for long-term use were developed by adopting anti-corrosive materials and maintenance techniques involving use of a monitoring system for early detection of damages and damage repair systems.

Future Prospect

For Japan with scarce land, effective utilization of ocean and coastal areas is critically important. Land reclamation has often been adopted for that purpose, but now construction of large floating structures may become another promising option for variety of applications. There are various merits of a large floating structure compared with reclamation, such as improved economy in deeper sea areas, no vulnerability to land subsidence or earthquake, environmental friendliness (by allowing water flow under the structure), etc. Therefore, in planning utilization of certain coastal areas in the future, comprehensive comparison and assessment of these two methods will become more important.

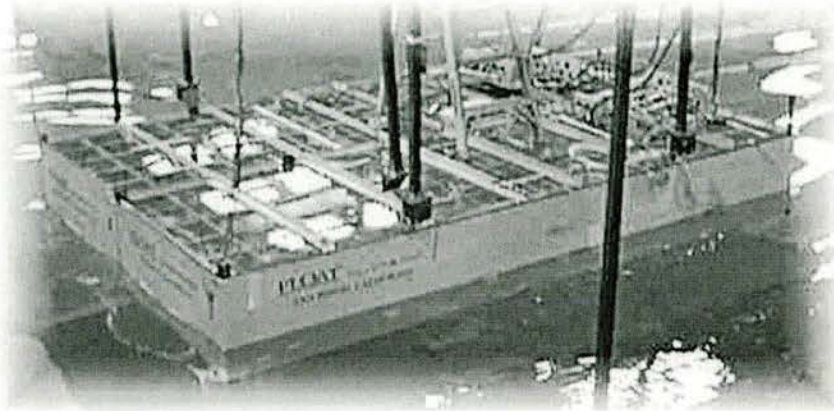
There are potential applications of large-scale floating structures as discussed in the earlier section. Various experiments and corroborative tests using Mega-Float have provided valuable data in various technical areas. Also, actual construction of this large-scale model and demonstration of its usage may open the way toward future development of large floating structures.

FLOAT *Floating Ocean Real Estate* **INCORPORATED**

Presents

The Pneumatically Stabilized Platform or PSP
A New Way to Float Large Platforms on the Ocean

Update 02/04/00 - includes a new page on San Francisco Airport Expansion Proposal



Offshore airports, oil and gas production facilities, floating Islands, mobile offshore military bases, additional real estate for coastal cities, floating harbors, floating breakwaters, are just some of the possible uses of this new technology.

The PSP has a number of important features:

It uses air movement to reduce wave loads and distribute them throughout the platform
It extracts energy from and attenuates waves leaving a calm surface that permits adjacent ship berthing.
It has a relatively shallow draft and low adjustable freeboard.

Compared to most open-ocean platforms:

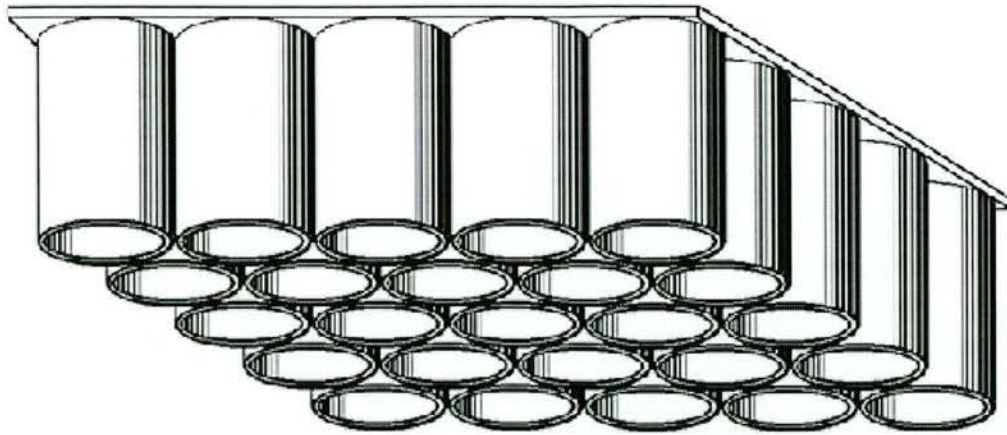
It has a significantly greater deck load capacity.
It is less costly to build and maintain.
Its performance improves with size.

[How It Works](#) | [Construction](#) | [Advantages](#) | [Floating Airport](#) | [SF Airport](#) | [Oil and Gas](#)

[Frequently Asked Questions](#) | [About Float Incorporated](#) | [Latest Developments](#)

How It Works

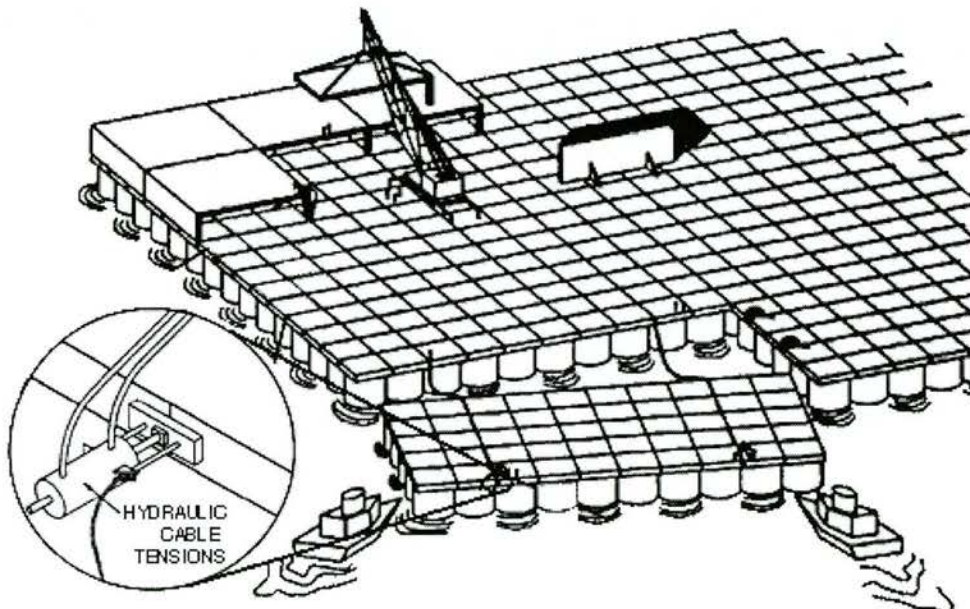
The Pneumatically Stabilized Platform (PSP) consists of an array of concrete cylinders from 20 to 50 feet in diameter and from 40 to 120 feet long that are closed at the top and open at the bottom. The cylinders are constructed in groups that comprise modules. The modules are then assembled at sea into a platform of desired configuration.



The platform floats on the air trapped in the cylinders. The cylinders are interconnected so that the air can move between them. As the ocean waves intersect the platform, the wave motion is converted into oscillating water column motion inside the cylinders. Instead of lifting the platform, these oscillating water columns push the trapped air around beneath the platform's deck. The moving air may be run through turbines to extract the energy, and the wave diminishes with each row of cylinders until it is gone.

Construction

The number of cylinders in each module will vary from 12 to around 120 according to capabilities of the construction environment. The modules will be constructed in a graving dock or similar facility and then assembled into a platform on site as depicted below.



ON-SITE MODULE ASSEMBLY

Advantages

Small platforms, such as oil rigs, and most of the large platforms currently proposed for the open ocean, utilize a semi-submersible (SSP) design. The PSP offers a number of advantages over semi-submersibles:

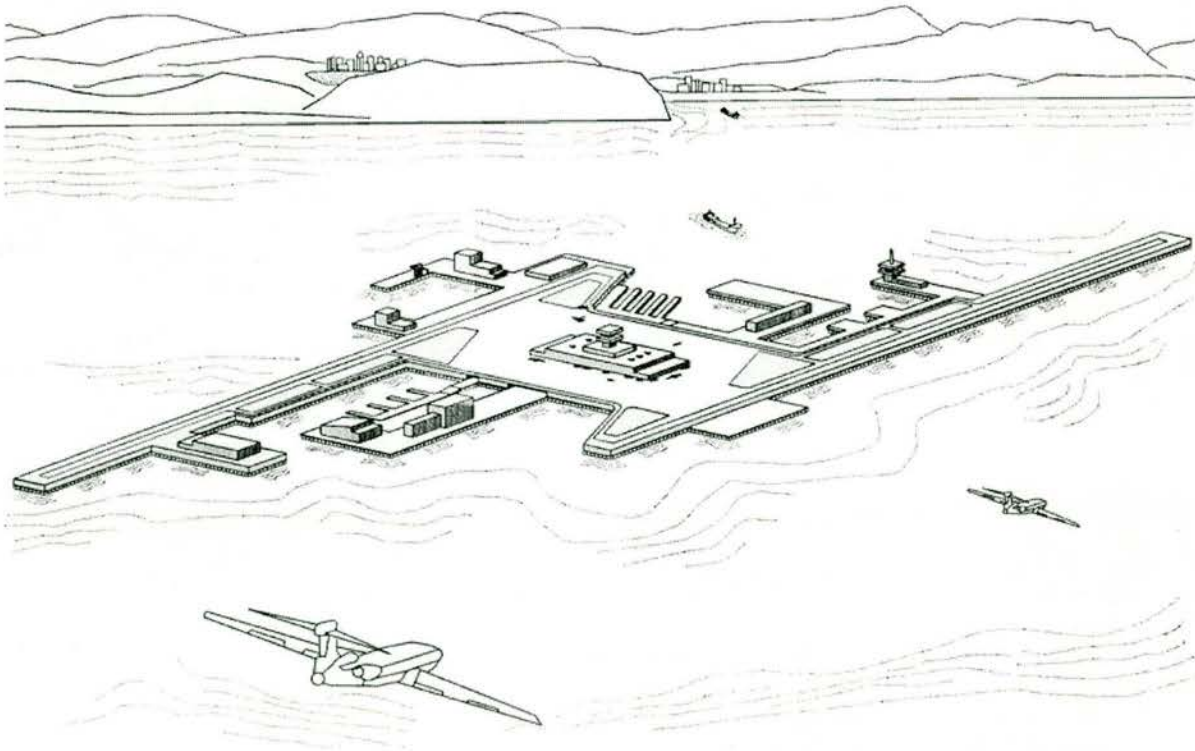
- The load capacity of the PSP is much greater and easier to adjust than the SSP. Increasing the air pressure supporting the PSP increases the load it can carry.

- The SSP works very well as a small platform, but encounters structural difficulties as its size is increased. The PSP's performance improves as its size increases. Because it attenuates the wave in the cylinders close to its perimeter, there is virtually no limit to its size.
- It is not practical to dock a ship at an SSP. The ship motion and platform motion are very different in most sea states. The PSP calms the water and permits ship berthing on the down wave side of the platform.
- The PSP has a low freeboard enabling easy access for roll on roll off cargo.
- PSPs should normally have a substantially shallower draft than SSPs.
- The cost per square foot of building a PSP is expected to be a fraction of the cost of an SSP.
- A PSP is constructed of concrete instead of steel, which means it will have a long life and require relatively little maintenance.
- Consisting of modules, the PSP is easy to assemble. A platform can be configured according to needs and modified relatively easily as needs change.
- It can generate electricity.

FloatPort

See below for the latest

The Pneumatically Stabilized Platform was originally designed as a means for constructing San Diego's new airport in the Pacific Ocean, 3 miles off the tip of Point Loma. Known as "FloatPort," this platform would not only put the airport in no one's "back yard," it would make San Diego the only deep water shipping port on the west coast and provide the world with its first land, air and sea inter nodal transport center. Connected by a tunnel to the western terminus of Interstate 8, one of the city's main collector freeways, FloatPort would be as convenient as San Diego's Lindbergh Field is now.



By almost every standard by which airports are evaluated, FloatPort would be an improvement over most of our nation's airports.

- Takeoffs and landings would all be over water affecting no populated areas, thereby virtually eliminating noise pollution and substantially reducing aircraft accident risks. The airport could operate 24 hours per day without impact on populated areas.
- Unlike land based airports, growth and alterations in configuration would be relatively easy to achieve.

- FloatPort could be the hub of an offshore mass transit system that would utilize high speed surface vessels to connect all the coastal communities. Such a system would provide a new form of mass transit with a minimal infrastructure investment.
- Compared to a land based alternative, FloatPort would be environmentally benign.
- With its multiple functions -- airport, shipping port and inter nodal transportation port -- FloatPort could be one of the few vital infrastructure projects that produces net revenues.

The principal inhibitor to the development of this politically attractive solution to coastal cities' airport problems is the newness of the PSP technology. As the viability of the technology continues to be established, this application is expected to be one of the first to emerge.

12/15/99

A practical first step toward demonstrating the feasibility FloatPort has come to light.

- San Diego has only one viable rail connection - the BN&SF line up the coast to the Los Angeles area. A comprehensive study by the San Diego Area Government (SANDAG) has recommended the re-opening of the San Diego & Arizona Eastern (SD&AE) corridor - a rail line that goes south into Mexico in Tijuana, re-enters the U.S. at Tecate and then connects to the Union Pacific line in Plaster City. However the prospective rail freight volume is not currently sufficient to justify the investment.
- Two developments in the shipping industry are creating an opportunity for San Diego to utilize a PSP to change their position in the Maritime industry. The wait time to go through the Panama Canal is up to some 4 days and continues to increase. Although Panama is working to increase the canal's capacity, there is an expected increase in the use of the "U.S. Landbridge" - ships unloading on the West coast of the U.S. and shipping across the continent by rail. At the same time, there is a trend towards the use of larger ships. Whereas 2000 TEU (twenty-foot equivalent units) ships are the norm, 6,000 and 15,000 TEU ships have and are being built. However, west coast port facilities to handle these ships are scarce to non-existent.
- Los Angeles is going to spend some \$800 million dollars on their new Pier 400. They have spent \$2 billion on the "Alameda Corridor" which gets the trains from the port to downtown Los Angeles without significant street crossings, but they still have to get them past some 180 crossings from downtown out of the city.

If San Diego would use a PSP to float a deep-water port a few miles offshore, cargo could be transferred directly to trains on specially built barges. The barges would bring them to existing port facilities, the trains could be easily assembled and sent out on a re-opened easterly line that would have very few street crossings to contend with. The total infrastructure investment is expected to be less than \$500 million.

The debt service on Los Angeles' \$2.8 billion, if figured at 5%, should be \$140 million a year. The debt service on \$500 million is \$25 million a year. That alone would give San Diego \$115 million a year to cover the use of the barges and still be competitive.

Oil and Gas Applications

Today, the Oil and Gas industry is almost the exclusive user of floating ocean platforms. Virtually all the floating platforms being built for use in the ocean are semi submersible platforms (SSPs). All of the flotation is under water, and the platform is supported on columns that come up through the water's surface. As listed on the "Advantages" page, the PSP offers a number of useful alternatives to this design:

- The load capacity of the PSP is much greater and easier to adjust than the SSP. Increasing the air pressure supporting the PSP increases the load it can carry.
- The SSP works very well as a small platform, but encounters structural difficulties as its size is increased. The PSP's performance improves as its size increases. Because it attenuates the wave in the cylinders close to its perimeter, there is virtually no limit to its size.
- It is not practical to dock a ship at an SSP. The ship motion and platform motion are very different in most sea states. The PSP calms the water and permits ship berthing on the down wave side of the platform.
- The PSP has a low freeboard enabling easy access for roll on roll off cargo.
- PSPs should normally have a substantially shallower draft than SSPs.

- The cost per square foot of building a PSP is expected to be a fraction of the cost of an SSP.
- A PSP is constructed of concrete instead of steel, which means it will have a long life and require relatively little maintenance.
- Consisting of modules, the PSP is easy to assemble. A platform can be configured according to needs and modified relatively easily as needs change.
- It can generate electricity.

Recent consultations with Oil and Gas producers indicate these alternatives could provide them with capabilities that will substantially reduce costs.

- LNG producers would be able to combine processing, treating, storing, and liquification of natural gas, as well as its loading onto LNG tankers, on one floating PSP facility. This would eliminate the expensive trunk line connecting the processing platform to the shore. This should not only reduce the cost of servicing near shore gas fields, but enable the development of gas fields farther from shore or in deeper water.
- Oil producers could build a refinery on a PSP. Refined products could be shipped directly from the platform and the need to ship crude oil would be eliminated. In both cases, when the field's production is over, the assets are recoverable.

The San Francisco Airport Expansion Proposal

Background

It is generally accepted that San Francisco's airport needs new runway improvements that will permit simultaneous landing and takeoffs in most weather conditions. It is also conceded that these improvements will require further encroachments on San Francisco Bay. The San Francisco International Airport (SFIA) has prepared extensive studies of a number of runway configurations that will satisfy their operational requirements.

Many environmental groups in the region are united in their opposition to runway expansion plans that are based on dredging and fill. Moffatt & Nichol Engineers, under contract with SFIA, has examined and evaluated some alternative construction methods for the selected runway configurations. Float Incorporated provided Moffatt and Nichol with a conceptual proposal for floating the expanded runway system on PSPs. SFIA received Float's proposal from Moffatt and Nichol on December 1, 1999. A PDF file of the report is available by clicking on the thumbnail of the front cover below. Click on [SFIAProposal.pdf](#) to obtain a copy.

Two designs were submitted. The first is for runways with a constant elevation, i.e. they do not rise and fall with the tidal action. This was initially stated as a requirement, but was characterized as an "intent" in the written specifications. The second is the classic floating design, which is less complicated and, therefore, more practical. Furthermore, its cost will be approximately half that of the constant level design.

On January 11, 2000, the SFIA Airfield Development Bureau issued a Request for Qualifications (RFQ) for Offshore Runway Construction Concepts. The deadline for submissions was January 31, and selected teams with concepts will be invited to respond to a Request for Proposals (RFP) around February 9. From the RFP responses, three or four teams will be selected to develop their proposals and be funded \$250,000 to complete their study in three months.

Observations

Environment

- A floating runway will be immune to damage by earthquakes in this earthquake prevalent region. San Francisco Airport is situated between faults on the East and West side of the Bay.
- Although a floating structure casts a shadow on the bottom, which may be harmful to some species, it may be a benefit to others. The same may be said for runways on a bridge structure supported on closely spaced columns. On the other hand, silting, during and following the fill process, can cause widespread environmental damage.

· Current patterns will likely be adversely affected by fill and closely spaced columns, but only insignificantly affected by floating structures.

Risks

The risks associated with a structure floating on the surface of water are less than the risks for one supported on the bottom. The physics of flotation are well known and totally predictable while the reaction of the bay floor to high loads varies from place to place and predictive data is subject to interpretation. The continued settling of the fill under Osaka Bay's Kansai Airport is a case in point. A bottom mounted bridge structure would entail the same concerns.

Costs

The costs of Float Inc.'s proposals are conservatively estimated and are likely to be substantially less than other proposed solutions. Also the time of construction and installation are estimated to be roughly half that for either fill or a bridge structure.

FAQs (Frequently Asked Questions)

What happens when there is a storm?

Basically, the electrical power generation increases. By converting the wave motion (which is circular) into vertical piston motion and then forcing that piston motion to operate against controlled air, the PSP diminishes the ability of the wave motion to exert its forces on the platform itself. Because of its great mass, it tends to remain stable, and the increased power is absorbed by the moving air.

How much does it cost?

See "Latest Developments" - 6/21/99 update

Has it ever been done before?

No. Japan looked seriously at the floating option for Kansai airport at Osaka. However, they elected to use land fill. Considering the subsidence problem they had and the resulting cost overrun, the argument can be made that they should have floated it. This argument gets some credibility from the fact that they are now working on Megafloat - a floating airport for Tokyo. However, Megafloat will be built on barges in a protected bay behind a breakwater.

The PSP is designed for the open ocean.

If it is such a good idea, why hasn't it been done before?

This is the question of the ages. We have had wheels for centuries. We have had luggage for centuries. Why is it only in the last twenty years that we have put wheels on luggage?

What happens if there is a catastrophic loss of air pressure?

The channels through which the air moves can be designed with emergency valves so that the affected area can be isolated. But in addition to that, the interstices -- the diamond shaped volumes between the outside walls of the cylinders -- are filled with foam. The design loads can be set so that if all the air pressure were lost, which is unlikely, the platform would still not sink.

About Float Incorporated

Float Incorporated holds the patents and is developing the technology of Pneumatically Stabilized Platforms (PSP) for a variety of military and civilian uses.

A Brief History

Having designed the East Terminal at Lindbergh Field, Donald Innis was among the first to tackle San Diego's difficult airport location problem. He and his Innis-Tennebaum Architecture firm saw a maritime platform as San Diego's only solution and for many years refined the proposal until the PSP emerged. In the early 90s Dr. Howard Blood, John Nicholson, and Joseph Leary, joined him in his effort, and Float Inc. was formed in 1992. Each brought expertise from different disciplines. Dr. Blood had a distinguished career in Academia, Government and the private sector; Mr. Nicholson had written his masters thesis on large floating platforms; and Mr. Leary had combined experience in computer systems design, building, and ocean swell energy conversion.

In early 1993, The Naval Surface Warfare Center, Carderock Division, took an interest in the PSP's potential to serve as a Mobile Offshore Base. This finally resulted in the Defense Advanced Research Project Agency (DARPA) awarding Float Inc. a \$1.5 million contract which was funded in August 1995.

Float's original proposal was for a three phase effort to construct a 100 x 300 foot prototype that would be deployed off the coast of San Diego, California, and demonstrate the technology of the PSP. When it became clear that it would not be possible to obtain firm cost estimates for the phase III construction without completing the phase I & II research and design work, DARPA elected to fund them first.

Phase I was performed between August 1995 and December 1996. Computer models were constructed for the hydrodynamics and for the structural requirements of the prototype configuration and a 1:22.85 scale model was designed, built, and tested at the Offshore Model Basin wave tank in Escondido, California.

As it was not practical to scale air pressure, the first test model, which was comprised of 75 cylinders, was designed to have only five active cylinders. The volume of the air pocket in these five cylinders was then increased by opening them into a manifold on top of the model and the increased air volume in these five cylinders simulated the stiffness of the prototype's air pockets. So the Phase I model tests were limited to confirming the computer models' prediction of the platform's motion and the "air pocket factor" without air exchange between all the cylinders.

The analysis of air exchange was originally proposed for phase II anyway, and it is now complete. However, a series of test runs with the model's five active cylinders all opened to a common air pocket clearly demonstrated that the exchange of air would, at the very least, distribute wave forces equally under the deck of the platform through the supporting air pressure. This was the needed confirmation that the principle of the PSP worked.

For more recent information, see also the "Latest Developments" page.

Latest Developments (See "About us" for history)

(02-04-00 update)

San Francisco International Airport's Airfield Development Bureau Issued a Request for Qualifications (RFQ) for which the deadline was January 31. This was designed to provide a fair and open process by which anyone could submit an Offshore Runway Construction Concept. Selected teams will be invited to respond to a Request for Proposals in February and three or four teams will be funded \$250,000 to develop their proposals in a three month study. Float responded to the RFQ teaming with Weidlinger Assoc. - structural engineering, Pre Con Inc., a subsidiary of Blue Circle Industries PLC - concrete forming, Ferma Corporation - general engineering, ECM Assoc. - construction cost estimating, and Olivia Chen Consultants - environmental impacts.

(12-15-99 update)

In the last six months we have received a steady stream of inquiries and interest from all over the world - a request for an off-shore runway from St. Helena, a small island situated off the West coast of Africa, to platforms that could be used to store shipping containers in Hong Kong. One prospect with significant potential is a proposal to expand San Francisco Airport by floating new runways on San Francisco Bay. A formal proposal has been submitted and is included on a separate page (SF Airport) on this site.

Conceptual designs for floating structures such as office buildings, ferry docks, breakwaters, etc. have been well received and are resulting in stated intents to proceed. In many instances, the cost of

alternatives, in cases where they exist, is making the PSP attractive enough to outweigh any reticence based on the uniqueness of the technology.

(6-21-99 update)

Our analysis of the voluminous data collected during the wave tank tests conducted last summer (see below) has continued, and drafts of our final reports have been submitted. The data analysis supports our earlier hypothesis that the wave loading in the central areas of the platform is greatly diminished, thus simplifying their structural design and related costs. The work is also laying a foundation for more tests that will further refine our platform design tools. This will enable optimization of the structural requirements and therefore the design specifications - issues relating to cost.

There has been an interesting development in the application of the PSP technology to structures for protected waters. At the request of a prospective client, we designed a floating foundation for a two story over parking office building in protected waters. With no wave loading, air exchange between cylinders was not needed. Cylinders 22 feet in diameter and 8 feet long were designed to support the expected loads. A professional estimating firm put the construction cost, for an 8 acre platform, at about \$28 per square foot, or \$1.2 million per acre. These costs replace both the cost of the land and the building's foundation, which makes them very competitive with protected waterfront real estate costs in urban areas.

Open ocean applications can also benefit from this development. Large platform configurations with significant areas inside their perimeter could incorporate simpler and less expensive cylinders in the central area. The PSP arrays, with full air exchange capabilities, would still comprise the platform's perimeter. The reality remains that each platform will have to be designed for its proposed function and location. Therefore it will probably never be possible to quote a fixed per acre cost that will apply everywhere. The \$7.5 million an acre that comprised our previous working estimate was based on a 100x300 foot prototype platform, using cylinders 20 feet in diameter and 40 feet high, to be tested off the coast of San Diego. These recent developments indicate that costs for many applications will be significantly less.

(11/10/98 update)

In early 1997, the Mobile Offshore Base (MOB) program was transferred from the Defense Advanced Research Project Agency (DARPA) to the Office of Naval Research (ONR). With ONR, came changes in the direction of the research, and the 100 x 300 foot demonstration platform was replaced with a 500 x 5000 foot platform as the study objective. Float's effort was suspended during this change of administration, and work on phase II did not commence until August 1997. The phase II objective was to study the effect of air movement on wave attenuation and platform motion.

Last spring, during our presentation to a conference of organizations working on the MOB research for ONR, we presented a PSP design that utilized 200 foot high cylinders that were 50 feet in diameter. The purpose was to demonstrate that, without taking wave attenuation into consideration, a PSP could be built that would survive 100 foot waves. This removed the question of whether a functional PSP could be built, and made it a question of economics.

Extensive model tests were conducted at the Offshore Model Basin in Escondido, California during June and July of 1998. A scale of 1/48.73 was used and platforms of 600 x 400 and 200 x 1200 prototype feet were tested. The models were tested constrained (fixed to a truss spanning the basin) and free floating. Multiple manifold configurations were studied. 154 wave sets were run against 15 configurations and data from air and water pressure sensors, wave probes, motion sensors, and load cells were gathered.

These tests provided Float with data on the performance of a PSP when all cylinders were active. In a resounding defeat for Edsel Murphy and his famous law, the test data indicated that the waves were being attenuated more rapidly than had been expected. The data clearly established a direct relationship between the air distribution, wave attenuation and platform motion.

We already knew that supporting the platform on air distributes a significant portion of the wave loading over the area of the platform. The rapid attenuation indicates that the largest wave loads will be confined to areas near the perimeter of the platform which is expected to further ease the structural requirements. It also suggests that the focus on air handling and energy conversion will be in cylinders near the perimeter of the platform and that the central areas of large platforms can be constructed more

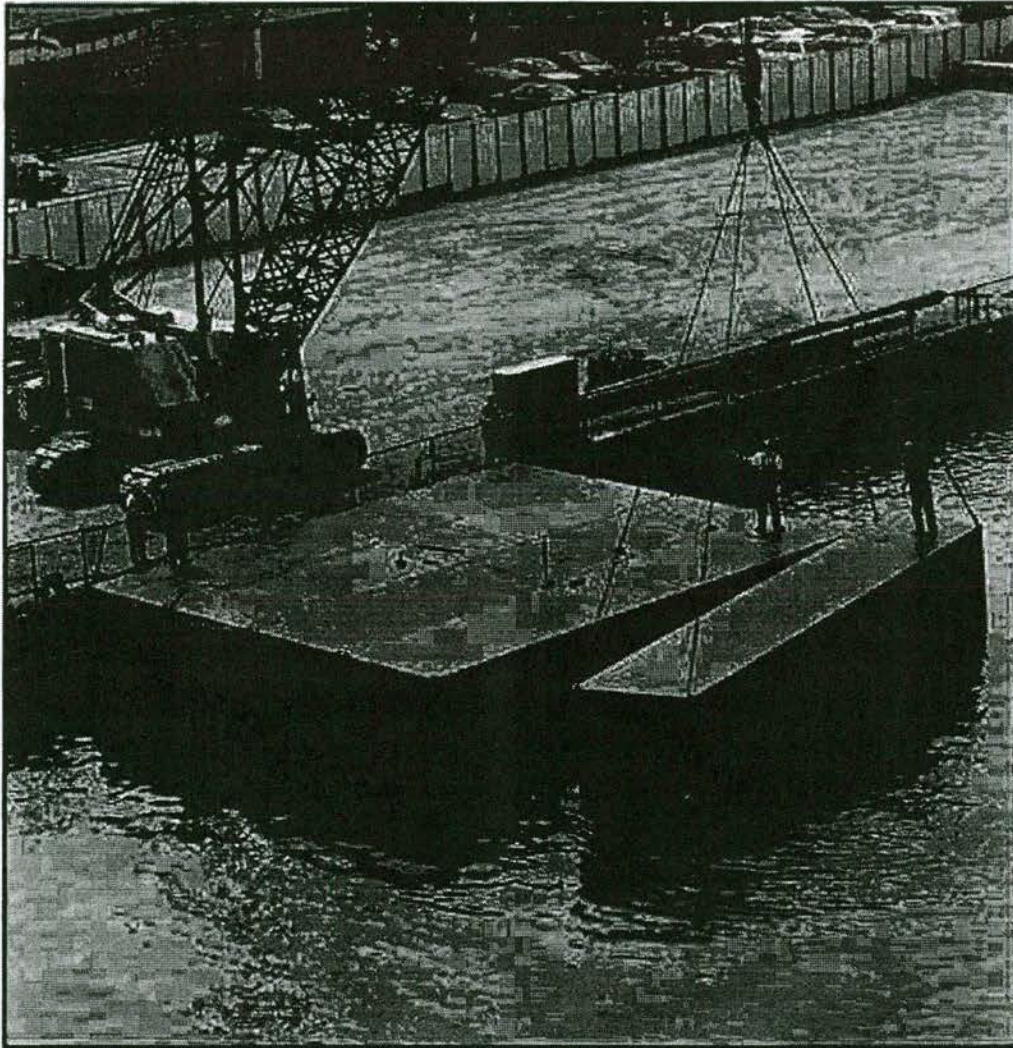
economically. Other aspects, such as a control system that would enable the platform to adjust its response to various sea states, if desirable, may also be feasible.

Float has long felt that many of the current users of offshore platforms, almost exclusively in the Oil and Gas industry, could realize significant improvements in productivity and development cost savings by using the PSP (see the Oil and Gas page on this site). Recent discussions with members of the industry have confirmed this expectation, and Float is actively seeking working relationships with oil and gas development projects or engineering companies that are interested in these cost savings.

Bijlage III

Ontwerp

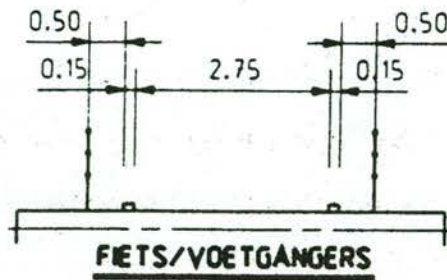
Staalbouw berekening 'de nieuwe waterweg'



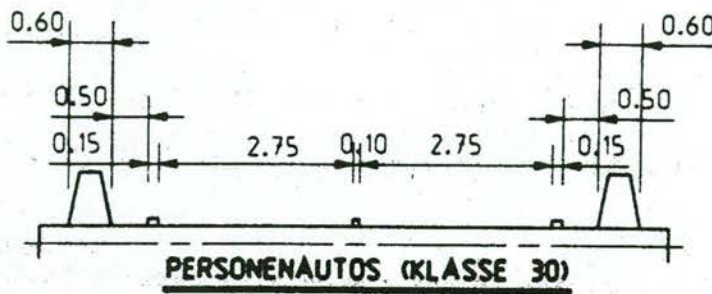
Assembling container pontoons

Inhoudsopgave

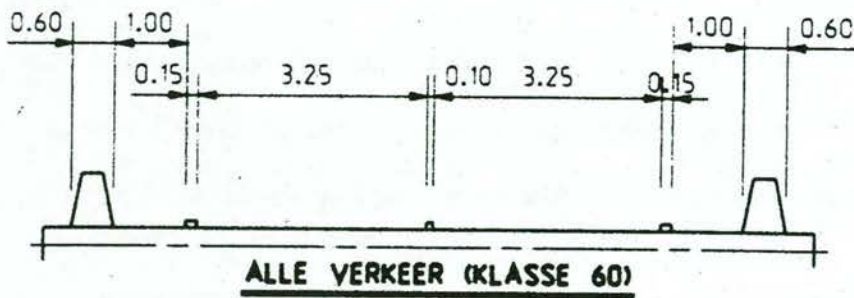
	pagina
Profielen van vrije ruimte	3
Uitgangspunten	4
Standaard pontons staal	5
Bepaling veerstijfheden drijvende weg (kortdurend en langdurend)	9
Berekening beginpunt verende ondersteunde buigligger Variant 2	13
Berekening oneindig lange verende ondersteunde buigligger Variant 2	16
Berekening pontongewichten	19
Berekening scheefzakken puntlast	21
Berekening bouwkosten	25
Berekening montagekosten	26
Berekening beginpunt verende ondersteunde buigligger Variant 3	27
Figuren Scheepjesbrug	30



1



2



3

Uitgangspunten berekening drijvende weg

De berekening van de drijvende weg wordt uitgegaan van het principe van de continu, elastisch ondersteunde buigligger. Om inzicht te krijgen in de parameters, en om redenen van eenvoud, wordt gebruikt gemaakt van de analytische oplossing. In een later stadium, wanneer meer duidelijkheid is omtrent de vorm en de uitvoering van de drijvende weg, kan gebruik gemaakt worden van numerieke modellen.

Krachten en vervormingen van de drijvende weg onder een puntlast worden berekend voor de situaties:

- 1) begin drijvende weg
- 2) midden drijvende weg

Alle belastingen staan centrisc op de drijvende weg, het kantelen in dwarsrichting wordt apart berekend.

Voor de voorbeeldberekening wordt uitgegaan van een drijvende weg voor personenautoverkeer ('variant 2' in de rapportage). Deze variant heeft twee rijstroken van 2,75 m breed, en een totale rijbaanbreedte tussen de geleiding van 6,90 m.

De belastingen bestaan uit :

- 1) een gelijkmatig verdeelde lijnlast van 12 kN/m per rijstrook, excentrische belasting ontstaat door een rijstrook wel, en de andere rijstrook niet te belasten met deze lijnlast.
- 2) een wagenlast van maximaal 300 kN per rijstrook, per rijstrook kan maar een last van 300 kN voorkomen.

De belastingen worden voor de berekening van de krachten vermenigvuldigd met de volgende factoren:

- 1) belastingfactor 1,5
- 2) stootfactor 1,3

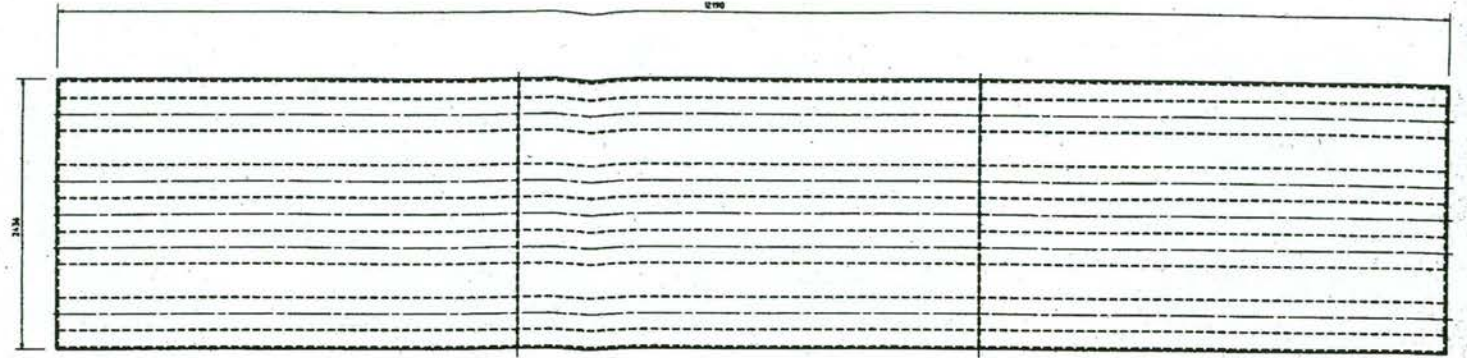
De vervormingen (doorbuigingen en rotaties) worden zonder factoren berekend.

Voordat de vervormingen en krachten in een drijvende weg bepaald kunnen worden is het noodzakelijk de veerstijfheden van de drijvende weg voor kortdurende en langdurende belasting te bepalen. Binnen de grenzen van kortdurende en langdurende belasting zullen de werkelijk optredende krachten zich bevinden.

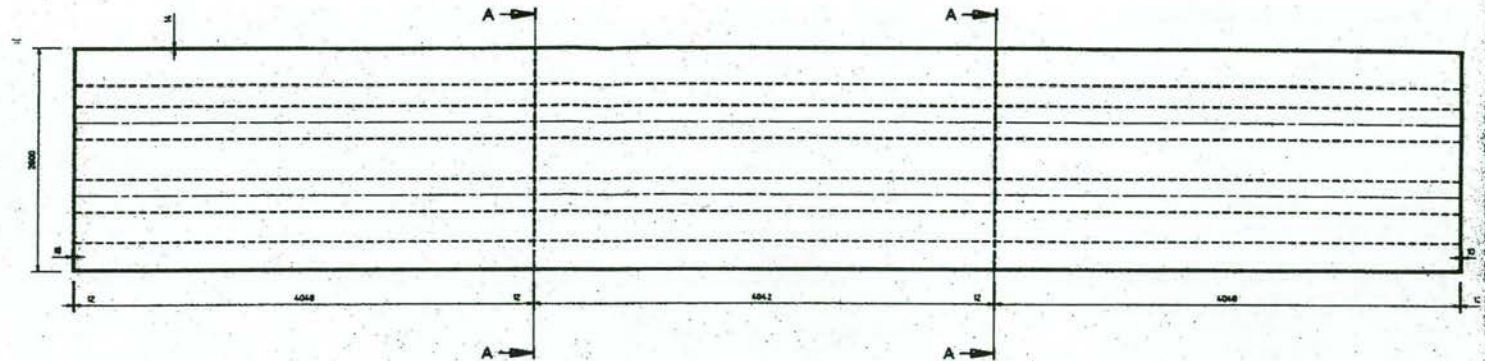
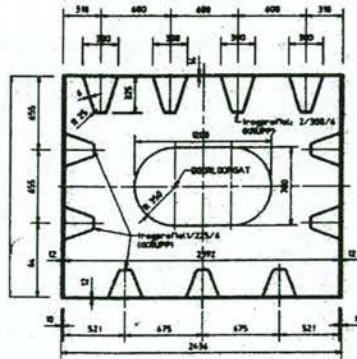
In de berekening wordt daarom ook de uitvoer gepresenteerd voor kortdurende en langdurende belasting in een figuur. De afleiding van de veerstijfheden vindt plaats in berekeningsblad 'k-waarden', de berekening van de vervormingen en krachten in de bladen 'beginlast' en 'middenlast'. Deze berekeningsbladen zijn specifiek voor een drijvende weg variant 2 (personenautoverkeer, K30).

In de bladen 'pontonsn', 'scheefzakken', 'verankering' en 'kosten' worden berekeningen uitgevoerd voor de drie varianten (voetgangers/fietsers=variant1, personenautoverkeer=variant 2, vrachtwagenverkeer=variant 3).

TOTAAL GEWICHT CA. 16.5 TON

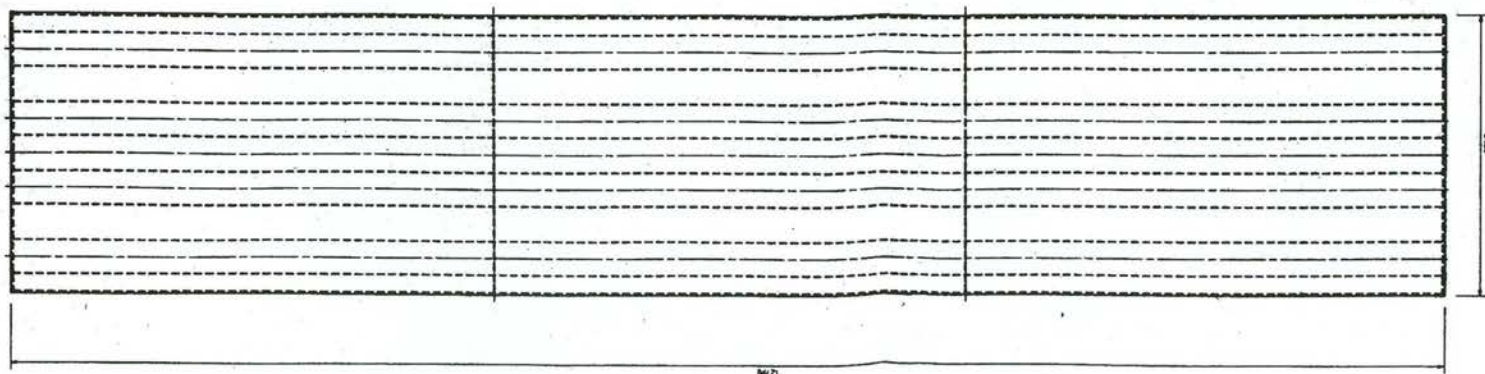
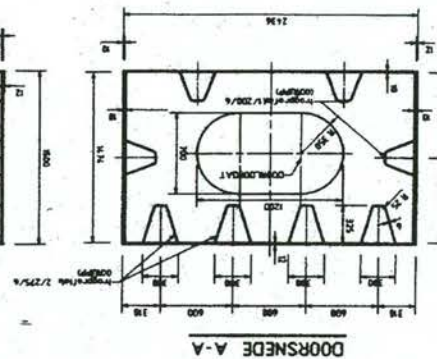
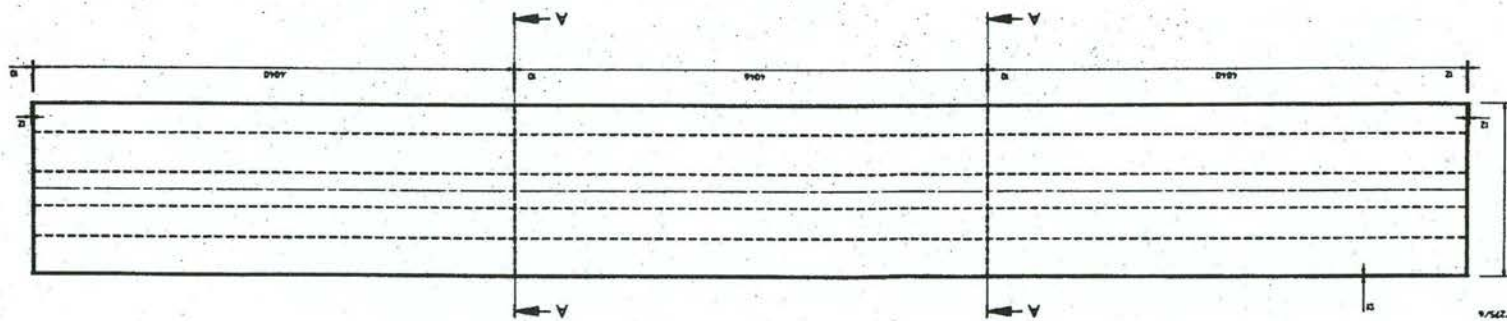


DOORSNEDE A-A

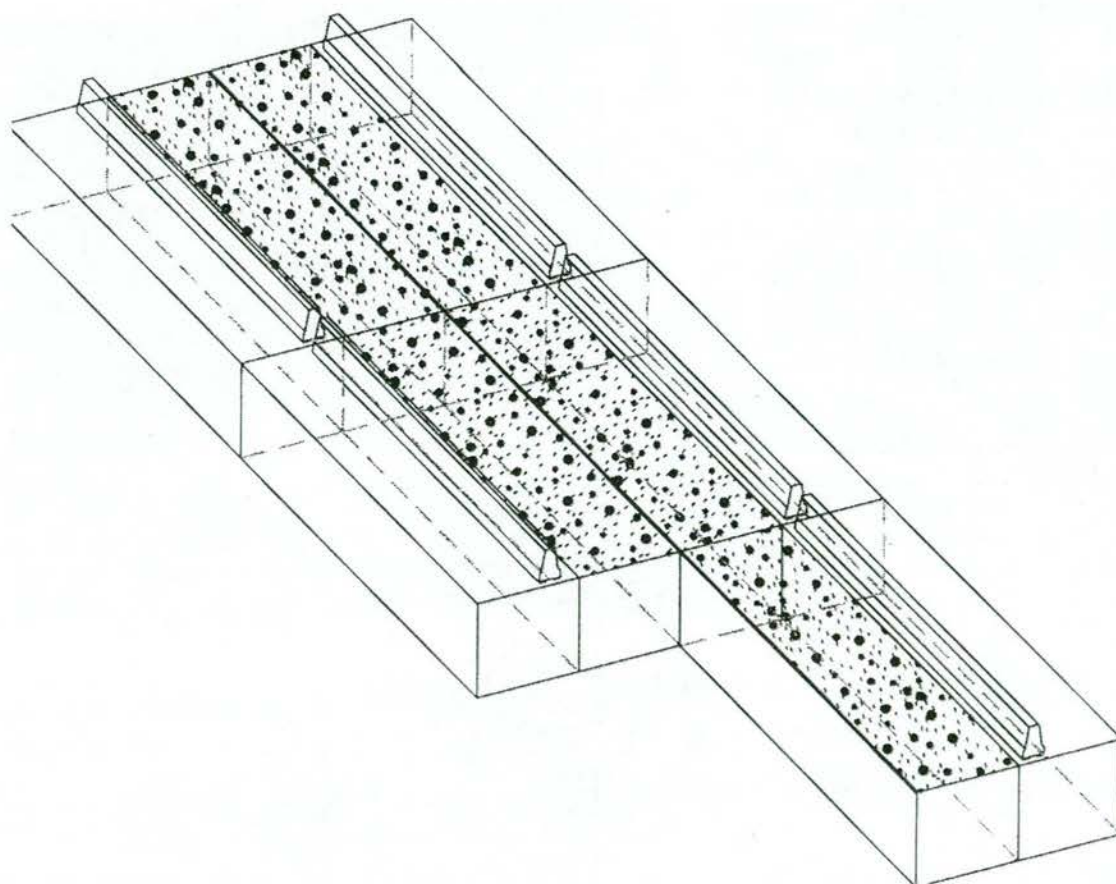
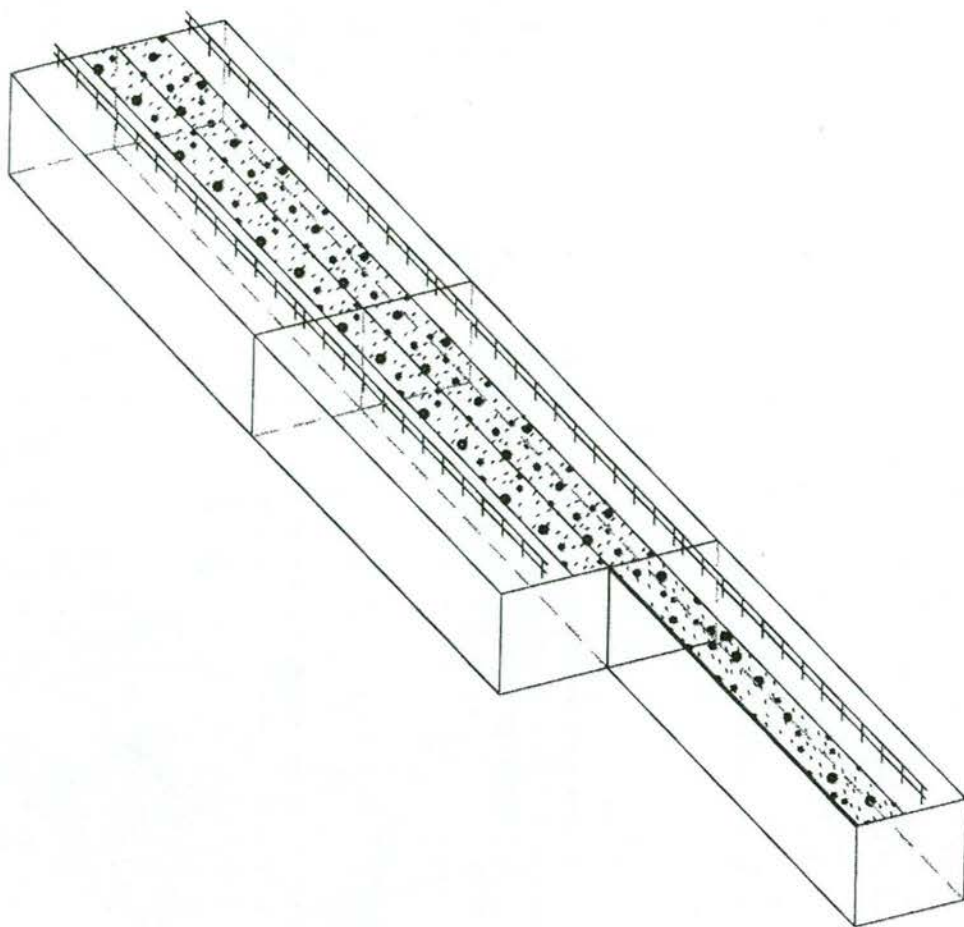


STANDAARDPONTON VOOR
PERSONENWAGENVERKEER (K30)

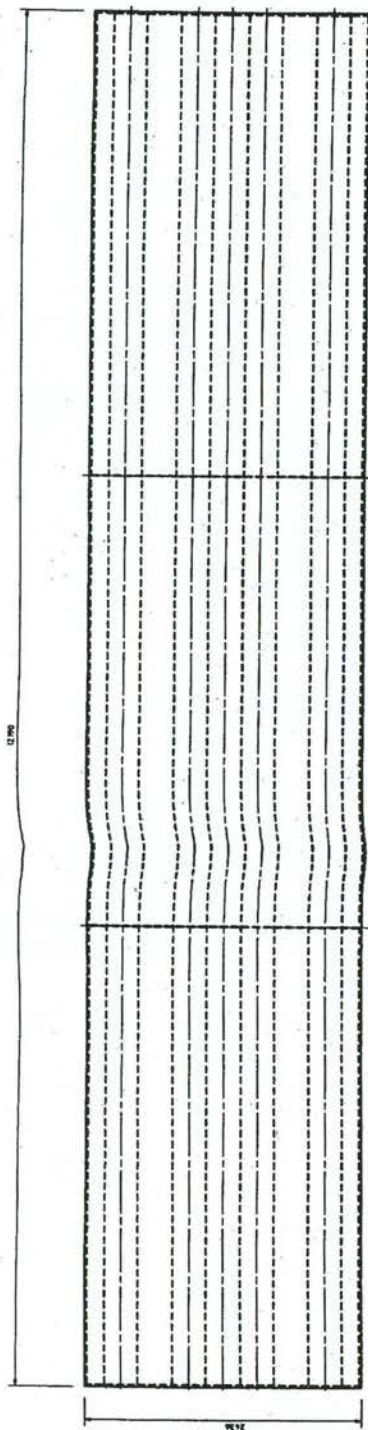
STANDAARDPONTON VOOR
FIETS/VOETGANGERSVERKEER



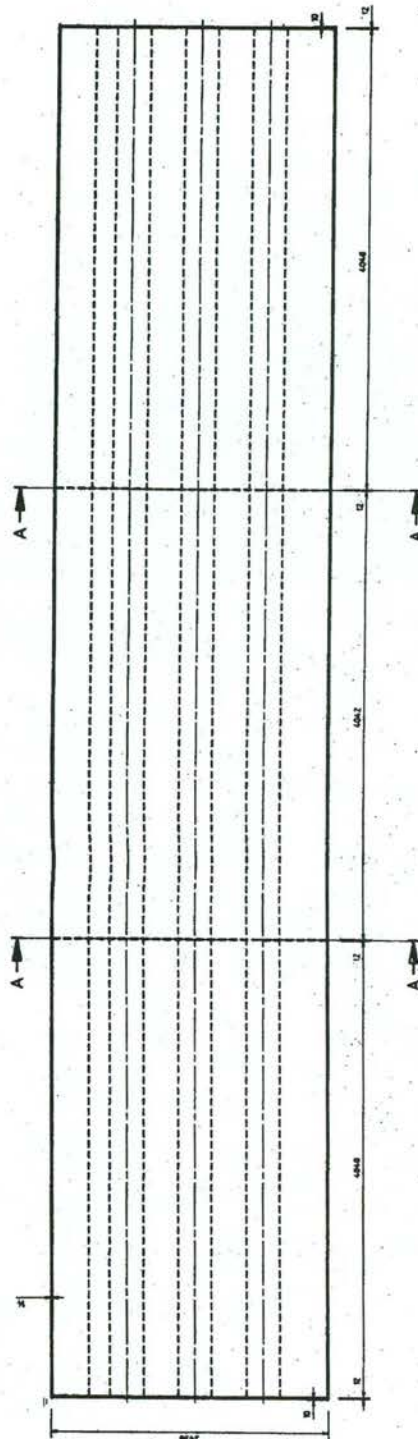
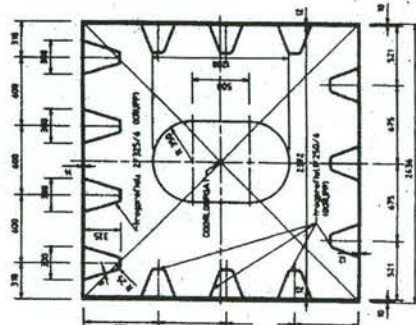
TOTAAL GEWICHT 12 TON



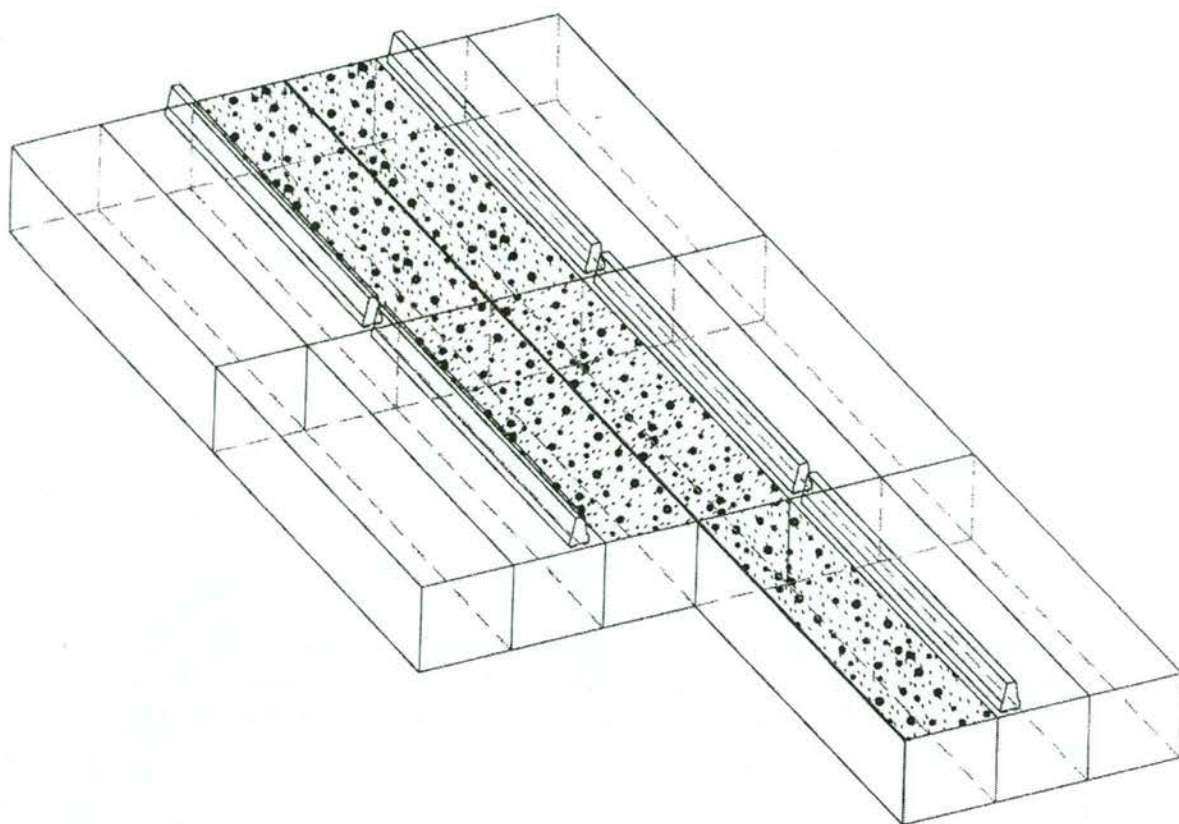
TOOTAAL GEWICHT CA. 19 TON



DOORSNEDE A-A



STANDAARDPONTON VOOR
VRACHTWAGENVERKEER (K60)



Bepaling veerstijfheden drijvende weg (kortdurend en langdurend)

De natuurlijke golflengte van de drijvende weg wordt gegeven door:

$$\lambda = \frac{2 \times \pi}{\beta}$$

invoer is
gemarkeerd

$$\beta^4 = \frac{k}{4 \times E \times I_y}$$

k = stijfheid van de verende ondersteuning

E = elasticiteit materiaal drijvende weg (staal)

2.10E+11 N/m²

I_y = traagheidsmoment 1 ponton in verticale richting

0.103 m⁴

I_{y,weg} = traagheidsmoment samengestelde drijvende weg

0.412 m⁴

Bij kortdurende belastingen, als de lengte van het belastinginterval klein is t.o.v. de natuurlijke golflengte, wordt de stijfheid van de verende ondersteuning bepaald door de stijfheid van de bodems van de pontons. De compressibiliteit van water speelt hierin nauwelijks een rol.

De bodem van de pontons zal onder een bovenbelasting doorbuigen om deze belasting over te dragen aan het water. De doorbuiging van de plaatvelden van de bodem kan uitgedrukt worden als:

$$w_{\max} = \frac{5 \times q \times b^4}{384 \times E \times I_{\text{plaat}}}$$

q = reactiekracht water op de pontonbodem

b = breedte pontonbodem

2.5 m

a = aantal pontons in dwarsrichting

4

Veronderstel een lastspreiding over alle pontons:

$$F = a \times q \times b$$

en neem aan dat de gemiddelde doorbuiging u is, waarvoor geldt:

$$u = 0,75 \times w_{\max}$$

De algemene relatie voor de veerstijfheid van de pontonbodem is:

$$F = k \times u$$

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

Bovenstaande vergelijking kan omgeschreven worden tot:

$$k = \frac{384 \times E \times I_{\text{plaat}} \times a}{0,75 \times 5 \times b^3}$$

$$I_{\text{plaat}} = \frac{1}{12} \times (t_{\text{plaat}})^3$$

1.44E-07 m³

$$t_{\text{plaat}} = 12 \text{ mm}$$

$$k = 792723 \text{ N/m}^2$$

Toevoegen van de veerstijfheid van water aan de veerstijfheid van de pontonbodem heeft weinig invloed (in geval van stalen pontons)
De veerstijfheid van water is de inverse van de compressibiliteit van water:

$$K = \frac{1}{k_{\text{water}}}$$

$$k_{\text{water}} = \text{compressibiliteit water} \quad 4.60\text{E-}10 \text{ m}^2/\text{N}$$

$$K = \frac{1}{4.60\text{E-}10} = 2.17\text{E+}09 \text{ N/m}^2$$

Pontonbodem en water vormen in serie geschakelde veren, de gecombineerde veerstijfheid bedraagt:

$$\frac{1}{k_{\text{comb}}} = \frac{1}{k} + \frac{1}{K}$$

$$\frac{1}{k_{\text{comb}}} = \frac{1}{792723} + \frac{1}{2.17\text{E+}09} = 1.26\text{E-}06$$

$$k_{\text{comb}} = 792434 \text{ N/m}^2$$

Dit wijkt nauwelijks af van de veerstijfheid van alleen de pontonbodem

Met alleen de veerstijfheid van de pontonbodem kan de natuurlijke golflengte berekend worden voor kortdurende belastingen:

$$\beta^4 = \frac{k_{\text{comb}}}{4 \times E \times I_y} = \frac{792434}{3.46\text{E+}11} = 2.29\text{E-}06 \text{ m}^{-4}$$

$$\beta_{\text{kort}} = 0.0389 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda_{\text{kort}} = \frac{2 \times \pi}{\beta} = \frac{6.283185}{0.0389} = 162 \text{ m}$$

Het blijkt dat de natuurlijke golflengte van de drijvende weg tamelijk groot is in vergelijking tot de (opgedrongen) golflengte van de verkeersbelastingen.

Verkeersbelastingen kunnen in een frequentie overeenkomend met de natuurlijke golfbelasting optreden, maar vanwege de sterke demping bij hydraulische constructies lijkt excitatie door de verkeersbelasting niet aannemelijk.

Juist doordat de (opgedrongen) golflengte van de verkeersbelastingen klein is, ten opzichte van de natuurlijke golflengte van de pontonweg, is liggerwerking in de samengestelde pontons het belangrijkste lastspreidende mechanisme.

Voor langdurende (permanente) belastingen geldt de wet van Archimedes voor de bepaling van de veerstijfheid van de elastische ondersteuning.

$$\begin{aligned}
 k_{\text{lang}} &= \gamma \times b && \text{met } \gamma \text{ de dichtheid van water} && 10 \text{ kN/m}^3 \\
 &&& \text{en } b \text{ de totale breedte van de pontons} && 10 \text{ m} \\
 k_{\text{lang}} &= 100000 \text{ N/m}^2 \\
 \beta^4 &= \frac{k_{\text{lang}}}{4 \times E \times I_y} = \frac{100000}{3.46\text{E}+11} = 2.89\text{E}-07 \text{ m}^{-4} \\
 \beta_{\text{lang}} &= 0.023185 \text{ m}^{-1} \\
 \lambda_{\text{lang}} &= \frac{2 \times \pi}{\beta} = \frac{6.283185}{0.023185} = 271 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Eigenfrequentie in dwarsrichting (rollen)

De massatraagheid J_z wordt per strekkende meter weglengte bepaald.

De rotatie wordt aangenomen om het zwaartepunt van de samengestelde modules

De massa van de pontonweg wordt eveneens per strekkende meter vastgesteld

De verschuiving van het zwaartepunt a.g.v. belastingen wordt niet meegenomen

	aantal pontons	totaal massa	massatraagheid J_z
variant 2	= 4	5504 kg/m	49486 kgm ² /m
k_{lang}	= 100000 N/m ²		
k_{kort}	= 792434 N/m ²		

De rotatieveerstijfheid k_{rot} wordt weergegeven door $0,5 \cdot L_r^2 \cdot k_i$

L_r = arm aangrijpingspunt weerstandbiedende kracht, afhankelijk aantal modules

k_i = de beddingsconstante voor "kort" of "lang"

	L_r	$k_{\text{rot;lang}}$	$k_{\text{rot;kort}}$
variant 2	= 1.67 m	138889 N	1100603 N

De trillingstijd van de eigenfrequentiebeweging bedraagt:

$$\begin{aligned}
 T_i &= 2 \cdot \pi \cdot (J_z / k_r)^{0,5} \\
 \text{trillingstijd} &= \begin{matrix} T_{\text{lang}} & T_{\text{kort}} \\ 3.8 \text{ s} & 1.3 \text{ s} \end{matrix}
 \end{aligned}$$

In deze berekening is een uitdempend effect a.g.v. de koppeling van de modules in langsrichting niet meegenomen. Het is al eerder gebleken dat dit uitdempend effect zeer groot is.

Hoewel het een theoretisch geval betreft kan het in de praktijk echter niet uitgesloten worden dat in geval van tegenverkeer er een zodanige trilling optreedt dat een ongewenste situatie kan ontstaan (resonantie). Het gunstige effect van de damping hierop is hier niet verder onderzocht.

Vooralsnog is het dus NIET aan te bevelen tegenverkeer toe te laten op een drijvende weg.

b	=	breedte pontonbodem	2.5 m
a	=	aantal pontons in dwarsrichting	4
E	=	elasticiteit materiaal drijvende weg (staal)	2.10E+11 N/m ²
I _y	=	traagheidsmoment samengestelde drijvende weg	0 m ⁴
k _{kort}	=	792434 N/m ²	
β _{kort}	=	0.0389 m ⁻¹	
λ _{kort}	=	$\frac{2 \times \pi}{\beta}$	= $\frac{6.28}{0.0389}$ = 162 m
k _{lang}	=	100000 N/m ²	
β _{lang}	=	0.0232 m ⁻¹	
λ _{lang}	=	$\frac{2 \times \pi}{\beta}$	= $\frac{6.28}{0.0232}$ = 271 m
puntlast	=	600 kN	(twee wagens van 300 kN naast elkaar)
stootfactor	=	1.30	
belastingfactor	=	1.50	(dit is de veiligheidsfactor)
lengte toeleidende oprit	=	-21 m	lengte oprit negatief, de oorsprong
stapgrootte figuren	=	3 m	van het systeem ligt t.p.v. de puntlast

In de berekening van de doorbuiging en de helling worden de stootfactor en de belastingfactor niet meegenomen. De berekende doorbuigingen en hellingen zijn gebruikswaarden.

In de berekening van de momenten en dwarskrachten bij kortdurende belastingen worden de stootfactor en belastingfactor wel meegenomen. Bij langdurende belastingen wordt alleen de belastingfactor meegenomen voor de momenten en dwarskrachten.

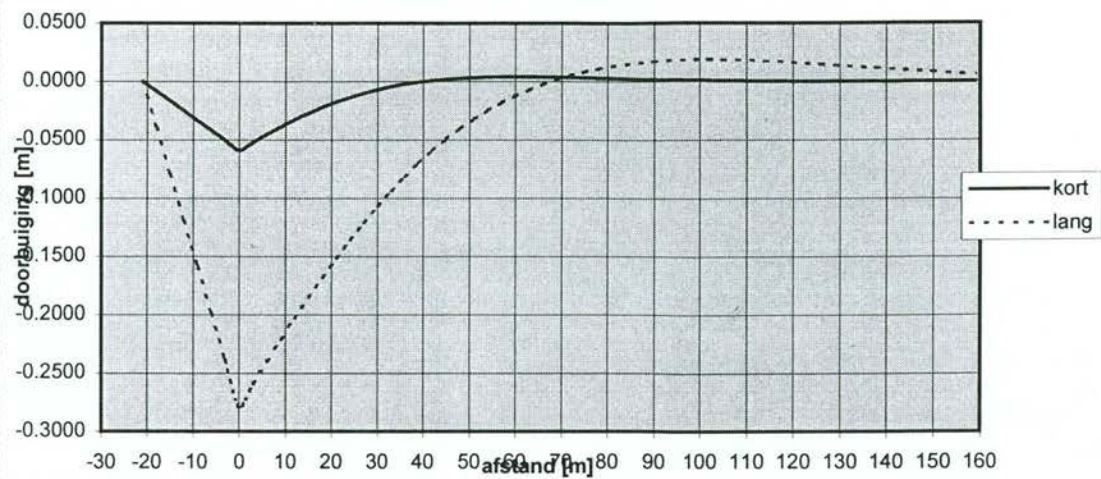
De grootte van de stootfactor bij het begin (oprijden) is gebaseerd op de werkende lengte van de dwarskracht. Voor alle varianten wordt de (ongunstige) aanname gedaan van een lengte van 20 m (gebaseerd op kortdurende belasting). De stootfactor wordt berekend met artikel A.2.12.2 van NEN 6788. Er wordt geen belastingreductiefactor toegepast!

De doorbuigingen, hellingen, momenten en dwarskrachten worden gepresenteerd voor kortdurende en langdurende belastingen in dezelfde grafieken. De puntlast staat altijd ter plaatse van de oorsprong van de x-as. De toeleidende oprit is aangegeven in de grafieken van de doorbuiging en de helling. De knik tussen oprit en pontonweg is de sprong in de helling t.p.v. x=0.

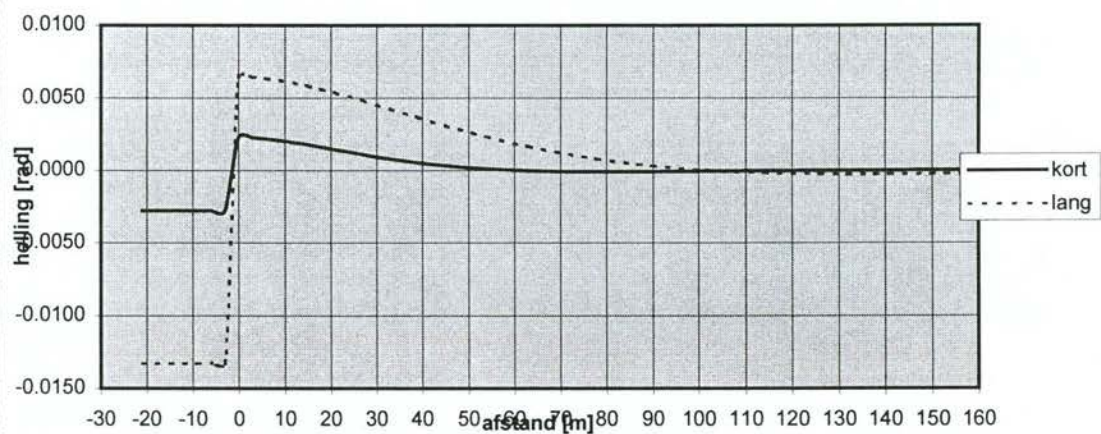
De berekeningen hebben alleen betrekking op centrisch belaste pontons, effecten door excentrische belastingen (kantelen) zitten niet in deze berekeningen.

Invoer is gemarkeerd

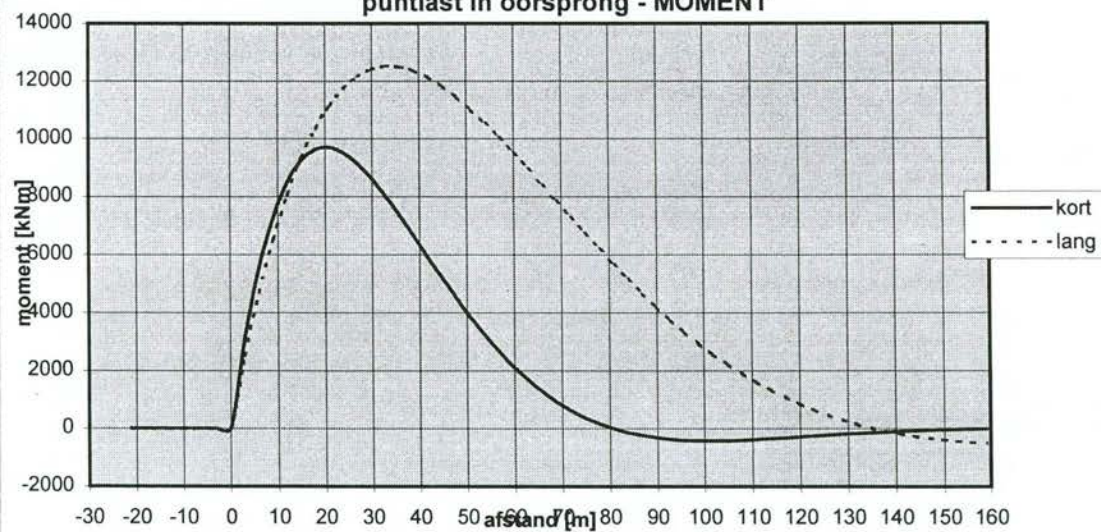
puntlast in oorsprong - DOORBUIGING

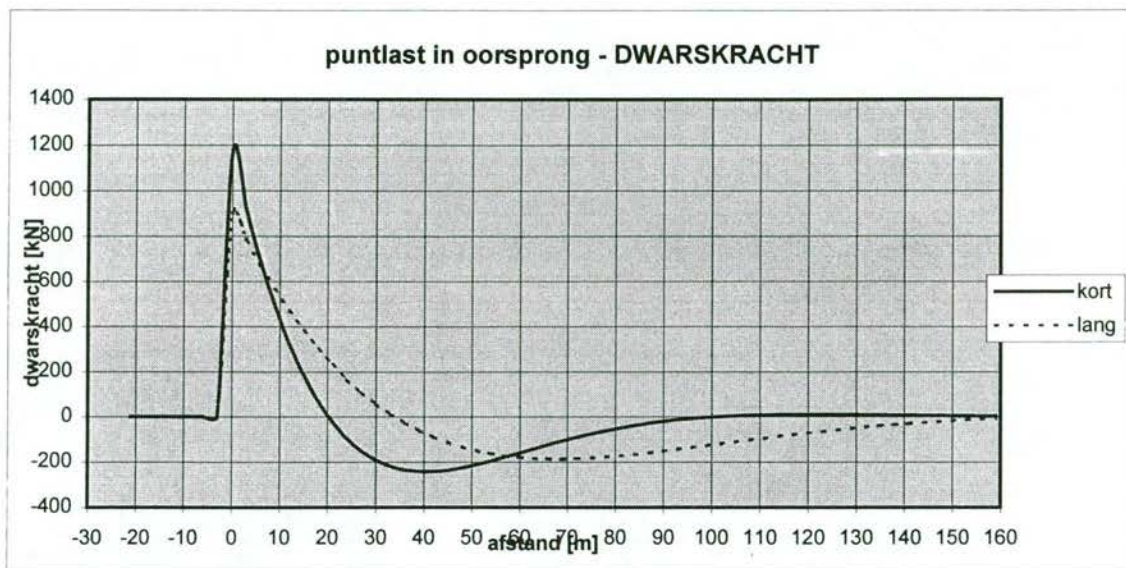


puntlast in oorsprong - HELLING



puntlast in oorsprong - MOMENT





belasting	kort	lang
doorbuiging		
neer	-0.059 m	-0.278 m
op	0.004 m	0.019 m
helling		
min	-0.0028 rad	-0.0132 rad
max	0.0023 rad	0.0065 rad
moment		
neg	-418 kNm	-504 kNm
pos	9687 kNm	12510 kNm
dwarskracht		
max	1170 kN	900 kN

De vervormingen en krachten hebben betrekking op een drijvende weg van 10 m breedte.

De knik t.p.v. de overgang oprit - begin van de drijvende weg bedraagt:

$$0.0051 \text{ rad} \quad \text{Dit komt overeen met} \quad \frac{1}{196} \quad (\text{kortdurende belasting})$$

$$0.0197 \text{ rad} \quad \text{Dit komt overeen met} \quad \frac{1}{51} \quad (\text{langdurende belasting})$$

De (extra) helling van de oprit bedraagt bij langdurende belasting maximaal :

$$\frac{\text{doorbuiging neer}}{\text{lengte oprit}} = \frac{0.278}{21} = 1.3\%$$

De extra helling in de drijvende weg is bij langdurende belasting maximaal:

$$0.0065 \text{ rad} = 0.6\%$$

b	=	breedte pontonbodem	2.50 m
a	=	aantal pontons in dwarsrichting	4
E	=	elasticiteit materiaal drijvende weg (staal)	2.10E+11 N/m ²
I _y	=	traagheidsmoment samengestelde drijvende weg	0.412 m ⁴

$$k_{\text{kort}} = 792434 \text{ N/m}^2$$

$$\beta_{\text{kort}} = 0.0389 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda_{\text{kort}} = \frac{2 \times \pi}{\beta} = \frac{6.28}{0.0389} = 162 \text{ m}$$

$$k_{\text{lang}} = 100000 \text{ N/m}^2$$

$$\beta_{\text{lang}} = 0.0232 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda_{\text{lang}} = \frac{2 \times \pi}{\beta} = \frac{6.28}{0.0232} = 271 \text{ m}$$

$$\text{puntlast} = 600 \text{ kN}$$

$$\text{stootfactor} = 1.30$$

$$\text{belastingfactor} = 1.50 \quad (\text{dit is de veiligheidsfactor})$$

$$\text{startpositie figuren} = -50 \text{ m} \quad \text{de oorsprong van de figuren ligt}$$

$$\text{stapgrootte figuren} = 3 \text{ m} \quad \text{t.p.v. de puntlast}$$

In de berekening van de doorbuiging en de helling worden de stootfactor en de belastingfactor niet meegenomen. De berekende doorbuigingen en hellingen zijn voor gebruikswaarden.

In de berekening van de momenten en dwarskrachten bij kortdurende belastingen worden de stootfactor en belastingfactor wel meegenomen. Bij langdurende belastingen wordt alleen de belastingfactor meegenomen voor de momenten en dwarskrachten.

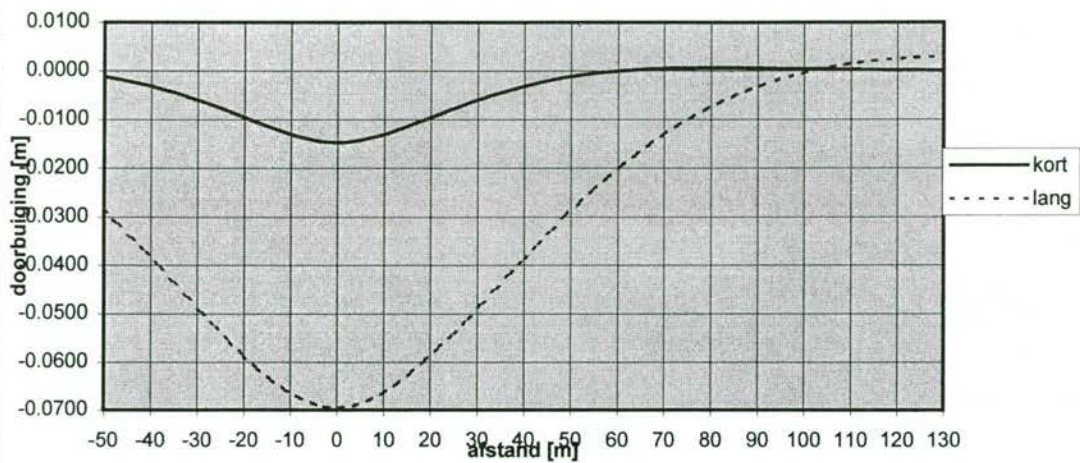
De grootte van de stootfactor is gebaseerd op de werkende lengte van het maximale negatieve moment. Voor alle varianten wordt de (ongunstige) aanname gedaan van een lengte van 40 m (gebaseerd op kortdurende belasting). De stootfactor wordt berekend met artikel A.2.12.2 van NEN 6788. Er wordt geen belastingreductiefactor toegepast!

De doorbuigingen, hellingen, momenten en dwarskrachten worden gepresenteerd voor kortdurende en langdurende belastingen in dezelfde grafieken. De puntlast staat altijd ter plaatse van de oorsprong van de x-as.

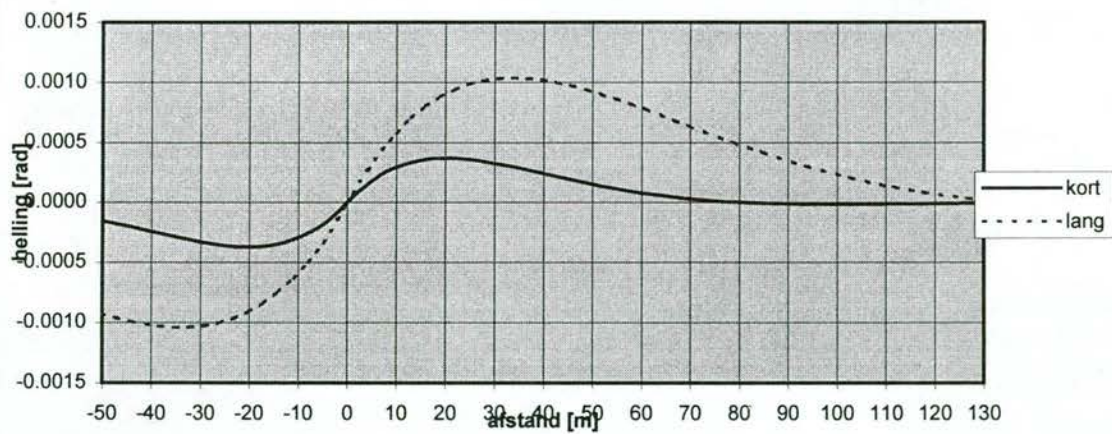
De berekeningen hebben alleen betrekking op centrisch belaste pontons, effecten door excentrische belastingen (kantelen) zitten niet in deze berekeningen.

Invoer is gemarkeerd

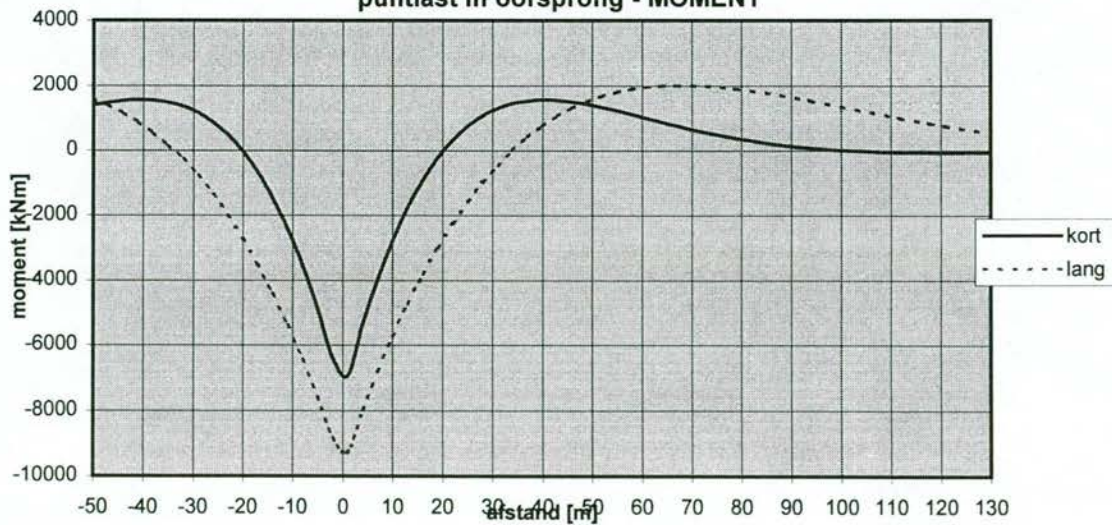
puntlast in oorsprong - DOORBUIGING

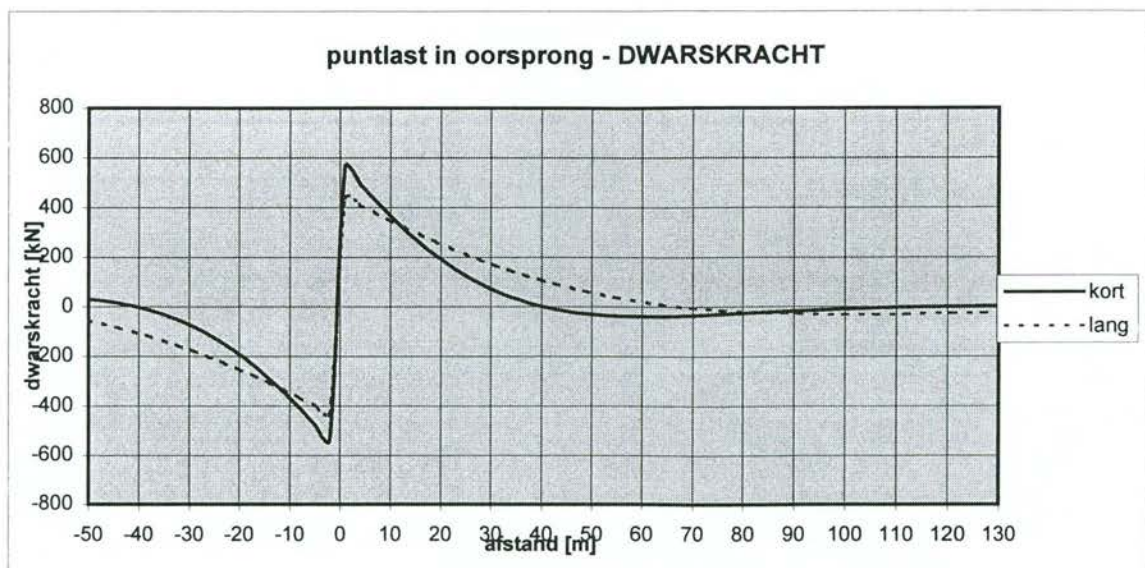


puntlast in oorsprong - HELLING



puntlast in oorsprong - MOMENT





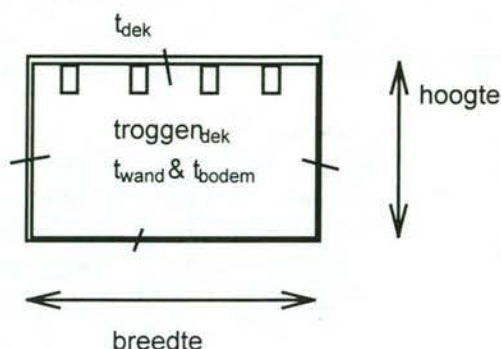
belasting	kort	lang
doorbuiging		
neer	-0.015 m	-0.070 m
op	0.001 m	0.003 m
helling		
min	-0.0004 rad	-0.0010 rad
max	0.0004 rad	0.0010 rad
moment		
neg	-6946 kNm	-9260 kNm
pos	1563 kNm	2017 kNm
dwarskracht		
max	562 kN	440 kN

De maximale dwarskracht treedt op ter plaatse van het maximale negatieve moment

De vervormingen en krachten hebben betrekking op een totale drijvende weg van 10 m breedte.

De maximale helling bij langdurende belasting is:
 $0.0010 \text{ rad} = 0.1\%$

Berekening pontongewichten



Troggen van de wand en bodem niet getekend

Eindschotten en tussenschotten zijn van dezelfde dikte als de wand en bodem

Alle pontons hebben een standaardbreedte en een standaardlengte. De uitvoering van het dek, de wanden, schotten, bodem en troggen verschilt per variant.

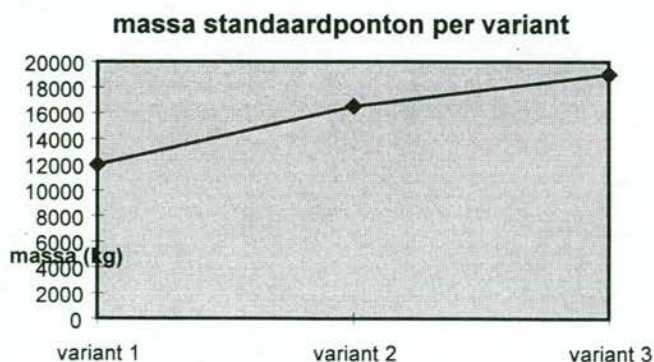
b	=	breedte standaardpontoon	2.5 m
L	=	lengte standaardpontoon	12 m
s	=	overspanning troggen (tussenafstand schotten)	4 m

dimensies :		h	t_{dek}	$t_{wand \& bodem \& schotten}$	$troggen_{dek}$		$troggen_{wand \& bodem}$	
		mm	mm	mm	type	aantal	type	aantal
variant 1	=	1500	12	10	2/275/6	4	1/200/6	4
variant 2	=	2000	14	12	2/300/6	4	1/225/6	7
variant 3	=	2500	14	12	2/325/6	4	1/250/6	9

vol	=	volumieke massa staal	7850 kg/m ³
-----	---	-----------------------	------------------------

gewichten : dek+troggen		wanden/schotten/bodem	troggen wanden/bodem
	kg	kg	kg
variant 1	= 4362	6359	1248
variant 2	= 4929	9232	2352
variant 3	= 5025	10833	3132

totaalgewicht				gewicht per meter	
	kg	ton		kg/m	kN/m
variant 1	= 11969	-> 12.0		997	-> 10.0
variant 2	= 16513	-> 16.5		1376	-> 13.8
variant 3	= 18990	-> 19.0		1583	-> 15.8



variant 1 K15
fiets/voetgangerverkeer

variant 2 K30
personenwagenverkeer

variant 3 K60
vrachtwagenverkeer

Statische waarden pontondoorsneden

traagheidsmoment standaardponton

variant 1	=	0.047 m ⁴
variant 2	=	0.103 m ⁴
variant 3	=	0.172 m ⁴

De rijbaan bestaat uit een los dek + leuning/barriers

rijbaangewicht 100 kg/m²

		aantal pontons in breedterichting	eg kN/m	rijbaanbreedte		leuning barrier kN/m	rb kN/m
				m	kN/m		
variant 1	=	3	29.9	4	4.0	1.0	5.0
variant 2	=	4	55.0	7	7.0	2.0	9.0
variant 3	=	5	79.1	9	9.0	2.0	11.0

		inzinking		verkeer	
		eigen gewicht	rustende belasting	kort	lang
variant 1	=	0.399 m	0.067 m	0.010	0.080 m
variant 2	=	0.550 m	0.090 m	0.010	0.070 m
variant 3	=	0.633 m	0.088 m	0.020	0.120 m

		inzinking		door een puntlast	
		eg+rb	eg+rb+lang	eg+rb+scheef	scheefstand
variant 1	=	0.47 m	0.546 m	0.679 m	2.1%
variant 2	=	0.64 m	0.710 m	0.817 m	2.0%
variant 3	=	0.72 m	0.841 m	0.967 m	2.4%

		inzinking		door een lijnlast	
		eg+rb	eg+rb+lang	eg+rb+scheef	scheefstand
variant 1	=	0.466 m	0.546 m	0.754 m	3.4%
variant 2	=	0.640 m	0.710 m	0.859 m	2.0%
variant 3	=	0.721 m	0.841 m	1.148 m	3.0%

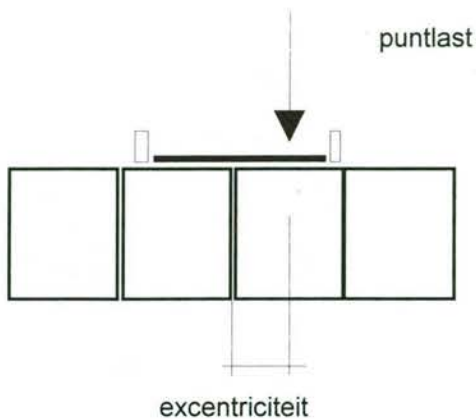
resterend vrijboord bij maximaal scheefzakken

variant 1	=	0.75 m
variant 2	=	1.14 m
variant 3	=	1.35 m

Indien het bovenstaande aantal pontons in breedterichting kleiner genomen wordt dan overschrijdt de scheefstand de maximaal toelaatbare waarde van 5%

	aantal pontons	scheefstand
variant 1	= 2	11.5%
variant 2	= 3	6.4%
variant 3	= 4	5.9%

Berekening scheefzakken puntlast



De puntlast bestaat uit een vrachtwagen van 2,5 m breed, die tegen de leuning of barrier aan de buitenzijde van de rijbaan staat

De lijnlast bestaat uit een file van de veranderlijke belasting in een rijstrook (belasting per m)

		aantal pontons	breedte pontonweg		
variant 1	=	3	7.5 m		
variant 2	=	4	10 m		
variant 3	=	5	12.5 m		

		puntlast	rijbaanbreedte	excentriciteit	moment
variant 1	=	300 kN	4.00 m	0.75 m	225 kNm
variant 2	=	300 kN	7.00 m	2.25 m	675 kNm
variant 3	=	600 kN	9.00 m	3.25 m	1950 kNm

		werkende lengte puntlast	eg+rb totale breedte
variant 1	=	30 m	34.9 kN/m
variant 2	=	40 m	64.0 kN/m
variant 3	=	50 m	90.1 kN/m

		scheefzakken (verrekend met eg+rb)		scheefstand	
		inzinking links	inzinking rechts		
variant 1	=	0.519 m	0.679 m	0.021333 rad	2.1%
variant 2	=	0.614 m	0.817 m	0.02025 rad	2.0%
variant 3	=	0.667 m	0.967 m	0.024 rad	2.4%

Berekening scheefzakken bij lijnlast

		lijnlast	rijstrookbreedte	excentriciteit	moment
variant 1	=	12 kN/m	2.00 m	1.00 m	12 kNm/m
variant 2	=	12 kN/m	2.75 m	1.38 m	17 kNm/m
variant 3	=	30 kN/m	3.25 m	1.63 m	49 kNm/m

		scheefzakken (verrekend met eg+rb)		scheefstand	
		inzinking links	inzinking rechts		
variant 1	=	0.498 m	0.754 m	0.034 rad	3.4%
variant 2	=	0.661 m	0.859 m	0.020 rad	2.0%
variant 3	=	0.774 m	1.148 m	0.030 rad	3.0%

Berekening verankering

b	=	breedte standaardponton	2.5 m
a	=	aantal pontons in dwarsrichting	X
d	=	diepgang ponton (hoogte onder waterspiegel)	X m
q _{wi}	=	stuwdruk wind	X kN/m
v _{wa}	=	stroomsnelheid water	1.5 m/s
ρ _{wa}	=	dichtheid water	1000 kg/m ³
C _d	=	vormfactor stromingsdruk	2
C _f	=	vormfactor stromingswrijving (aangroei !)	0.1

X wordt per variant gespecificeer

De stromingsdruk q_a van het water tegen de pontonweg bedraagt:

$$q_{wa,d} = \frac{1}{2} \times \rho_{wa} \times v_{wa}^2 \times C_d \times d \times 0,001 \quad \text{kN/m}$$

Wrijving van het stromende water langs de pontonbodem bedraagt:

$$q_{wa,f} = \frac{1}{2} \times \rho_{wa} \times v_{wa}^2 \times C_f \times (b \times a) \times 0,001 \quad \text{kN/m}$$

De totale horizontale belasting op de pontonweg zal bestaan uit:

$$q_{hor} = q_{wi} + q_{wa,d} + q_{wa,f}$$

Voor de verschillende varianten gelden de volgende waarden voor de horizontale belasting :

variant 1 fiets/voetgangersverkeer

a	=	3	
d	=	1.00 m	
q _{wi}	=	4.50 kN/m	belasting horizontaal
q _{wa,d}	=	2.25 kN/m	q _{hor} = 7.6 kN/m
q _{wa,f}	=	0.84 kN/m	

variant 2 personenwagenverkeer

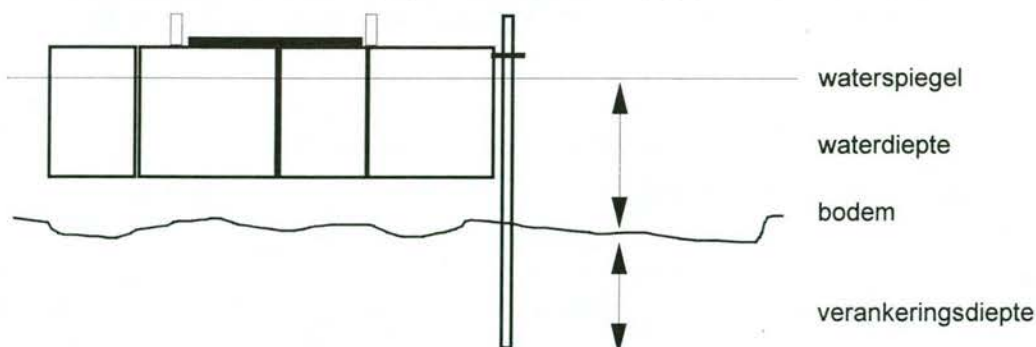
a	=	4	
d	=	1.50 m	
q _{wi}	=	7.00 kN/m	belasting horizontaal
q _{wa,d}	=	3.38 kN/m	q _{hor} = 11.5 kN/m
q _{wa,f}	=	1.13 kN/m	

variant 3 vrachtwagenverkeer

a	=	5	
d	=	2.00 m	
q _{wi}	=	7.00 kN/m	belasting horizontaal
q _{wa,d}	=	4.50 kN/m	q _{hor} = 12.9 kN/m
q _{wa,f}	=	1.41 kN/m	

De verankering van de pontonweg kan op verschillende manieren tot stand gebracht worden. Voorgesteld wordt een verankering met spud-palen die direct aan de pontonweg gekoppeld worden (maar met verticale bewegingsvrijheid). Voor de koppeling van de spud-palen worden de op de pontons aanwezige koppelingen gebruikt.

De spudpalen worden enkelzijdig naast de pontonweg geplaatst (zie figuur)



De verankering met de spud-palen kan alleen plaatsvinden ter plaatse van de uiteinden van de pontons (daar zijn koppelingsmogelijkheden beschikbaar).

L = lengte standaardponton 12 m

De krachten per spud-paal bedragen dan:

$F_{\text{paal}} = \gamma \times L \times q_{\text{hor}}$
 γ = belastingcoëfficiënt 1.5

F_{paal}
 variant 1 = 137 kN
 variant 2 = 207 kN
 variant 3 = 232 kN

Onder aanname van een bodemdiepte van 1,5 x de diepgang, en een benodigde verankeringsdiepte van 0,5 x de waterdiepte + 1,5 m, kunnen de maximale momenten in de spud-palen afgeschat worden met:

$M_{\text{paal}} = F_{\text{paal}} \times (\text{waterdiepte} + 1/3 \text{ verankeringsdiepte})$

		waterdiepte	verankeringsdiepte
variant 1	=	1.5 m	2.25 m
variant 2	=	2.25 m	2.63 m
variant 3	=	3.00 m	3.00 m

M_{paal}
 variant 1 = 308 kNm
 variant 2 = 647 kNm
 variant 3 = 929 kNm

De spudpalen dienen een behoorlijke diameter te hebben om te voorkomen dat ze door de grond snijden.

De paalkracht en het moment moeten in de verankeringsdiepte opgenomen worden.

$$F_{\text{paal}} + M_{\text{paal}} / (l^2/3 \text{ verankeringsdiepte}) = \text{buisdiameter} \times l/2 \text{ verankeringsdiepte} \times l/2 \times \text{gronddruk}$$

Voor de gronddruk wordt aangenomen **1.0 N/mm²**

Terugrekenend kan voor elke variant een minimale buisdiameter bepaald worden:

	diameter
variant 1	= 0.606 m
variant 2	= 0.876 m
variant 3	= 0.926 m

	praktische diameter	wanddikte	W_{paal}	A_{paal}
variant 1	= 610 mm	15 mm	4.07E+06 mm ³	28039 mm ²
variant 2	= 880 mm	20 mm	1.14E+07 mm ³	54035 mm ²
variant 3	= 930 mm	20 mm	1.27E+07 mm ³	57177 mm ²

De wat grote wanddiktes bevatten gelijk een corrossietoeslag.

De optredende spanningen bedragen:

$$\sigma = M_{\text{paal}} \times 1e6 / W_{\text{paal}}$$

	σ
variant 1	= 76 N/mm ²
variant 2	= 57 N/mm ²
variant 3	= 73 N/mm ²

	lengte paal	massa paal	alle palen enkelzijdig
variant 1	= 4.8 m	1045 kg	h.o.h. 12 m
variant 2	= 5.9 m	2492 kg	
variant 3	= 7.0 m	3142 kg	

Berekening bouwkosten

		aantal pontons	breedte pontonweg	rijbaanbreedte
variant 1	=	3	7.5 m	4 m
variant 2	=	4	10 m	7 m
variant 3	=	5	12.5 m	9 m

		gewicht pontons	kosten	prijs
variant 1	=	2992 kg/m	8 hfl/kg	23937 hfl/m
variant 2	=	5504 kg/m	10 hfl/kg	55042 hfl/m
variant 3	=	7913 kg/m	10 hfl/kg	79125 hfl/m

		gewicht palen		
variant 1	=	87 kg/m	5 hfl/kg	436 hfl/m
variant 2	=	208 kg/m	6 hfl/kg	1246 hfl/m
variant 3	=	262 kg/m	6 hfl/kg	1571 hfl/m

		gewicht leuning/barrier		
variant 1	=	100 kg/m	3 hfl/kg	300 hfl/m
variant 2	=	200 kg/m	2 hfl/kg	400 hfl/m
variant 3	=	200 kg/m	2 hfl/kg	400 hfl/m

		totaal/m	totaal/pontonbreedte	totaal/rijbaanbreedte
variant 1	=	24673 hfl/m	3290 hfl/m2	6168 hfl/m2
variant 2	=	56688 hfl/m	5669 hfl/m2	8098 hfl/m2
variant 3	=	81096 hfl/m	6488 hfl/m2	9011 hfl/m2

				prijs per ponton
		variant 1	=	95748 hfl
		variant 2	=	165126 hfl
		variant 3	=	189900 hfl
		los rijdek tussen de leuningen		totaal/m
variant 1	=	100 hfl/m2		400 hfl/m
variant 2	=	150 hfl/m2		1050 hfl/m
variant 3	=	200 hfl/m2		1800 hfl/m

Landhoofd van beton, overbruggingsstuk met stalen hulpbruggen (L=18 m)

		landhoofd	hulpbrug
variant 1	=	20000 hfl	160000 hfl
variant 2	=	30000 hfl	240000 hfl
variant 3	=	40000 hfl	320000 hfl

Ontwerplengte pontonweg 500 m

Totaalprijs varianten inclusief landhoofden en rijdek en exclusief montage / transport

variant 1	=	12896311	=	12.9	miljoen hfl
variant 2	=	29409011	=	29.4	miljoen hfl
variant 3	=	42167969	=	42.2	miljoen hfl

Berekening montagekosten

Kosten eerste aanleg

De eerste aanleg van de drijvende weg bestaat uit het koppelen van alle het aanbrengen van het rijdek en de leuningen/barriers en het verankeren van de constructie. Ontwerplengte pontonweg 500 m

		massa staal		oppervlak rijbaan
variant 1	=	1589625 kg	1590 ton	2000 m ²
variant 2	=	2955935 kg	2956 ton	3500 m ²
variant 3	=	4187161 kg	4187 ton	4500 m ²

montagekosten

staal	=	1 hfl/kg
rijbaan	=	200 hfl/m ²

			kosten eerste aanleg	
variant 1	=	1989625	=	2.0 miljoen hfl
variant 2	=	3655935	=	3.7 miljoen hfl
variant 3	=	5087161	=	5.1 miljoen hfl

Deze kosten zijn exclusief BTW.

Het totaal van fabricage en eerste aanleg bedraagt voor de varianten:

		totaal	lengte	500 m
variant 1	=	14.9 miljoen hfl		
variant 2	=	33.1 miljoen hfl		
variant 3	=	47.3 miljoen hfl		

Montage / demontage in gebruik

Eenmaal aangelegd bestaan de kosten voor het verslepen van de drijvende weg

- 1 verwijderen/aanbrengen opritten
- 2 verwijderen/aanbrengen verankering
- 3 opdelen drijvende weg in secties van 100 m
- 4 verslepen secties
- 5 samenbouwen secties

Omdat de breedte van de drijvende weg er bij deze acties weinig toe doet worden de kosten hiervoor alleen geraamd voor variant 2.

	kosten
1 verwijderen/aanbrengen opritten (mobiele kraan+vervoer)	7000 hfl
2 verwijderen/aanbrengen verankering (spudpalen)	40000 hfl
3 opdelen in secties (montageploeg)	20000 hfl
4 verslepen secties (drie sleepboten)	75000 hfl
5 samenbouwen secties (montageploeg)	30000 hfl
totaal	172000 hfl

Deze kosten zijn exclusief BTW en exclusief de werkzaamheden aan de landhoofden.

b	=	breedte pontonbodem	2.5 m
a	=	aantal pontons in dwarsrichting	5
E	=	elasticiteit pontonweg	2.10E+11 N/m ²
I _y	=	traagheidsmoment pontonweg in verticale richting	0.86 m ⁴

$$k_{\text{kort}} = \text{\#VERW! N/m}^2$$

$$\beta_{\text{kort}} = 0.0389 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda_{\text{kort}} = \frac{2 \times \pi}{\beta} = \frac{6.283185}{0.0389} = 162 \text{ m}$$

$$k_{\text{lang}} = 125000 \text{ N/m}^2$$

$$\beta_{\text{lang}} = 0.020395 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda_{\text{lang}} = \frac{2 \times \pi}{\beta} = \frac{6.283185}{0.020395} = 308 \text{ m}$$

$$\text{puntlast} = 1200 \text{ kN}$$

$$\text{stootfactor} = 1.33$$

$$\text{belastingfactor} = 1.50 \quad (\text{dit is de veiligheidsfactor})$$

$$\text{lengte toeleidende oprit} = -21 \text{ m}$$

$$\text{stapgrootte figuren} = 3 \text{ m}$$

$$\text{aantal beginpontons} = 9 \text{ lengte} \quad 18 \text{ m}$$

lengte oprit negatief ! de oorsprong van het systeem ligt t.p.v. de puntlast

In de berekening van de doorbuiging en de helling worden de stootfactor en de belastingfactor niet meegenomen. De berekende doorbuigingen en hellingen zijn voor gebruikswaarden.

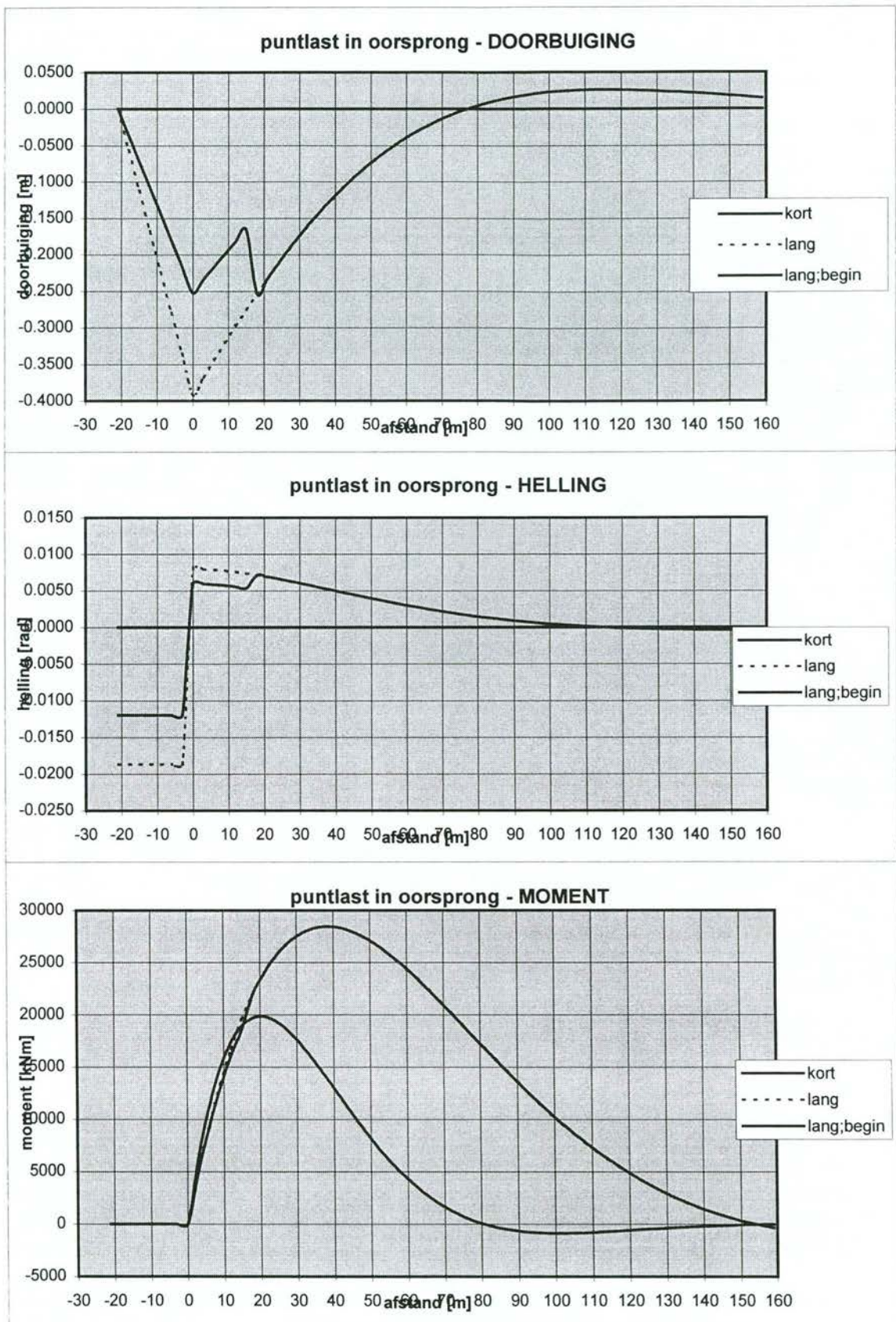
In de berekening van de momenten en dwarskrachten bij kortdurende belastingen worden de stootfactor en belastingfactor wel meegenomen. Bij langdurende belastingen wordt alleen de belastingfactor meegenomen voor de momenten en dwarskrachten.

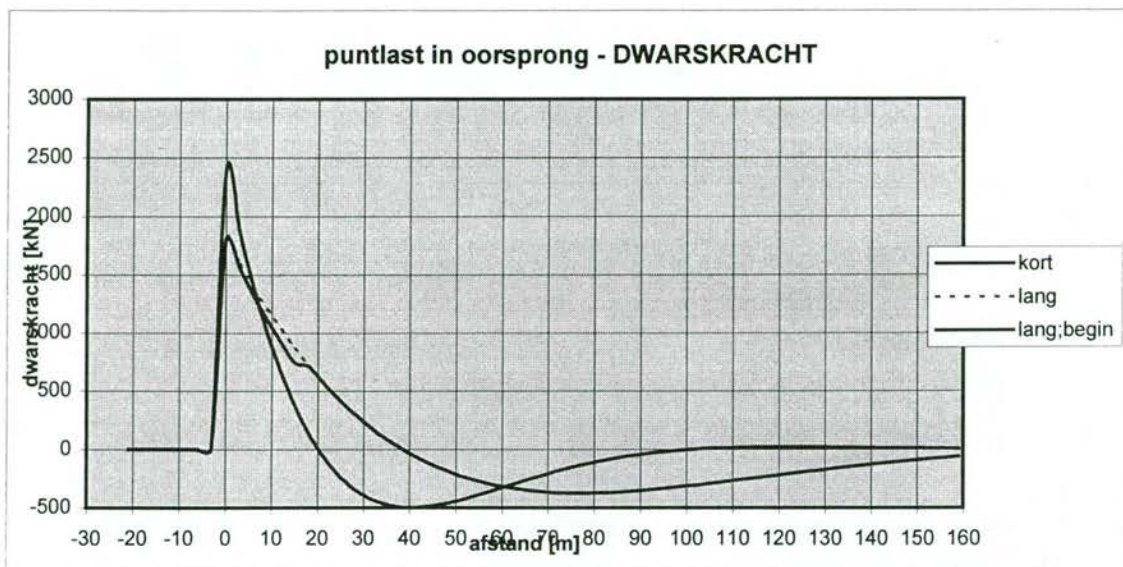
De grootte van de stootfactor bij het begin (oprijden) is gebaseerd op de werkende lengte van de dwarskracht. Voor alle varianten wordt de (ongunstige) aanname gedaan van een lengte van 20 m (gebaseerd op kortdurende belasting). De stootfactor wordt berekend met artikel A.2.12.2 van NEN 6788. Er wordt geen belastingreductiefactor toegepast!

De doorbuigingen, hellingen, momenten en dwarskrachten worden gepresenteerd voor kortdurende en langdurende belastingen in dezelfde grafieken. De puntlast staat altijd ter plaatse van de oorsprong van de x-as. De toeleidende oprit is aangegeven in de grafieken van de doorbuiging en de helling. De knik tussen oprit en pontonweg is de sprong in de helling t.p.v. $x=0$.

De berekeningen hebben alleen betrekking op centrisch belaste pontons, effecten door excentrische belastingen (kantelen) zitten niet in deze berekeningen.

Invoer is gemarkeerd





belasting	kort	lang	lang;begin
doorbuiging			
neer	#VERW! m	-0.392 m	-0.252 m
op	#VERW! m	0.026 m	0.026 m
helling			
min	#VERW! rad	-0.0186 rad	-0.0120 rad
max	#VERW! rad	0.0080 rad	0.0071 rad
moment			
neg	-856 kNm	-348 kNm	-348 kNm
pos	19822 kNm	28450 kNm	28450 kNm
dwarskracht			
max	2394 kN	1800 kN	1800 kN

De knik t.p.v. de overgang oprit - begin pontonweg bedraagt:

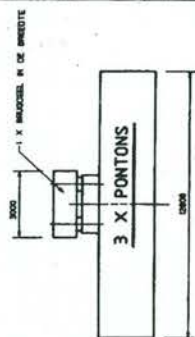
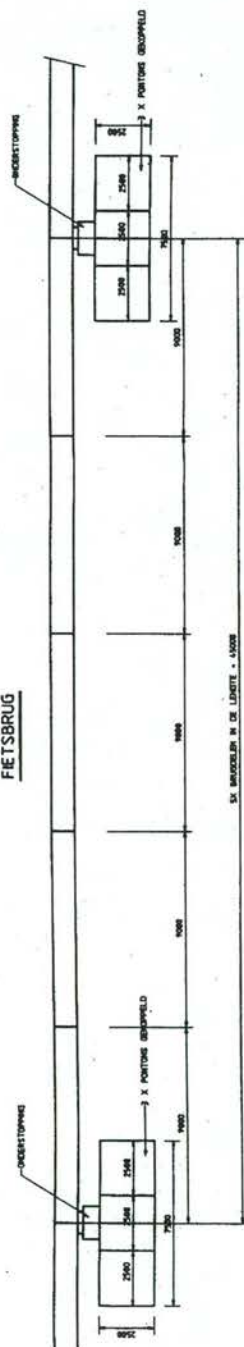
#VERW! rad	Dit komt overeen met	$\frac{1}{\text{\#VERW!}}$	(kortdurende belasting)
Voor langdurende belasting geldt:			
helling oprit	-0.0120 rad		
	sprong	0.0119	= $\frac{1}{84}$
helling begin	-0.0001 rad		
	sprong	0.0072	= $\frac{1}{139}$
helling vervolg	0.0071 rad		

indien geen beginstuk wordt toegepast (of de lengte daarvan is heel kort)

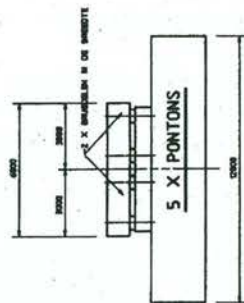
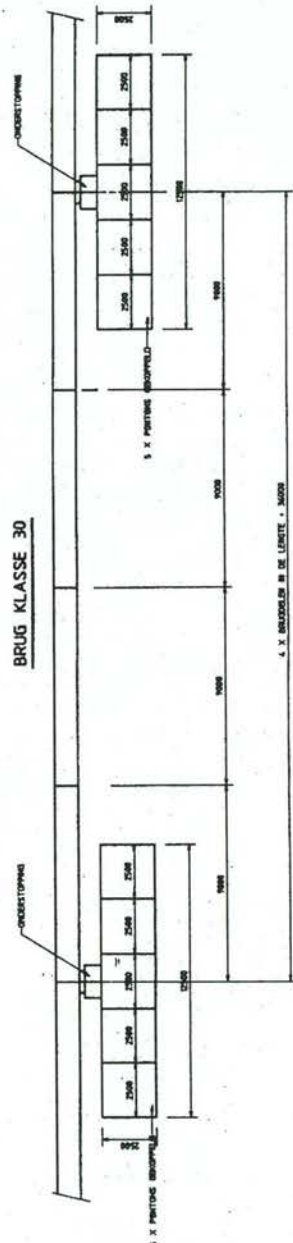
dan geldt voor de sprong:

$$0.0119 + 0.0072 = 0.0266 \text{ rad} = \frac{1}{38}$$

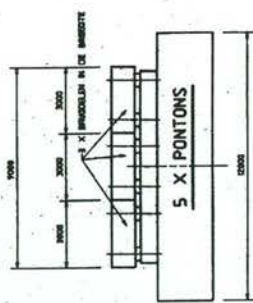
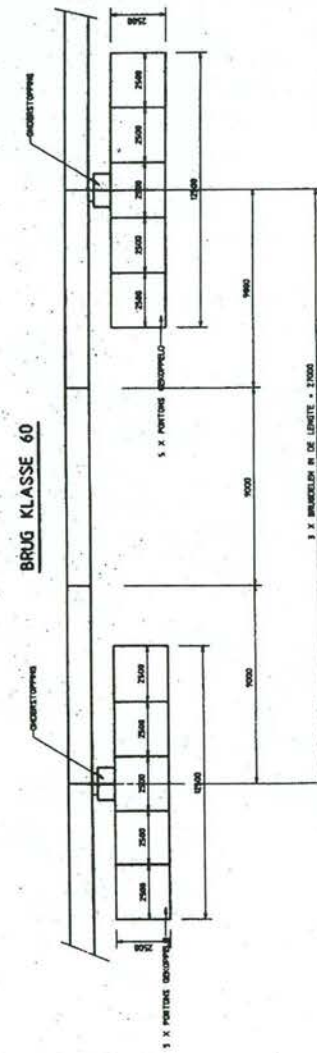
FIETSBRUG



BRUG KLASSE 30



BRUG KLASSE 60



PRINCIPE OPLOSSINGEN
PONTONBRUG MET STANDAARDPONTONS
EN STANDAARDHULPERUGEN

Technical drawing of a longitudinal section of a road structure. The drawing shows a cross-section of a road with a central lane and two side lanes. The central lane is labeled "DETIN. C" and has a width of 10.00 m. The side lanes are labeled "5.00 m" and "5.00 m". The total width of the road is 20.00 m. The drawing also shows the road's profile, including a central depression and side slopes. The drawing is labeled "PL. 10 x 10 LA 5000" at the bottom.

A technical drawing of a rectangular plot, oriented vertically. The plot is defined by a double-line border. Inside, there are vertical grid lines spaced at 10m intervals, labeled from left to right as 10m, 20m, 30m, 40m, 50m, 60m, 70m, 80m, 90m, and 100m. Horizontal grid lines are also present, with labels 10m, 20m, 30m, 40m, 50m, 60m, 70m, 80m, 90m, and 100m along the top and bottom edges. A central point is marked with a circle containing the number '2'. To the right of this point, the text 'DETAL J'' is written. At the bottom right corner, the text 'PL 2000.10' is visible. The drawing includes north arrows pointing towards the top-left and bottom-right corners.

Technical drawing of a vertical structural member, likely a column or wall section. The drawing shows a rectangular cross-section with a circular detail callout at the top. The callout is labeled "DETAIL 'H'" and shows a cross-section of a reinforcement bar with a hook. The main drawing includes dimension lines and labels: "14" on the left, "14" on the right, "14" at the bottom, and "14" at the top. The drawing is oriented vertically.

STANDARD AROHUL PBRUG

SECTION 9 X 3 M.

[illegible][illegible]

Project: Wegen naar de Toekomst, drijvende weg.

Onderdeel: Betonnen modules

	bladzijde
Inhoud	2
- inleiding	3
- gegevens modules	4
- k-waarden	5
- berekening ligger	9
- figuren korte belasting	10
- figuren lange belasting	11
- vrijboord vrachtwagen A	12
- vrijboord vrachtwagen B	14
- vrijboord auto A	16
- vrijboord auto B	18
- vrijboord fiets A	20
- vrijboord fiets B	22
-vrijboord brug vrachtwagen	23
- vrijboord brug auto	24
- dimensionering koppelingen en bepaling voorspanning	25
- verankering	26
- kosten	30
- conclusies	31

Inleiding

In deze bijlage wordt de betonnen variant van de drijvende weg berekend.

De weg is opgebouwd uit modules die onderling worden gekoppeld. Onderzocht is de haalbaarheid van de constructie. Bij de conclusies wordt hier een antwoord op gegeven.

De berekeningen hebben een globaal karakter. Dimensionering tot in detail heeft niet plaatsgevonden. Op sommige punten zijn aannames gedaan die in een nader geverifieerd moeten worden. De bedoelde aannames zijn conservatief.

De kostenopstelling dient derhalve met hetzelfde globale karakter beschouwd te

Voor de uitgangspunten en randvoorwaarden wordt verwezen naar de stalen variant.

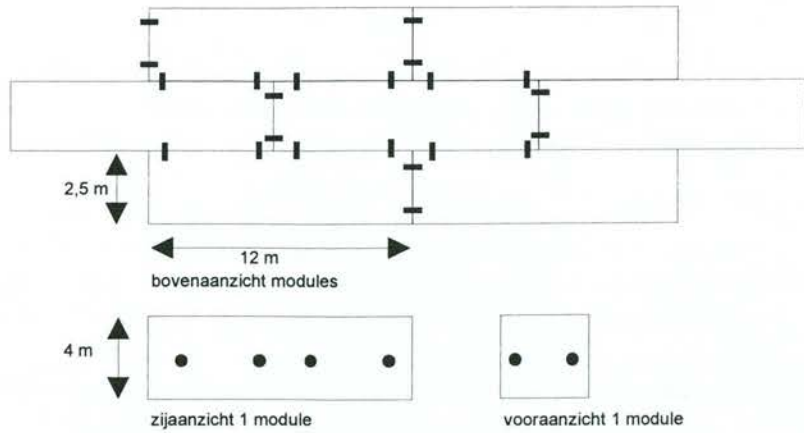
Deze uitgangspunten zijn in onderling overleg vastgesteld.

M.b.t. het beton kan daaraan toegevoegd worden dat gerekend is met B35 met gereduceerde elasticiteitsmodulus. Dit om de koppelingen tussen de modules te schematiseren.

Gegevens modulaire opbouw

1 module	
B =	2.5 m
L =	12 m
H =	4 m
wanddikte	0.25 m
s.g. beton	25 kN/m ³
volume 1 module	gewicht 1 module
39.5 m ³	987.5 kN
traagheidsmoment 1 module	
I _x =	6.19 m ⁴
rotatietraagheidsmoment 1 module	
in dwarsrichting	
massa bovenplaat =	187.5 kg
massa zijwand =	262.5 kg
J _{x, bovenplaat} =	99 kg/m ²
J _{x, zijwand} =	269 kg/m ²
J _x =	3056.25 kg/m ²

opbouw volgens halfsteensverband



koppeling tussen modules d.m.v. stalen pennen die m.b.v. een wormwiel uitgedraaid kunnen worden.
tussenafstand tussen pennen in langsrichting 5 m.
tussenafstand tussen pennen in dwarsrichting 1,75 m.

Aan te houden beddingsconstante wate

Dynamische effecten pontonweg

De natuurlijke golflengte van de pontonweg wordt gegeven door:

$$\lambda = \frac{2 \times \pi}{\beta}$$

$$\beta^4 = \frac{k}{4 \times E \times I_y}$$

k = stijfheid van de verende ondersteuning

E = elasticiteit pontonweg (E B35 met reductiefactor 3)

1.00E+10 N/m²

I_y = traagheidsmoment ponton in verticale richting

6.19 m⁴

I_{y,weg} = traagheidsmoment samengestelde pontonweg

30.95 m⁴

Bij kortdurende belastingen, als de lengte van het belastinginterval klein is t.o.v. de natuurlijke golflengte, wordt de stijfheid van de verende ondersteuning bepaald door de stijfheid van de bodem van de pontonweg. De compressibiliteit van water dient meegenomen te worden, maar blijkt hierin nauwelijks een rol te spelen (zie berekening).

De bodem van de pontons zal onder een bovenbelasting doorbuigen om deze belasting over te dragen aan het water. De doorbuiging van de plaatvelden van de bodem kan uitgedrukt worden als:

$$w_{\max} = \frac{5 \times q \times b^4}{384 \times E \times I_{\text{plaat}}}$$

q = reactiekracht water op de pontonbodem

b = breedte pontonbodem

2.5 m

a = aantal pontons in dwarsrichting

5

Veronderstel een lastspreiding over alle pontons:

$$F = a \times q \times b$$

en neem aan dat de gemiddelde doorbuiging u is, waarvoor geldt:

$$u = 0,75 \times w_{\max}$$

De algemene relatie voor de veerstijfheid van de pontonbodem is:

$$F = k \times u$$

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

Bovenstaande vergelijking kan omgeschreven worden tot:

$$k = \frac{384 \times E \times I_{\text{plaat}}}{0,75 \times 5 \times b^3}$$

$$I_{\text{plaat}} = \frac{1}{12} \times (t_{\text{plaat}})^3$$

0.001302 m³

$$t_{\text{plaat}} = 250 \text{ mm}$$

$$k = 8.53E+07 \text{ N/m}^2$$

Toevoegen van de veerstijfheid van water aan de veerstijfheid van de pontonbodem heeft weinig invloed (in geval van stalen pontons)

De veerstijfheid van water is de inverse van de compressibiliteit van water:

$$K = \frac{1}{k_{\text{water}}}$$

$$k_{\text{water}} = \text{compressibiliteit water} \quad 4.60\text{E-}10 \text{ m}^2/\text{N}$$

$$K = \frac{1}{1.15\text{E-}09} = 8.7\text{E+}08 \text{ N/m' (per pontonbreedte)}$$

Pontonbodem en water vormen in serie geschakelde veren, de gecombineerde veerstijfheid bedraagt:

$$\frac{1}{k_{\text{comb}}} = \frac{1}{k} + \frac{1}{K}$$

$$\frac{1}{k_{\text{comb}}} = \frac{1}{8.53\text{E+}07} + \frac{1}{8.7\text{E+}08} = 1.29\text{E-}08$$

$$k_{\text{comb}} = 7.77\text{E+}07 \text{ N/m}^2$$

Dit wijkt enigszins af van de veerstijfheid van alleen de pontonbodem. In de berekening van de veerstijfheid wordt zowel de invloed van het water als van het ponton meegenomen.

Met de totaal-veerstijfheid kan de natuurlijke golflengte berekend worden voor kortdurende belastingen.

$$\beta^4 = \frac{k}{4 \times E \times I_y} = \frac{7.77\text{E+}07}{1.24\text{E+}12} = 6.28\text{E-}05 \text{ m}^{-4}$$

$$\beta_{\text{kort}} = 0.0890 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda_{\text{kort}} = \frac{2 \times \pi}{\beta} = \frac{6.2832}{0.0890} = 71 \text{ m}$$

Eigen frequentie in dwarsrichting (rollen)

De rotatietraagheid J_z van 1 module bedraagt 3056.25 kgm^2

Het gewicht van 1 module bedraagt: 987.5 kN ofwel massa 8229 kg/m^3

De rotatie wordt aangenomen om het zwaartepunt van de samengestelde modules. De verschuiving van het zwaartepunt a.g.v. belastingen wordt niet meegenomen.

De rotatieveerstijfheid k_r wordt weergegeven door $0.5 \cdot L_r^2 \cdot k$.

L_r = de arm aangrijpingspunt van de weerstandbiedende kracht, afhankelijk aantal modules

k = de beddingsconstante voor "kort" of "lang".

k_{lang} = 125000 kN/m^2

k_{kort} = 7.77×10^7 kN/m^2

L_r = 2.08 m

k_{lang} = 2.71×10^5 Nm/rad

k_{kort} = 1.69×10^8 Nm/rad

Het rotatietraagheidsmoment van de samengestelde doorsnede bedraagt:

Aantal modules past binnen de opgestelde formule voor $J_{z,\text{tot}}$

Hulpvariabelen t.b.v. bepaling $J_{z,\text{tot}}$

Helpt aan modules 2.5

afgerond naar beneden 2

verschil 0.5

Het aantal modules is ONEVEN gebruik formule (1)

(1) $J_{z,\text{tot}}$ = 529604.2 kg/m^2

(2) $J_{z,\text{tot}}$ = 272442.7 kg/m^2

$T = 2 \cdot \pi \cdot (J_{z,\text{tot}}/k_r)^{0.5}$

T_{lang} = 9 s

T_{kort} = 0 s

In deze berekening is een uitdempend effect a.g.v. de koppeling van de modules in langsrichting niet meegenomen. Het is al eerder gebleken dat dit uitdempend effect zeer groot is.

Hoewel het een theoretisch geval betreft kan het in de praktijk echter niet uitgesloten worden dat in geval van tegenverkeer er een zodanige trilling optreedt dat een ongewenste situatie kan ontstaan (resonantie). Het gunstige effect van de damping hierop is hier niet verder onderzocht.

Vooralsnog is het dus NIET aan te bevelen tegenverkeer toe te laten op een drijvende weg.

Berekening verende ondersteunde buigligger

b	=	breedte pontonbodem	2.5 m
a	=	aantal pontons in dwarsrichting	5
E	=	elasticiteit pontonweg	1.00E+10 N/m ²
I _y	=	traagheidsmoment pontonweg in verticale richting	30.95 m ⁴
k _{kort}	=	8.53E+07 N/m ²	
β _{kort}	=	0.089009 m ⁻¹	
λ _{kort}	=	$\frac{2 \times \pi}{\beta}$	= $\frac{6.283185}{0.089009}$ = 71 m
k _{lang}	=	125000 N/m ²	
β _{lang}	=	0.017826 m ⁻¹	
λ _{lang}	=	$\frac{2 \times \pi}{\beta}$	= $\frac{6.283185}{0.017826}$ = 352 m
puntlast	=	1200 kN	
stootfactor	=	1.30	
belastingfactor	=	1.50	(dit is de veiligheidsfactor)
startpositie figuren	=	-50 m	de oorsprong van de figuren ligt
stapgrootte figuren	=	2.6 m	t.p.v. de puntlast

In de berekening van de doorbuiging en de helling worden de stootfactor en de belastingfactor niet meegenomen. De berekende doorbuigingen en hellingen zijn voor gebruikswaarden.

In de berekening van de momenten en dwarskrachten bij kortdurende belastingen worden de stootfactor en belastingfactor wel meegenomen. Bij langdurende belastingen wordt alleen de belastingfactor meegenomen voor de momenten en dwarskrachten.

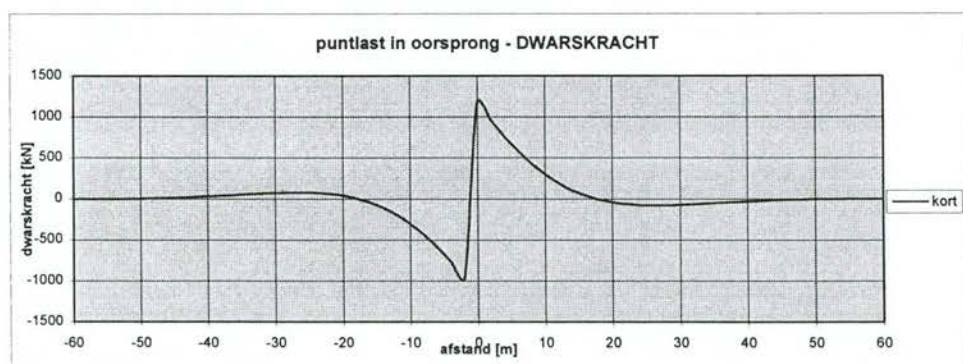
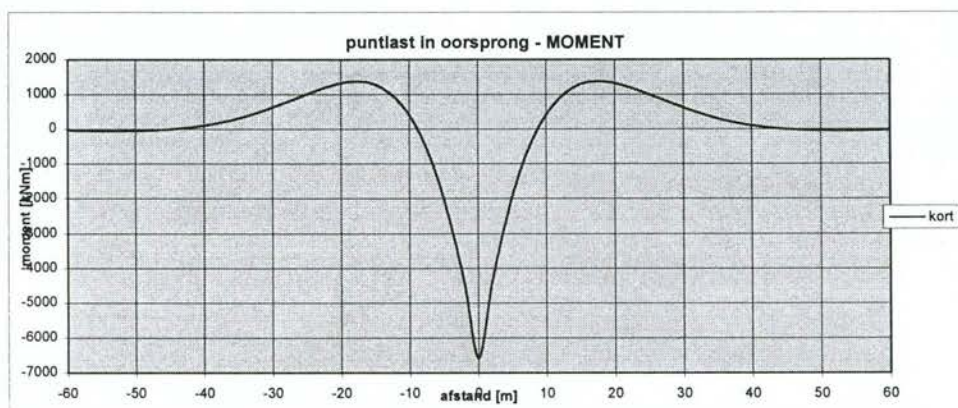
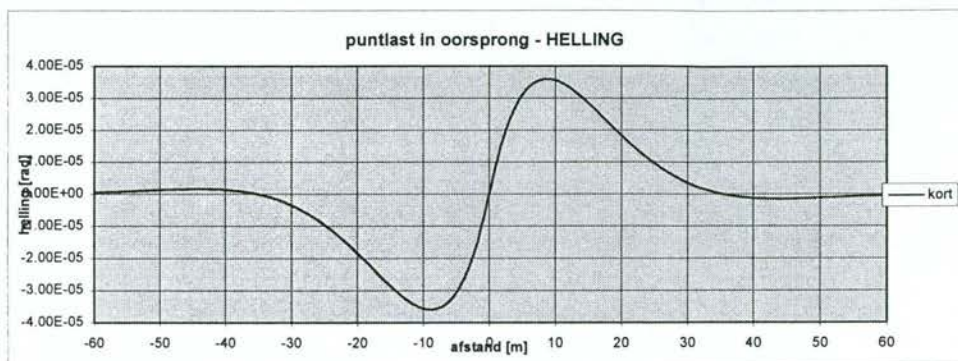
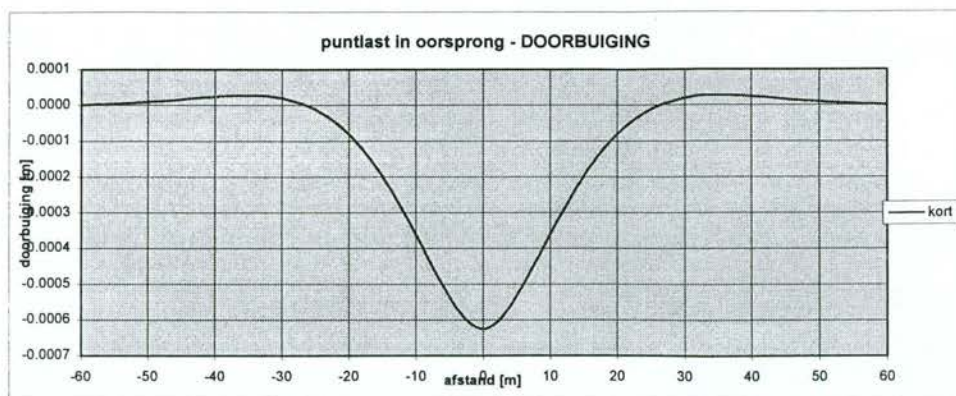
De grootte van de stootfactor is gebaseerd op de werkende lengte van het maximale negatieve moment. Voor alle varianten wordt de (ongunstige) aanname gedaan van een lengte van 40 m (gebaseerd op kortdurende belasting). De stootfactor wordt berekend met artikel A.2.12.2 van NEN 6788. Er wordt geen belastingreductiefactor toegepast!

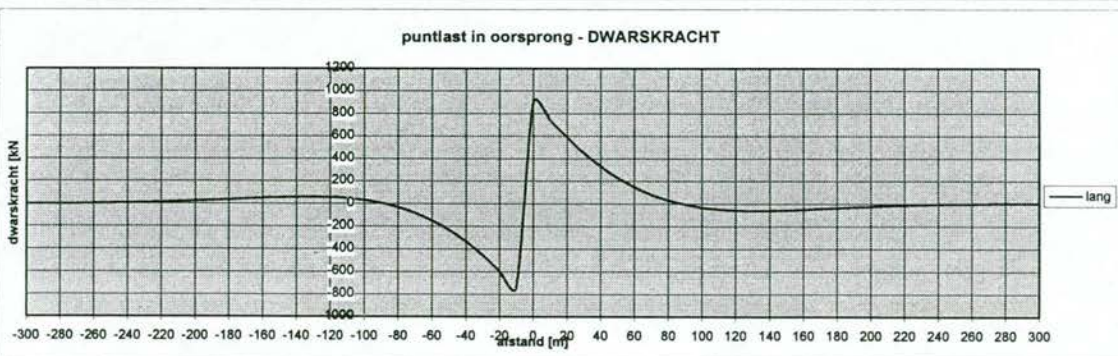
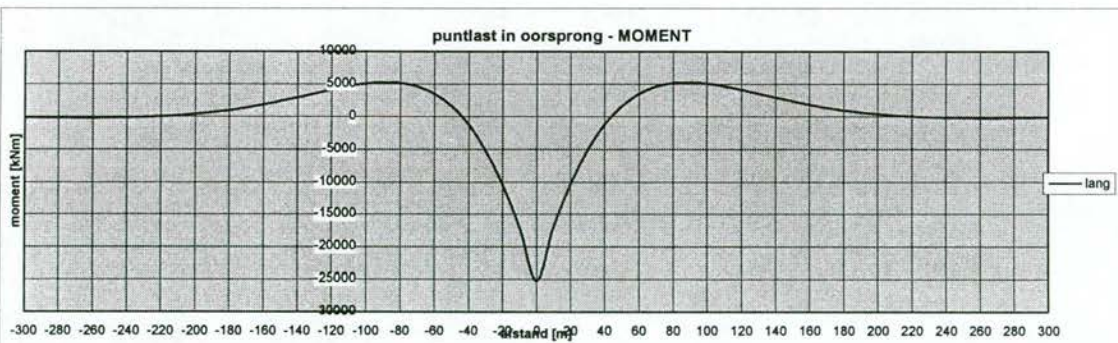
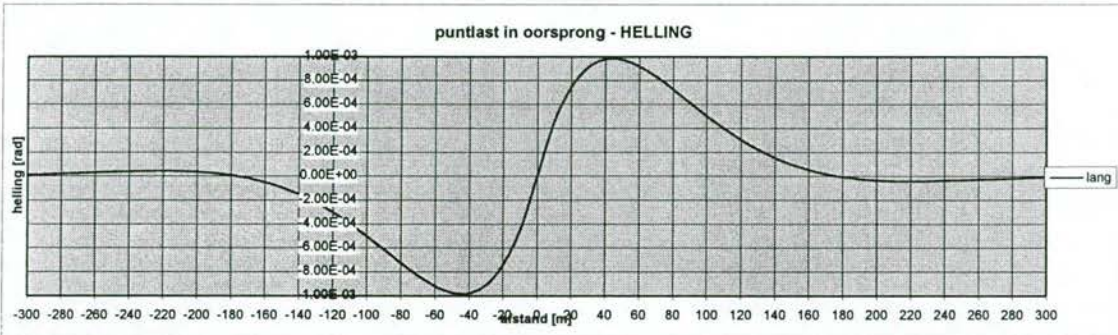
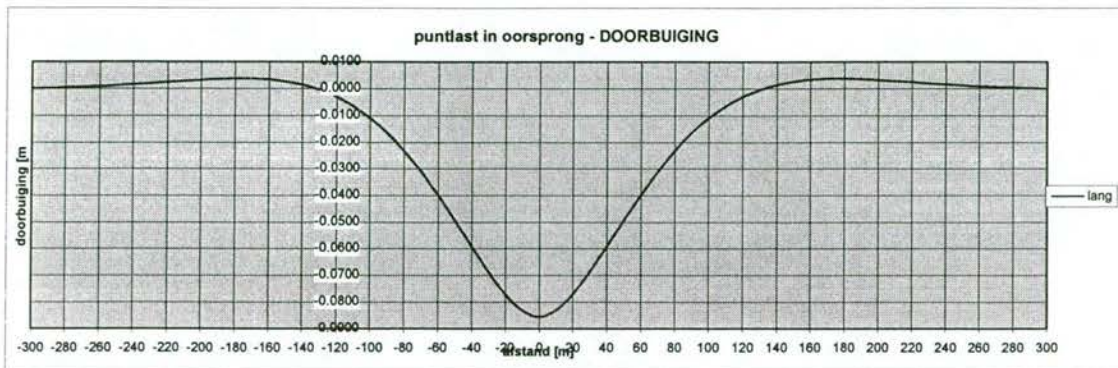
De doorbuigingen, hellingen, momenten en dwarskrachten worden gepresenteerd voor kortdurende en langdurende belastingen in dezelfde grafieken. De puntlast staat altijd ter plaatse van de oorsprong van de x-as.

De berekeningen hebben alleen betrekking op centrisc belaste pontons, effecten door excentrische belastingen (kantelen) zitten niet in deze berekeningen.

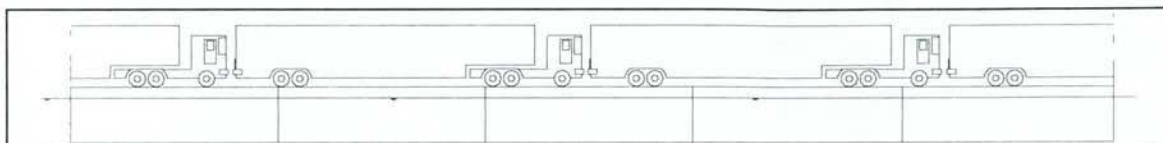
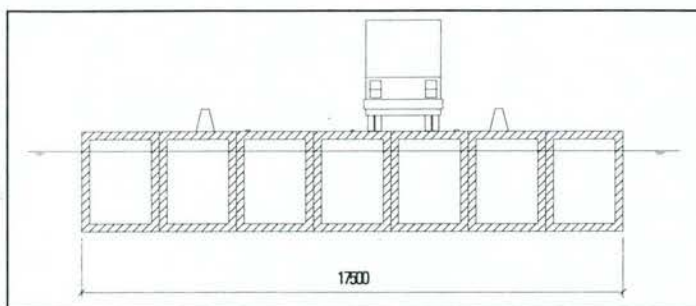
Invoer is gemarkeerd

belasting		kort	lang
doorbuiging			
	neer	-0.001 m	-0.086 m
	op	0.000 m	0.004 m
helling			
	min	0.0000 rad	-0.0010 rad
	max	0.0000 rad	0.0010 rad
moment			
	neg	-6572 kNm	-25244 kNm
	pos	1365 kNm	5242 kNm
dwarskracht			
	max	1170 kN	900 kN





VRACHTWAGEN A



Bepaling optredende dwarshelling en vrijboord onder verschillende belastingsituaties

Belastingsituatie: Serie vrachtwagens midden op rijstrook

situatie: een rij vrachtwagens achter elkaar midden op een eigen rijstrook, dus excentrisch t.o.v. de as. De last van de vrachtwagens wordt voorgesteld door een lijnlast ter grootte van het gewicht van 1 vrachtwagen gedeeld door de lengte van de vrachtwagen plus een tussenafstand, totaal 20 m. De toelaatbare scheefstand bedraagt 5%, ofwel 0.05 rad.

Door de eis van de maximale scheefstand kan het aantal benodigde modules naast elkaar worden bepaald onder de voorwaarde dat enig vrijboord overblijft.

Gewicht F	600 kN		De minimaal benodigde breedte
Lengte L	20 m		volgt uit de gelijkheid:
Excentriciteit E	1.675 m		$6 \cdot F \cdot E / B \cdot L = 1/2 \cdot H \cdot B^2 \cdot SGw$
Toelaatbare helling H	5 %		
Breedte ponton	2.5 m		
Water SGw	10 kN/m ³		
Min. Breedte B i.v.m. helling	10.64 m		
Aantal benodigde pontons	18 stuks		
Totale Breedte TB	45 m		
Gerealiseerde inzakking Sr	0.015 m	=	$6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot 2$
Gerealiseerde helling Hr	0.07 %	=	$100 \cdot 6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot TB$

Vereiste minimale wegbreedte: 11.70 m
gerealiseerde breedte voldoet u.o.v. toelaatbare dwarshelling

Eigen gewicht

Breedte	2.50 m
Hoogte	4.00 m
Lengte	12.00 m
Dikte vloer	0.25 m
Dikte dak	0.25 m
Dikte wanden	0.25 m
Gewicht Beton	25.00 kN/m ³
Belasting	987.5 kN
Belasting /m	82.3 kN/m ponton
Totale belasting	87.2 kN/m, ponton

Overig gewicht

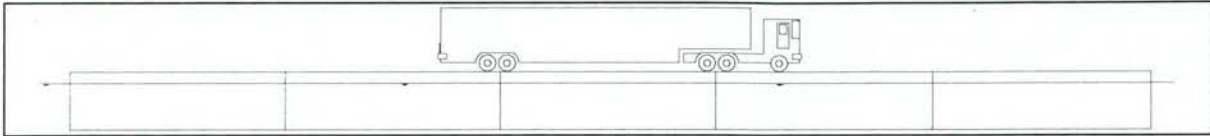
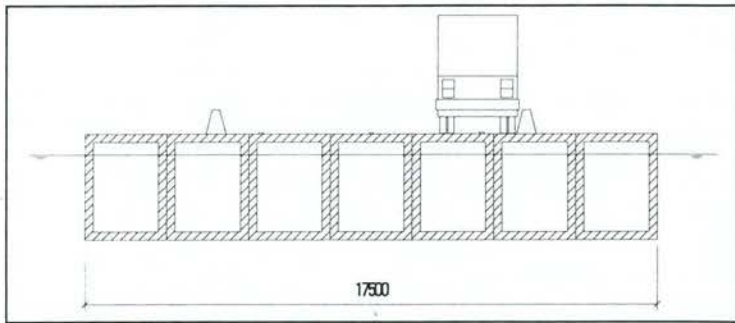
Meubilair	2
Rijbaan	2.0 kN/m ²
Rijbaan breedte	9 m
Barrier	2 kN/m
Belasting wegdek	4 kN/m ²
Gesommeerd	3.2 kN/m pon.

Vrijboord

Water	10 kN/m ³
Breedte	2.50 m
Vrijboord	0.513 m
Vrijboord met dwarshelling	0.498 m

Uitgangspunt is een gewenst vrijboord van 0.5 m.

Vrachtwagen B



Bepaling optredende dwarshelling en vrijboord onder verschillende belastingsituaties

Belastingsituatie: 1 vrachtwagen tegen barrier, spreiding belasting over natuurlijke golflengte.

situatie: 1 vrachtwagen tegen barrier, dus maximaal excentrisch t.o.v. de as.

De last van de vrachtwagens wordt voorgesteld door een lijnlast ter grootte van het gewicht van 1 vrachtwagen gedeeld door de lengte van het golfdal van de natuurlijke golflengte van de constructie (zie figuren puntlast). De toelaatbare scheefstand bedraagt 5%, ofwel 0.05 rad.

Door de eis van de maximale scheefstand kan het aantal benodigde modules naast elkaar worden bepaald onder de voorwaarde dat enig vrijboord overblijft.

Gewicht F	1800 kN		De minimaal benodigde breedte volgt uit de gelijkheid:
Lengte L	260 m		$6 \cdot F \cdot E / B \cdot L = 1/2 \cdot H \cdot B^2 \cdot SGw$
Excentriciteit E	3.2 m		
Toelaatbare helling H	5 %		Uitgegaan van "lang", vrachtwagen staat stil inclusief hulpvoertuigen daarom 1800 kN.
Breedte ponton	2.5 m		
Water SGw	10 kN/m ³		

Min. Breedte B i.v.m. helling	8.10 m		
Aantal benodigde pontons	13 stuks		
Totale Breedte TB	32.5 m		
Gerealiseerde inzakking Sr	0.013 m	=	$6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot 2$
Gerealiseerde helling Hr	0.08 %	=	$100 \cdot 6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot TB$

Vereiste minimale wegbreedte: 11.70 m
gerealiseerde breedte voldoet u.o.v. toelaatbare dwarshelling

Eigen gewicht

Breedte	2.50 m
Hoogte	4.00 m
Lengte	12.00 m
Dikte vloer	0.25 m
Dikte dak	0.25 m
Dikte wanden	0.25 m
Gewicht Beton	25.00 kN/m ³
Belasting	987.5 kN
Belasting /m	82.3 kN/m ponton
Totale belasting	87.3 kN/m, ponton

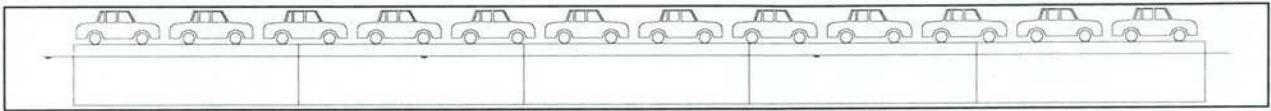
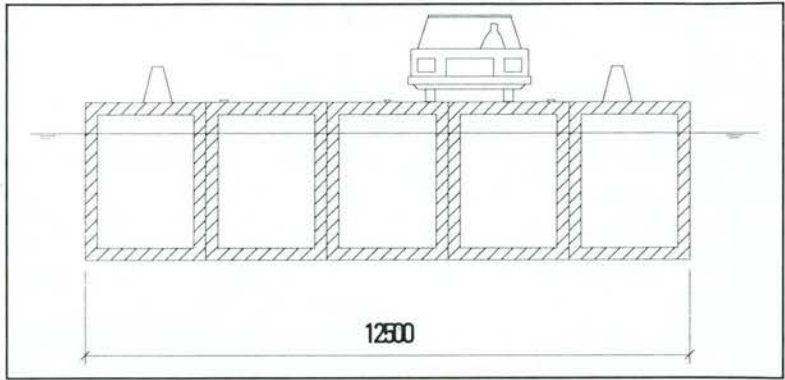
Overig gewicht

Meubilair	2
Rijbaan	2.0 kN/m ²
Rijbaan breedte	9 m
Barrier	2 kN/m
Belasting wegdek	4 kN/m ²
Gesommeerd	4.5 kN/m pon.

Vrijboord

Water	10 kN/m ³
Breedte	2.50 m
Vrijboord	0.509 m
Vrijboord met dwarshelling	0.496 m
Uitgangspunt is een gewenst vrijboord van 0.5 m.	

AUTO A



Bepaling optredende dwarshelling en vrijboord onder verschillende belastingsituaties

Belastingssituatie: Serie auto's midden op rijstrook

situatie: een rij auto's achter elkaar midden op een eigen rijstrook, dus excentrisch t.o.v. de as.
De last van de auto's wordt voorgesteld door een lijnlast ter grootte van het gewicht van 1 auto gedeeld door de lengte van de auto plus een tussenafstand, totaal 15 m.

De toelaatbare scheefstand bedraagt 5%, ofwel 0.05 rad.

Door de eis van de maximale scheefstand kan het aantal benodigde modules naast elkaar worden bepaald onder de voorwaarde dat enig vrijboord overblijft.

Gewicht F	300 kN		De minimaal benodigde breedte
Lengte L	15 m		volgt uit de gelijkheid:
Excentriciteit E	1.425 m		$6 \cdot F \cdot E / B \cdot L = 1/2 \cdot H \cdot B^2 \cdot SGw$
Toelaatbare helling H	5 %		
Breedte ponton	2.5 m		
Water SGw	10 kN/m ³		
Min. Breedte B i.v.m. helling	8.81 m		
Aantal benodigde pontons	16 stuks		
Totale Breedte TB	40 m		
Gerealiseerde inzakking Sr	0.011 m	=	$6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot 2$
Gerealiseerde helling Hr	0.05 %	=	$100 \cdot 6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot TB$

Vereiste minimale wegbreedte: 9.70 m

gerealiseerde breedte voldoet u.o.v. toelaatbare dwarshelling

Eigen gewicht

Breedte	2.50 m
Hoogte	4.00 m
Lengte	12.00 m
Dikte vloer	0.25 m
Dikte dak	0.25 m
Dikte wanden	0.25 m
Gewicht Beton	25.00 kN/m ³
Belasting	987.5 kN
Belasting /m	82.3 kN/m ponton
Totale belasting	<u>87.2</u> kN/m, ponton

Overig gewicht

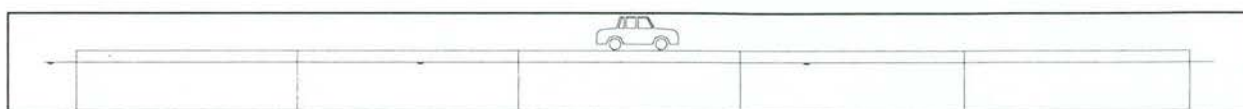
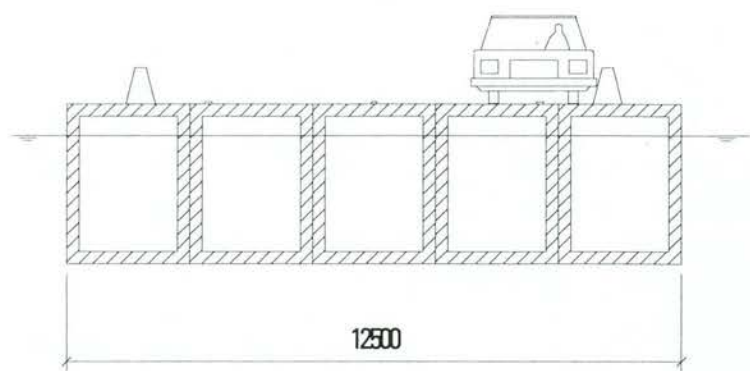
Meubilair	2
Rijbaan	2.0 kN/m ²
Rijbaan breedte	9 m
Barrier	2 kN/m
Belasting wegdek	4 kN/m ²
Gesommeerd	3.6 kN/m pon.

Vrijboord

Water	10 kN/m ³
Breedte	2.50 m
Vrijboord	0.513 m
Vrijboord met dwarshelling	0.503 m

Uitgangspunt is een gewenst vrijboord van 0.5 m.

Auto B



Bepaling optredende dwarshelling en vrijboord onder verschillende belastingsituaties

Belasting situatie: 1 auto tegen barrier

situatie: 1 auto met maximale excentriciteit t.o.v. de as, dus tegen de barrier.

De last van de auto wordt voorgesteld door een lijnlast ter grootte van het gewicht van de auto gedeeld door de lengte van het golfdal van de natuurlijke golflengte van de constructie (zie figuren puntlast). De toelaatbare scheefstand bedraagt 5%, ofwel 0.05 rad.

Door de eis van de maximale scheefstand kan het aantal benodigde modules naast elkaar worden bepaald onder de voorwaarde dat enig vrijboord overblijft.

Gewicht F	900 kN		De minimaal benodigde breedte
Lengte L	40 m		volgt uit de gelijkheid:
Excentriciteit E	2.2 m		$6 \cdot F \cdot E / B \cdot L = 1/2 \cdot H \cdot B^2 \cdot SGw$
Toelaatbare helling H	5 %		Uitgegaan van "lang", auto staat stil.
Breedte ponton	2.5 m		inclusief hulpvoertuigen daarom 900 kN
Water SGw	10 kN/m ³		

Min. Breedte B i.v.m. helling	10.59 m		
Aantal benodigde pontons	17 stuks		
Totale Breedte TB	42.5 m		
Gerealiseerde inzakking Sr	0.016 m	=	$6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot 2$
Gerealiseerde helling Hr	0.08 %	=	$100 \cdot 6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot TB$

Vereiste minimale wegbreedte: 9.70 m

gerealiseerde breedte voldoet u.o.v. toelaatbare dwarshelling

Eigen gewicht

Breedte	2.50 m
Hoogte	4.00 m
Lengte	12.00 m
Dikte vloer	0.25 m
Dikte dak	0.25 m
Dikte wanden	0.25 m
Gewicht Beton	25.00 kN/m ³
Belasting	987.5 kN
Belasting /m	82.3 kN/m ponton
Totale belasting	87.0 kN/m, ponton

Overig gewicht

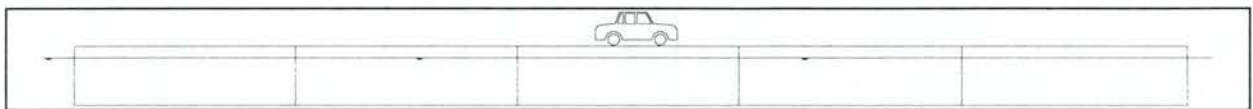
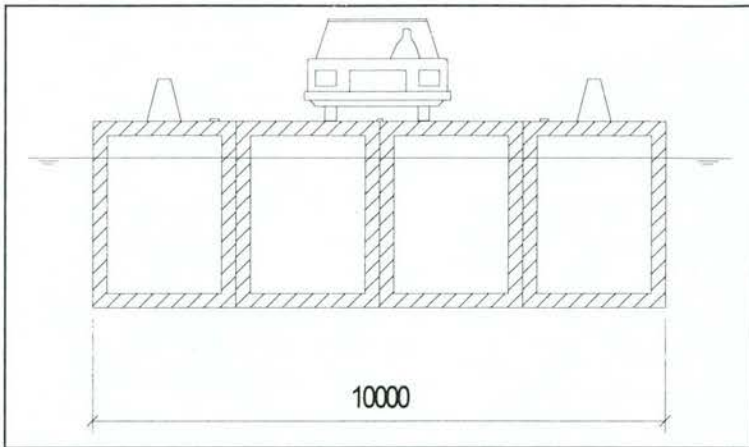
Meubilair	2
Rijbaan	2.0 kN/m ²
Rijbaan breedte	9 m
Barrier	2 kN/m
Belasting wegdek	4 kN/m ²
Gesommeerd	3.4 kN/m pon.

Vrijboord

Water	10 kN/m ³
Breedte	2.50 m
Vrijboord	0.519 m
Vrijboord met dwarshelling	0.502 m

Uitgangspunt is een gewenst vrijboord van 0.5 m.

FIETS A



Bepaling optredende dwarshelling en vrijboord onder verschillende belastingsituaties

Belastingssituatie: Serie fietsers midden op rijstrook, aangehouden wordt 1 voertuig op de weg.

situatie: een rij auto's achter elkaar midden op een eigen rijstrook, dus excentrisch t.o.v. de as.
De last van de auto's wordt voorgesteld door een lijnlast ter grootte van het gewicht van 1 auto gedeeld door de lengte van de auto plus een tussenafstand, totaal 15 m.

De toelaatbare scheefstand bedraagt 5%, ofwel 0.05 rad.

Door de eis van de maximale scheefstand kan het aantal benodigde modules naast elkaar worden bepaald onder de voorwaarde dat enig vrijboord overblijft.

Gewicht F	300 kN		De minimaal benodigde breedte
Lengte L	15 m		volgt uit de gelijkheid:
Excentriciteit E	0.5 m		$6 \cdot F \cdot E / B \cdot L = 1/2 \cdot H \cdot B^2 \cdot SGw$
Toelaatbare helling H	5 %		
Breedte ponton	2.5 m		
Water SGw	10 kN/m ³		
Min. Breedte B i.v.m. helling	6.21 m		
Aantal benodigde pontons	15 stuks		
Totale Breedte TB	37.5 m		
Gerealiseerde inzakking Sr	0.004 m	=	$6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot 2$
Gerealiseerde helling Hr	0.02 %	=	$100 \cdot 6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot TB$

Vereiste minimale wegbreedte: 5.65 m

gerealiseerde breedte voldoet u.o.v. toelaatbare dwarshelling

Eigen gewicht

Breedte	2.50 m
Hoogte	4.00 m
Lengte	12.00 m
Dikte vloer	0.25 m
Dikte dak	0.25 m
Dikte wanden	0.25 m
Gewicht Beton	25.00 kN/m ³
Belasting	987.5 kN
Belasting /m	82.3 kN/m ponton
Totale belasting	87.5 kN/m, ponton

Overig gewicht

Meubilair	2
Rijbaan	2.0 kN/m ²
Rijbaan breedte	9 m
Barrier	2 kN/m
Belasting wegdek	4 kN/m ²
Gesommeerd	3.9 kN/m pon.

Vrijboord

Water	10 kN/m ³
Breedte	2.50 m
Vrijboord	0.500 m
Vrijboord met dwarshelling	0.496 m

Uitgangspunt is een gewenst vrijboord van 0.5 m.

Bepaling optredende dwarshelling en vrijboord onder verschillende belastingsituaties

Belastingsituatie: Serie fietsers midden op rijstrook, aangehouden wordt 1 voertuig op de weg, inclusief een aantal hulpvoertuigen.

situatie: een rij auto's achter elkaar midden op een eigen rijstrook, met maximale excentriciteit t.o.v. de as. De last van de auto's wordt voorgesteld door een lijnlast ter grootte van het gewicht van 1 auto gedeeld door de lengte van de auto plus een tussenafstand, totaal 40 m.

De toelaatbare scheefstand bedraagt 5%, ofwel 0.05 rad.

Door de eis van de maximale scheefstand kan het aantal benodigde modules naast elkaar worden bepaald onder de voorwaarde dat enig vrijboord overblijft.

Gewicht F	600 kN	De minimaal benodigde breedte volgt uit de gelijkheid: $6 \cdot F \cdot E / B \cdot L = 1/2 \cdot H \cdot B^2 \cdot SGw$ Uitgegaan van "lang", auto staat stil. inclusief hulpvoertuigen daarom 600 kN
Lengte L	40 m	
Excentriciteit E	0.775 m	
Toelaatbare helling H	5 %	
Breedte ponton	2.5 m	
Water SGw	10 kN/m ³	

Min. Breedte B i.v.m. helling	6.53 m	
Aantal benodigde pontons	15 stuks	
Totale Breedte TB	37.5 m	
Gerealiseerde inzakking Sr	0.005 m	= $6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot 2$
Gerealiseerde helling Hr	0.03 %	= $100 \cdot 6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot TB$

Vereiste minimale wegbreedte: 5.65 m
 gerealiseerde breedte voldoet u.o.v. toelaatbare dwarshelling

Eigen gewicht

Breedte	2.50 m
Hoogte	4.00 m
Lengte	12.00 m
Dikte vloer	0.25 m
Dikte dak	0.25 m
Dikte wanden	0.25 m
Gewicht Beton	25.00 kN/m ³

Overig gewicht

Meubilair	2
Rijbaan	2.0 kN/m ²
Rijbaan breedte	9 m
Barrier	2 kN/m
Belasting wegdek	4 kN/m ²
Gesommeerd	3.9 kN/m pon.

Belasting	987.5 kN
Belasting /m	82.3 kN/m ponton

Totale belasting **87.2** kN/m, ponton

Vrijboord

Water	10 kN/m ³
Breedte	2.50 m
Vrijboord	0.514 m
Vrijboord met dwarshelling	0.509 m
Uitgangspunt is een gewenst vrijboord van 0.5 m.	

Bepaling optredende dwarshelling en vrijboord onder verschillende belastingsituaties

Belastingsituatie: Serie vrachtwagens midden op rijstrook, variant met brugmodules

situatie: een rij vrachtwagens achter elkaar midden op een eigen rijstrook, dus excentrisch t.o.v. de as. De last van de vrachtwagens wordt voorgesteld door een lijnlast ter grootte van het gewicht van 1 vrachtwagen gedeeld door de lengte van de vrachtwagen plus een tussenafstand, totaal 20 m. De toelaatbare scheefstand bedraagt 5%, ofwel 0.05 rad.

Door de eis van de maximale scheefstand kan het aantal benodigde modules naast elkaar worden bepaald onder de voorwaarde dat enig vrijboord overblijft.

hoh-afstand brugmodules	24 m		
tot. lengte modules in lengtericht	12		
Gewicht F	600 kN		De minimaal benodigde breedte
Lengte L	20 m		volgt uit de gelijkheid:
Excentriciteit E	1.675 m		$6 \cdot F \cdot E / B \cdot L = 1/2 \cdot H \cdot B^2 \cdot SGw$
Toelaatbare helling H	5 %		
Breedte ponton	2.5 m		
Water SGw	10 kN/m ³		
Min. Breedte B i.v.m. helling	13.41 m		
Aantal benodigde pontons	56 stuks		
Totale Breedte TB	140 m		
Gerealiseerde inzakking Sr	0.002 m	=	$6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot 2$
Gerealiseerde helling Hr	0.00 %	=	$100 \cdot 6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot TB$

Vereiste minimale wegbreedte: 11.70 m

gerealiseerde breedte voldoet u.o.v. toelaatbare dwarshelling

Eigen gewicht

Breedte	2.50 m
Hoogte	4.00 m
Lengte	12.00 m
Dikte vloer	0.25 m
Dikte dak	0.25 m
Dikte wanden	0.25 m
Gewicht Beton	25.00 kN/m ³

Overig gewicht

Meubilair	2
Rijbaan	2.0 kN/m ²
Rijbaan breedte	9 m
Barrier	2 kN/m
Liggers	6 kN/m ²
wegbelasting	4 kN/m ²
last wagen	30 kN

Belasting	987.5 kN
Belasting /m	82.3 kN/m ponton

totaal	2.5 kN
Per brugmodule	61 kN
Per brugmodule/m	5.1 kN

Totale belasting **87.4** kN/m

Vrijboord

Water	10 kN/m ³
Breedte	2.50 m
Vrijboord	0.505 m
Vrijboord met dwarshelling	0.504 m

Indien de belasting door de brugliggers niet wordt meegenomen resulteert een aantal modules gelijk aan het dubbele van de continu ondersteunde variant. Hiermee is meteen duidelijk dat de continu ondersteunde variant altijd goedkoper zal zijn. De brugvariant wordt derhalve verder niet meegenomen.

Bepaling optredende dwarshelling en vrijboord onder verschillende belastingsituaties

Belastingsituatie: Serie auto's midden op rijstrook, variant met brugmodules

situatie: een rij auto's achter elkaar midden op een eigen rijstrook, dus excentrisch t.o.v. de as.
De last van de auto's wordt voorgesteld door een lijnlast ter grootte van het gewicht van 1 auto gedeeld door de lengte van de auto plus een tussenafstand, totaal 15 m.

De toelaatbare scheefstand bedraagt 5%, ofwel 0.05 rad.

Door de eis van de maximale scheefstand kan het aantal benodigde modules naast elkaar worden bepaald, onder de voorwaarde dat enig vrijboord overblijft.

hoh-afstand brugmodules	24 m		
tot. lengte modules in lengtericht	12		
Gewicht F	300 kN		De minimaal benodigde breedte
Lengte L	15 m		volgt uit de gelijkheid:
Excentriciteit E	1.425 m		$6 \cdot F \cdot E / B \cdot L = 1/2 \cdot H \cdot B^2 \cdot SGw$
Toelaatbare helling H	5 %		
Breedte ponton	2.5 m		
Water SGw	10 kN/m ³		
Min. Breedte B i.v.m. helling	11.10 m		
Aantal benodigde pontons	50 stuks		
Totale Breedte TB	125 m		
Gerealiseerde inzakking Sr	0.001 m	=	$6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot 2$
Gerealiseerde helling Hr	0.00 %	=	$100 \cdot 6 \cdot F \cdot E / (1/2 \cdot SGw \cdot B^2 \cdot L) \cdot TB$

Vereiste minimale wegbreedte: 11.70 m

gerealiseerde breedte voldoet u.o.v. toelaatbare dwarshelling

Eigen gewicht

Breedte	2.50 m
Hoogte	4.00 m
Lengte	12.00 m
Dikte vloer	0.25 m
Dikte dak	0.25 m
Dikte wanden	0.25 m
Gewicht Beton	25.00 kN/m ³

Overig gewicht

Meubilair	2
Rijbaan	2.0 kN/m ²
Rijbaan breedte	9 m
Barrier	2 kN/m
Liggers	6 kN/m ²
wegbelasting	4 kN/m ²
last wagen	20 kN

Belasting	987.5 kN
Belasting /m	82.3 kN/m ponton

totaal	2.6 kN
Per brugmodule	63 kN
Per brugmodule/m	5.3 kN

Totale belasting **87.6 kN/m**

Vrijboord

Water	10 kN/m ³
Breedte	2.50 m
Vrijboord	0.497 m
Vrijboord met dwarshelling	0.496 m

Indien de belasting door de brugliggers niet wordt meegenomen resulteert een aantal modules gelijk aan het dubbele van de continu ondersteunde variant. Hiermee is meteen duidelijk dat de continu ondersteunde variant altijd goedkoper zal zijn. De brugvariant wordt derhalve verder niet meegenomen.

Dimensionering koppelingen

Op basis maximaal moment uit de puntlastberekening en gegevens modules

Mmax = -25244 kNm
arm = 5 m (arm tussen 2 pennen)

Afgeschat extra moment door bijkomende 4 kN/m^2 .
-30000 kNm

Fpen = 1381 kN (9 modulus, 8 sneden)
tussenafstand tussen 2 modules = 0.3 m
moment op 1 pen = 414 kNm
sigma = 240 N/mm^2
Wbenodigd = 1726388 mm^3
D = 260 mm

Dgekozen = 275 mm

De diameter van de pen is groot, er zal veel aandacht besteed moeten worden aan de krachtsinleiding in het beton.

Het idee is om de ronde pen te monteren op een stalen plaat van 1 m^2 met een dikte van 0.05 m en deze op te nemen in het beton.

De totale massa van 1 koppeling bedraagt: 600 kg

Voorspanning in modules

Gerekend met bovenzijde en onderzijde voor momentopname:

Trek op beton circa: 3 N/mm^2 (inclusief marge voor altijd druk)

Reken 1000 kN per kabel (FeP 1860, 7 strengen per kabel).

Benodigd aantal kabels niet afgerond: 1.88

Benodigd aantal kabels: 2 stuks boven en onder.

massa: 5.5 kg/m

Wapening

Aangehouden 12-150 kruisnet 2 binnen en buitenzijde.

Ter plaatse van koppelingen veel meer wapening benodigd.

Staaft rond 12 weegt 0.9 kg/m

Hoeveelheid wapeningsstaal: 60 kg/m^3 (rond 12-150 levert ongeveer 50 kg/m^3 , extra i.v.m. koppelingen)

Berekening verankering

b	=	breedte standaardponton	2.5 m
a	=	aantal pontons in dwarsrichting	X
d	=	diepgang ponton (hoogte onder waterspiegel)	X m
q_{wi}	=	stuwdruk wind	X kN/m
v_{wa}	=	stroomsnelheid water	1.5 m/s
ρ_{wa}	=	dichtheid water	1000 kg/m ³
C_d	=	vormfactor stromingsdruk	2
C_f	=	vormfactor stromingswrijving (aangroei !)	0.1

X wordt per variant gespecificeerd

De stromingsdruk q_{wa} van het water tegen de pontonweg bedraagt:

$$q_{wa,d} = \frac{1}{2} \times \rho_{wa} \times v_{wa}^2 \times C_d \times d \times 0,001 \quad \text{kN/m}$$

Wrijving van het stromende water langs de pontonbodem bedraagt:

$$q_{wa,f} = \frac{1}{2} \times \rho_{wa} \times v_{wa}^2 \times C_f \times (b \times a) \times 0,001 \quad \text{kN/m}$$

De totale horizontale belasting op de pontonweg zal bestaan uit:

$$q_{hor} = q_{wi} + q_{wa,d} + q_{wa,f}$$

Voor de verschillende varianten gelden de volgende waarden voor de horizontale belasting :

variant 1 fiets/voetgangersverkeer

a	=	2	
d	=	1.50 m	
q_{wi}	=	4.50 kN/m	belasting horizontaal
$q_{wa,d}$	=	3.38 kN/m	$q_{hor} =$ 8.4 kN/m
$q_{wa,f}$	=	0.56 kN/m	

variant 2 personenwagenverkeer

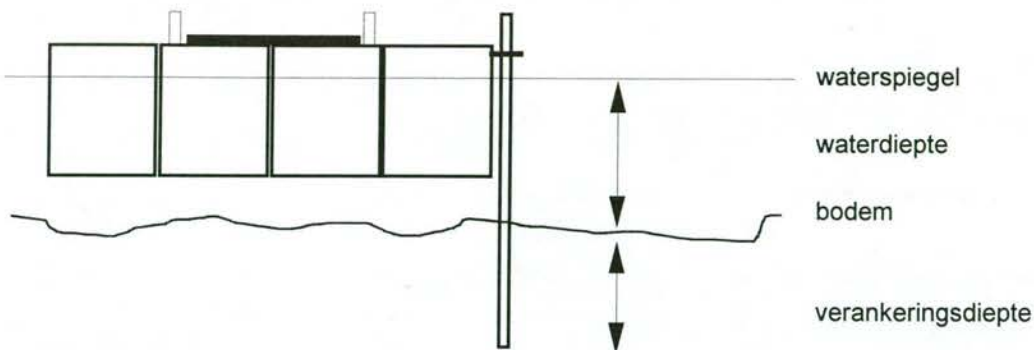
a	=	4	
d	=	2.50 m	
q_{wi}	=	7.00 kN/m	belasting horizontaal
$q_{wa,d}$	=	5.63 kN/m	$q_{hor} =$ 13.8 kN/m
$q_{wa,f}$	=	1.13 kN/m	

variant 3 vrachtwagenverkeer

a	=	6	
d	=	4.00 m	
q_{wi}	=	7.00 kN/m	belasting horizontaal
$q_{wa,d}$	=	9.00 kN/m	$q_{hor} =$ 17.7 kN/m
$q_{wa,f}$	=	1.69 kN/m	

De verankering van de pontonweg kan op verschillende manieren tot stand gebracht worden. Voorgesteld wordt een verankering met spud-palen die direct aan de pontonweg gekoppeld worden (maar met verticale bewegingsvrijheid). Voor de koppeling van de spud-palen worden de op de pontons aanwezige koppelingen gebruikt.

De spudpalen worden enkelzijdig naast de pontonweg geplaatst (zie figuur)



De verankering met de spud-palen kan alleen plaatsvinden ter plaatse van de uiteinden van de pontons (daar zijn koppelingsmogelijkheden beschikbaar).

$$L = \text{lengte standaardponton} \quad 12 \text{ m}$$

De krachten per spud-paal bedragen dan:

$$F_{\text{paal}} = \gamma \times L \times q_{\text{hor}} \quad 1.5$$

$$\gamma = \text{belastingcoefficient}$$

$$\begin{aligned} \text{variant 1} &= F_{\text{paal}} = 152 \text{ kN} \\ \text{variant 2} &= 248 \text{ kN} \\ \text{variant 3} &= 318 \text{ kN} \end{aligned}$$

Onder aanname van een bodemdiepte van 1,5 x de diepgang, en een benodigde verankeringsdiepte van 0,5 x de waterdiepte + 1,5 m, kunnen de maximale momenten in de spud-palen afgeschat worden met:

$$M_{\text{paal}} = F_{\text{paal}} \times (\text{waterdiepte} + 1/3 \text{ verankeringsdiepte})$$

	waterdiepte	verankeringsdiepte
variant 1	= 2.25 m	2.63 m
variant 2	= 3.75 m	3.38 m
variant 3	= 6.00 m	4.50 m

$$\begin{aligned} \text{variant 1} &= M_{\text{paal}} = 475 \text{ kNm} \\ \text{variant 2} &= 1207 \text{ kNm} \\ \text{variant 3} &= 2388 \text{ kNm} \end{aligned}$$

De spudpalen dienen een behoorlijke diameter te hebben om te voorkomen dat ze door de grond snijden.

De paalkracht en het moment moeten in de verankeringsdiepte opgenomen worden.

$$F_{\text{paal}} + M_{\text{paal}} / (l^2/3 \text{ verankeringsdiepte}) = \text{buisdiameter} \times l^2/2 \text{ verankeringsdiepte} \times l^2/2 \times \text{gronddruk}$$

Voor de gronddruk wordt aangenomen 1.0 N/mm^2

Terugrekenend kan voor elke variant een minimale buisdiameter bepaald worden:

	diameter
variant 1	= 0.643 m
variant 2	= 0.926 m
variant 3	= 0.987 m

	praktische diameter	wanddikte	W_{paal}	A_{paal}
variant 1	= 650 mm	15 mm	4.64E+06 mm ³	29924 mm ²
variant 2	= 930 mm	20 mm	1.27E+07 mm ³	57177 mm ²
variant 3	= 990 mm	20 mm	1.45E+07 mm ³	60947 mm ²

De wat grote wanddiktes bevatten gelijk een corrossietoeslag.

De optredende spanningen bedragen:

σ	$= M_{\text{paal}} \times 1e6 / W_{\text{paal}}$
σ	
variant 1	= 102 N/mm ²
variant 2	= 95 N/mm ²
variant 3	= 165 N/mm ²

	lengte paal	massa paal	alle palen enkelzijdig
variant 1	= 5.9 m	1380 kg	h.o.h. 12 m
variant 2	= 8.1 m	3647 kg	
variant 3	= 11.5 m	5502 kg	

Materiaalprijzen

beton gestort	300 fl./m ³
wapeningsstaal	1.7 fl./kg
staal	10 fl./kg
voorspanstaal	3 fl./kg
transport	3000 fl/dag
montage dmv duwboot	150 fl/uur
bekisting	300 fl/m ²
schuim	250 fl/m ³

Hoeveelheden per module

beton:		39.5 m ³
wapeningsstaal:	60 kg/m ³ ofwel	2370 kg/module
koppelingen	600 kg per stuk	
aantal per module	12	7200 kg/module
voorspanstaal		
aantal kabels	4	
lengte	12 m	
massa	5.5 kg/m	
totaal		264 kg/module
bekisting		
		150 m ²
inhoud module voor hoeveelheid schuim		
		80 m ³

transport modules
stel 3 modules per dag worden getransporteerd per vrachtwagen.

Kosten

beton	11850
wapening	4029
voorspanning	792
koppelingen	72000
bekisting	4500 (per bekistingset 10 modules)
schuim	20000
transport	1000

kosten op basis 0.5 m vrijboord

totaal met schuim		114171 fl./module	
ofwel		3806 fl./m²	
voor v.w. (12.5 m)	45	171257 fl./m	18 modules
voor auto (10 m)	40	152228 fl./m	17 modules
voor fiets (7.5 m)	37.5	142714 fl./m	15 modules

totaal zonder schuim		94171 fl./module	
ofwel		3139 fl./m²	
voor v.w. (12.5 m)	45	141257 fl./m	18 modules
voor auto (10 m)	40	125561 fl./m	17 modules
voor fiets (7.5 m)	37.5	117714 fl./m	15 modules

kosten op basis 0.4 m vrijboord

totaal met schuim		624555.4 fl./module	
ofwel		20819 fl./m²	
voor v.w. (12.5 m)	32.5	123685 fl./m	13 modules
voor auto (10 m)	30	114171 fl./m	12 modules
voor fiets (7.5 m)	27.5	104657 fl./m	11 modules

totaal zonder schuim		498994 fl./module	
ofwel		16633 fl./m²	
voor v.w. (12.5 m)	32.5	102019 fl./m	13 modules
voor auto (10 m)	30	94171 fl./m	12 modules
voor fiets (7.5 m)	27.5	86323 fl./m	11 modules

Conclusie en opmerkingen kosten

De prijs is erg gevoelig voor de grootte en het aantal koppelingen en de grootte van het gewenste vrijboord.

Hetgeen niet opgenomen is in deze kostenopstelling betreft de ontwikkeling van een fabricagesysteem voor de modules op basis van een lange-bank-systeem.

De montage is niet apart opgenomen. E.e.a. is verwerkt in de prijs van het transport.

De kosten van de spudpalen zijn niet meegenomen in de kostprijsberekening.

Conclusie en opmerkingen techniek

Voor de overgang van het land naar de pontons wordt verwezen naar de berekening van de stalen variant. Het principe is dat eenmalig het aantal toe te passen modules vergroot wordt.

Belangrijk om op te merken is dat niet zonder meer gezegd kan worden of de betonnen variant haalbaar is. De eigenfrequenties wijzen op mogelijk riskante excitaties. Bij het ontwerp dient hier uitgebreid aandacht te worden gegeven.

De brugvariant levert dermate afmetingen op dat beter overgegaan kan worden op een continu ondersteunde ligger.

Om het gewenste vrijboord te halen zijn een groot aantal modules in breedterichting nodig. Nadere optimalisatie van de grootte van de modules is gewenst. Indien deze optimalisatie uitgevoerd wordt is de verwachting dat modules volgen met afmetingen conform hetgeen reeds is toegepast op andere plaatsen in de wereld. Het concept van een flexibele constructie die relatief eenvoudig te transporteren is wordt dan verlaten.

Wat dan zal resulteren is een constructie met minder wanden, derhalve minder beton en minder gewicht en dus meer vrijboord. De breedte kan dan gereduceerd worden, omdat aan het toetscriterium vrijboord altijd voldaan wordt en andere, nu minder relevante, criteria maatgevend worden.

Bijlage IV

Milieu/ Ecologie/ Hydraulische randvoorwaarden

Milieu/ Ecologie

Eisen i.v.m. opheffen barrière-werking voor :

- **Dieren**

Onderscheid moet worden gemaakt of de constructie tijdelijk of permanent is. Tijdelijk is in deze context een relatief begrip en hangt af van de locatie (wat is de flora en fauna daar ter plaatse en hoe lopen migratie-routes). Een indicatie van tijdelijk in deze context is 2 jaar.

Indien een constructie als tijdelijk wordt aangemerkt zijn er meestal afscherpende maatregelen voor dieren nodig.

Indien een constructie als permanent wordt aangemerkt dienen er andere voorzieningen getroffen te worden. De voorzieningen met voorkeursvolgorde zijn :

- ecoduct (ellips-vormig met als kleinste afstand 15 m)
- tunnel welke helemaal onder het water doorgaat
- openingen door de drijvende waterweg heen (aandachtspunt hier is dan het geluidsniveau in de openingen).

- **Recreanten**

Uitgangspunt is dat het recreatie seizoen loopt van april t/m september.

Stel drijvende weg parallel aan oever :

afsluiten zijtakken onacceptabel; dan voorzieningen treffen voor doorvaart (indicatief) :

motorboten	:	doorvaarthoogte 2,5 - 4 m; doorvaartbreedte 6 à 7 m
surfers	:	doorvaarthoogte minstens 5 m; doorvaartbreedte 6 à 7 m
zeilboten	:	doorvaarthoogte minstens 12 m; doorvaartbreedte 6 à 7 m
zwemmers	:	er dienen zogenaamde opstapplaatsen aanwezig te zijn (om de 100 à 200 m)

Bovenstaande waarden gelden ook voor drijvende weg loodrecht op oever.

Indien het geconcretiseerd gaat worden dient de CVB geraadpleegd te worden (CVB staat voor Commissie Vaarweg Beheerders).

- **Beroepsvaart**

Afsluiten zijtakken onacceptabel; dus voorzieningen treffen voor doorvaart.

Doorvaart parallel aan de oever in principe niet hinderen.

Aandachtspunten voor zowel een drijvende weg loodrecht als parallel aan de oever zijn :

- zichthinder (locatie-afhankelijk)
- radarverstoring (locatie-afhankelijk).

Minimale vrije ruimte (doorgangen) onder de drijvende weg i.v.m. ontgroning/loskomen bodemverontreiniging

De vraag die hier beantwoord moet worden is wanneer krijg je sedimentverplaatsing. Sedimentverplaatsing hangt af van de stroomsnelheid ter plekke. Dus de dwarsdoorsnede van het doorstroomprofiel, de huidige stroomsnelheden en de doorsnede van de toekomstige constructie moeten bekend zijn voor de berekening van de verandering van de stroomsnelheid.

Minimale vrije ruimte naast de drijvende weg i.v.m. leefmilieu dieren

Voor de minimale vrije ruimte naast de drijvende weg zijn in het algemeen geen eisen te geven en gelden de zaken welke ook vermeld staan voor eisen i.v.m. opheffen barrière-werking voor dieren. Namelijk, onderscheid moet worden gemaakt of de constructie tijdelijk of permanent is. Tijdelijk is in deze context een relatief begrip en hangt af van de locatie (wat is de flora en fauna daar ter plaatse en hoe lopen migratie-routes). Een indicatie van tijdelijk in deze context is 2 jaar.

Eisen aan wateropvang / lozing op oppervlakte water

Momenteel zijn er nog geen eisen. Praktijk nu is dat het ter plekke wordt bekeken wat wel en niet kan. Er kan nu van worden uitgegaan dat het run-off water in geval van een tijdelijke constructie gewoon naar het oppervlakte water afgevoerd kan worden (m.b.t. waterwingebieden moet een slag om de arm gehouden worden).

Momenteel worden er echter CIW-aanbevelingen (Commissie Intergraal Waterbeheer) opgesteld. Einde dit jaar is dit afgerond. Concept juli/augustus klaar. Tegen die tijd checken of er relevante zaken tussen zitten; naar het zich laat aanzien zal dit niet zo zijn voor een tijdelijke constructie; bovendien blijven het aanbevelingen.

Eisen aan olie-opvang bij calamiteiten

Hieromtrent zijn geen eisen. Wel dient er een calamiteitenplan aanwezig te zijn zodat adequaat opgetreden kan worden bij calamiteiten en de schade beperkt kan worden gehouden.

Minimale afstand drijvende weg tot oevers i.v.m. onderhoud

Locatie- en constructieafhankelijk.

Eisen aan te gebruiken materialen

De voorkeurslijst hier is :

- hout (dit is een vernieuwbare grondstof)
- beton (categorie 1 bouwstof waardoor gebruik weinig problemen geeft; er kunnen bovendien veel secundaire materialen inzitten als betongranulaat en staalslakken)
- staal (goed her te gebruiken)
- aluminium (goed her te gebruiken; vraagt echter zeer veel energie waardoor afbraak tropisch bos wordt bespoedigd)
- PE (kost zeer veel energie).

Eisen i.v.m. geluidsbelasting door verkeer en golven

In principe dient elke oplossing te voldoen aan de eisen, gesteld in de wet geluidhinder. Dit betekent dat het geluidsniveau aan de gevel niet hoger mag zijn dan 50 dB(A). Het is niet mogelijk dit eenduidig te vertalen naar een eis aan de weg. De eisen aan de geluidsproductie van de weg zijn sterk afhankelijk van de locatie van de weg.

In stedelijk gebied zullen veel eerder maatregelen nodig zijn aan de weg (stil wegdek en/of geluidsschermen) dan in landelijk gebied. In deze laatste situatie kan vaak worden volstaan met isolerende voorzieningen aan een enkele woning. De definitieve invulling van maatregelen m.b.t. geluid is dus pas te geven als de locatie van de weg bekend is.

Eisen aan dooizouten

Doelstelling is het zoveel mogelijk beschikbaar houden c.q. berijdbaar houden van de weg bij een zekeren faalkans. Het gebruikte dooimiddel is een gegeven. Vaak zullen dit zouten zijn. Voor de run-off van zouten van een tijdelijke constructie naar het oppervlakte water worden momenteel geen problemen voorzien (m.b.t. waterwingebieden moet een slag om de arm gehouden worden). Zie ook 'Eisen aan wateropvang / lozing op oppervlakte water'.

Eisen aan verwarming rijdek

Indien in het wegdek verwarming aangebracht moet worden dan is een eerste indicatie van technische specificaties :

- afstand leidingen 25 cm
- diameter polyethyleen (cross-linked)-leidingen van 22 mm
- afstand wegdek-leidingen 8 cm; leidingen liggen vaak in de STAB-laag
- watertemperatuur in leidingen 25 à 30 °C

Eisen aan landschappelijke inpassing

Onderscheid moet worden gemaakt of de constructie tijdelijk of permanent is. Voor zowel tijdelijk als permanent geldt dat landschappelijk ingepast moet worden. Dit hangt dus van de locatie af. Er zijn geen algemene eisen te formuleren. Er moet gecheckt worden aan 'Leidraad en checklist landschappelijke inpassing hoofdwegen (P-DWW-97-59)'.

Verkenning hydraulische randvoorwaarden voor een drijvende weg

Doel van deze verkenning is om aan te geven met wat voor soort hydraulische randvoorwaarden bij een eventueel ontwerp rekening zou moeten worden gehouden.

Het water

Voor de situatie van de toekomstige weg wordt voorlopig gedacht aan twee typisch Nederlandse wateren: een scheepvaartkanaal en een meer/plas.

De drie meest voor de hand liggende belastingen voor de drijvende weg, welke specifiek van belang zijn in verband met de ligging op/in/boven het water zijn wind, windgolven, scheepsgolven en stroming.

De weg

Wat betreft het type weg, wordt er voorlopig van uitgegaan, dat het een gewone verkeersweg (klasse 60) betreft, zonder nadrukkelijke uitsluiting van enig 'standaard' personen en/of vrachtvoertuig.

De constructie

In principe is in dit stadium van het project nog een groot aantal constructieve oplossingen mogelijk voor een drijvende weg. Voor deze verkenning is slechts uitgegaan van een constructie die relatief eenvoudig is op te bouwen uit elementen of onderdelen, die over de weg per vrachtwagen kunnen worden aangevoerd. Deze kunnen dan ter plaatse te water worden gelaten en afgemonteerd tot een gebruiksklare drijvende weg.

Als materialen wordt voorlopig gedacht aan conventionele bouwmaterialen als staal, beton, kunststof of hout.

Kanaal

Als kanaal wordt uitgegaan van een rechte vaarweg met de volgende karakteristieken:

- breedte 150 m
- waterdiepte 5 m
- N-Z orientatie kanaal-as
- verticale oeversbeschoeiing ('damwand')

Meer/plas

Als meer/plas wordt uitgegaan van de typisch Hollandse veenplas met als karakteristieken:

- vorm: min of meer rond of vierkant (dwz. niet 'uitgerekt')
- 'diameter' 500 m
- waterdiepte 2 m
- oever van riet of breuksteen

Verdere uitgangspunten

In aanvulling op de gekozen karakteristieken voor kanaal en meer is een aantal aanvullende gegevens en uitgangspunten nodig. De hiertoe gekozen uitgangspunten zijn samengevat in tabel 1.

Categorie / aspect	betreft	uitgangspunt
scheepvaart	type schip	standaard motorschip
	vaarsnelheid	max. ca. 5 m/s
wind	snelheid ('kracht')	10 en 20 m/s (6 resp. 9 Beaufort)
functionele eisen weg	richting	ongunstig
	breedte	2 x 1 rijbanen á 3 m
	bewegingen vertikaal	max. versnelling 1 g
	idem, horizontaal	idem
	idem, dwarshelling	max. ?? graden
	idem, langshelling	max. ?? graden
	bruikbaarheid	min. 360 (?) dag/jaar
	onderhoud	max. 6 (?) uur
uitvoering weg	betrouwbaarheid	falen: 1 x per ?? jaar
	benodigd materieel	'standaard'
	concept	drijvend
	lengte	orde 100 á 1000 m
	ligging	kanaal kruisend langs oever kanaal midden over meer langs oever meer
ontwerp wegconstructie	type ponton	lengte = 10 á 80 m breedte = 2,5 m diepgang = 2 m

tabel 1 Uitgangspunten

De gekozen windsnelheden komen overeen met waarden, welke in de Bilt met frequenties van resp. orde 10 en orde 1 x per jaar als uurgemiddelde vóórkomen. In een specifiek ontwerp moet de windrandvoorwaarde worden beschouwd in combinatie met de oriëntatie van de waterweg (kanaal, meer). In het algemeen komen in Nederland de hoogste windsnelheden voor bij windrichtingen tussen NW en ZW. In verband hiermee zullen in kanalen en meren/plassen met een lengte-as globaal volgens de richting W-O de grootste golven worden gegenereerd.

Afbakening

Mogelijke relaties tussen constructieve oplossingen en effecten van water en/of golven en/of wind, zoals ijsvorming van overslaand water en het effect van geluidsschermen, alsmede problemen ivm. mistvorming boven water worden niet beschouwd. Behoudens uitgangspunten mbt. de globale uitwendige karakteristieken van de drijvende constructie (breedte, lengte en diepgang), alsmede mbt. de belangrijkste constructieve maten (vm. het gewicht van de constructie), worden géén constructieve details beschouwd.

Golfrandvoorwaarden

De belangrijkste randvoorwaarden, zowel uit constructief oogpunt (de sterkte van de constructie) als mbt. het dagelijksgebruik, zijn de golfbewegingen van het water.

Hier wordt een ruime definitie gebruikt van het begrip golven, zodat hieronder ook valt de kortdurende waterspiegeldaling tijdens de passage van een schip in een kanaal. Hiermee worden de belangrijkste parameters voor het ontwerp van de weg, voorzover verband houdend met golven:

- max. golfhoogte
- golflengtes en periodes (of frequenties)
- golfrichting
- max. waterspiegeldaling bij scheepsgolven
- lengte van langsvarende schepen

golfhoogte

Deze is van belang voor het dynamisch gedrag van de drijvende constructie (**sterkte, bewegingen**) en voor de benodigde hoogte van het vrijboord ivm. **overslaand water**.

De golfhoogte wordt uitgedrukt in de significante hoogte (H_s) tussen top en dal. In een golfveld is dit de hoogte die door ca.13% van de golven wordt overschreden en als zodanig is H_s te beschouwen als een soort karakteristieke maat voor de hoogste golven.

Voor een specifiek geval is het van belang hoe sterk berekende golf reflecteert tegen oevers. Bij volledige reflectie tegen (bijv.) een verticale kademuur zal er sprake zijn van een resulterende golf door combinatie van invallende en gereflecteerde golven. In de praktijk wordt dit uitgedrukt in een amplificatiefactor op de in eerste instantie berekende golfhoogte. In dat geval kan de resulterende golfhoogte (bij volledige reflectie) maximaal 2 maal zo hoog zijn als de hieronder berekende waarde van de opgewekte golven.

golflengte

Zelfde belang als golfhoogte, doch tevens van belang ivm. verkeersveiligheid (*functionele eisen mbt. hellingen wegdek* etc.).

De lengte van de korte (zg. interferentie-) golven hangt nauw samen met de golf-frequentie (f), welke de reciproke is van de golfperiode ($T=1/f$). Als karakteristieke golfperiode wordt hier gebruikt de significante periode (T_s), dwz. de periode behorende bij H_s . Gekoppeld aan T_s is de golflengte van de significante golf: L_s .

De van de waterspiegeldaling (een soort lange golf) is van de orde van de lengte van het passerende schip.

De golflengte kan een belangrijke parameter zijn voor de keuze van de karakteristieke afmetingen van de constructie (bijv. breedte en/of lengte van de ponton). Dit ivm. de hydraulische respons en daarmee verband houdende sterkte- en vermoeiingseisen.

golfrichting

Belang als golfhoogte, ook in combinatie met de andere golfparameters golfhoogte en -lengte.

De combinatie met de orientatie van de weg is mede bepalend voor de belasting en de respons van de constructie.

waterspiegeldaling

Belang als de golfhoogte; in feite is de waterspiegeldaling te beschouwen als een golfdal zonder golftop.

lengte van langsvarende schepen

In combinatie met waterspiegeldaling belangrijk voor gebruik van de weg (hellingen wegdek, bewegingen).

Veelal is de lengte van de waterspiegeldaling in de orde van die lengte van het schip, dat de spiegeldaling veroorzaakt.

combinaties van belastingen

Resulterende golfhoogtes van (bijv.) wind- en scheepsgolven kunnen in principe worden bepaald door superpositie.

Hierbij dient opgemerkt, dat optellen van extreme golven door zowel wind als schepen niet erg realistisch is aangezien er sowieso tijdens storm weinig of in elk geval veel minder gevaren wordt.

Weg in kanaal

Bij een weg in een kanaal zijn de golven door wind beperkt, behalve wanneer de windrichting parallel is aan de kanaal-as. De golf-parameters zijn berekend met het golfgroeimodel van Brettschneider. De resultaten, in termen van golfhoogte (H_s), -periode (T_s) en -lengte (L_s), staan in tabel 1. Deze waarden zijn berekend mbv. de lineaire golftheorie.

Uitgezonderd kleine schepen met geringe motorvermogens zullen scheepsgolven naar verwachting relatief belangrijk worden voor de gebruiksfase van de weg. Voor de scheepsgolven is een eerste inschatting gemaakt mbv. het rekenprogramma DIPRO. Daarbij is uitgegaan van een motorschip met een lengte van 67 m, een breedte van 8.2 m en een diepgang van 2.5 m, varende met de maximaal haalbare snelheid in de gedefinieerde kanaaldoorsnede. Van alle verschillende typen scheepsgolven, inclusief de waterspiegeldaling, is de maatgevende waarde bepaald (zie tabel 2).

golfparameters	wind		schip motorschip snelheid: 5.1 m/s
	snelheid : 10 - 20 m/s (kracht : 6 resp. 9 Bf) richting tov. kanaal :		
		⊥	
H _s (m)	0.25 - 0.50	0.10 - 0.25	0.6
T _s (s)	1.8 - 2.5	1.1 - 1.6	2.6
L _s (m)	4.8 - 9.4	2.0 - 4.0	11

tabel 2 golven in kanaal

De bovenstaande golfhoogtes zijn exclusief evt. reflecties tegen de oever.

Weg over meer

Bij een weg langs een meer zullen windgolven de bepalende factor zijn voor sterkte van de constructie en voor het gebruik. Daarnaast zal de constructie moeten worden ontworpen op directe belasting door wind, met name wanneer het een constructie betreft met een hoog vrijboord (bijv. de klassieke pontonbrug). Ook hier zijn de golf-parameters zijn berekend met het golfgroeimodel. De resultaten staan in tabel 3.

Golfparameters	wind
	snelheid : 10 - 20 m/s (kracht:: 6 resp. 9 Bf)
H_s (m)	0.20 - 0.35
T_s (s)	1.5 - 2.0
L_s (m)	3.3 - 6.3

tabel 3 golven in meer

De bovenstaande golfhoogtes zijn voor een weg langs de rand van het meer en exclusief evt. reflecties tegen de oever. Voor een weg dwars over het midden van het meer zijn de waarden te beschouwen als bovengrenzen.

Bewegingen van de weg, inclusief dynamisch gedrag

In eerste benadering lijkt het niet gewenst, als de lengte van één brug-element (bijv. ponton) samenvalt met die van $\frac{1}{2}$ golflengte ($\frac{1}{2} L_s$) aangezien dan -in principe en in eerste grove benadering- de weg gemakkelijk de volledige golfbeweging kan meemaken. De momentane helling van het wegdek (in %) zou dan maximaal gelijk worden aan $H_s/L_s \cdot 100$. Dit is dus exclusief een evt. dynamisch effect (dwz. als de constructie relatief zwaar en traag is valt het mee, is de constructie daarentegen gevoelig voor opslingering dan valt het tegen!).

Wanneer wordt uitgegaan van weg-elementen van het type ponton, moet worden nagegaan in hoeverre het ponton gevoelig is voor dynamische opslingering door de berekende golven. Voorlopig worden alleen beschouwd de verticale beweging en de slingering (om de horizontale langs- resp. dwarsas).

Hiertoe moet uit een globale verkenning worden uitgevoerd naar de karakteristieke eigen- of opslingerfrequentie (f) van het ponton. Uit vergelijking van de reciproke waarde ($1/f$) met de berekende golfperiode moet blijken of er problemen zijn te verwachten mbt. excessieve bewegingen van de pontons (en daarmee dus van de weg). De zg. opslinger-frequentie (f) van een ponton met massa m en 'stijfheid' k wordt, volgens het principe van het meest eenvoudige massa-veer-systeem, berekend volgens:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{k/m}$$

De berekening van de frequentie f gebeurt op basis van de afmetingen van het ponton. Bij een ponton met een lengte L en breedte b geldt bij benadering $k = \rho g b L$.

Bij wijze van voorbeeld zijn waarden voor de opslinger-periode berekend voor een range van pontonbreedtes (b) en -lengtes (L). Voor de dichtheid van water (ρ) is uitgegaan van $\rho=1000 \text{ kg/m}^3$.

Voor de bepaling van de massa (M) van de pontons is ervan uitgegaan dat deze zijn versterkt, zowel met een aantal verticale tussenschotten (afstand ca. 4 m, wanddikte 12 mm) als met kokervormige ribben in langsrichting (afstand ca. 1 m, wanddikte 6 mm). Deze schotten en ribben zijn globaal verantwoordelijk voor zo'n 50% van de massa van de pontons, daarbij uitgaande van pontons met een hoogte van 2 m en een wanddikte van 12 mm). In overleg met DWW zijn de berekeningen gemaakt voor de standaard-pontonlengte van $L=12,5$ m en verder voor grote pontons met lengtes van $L=50$ en 80 m.

De berekende indicatieve waarden voor de opslinger-frequenties zijn samengevat in tabel 4.

Bij een (standaard-) breedte van $b=2,5$ m geven de berekeningen voor pontons met lengtes tussen $L=10$ m en $L=80$ m (met bijbehorende massa's van $M = 15$ á 95 ton) opslinger-periodes ($T=1/f$) van ca. $T=1,2$ s.

breedte b (m)	pontoon-lengte, L (m)						
	10	12	15	20	25	50	80
2	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,2	1,2
2,5	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
3	1,2	1,2	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1
5	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0
7,5	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
10	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
15	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9

tabel 4 indicatieve waarden voor opslinger-periodes van pontons
(pontoonhoogte 2 m en wanddikte 12 mm)

Uit de globale indicaties en de waarden in de tabellen 2 en 3 blijkt dat alléén voor kortere, smallere en dus lichtere pontons de berekende periodes (1 á 1,3 s) dichter komen bij die van de optredende golven (1 á 2 s; zie de tabellen 1 en 2). Voor kleine pontons is er dus een theoretische mogelijkheid van opslingering door golven met de kleinste periodes van $T_s = 1$ á 1,5 s.

*In dit verband dient opgemerkt dat de berekening van de respons van een brug van gekoppelde elementen (pontons) een veel complexere benadering vraagt dan die hierboven. Daarbij moet ook de samenwerking (stijfheid) tussen de pontons moet worden verdisconteerd, zodat **alle mogelijke opslinger-frequenties van het gehele gekoppelde systeem** kunnen worden bepaald.*

Bijlage V

Verkeerskunde

VERKEERSKUNDIGE EISEN

Inleiding

Als leidraad voor deze tekst geldt dat de pilot DNW in de eerste plaats bedoeld is om te demonstreren dat een weg in het water een functionele meerwaarde kan hebben ten opzichte van een weg op het land. De pilot moet *functioneel* innovatief zijn. De technische principe-oplossingen bestaan al: drijvende wegen in de VS en Noorwegen, maar ook verwijderbare wegen zijn er al, bij de genie. Het gaat er om te demonstreren wat die technische mogelijkheden (na modificaties) kunnen betekenen voor de oplossing van bepaalde verkeersproblemen.

Vanuit deze gedachte volgt hieronder van grof naar fijn een schets van aan DNW gerelateerde verkeerskundige zaken.

Aanleiding verkeersproblemen

De oorsprong van de verkeersproblemen ligt bij de ruimtelijke ordening. Spreiding van locaties leidt tot het vervoer van personen en goederen. Vervoer leidt tot verkeer in al zijn verschijningsvormen. Mede als gevolg van de welvaart groeide de hoeveelheid verkeer. Met enige vertraging groeide ook het besef dat verkeer hinder oproept.

Te veel verkeer leidt tot problemen op het gebied van:

- leefbaarheid
- bereikbaarheid

Oplossingen voor deze problemen kunnen van hoog naar laag worden ingedeeld in de volgende categorieën:

- vervoer verminderen (bijv. goederen clearing house)
- verkeer verminderen (bijv. meer ov)
- verkeer spreiden in tijd (bijv. rekeningrijden)
- infrastructuur beter benutten (bijv. spitsstrook)
- nieuwe infrastructuur aanleggen

DNW vormt een nieuwe laag, iets boven de onderste gelegen. Het is in feite nieuwe infrastructuur, maar wel van een soort die de restcapaciteit van andere infrastructuur gebruikt, en eenvoudig verwijderbaar is.

Nadelen nieuwe infra

Tot voor kort werd een verkeersprobleem (op het gebied van bereikbaarheid) veelal opgelost met een oplossing uit de onderste categorie: aanleg nieuwe infra. Aan deze vanzelfsprekendheid is de laatste jaren een einde gekomen, als gevolg van de nadelen van deze methode:

- Aanleg duurt lang. Van initiatief tot openstelling ca. 10-15 jaar
- Niet flexibel. Eenmaal aangelegd, dan voor lange tijd aanwezig. Kan strijdig zijn met behoefte.
- ruimtegebruik
- zicht-, geluid-, bouwhinder, ecologische hinder, etc.
- kosten

Stelling:

De meerwaarde van DNW moeten we zoeken in de bovenste twee nadelen van traditionele weg. Evt. winst op onderste drie aspecten is 'mooi meegenomen'. Inspanning die louter gericht is op de onderste drie aspecten kan beter op een andere manier worden geleverd (bijv. modulaire weg).

Analyse van functie dnw

De hiervoor beschreven problematiek leidt tot de volgende vragen:

- In welke (typen) situaties is het dringend gewenst dat een weg snel kan worden aangelegd en in welke situaties kan een drijvende weg daar een oplossing voor bieden?
- In welke (typen) situaties is flexibiliteit van een weg dringend gewenst en in welke situaties kan een drijvende weg daar een oplossing voor bieden?

De antwoorden op deze vragen bepalen de verkeerskundige eisen waaraan DNW moet voldoen. Zo lang deze antwoorden er nog niet zijn, kan slechts in uiterst algemene zin iets worden gezegd.

Met andere woorden: eerst bepalen welke functie we DNW willen geven (welk probleem willen we met DNW oplossen?), daarna bepalen wat de bijbehorende eisen zijn.

Voorlopig zijn we, om toch enig houvast te hebben en wat gevoel voor de bal te krijgen, uitgegaan van: twee richtingen, alle verkeer, 80 km/h, RONA. Verwacht mag worden dat dit tamelijk hoog gegrepen is. Tijdens de workshop is aandacht besteed aan de functies die een drijvende weg kan hebben. Als pilotteam moeten we daarover nu keuzes gaan maken. Deze keuzes kunnen we vervolgens koppelen aan de (on)mogelijkheden die uit de eerste berekeningen volgen, daarbij onderscheid makend naar pilot en langere termijn.

Hieronder een aanzetje voor mogelijk kansrijke functies van DNW:

- tijdelijke situaties
 - vooruitlopend op def initieue oplossing (spitsstrook, buffer, bypass)
 - tijdsgat naar beschikbaarheid nieuwe technologieën (dynamische markering) opvullen
 - grootschalig onderhoud
 - bouwweg
- definitieve situaties
 - noodzakelijke verwijderbaarheid (Maastricht)
 - moeras

Verkeerskundige/-technische eisen

Zoals beschreven worden de eisen in belangrijke mate bepaald door de verkeerskundige functie van de weg.

De functie bepaalt de drie centrale aspecten

- ontwerpsnelheid
- ontwerpvoertuig
- aantal richtingen

Deze drie aspecten bepalen vervolgens (mede) vrijwel alle aan verkeer gerelateerde zaken, zoals:

- dwarsprofiel (verkanting, breedte)
- alignement (knik)
- beveiliging (barrier/geleiderail in middenberm/zijberm)
- verlichting
- markering
- bewegwijzering
- geluidwerende voorzieningen
- eisen uit Wiu

Op dit punt ook onderscheid maken naar pilot en lange-termijn-toekomstperspectief.

Aandachtspunten

Het merendeel van de hierboven genoemde aspecten is eenvoudig te bepalen. Er zullen zich echter ook vragen voordoen, zoals tot nu toe al is gebleken. Hieronder een lijstje aandachtspunten, zo mogelijk voorzien van antwoord.

- **Knik**

Als gevolg van ongelijke belasting van de modules kan er in het lengteprofiel van DNW een knik voorkomen. De knik mag om een aantal redenen niet te groot worden:

- comfort weggebruiker
- onveiligheid (losraken wielen, stuur uit handen)
- afvallen lading vrachtwagens
- zichtproblemen

De max. toelaatbare knik is afhankelijk van de snelheid.

Van de drie eerstgenoemde eisen mag aangenomen worden dat de comforteis bepalend is.

Daarnaast kan eventueel getoetst worden op zichtproblemen.

In de verkeerskunde wordt algemeen aangenomen dat de discomfortgrens voor verticale versnelling op ca. 0,5g ligt. Bij metingen op een verkeersdrempel bleek dat 15 % van de bestuurders een discomfort van meer dan 0,34g accepteerde.

Voorstel: in dit stadium van DNW uitgaan van een max verticale versnelling van 0,3g in regelmatig voorkomende situaties en van 0,5g in uitzonderlijke situaties.

Later kan dit aspect nauwkeuriger worden uitgewerkt m.b.v simulatiemodellen en/of praktijkproeven (TNO wegtransportmiddelen, TUD voertuigtechniek)

- **Dwarsverkanting**

Aan de dwarsverkanting van wegen worden eisen gesteld. I.v.m. een goede waterafvoer moet de verkanting minimaal 2,5% zijn. I.v.m. het glijden van stilstaande voertuigen op glad wegdek mag de verkanting niet meer zijn dan 7 à 8%.

Door een asymmetrische belasting verandert de dwarsverkanting van DNW.

Voorstel: in dit stadium van DNW uitgaan van een dwarsverkanting van 2,5%, die in uitzonderlijke situaties mag oplopen tot 7 à 8%.

Ook dit aspect kan later eventueel nauwkeuriger worden onderzocht met simulatiemodellen en/of praktijkproeven.

In het ontwerp moet ook rekening worden gehouden met de afwisseling van de verkanting als gevolg van verschillende belasting van de modules. Dit kan gevolgen hebben voor comfort en veiligheid.

Noot:

Een andere -zeer aantrekkelijke- optie is een weg zonder verkanting waarbij de waterafvoer wordt gegarandeerd door een ideaal drainerend wegooppervlak. Als er bovendien eenrichtingverkeer op de weg is, wordt de weg in het midden belast en zal er minder of geen verkanting ontstaan. Misschien ontstaan er door de geringe breedte van een eenrichtingsweg stabiliteitsproblemen?

- **Water op de weg**

Door golfslag kan er water op DNW komen. Aan de maximale dikte van de waterlaag worden eisen gesteld i.v.m. het verlies aan wrijving.

(nog verder uitwerken)

- **Ontwerpsnelheid t.p.v. op-afrit en op drijvende deel**

uitgaan van mogelijkheid van doorrijden met zelfde snelheid van bestaande weg op drijvende weg? Of accepteren dat hier de snelheid terug moet? Enorme gevolgen voor constructie, helling, knik, etc.

- **Vluchtvoorzieningen (afmetingen, afstanden)**

Niet van belang voor pilot i.v.m. geringe lengte, wel van belang voor langere termijn

- **Nog na te gaan of AVV een rol kan spelen bij:**
 - bebording en scheepvaartseinen (IBN)
 - afstand tot oever (IBN)
- **Niet in eerste plaats des AVV's (maar wel voorkomend in conceptvoorstel AVV-taken werkgroepen)**
 - normen/eisen (materialen, milieu, kwaliteit, keuring, fabricage, uitvoering enz)
 - eisen stroefheid en vlakheid dek
 - geluidwerende voorzieningen
 - aarding verkeersvoorzieningen(geleiderail/leuning/lichtmasten e.d)
 - overkapping
 - reddingsmiddelen
 - kabels en leidingen

Bijlage VI

Marktbenadering

Visie op marktbenadering t.b.v. project de Nieuwe Waterweg

Op het terrein van overheidsopdrachten is in Nederland een aantal richtlijnen van de Europese Gemeenschappen (EG) van kracht, met als doel de Europese markt voor overheidsopdrachten te liberaliseren. Dat houdt in dat de markt voor overheidsopdrachten zo doorzichtig mogelijk moet zijn om alle leveranciers en aannemers in de EG gelijke kansen te geven een overheidsopdracht te verwerven.

Ook de RWS-diensten moeten zich aan deze richtlijnen houden.

Ook kan voor een open marktbenadering "vrijwillig" gekozen worden. De in verband met de richtlijnen ontwikkelde procedures kunnen bijvoorbeeld goede dienst doen om een beeld te krijgen van de belangstelling van de markt voor een opdracht of omdat het om tactische redenen gewenst is om het initiatief tot het doen van een aanbieding bij de markt te leggen.

Het verschil met de onderhandse aanbestedingsprocedure die we in de interne RWS-AO, zit voor een groot deel in de verplichting om een aanbesteding in te leiden met een publicatie, naar aanleiding waarvan mogelijke opdrachtnemers zelf besluiten zich voor de opdracht geïnteresseerd te tonen. De publicaties met betrekking tot de aanbestedingen vallend onder EG Richtlijnen worden geplaatst in het *Supplement op het publicatieblad van de Europese Gemeenschappen*.

Toepasselijkheid EG Richtlijnen en drempelbedragen

De EG heeft *Richtlijnen* opgesteld voor opdrachten voor *Leveringen, Werken, Nutssector en Diensten*. Deze richtlijnen gelden alleen bij opdrachten die zekere drempelbedragen te boven gaan. Als de waarde van de opdracht van tevoren niet precies kan worden vastgesteld, moet een reële bedrijfseconomische kostenraming worden gemaakt. Ook kan sprake zijn van een aanbestedingsplichtige opdracht als de met een initiële opdracht gemoeide kosten weliswaar niet boven de drempelbedragen uitkomen, maar de kans bestaat dat in de toekomst de opdracht een zinvol vervolg zou kunnen hebben bij dezelfde leverancier. Dit is vooral voor de WnT initiatieven een omstandigheid waarmee rekening gehouden moet worden.

De drempelbedrag voor de toepassing van de Richtlijn Diensten, waaronder ontwerpactiviteiten vallen, bedraagt op dit moment f 307,003. Het drempelbedrag voor de richtlijn Werken is het ongeveer f 12.000.000. De eventuele realisatie van een drijvende weg valt onder de richtlijn Werken. Wij kunnen dus met beide richtlijnen te maken krijgen.

De aanbestedende dienst heeft de keuze tussen vier toe te passen procedures:

- de openbare procedure;
- de niet-openbare procedure;
- de procedure van gunning via onderhandelingen zonder voorafgaande bekendmaking;
- de procedure van gunning via onderhandelingen na voorafgaande bekendmaking.

De laatste twee kunnen slechts onder bijzondere omstandigheden (waarvan hier geen sprake is) worden toegepast en worden hier daarom niet toegelicht.

Tussen de twee eerste procedures is de keuze vrij. In de openbare procedure wordt meteen om een aanbieding gevraagd, terwijl in de niet-openbare procedure eerst een selectie van voor de opdracht geschikte leveranciers plaatsvindt, waarna om een aanbieding wordt gevraagd. Bij de keuze tussen de twee procedures spelen een rol:

- het aantal aanbiedingen dat wordt verwacht;
- de omvang van het werk dat met het doen van een aanbieding samenhangt;
- het soort van markt waarop men bij het verstrekken van de opdracht actief is.

Afbakenen en faseren

Als de vraag die aan de markt gesteld gaat worden (de opdracht) gestalte heeft gekregen - en een optimum is bepaald tussen uitbesteden en zelf doen - is het pas tijd om een blik op de markt te werpen. De wijze van marktbenadering wordt beïnvloed door de aanbestedingsregelgeving, maar niet daardoor bepaald of voorgeschreven.

De aanbestedingsregelgeving geeft randvoorwaarden (vooral met het oog op de mededinging en de zorgvuldigheid van de processen waarmee een keuze tussen aanbieders en aanbiedingen wordt gemaakt) waarbinnen de opdrachtgever zelf zijn marsroute moet bepalen.

Voorstel voor waterweg

Een mogelijke marsroute luidt als volgt::

Om zoveel mogelijk gebruik te maken van de innovatieve kracht van marktpartijen worden ten aanzien van de drijvende weg functionele eisen en wensen geformuleerd, zoveel mogelijk in volgorde van het belang dat eraan wordt gehecht. De vraag blijft in dat stadium *beperkt tot het ontwerp*. Tot de realisatie kan later worden besloten als het ontwerp en de geraamde kosten daartoe aanleiding geven.

De (ontwerp)markt wordt benaderd in een *openbare procedure*. Een leveranciersselectie lijkt niet zinvol; de geschiktheid van de aanbieders is hier geen zwaartepunt, het gaat meer om de originaliteit van het ontwerp zelf, vooral omdat de realisatie van het ontwerp is losgekoppeld. Wellicht kan als eis worden mee genomen dat de ontwerper ook in staat en bereid is de realisatie ter hand te nemen op een zelf aangedragen locatie. Uit de door gegadigden aangedragen ideeën kunnen de meest kansrijk geselecteerd worden om uit te werken tot een ontwerp. Wij kunnen het aantal ontwerpen maximeren, en de feitelijk ontwerpen vergoeden. In de ontwerp-fase kan ook dieper ingegaan worden op de locatie en de geschiktheid van de combinatie ontwerp/locatie voor een pilot.

De doorlooptijd van een openbare procedure is 52 dagen voor de aanbidding. Wij moeten dan ideeën selecteren, waarna het eigenlijke ontwerpen begint. Dat is dus al een opdracht, en maakt geen deel uit van de eigenlijke aanbestedingsprocedure. Eventueel wordt daarna een ontwerp gekozen voor de realisatie.

Een belangrijke beslissing daarbij is die t.a.v. de *intellectuele eigendom* van het ontwerp. Het claimen door RWS van de intellectuele eigendom verhoogt de kosten van de ontwerp-activiteiten aanmerkelijk en zorgt er bovendien voor dat met bestaande, door het bedrijfsleven voor eigen rekening en risico ontwikkelde componenten niet gewerkt kan worden. Het bij de ontwerper laten berusten van de intellectuele eigendom lijkt daarom in overeenstemming met de doelstellingen van de pilot.

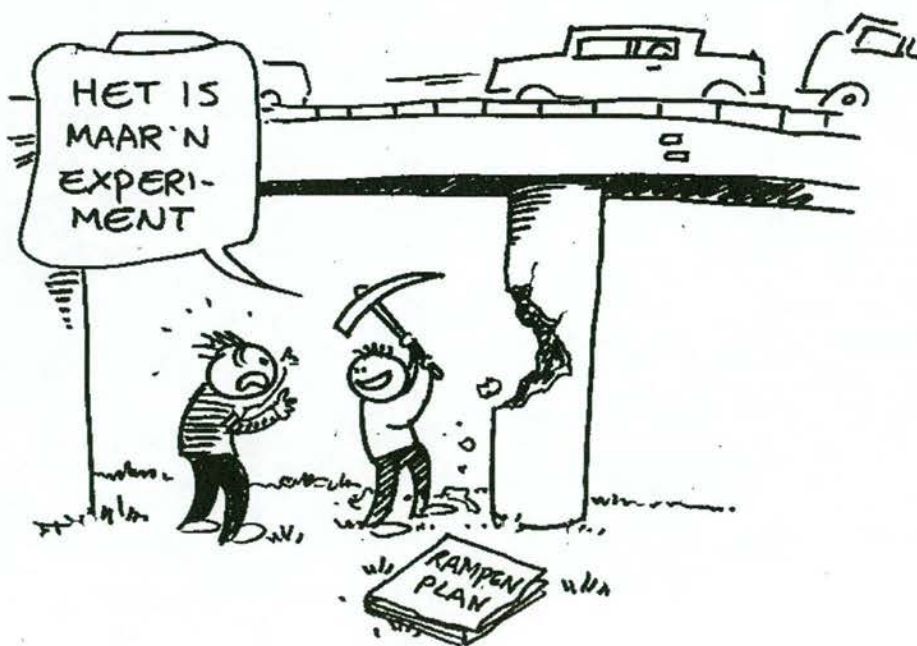
Bijlage VII

Workshop

De Nieuwe Waterweg

Toepassingsmogelijkheden en functionele specificaties

*Verslag van de workshop De Nieuwe Waterweg
Kasteel Crabbehoff Dordrecht 9 mei 2000*



1. Rapportnummer WnT-565	2. Serienummer	3. Catalogusnummer ontvanger	
4. Titel en subtitel De Nieuwe Waterweg Toepassingsmogelijkheden en functionele specificaties		5. Datum rapport 22 mei 2000	
		6. Code uitvoerende organisatie	
7. Schrijver drs. B. Rakic		8. Rapportnummer uitvoerende organisatie TT00-65	
9. Naam en adres opdrachtnemer Traffic Test Landjuweel 22, 3905 PG Veenendaal		10. Projektnaam De Nieuwe Waterweg	
		11. Contractnummer	
12. Naam en adres opdrachtgever dr. F.A. Waaldijk Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Adviesdienst Verkeer en Vervoer Postbus 1031, 3000 BA Rotterdam		13. Type rapport Verslag	
		14. Code andere opdrachtgever	
15. Contactadres Wegen naar de Toekomst, Kluyverweg 4 2629 HT Delft tel. 015-2517425, fax 015-2517429, e-mail: studio.wnt@edt.nl			
16. Trefwoorden De Nieuwe Waterweg Drijvende weg Flexibele Infrastructuur		17. Distributiesysteem Wegen naar de Toekomst tel. 015-2517425	
18. Classificatie	19. Classificatie deze pagina	20. Aant. blz.: 15	21. Prijs

Inhoudsopgave

1. Inleiding	1
2. Toepassingsmogelijkheden	2
2.1 Inleiding.....	2
2.2 Voordelen	2
2.3 Toepassingsmogelijkheden	3
2.4 Locaties.....	5
3. Uitwerking dynamisch waterpeil	7
4. Uitwerking drijvende weg in langsrichting.....	9
4.1 Kenmerken.....	9
4.2 Risico's	9
4.3 Programma van eisen	9
4.4 Ideeën	10
4.5 De pilot	11
5. Uitwerking drijvende weg op nieuw water.....	12
5.1 Toepassingen	12
5.2 Kenmerken en uitvoering.....	12
5.3 Programma van eisen	12
6. Hoe nu verder?	14
Bijlage I: Lijst van deelnemers.....	15



LEER DE MENSEN VOORUIT TE
KUKEN!

1. Inleiding

Wegen over water spreken zonder meer tot de verbeelding. Veel mensen vragen zich af waarom in Nederland, waterland bij uitstek, de capaciteit van water als infrastructurele voorziening goeddeels onbenut blijft. Sommigen zien mogelijkheden om met shunts files op te lossen. Anderen opteren voor meer permanente voorzieningen zoals een weg die wordt gefundeerd op grondwater. Weer anderen wijzen op een drijvende weg prima past in het groeiende streven naar een dynamisch beheer waterpeil: de weg drijft immers mee, zodat de weg bij hoog water niet wordt overspoeld en sowieso geen barrière is voor veranderend waterpeil.

Al deze mogelijkheden worden de komende tijd kritisch bestudeerd door het pilotteam *De Nieuwe Waterweg* (DNW). Als onderdeel van het innovatieprogramma *Wegen naar de Toekomst* van het ministerie van Verkeer en Waterstaat wordt in deze pilot getracht om een (stukje) drijvende weg te realiseren als technologische innovatie voor het flexibel bouwen van wegen. Dit alles gebeurt in nauwe samenspraak met de omgeving: burgers, belangstellenden en experts op verschillende terreinen wordt gevraagd om mee te denken over het ontwerp en de realisatie van DNW. Zo boog 9 mei jl. in kasteel Crabbeghoff te Dordrecht een twintigtal deskundigen zich over de potentie van het concept 'drijvende weg'. In voorliggende notitie wordt verslag gedaan van deze bijeenkomst. Eerst komen de toepassingsmogelijkheden van een drijvende weg uitgebreid aan de orde: welke voordelen kunnen dergelijke constructies bieden en voor wat voor activiteiten en op welke locaties in Nederland kunnen ze ingezet worden? Daarna wordt in de paragrafen 3 tot en met 5 dieper ingegaan op de functionele eisen die aan drijvende wegen gesteld moeten worden door drie toepassingsmogelijkheden nader uit te werken, te weten:

- dynamische waterpeil;
- in langsrichting over bestaand water;
- op nieuw water

De notitie wordt afgesloten met een korte beschrijving van het vervolgtraject van de pilot.

2. Toepassingsmogelijkheden

2.1 Inleiding

Om de potentie van het concept te bepalen, is nagegaan welke toepassingsmogelijkheden drijvende wegen in Nederland kunnen hebben: waarvoor en waar zou een drijvende weg gebruikt kunnen worden en wat is dan de meerwaarde ten opzichte van traditionele oplossingen?

In het hiernavolgende zijn de resultaten van de drie parallelsessies samengevat. Eerst worden de algemene voordelen van drijvende wegen geschetst. Daarna komen de specifieke toepassingsvormen en mogelijke locaties aan bod.

2.2 Voordelen

In het algemeen kan worden gesteld dat er momentum is voor het werken op en rond water, in de 5^e Nota is water namelijk als 'ordenend principe' opgenomen. Daarnaast past de drijvende weg bij uitstek in het groeiende streven naar dynamisch waterpeil. De weg drijft immers mee, zodat hij bij hoog water niet wordt overspoeld en sowieso geen barrière vormt voor veranderend waterpeil.

In de derde plaats mag natuurlijk niet onvermeld blijven dat Nederland een waterland is én een land waar de ruimte over het algemeen schaars is. Met het oog hierop ligt het in de rede om waar mogelijk het water te benutten als een vorm van meervoudig ruimtegebruik. Mogelijkheden in dit verband zijn:

- Golfbreker.
- Dam waarachter landaanwinning kan plaatsvinden.
- Drijvende dijk om zonder dijkverzwaring extreem hoog water buiten te houden ('drempelweg').
- Eenvoudig te verleggen bouwweg of vervangende weg bij werkzaamheden (het idee is dat een drijvende weg makkelijker van links naar rechts is over te brengen en dat dit de fasering van een complex renovatieproject aanmerkelijk kan vereenvoudigen).
- Benutting water als alternatief vervoerssysteem¹
- Medegebruik voor het transport van bouwmaterialen anders dan 'over de weg', bijvoorbeeld transport van zand door de drijvers in plaats van door aparte pijpleidingen.
- Gebruik van de ruimte in de drijvers om (makkelijk toegankelijk) kabels en leidingen door te leggen.
- Waterberging (bij 'nieuw' water).
- Industriezandwinning (bij 'nieuw' water).

Een vierde voordeel is dat drijvende wegen aanmerkelijk eenvoudiger en goedkoper zijn te funderen in veen of drassige grond dan traditionele wegen.

Verder kan bij drijvende wegen het bouwproces aanzienlijk worden verkort omdat onteigening doorgaans niet nodig zal zijn en de elementen geprefabriceerd en flexibel geschakeld kunnen worden. Meer algemeen gesteld is een drijvende weg een vrij snel te realiseren voorziening die in afwachting van meer definitieve oplossingen kan worden gebruikt. Bijvoorbeeld als procedures, geldgebrek of planningsproblemen die definitieve oplossing vertragen.

¹ dit idee grijpt sterk terug op de oorspronkelijke ideeën van het koepelthema Flexibele Infrastructuur waar de pilot DNW deel van uitmaakt, namelijk dat er in de vorm van water een heel alternatief vervoerssysteem ligt dat niet optimaal gebruikt wordt.

De flexibiliteit van het concept kan ook uitstekend worden benut om tijdelijke problemen te verhelpen. In dit verband kan worden gedacht aan calamiteiten of congestie (bijvoorbeeld door shunt onder landhoofden door of een drijvende spitsstrook), maar bijvoorbeeld ook aan een 'seizoensweg' die alleen gebruikt wordt tijdens het vogelbroedseizoen, hoogwater of op toeristische hoogtijdagen.

In de zevende plaats kunnen drijvende wegen goed worden benut om zuiver logistieke problemen te verhelpen. In dit verband kan bijvoorbeeld worden gedacht aan een combinatie van een drijvende weg met een drijvend werkplatform.

Ook uit het oogpunt van leefbaarheid bieden drijvende wegen tenslotte belangrijke voordelen omdat geluidshinder en visuele hinder tot een minimum beperkt kunnen blijven. Het concept op zich is bovendien bruikbaar als onderdeel van ecologische verbindingen (als shunt onder de landhoofden van een brug door). Hoewel dit alleen een verbinding is voor dieren als padden, dassen en reeën, blijkt er in de praktijk veel behoefte aan te bestaan.

Als nadeel staat hier tegenover dat drijvende wegen het watermilieu kunnen belasten en mogelijk het waterverkeer hinderen. Ook moet kritisch worden nagegaan of drijvende wegen niet een stuk duurder zijn dan traditionele alternatieven als bijvoorbeeld een weg op palen.

2.3 Toepassingsmogelijkheden

Op basis van de resultaten van de discussie kunnen zes categorieën van toepassingsmogelijkheden worden onderscheiden. Deze worden – in volgorde van prioriteitsstelling² - beschreven in de onderstaande tabel. Telkens wordt eerst de algemene toepassingsmogelijkheid genoemd met mogelijke uitwerkingsvormen. Daarna komen de voordelen van die toepassing aan de orde en tot slot de verwachte probleempunten en mogelijke locaties.

² prioriteitsstelling op basis van haalbaarheid als pilot én uitstraling

Toepassingsmogelijkheden	Voordelen	Probleempunten	Locaties
drijvende fietspaden	<ul style="list-style-type: none"> • snelle aantrekkelijke verbindingen • verplaatsbaar • minder impact op natuur dan vaste fietspaden 	geen	<ul style="list-style-type: none"> • IJburg • in natuurgebieden
gebruiken van bestaande wateren (dwars): <ul style="list-style-type: none"> • oeververbinding met afzinkbaar deel om doorvaart te bieden aan bijvoorbeeld speciale transporten of zeilschepen met staande mast. Het afzinkbare gedeelte kan in principe met flexibele breedte worden geconstrueerd; • 'echte' oeververbinding in plaats van of evenwijdig aan een brug 	<ul style="list-style-type: none"> • oplossen van lokaal en/of tijdelijk probleem van beperkte hoofdoeververbinding • geen zandlichaam nodig • sneller bouwen • graven is niet nodig • onteigening niet nodig 	<ul style="list-style-type: none"> • belemmering afvoercapaciteit van water • natuur en landschappelijke problemen • water is 'botsonvriendelijk' (zware barriers nodig) • belemmering scheepvaart, visserij en pleziervaart • afvalstoffen moeten worden afgevangen 	<ul style="list-style-type: none"> • oeververbinding Gorichem • CRAAG-gebied • IJburg • Overijssel/Drenthe • Almere/Amsterdam
op slappe of drassige grond ter voorkoming van funderingsproblemen: <ul style="list-style-type: none"> • 'Uiterwaardenweg' 	<ul style="list-style-type: none"> • geen zandlichaam nodig • zoetwaterbekken (bij nieuw graven) • extra natte ecologie (evt. ook in steden) • verdrassing van grond mogelijk • prefabricage mogelijk • minder visuele hinder en minder geluidsverstoring 	<ul style="list-style-type: none"> • extra last van weersomstandigheden (mist, gladheid, wind) • problemen bij toegen afritten • aantasting van geomorfologie • problemen met veiligheid van de constructie 	<ul style="list-style-type: none"> • A4 MiddenDelfland • verbreding of vervanging van de A12 • bij aanleggen van prov.wegen • N11 (Gouda, Alphen)

Toepassingsmogelijkheden	Voordelen	Probleempunten	Locaties
verplaatsbare drijvende weg <ul style="list-style-type: none"> • Werkweg³ • onderhoudsweg⁴ • tijdelijke capaciteitsvergroting (drijvende wissel- of spitsstrook) • evenementenweg • calamiteitenweg 	<ul style="list-style-type: none"> • het omringende systeem hoeft niet blijvend te worden aangepast • tijdelijkheid (snel weer weg te halen) • recyclebaarheid 	<ul style="list-style-type: none"> • problemen met scheepvaart en/of recreatie 	<ul style="list-style-type: none"> • Nieuwe Waterweg • ontsluiting Maasvlakte via drijvende weg • ontsluiting luchthaven in zee
drijvende weg om dynamisch waterpeil beter mogelijk te maken	<ul style="list-style-type: none"> • sloten worden waterbekkens • weg drijft 'vanzelf' mee met waterpeil • geen vast omgevingswaterpeil nodig 	<ul style="list-style-type: none"> • geen 	<ul style="list-style-type: none"> • Betuwe/Limburg
zwevende wegen (volledig onder water)	<ul style="list-style-type: none"> • geen belemmering van zicht, scheepvaart, geluid • geen last van golfslag • geen zandlichaam nodig 	<ul style="list-style-type: none"> • beperkte meerwaarde t.o.v. 'gewone' drijvende weg • inflexibel, moeilijk uit te breiden • onveiligheid (stikken of verdrinken) • 'eng' • verstoring onderwatermilieu • alleen in diep water (over langere afstand) • moeilijk onderhoud • risico's bij vervoer gevaarlijke stoffen 	<ul style="list-style-type: none"> • IJsselmeer (scheepvaart wordt vanwege geringe diepte wel gehinderd)

Naast voornoemde categorieën kunnen tot slot de volgende specifieke toepassingsmogelijkheden worden onderscheiden:

- drijvende landingsbaan;
- drijvende spoorbaan;
- distributieweg voor stedelijk bevoorradingsverkeer (bijvoorbeeld op de grachten);
- verbindingsweg tussen drijvende huizen;
- lange afstandsbaan voor doorgaand verkeer (gefundeerd op grondwater)

³ Een mogelijke toepassing van een drijvende werkweg is de ontsluiting van nieuwe (woon)wijken voor het zware werkverkeer. Als de aan te leggen waterpartijen en singels eerst voor drijvende wegen worden gebruikt kan direct de definitieve verkeersinfrastructuur in de wijk worden aangelegd dit scheelt niet alleen kosten, maar ook ergernis bij toekomstige bewoners.
Een andere mogelijkheid is dat een weg wordt in eerste instantie drijvend aangelegd en als onderdeel van de bouwprocedure op een bepaald moment 'afgezonden'. Als er tenslotte een luchthaven in zee wordt aangelegd, ligt het voor de hand om daar naartoe een drijvende werkweg aan te leggen.

⁴ Bijvoorbeeld bij groot onderhoud van verhardingen of als tijdelijke brug of werkweg bij brugonderhoud.

2.4 Locaties

In het algemeen zijn mogelijke overige locaties voor drijvende wegen:

- De Haarlemmertrekvaart (ontlasting van congestiegevoelige wegen)
- De Trekvluit in Den Haag (alternatieve 'radiaal' de stad in)
- Het van Harinxmakanaal om een tijdelijke drijvende weg in de bouwfase van een nieuwe weg op land in te leggen (traject van ongeveer 4 kilometer).
- Evenwijdig aan de Ketelbrug in de A6
- Ramspol in de A50
- Een omlegging Maastricht door de Maas.
- Flexibele verbindingswegen tussen verschillende eilanden in IJburg, bijvoorbeeld overdag een verkeersverbinding en in het weekend 'uitvaren' om veel ruimte aan de toegankelijkheid per boot te bieden.
- Hartelkanaal (in verband met het bereikbaar maken van een tweede Maasvlakte)
- Borgharen
- Langs de A2 op het Amsterdam-Rijnkanaal;
- Utrechtsebaan in Den Haag;
- HSL-Zuid A16
- Groene Harttunnel;
- A4 bij Leiderdorp
- rond Lelystad

3. Uitwerking dynamisch waterpeil

Eén van de drie voor nadere uitwerking geselecteerde pilotideeën was: een drijvende weg, waarbij de keuze voor een drijvende weg is ingegeven door belangen van een dynamisch waterpeil:

- weg drijft mee, zodat de weg bij hoog water niet wordt overspoeld;
- weg drijft mee, zodat de weg geen barrière is voor veranderend waterpeil;

Prioriteiten van waterbeheer zijn:

1. veiligheid (tegen overstromingen)
2. stoppen van de bodemdaling
3. zelfvoorzienend m.b.t. zoet water
4. variabel waterpeil

Voor boezemwater moet een vast peil worden aangehouden. Voor polderwater kan het peil afhankelijk worden gesteld van de functie van het gebied.

Een drijvende weg kan vooral een functie hebben als het gaat om het 'polderwater'.

Bij de bespreking wordt uitgegaan van een weg met twee rijstroken en aan beide zijden een vluchtstrook (dus in totaal vier rijstroken).

Zes clusters van aandachtspunten zijn genoemd:

1. *Constructie:*
 - minimale hoogte boven waterniveau: 0,5 meter
 - DW moet verkeer kunnen dragen
 - ROA-richtlijnen moeten worden gevolgd (o.a. bij geleiderails)
 - weg mag niet 'droog vallen' (voldoende water onder de weg)
 - hellingshoek in dwarsrichting zal altijd tegen de verkanting ingaan (i.v. met overhellen van de drijvende constructie bij zware belasting)
 - modulair systeem nodig
 - aanlegplaatsen (voor waterpolitie en onderhoud)
 - brandveiligheid
 - bevestiging van wegdek op drijflichaam
2. *Verkeerskundige problemen:*
 - hellingshoek van aanlandingsbaan verdelen over meerdere elementen
 - hellingshoek in langsrichting: ROA
 - toegestane snelheid minimaal 80 km/u
 - oplossing vinden voor invloed van weersomstandigheden (mist, gladheid)
3. *Milieu:*
 - landschappelijke inpassing
 - hoe om te gaan met gevaarlijke stoffen
 - eisen geluidhinder
 - opvang van run-off (vervuild wegwater)
 - ecologische eis: max. 45% van het wateroppervlak mag bedekt zijn
 - ecologische eis: minimaal 0.5 meter tussen bodem en drijflichaam
4. *Rendement:*
 - DW moet goedkoper zijn dan reguliere oplossing met dezelfde positieve effecten
 - baten en kosten van waterkundige en verkeerskundige zaken moeten worden geëxpliciteerd

5. *Procedures:*

- moet passen in bestemmingsplannen
- moet voldoen aan eisen van rivierenwet
- bouwvergunning nodig
- MER-plichtig? (als pont niet, maar als weg wel)
- pont is juridisch een deel van de weg

6. *Mobilisatie:*

- aanvoer óf over de weg óf varen
- bij terplekke opbouwen (voldoende kleine elementen)

4. Uitwerking drijvende weg in langsrichting

4.1 Kenmerken

Onder een drijvende weg in langsrichting is in deze workshop een evenwijdig aan een oever aan te leggen drijvende weg verstaan die de volgende kenmerken heeft:

- In bestaand water.
- In het algemeen een korte omleiding/shunt.
- Bijvoorbeeld te gebruiken om langs de landhoofden van een brug te komen.
- Voorzien van flexibele toe- en afritten.
- In het geval het om een drijvende weg voor autoverkeer gaat moet die bij voorkeur te berijden zijn met minimaal 70 a 80 km. per uur.

4.2 Risico's

De risico's voor een drijvende weg zoals hierboven omschreven zullen vooral liggen op het terrein van:

- Dynamica en stabiliteit (zowel onder invloed van het verkeer dat erover rijdt als van de scheepvaart die erlangs vaart).
- Eventuele getijdenwerking.
- Aanvaringen door schepen.
- IJsgang.
- Onvoldoende drijfvermogen (dus gevaar van zinken).
- Problematische bereikbaarheid van de uiteindelijke locatie over water (waardoor de eventuele elementen niet kunnen worden aangevoerd).
- Onveiligheid voor de drijvende weggebruiker.
- Geluidsoverlast.

Om bovenstaande risico's te minimaliseren moet er veel aandacht zijn voor de volgende aspecten van de drijvende weg:

- Geschiktheid en zorgvuldige constructie van de toeleidende infra.
- Wegdekeigenschappen.
- Geluid.
- Invloed van wisselende weersomstandigheden.
- Afwatering in samenhang met eisen aan de waterkwaliteit.
- Grootte van de te gebruiken elementen.
- Productieaspecten waarbij vooral bouwsnelheid en mogelijkheden tot 'invaren' belangrijk zijn.
- Flexibiliteit van de constructie zelf en geschiktheid voor eventueel hergebruik (dus flexibele toepassingsmogelijkheden).
- Belangen van de scheepvaart.
- Verankering van de constructie.
- Verticale en horizontale bewegingen van het water.
- Temperatuurwerking op de constructie.

4.3 Programma van eisen

Een op te stellen programma van eisen voor de aanleg van een drijvende weg in langsrichting zou de vorm van een (denkbeeldige) piramide kunnen hebben. In de top van de piramide zou bijvoorbeeld een eis met betrekking tot de onzinkbaarheid van de constructie moeten staan. De rest van de piramide zou dan met naar beneden toe steeds gedetailleerdere eisen moeten worden ingevuld. Er moeten in ieder geval eisen worden opgenomen op het gebied van:

- Stijfheid bij variabele belasting.
- Hoogte boven het water.
- Minimaliseren van de rotatie van de constructie.
- Rij- en of gebruikerscomfort door bijvoorbeeld een eis aan de vlakheid van het materiaal te stellen.
- Verticale versnellingsbewegingen.
- Knik.
- Maximale hellingen van de op- en afritten.
- Het juridische eigendom van de grond- en het water dat gebruikt wordt, bijvoorbeeld in verband met de belangen van de scheepvaart.
- De bouwwijze van de 'bruggenhoofden' in een dijklichaam in verband met de waterkerende functie van dijk.
- De resterende doorvaartbreedte voor het scheepvaartverkeer.
- Het profiel van de vrije ruimte, bijvoorbeeld onder de brug waar de drijvende weg als shunt onder door gaat.
- Water op de weg (dit zou naast hoogte boven het water bijvoorbeeld tegengegaan kunnen worden door de drijvende weg opstaande randen te geven die tegelijkertijd als geluidscherm dienst zouden kunnen doen).
- Gebruik bij wisselende weersomstandigheden (de eis zou bijvoorbeeld een percentage dagen per jaar kunnen zijn dat de drijvende weg niet gebruikt kan worden wegens slechte weersomstandigheden).
- Het in stand blijven van de doorstroomcapaciteit van het water waarin de drijvende weg ligt.
- De waterkwaliteit. Dit zal een zeer kritische eis zijn en daarom zal er zeker in een pilot gestreefd moeten worden naar een gesloten systeem.
- Vervorming bij flexibiliteit op het gebied van verplaatsing etc. (wellicht kan er in dit kader gedacht worden aan drijvende weg bestaande uit starre delen met meer flexibele delen daartussen).
- Het band/wegdek geluid (de op te stellen eisen kunnen waarschijnlijk makkelijker worden gehaald als de drijvende weg voorzien wordt van ZOAB en een opstaande rand).
- 'Kraken' en 'piepen' van de constructie.

4.4 Ideeën

Tijdens de workshop zijn een aantal ideeën opgekomen die van nut kunnen zijn bij het vormgeven van een pilot:

- Leen ideeën van de scheepvaart. Bij de bouw van mammoettankers werd bijvoorbeeld een constructie gebruikt die het schip als geheel een enorme stevigheid gaf terwijl de elementen waaruit de tanker was opgebouwd op zichzelf vrij 'slap' waren. Deze kennis is in Nederland zeker nog voorhanden.
- Bekijk bij de bouw van langere drijvende wegen of de pijpleggertechniek voordelen biedt. Dit is een constructiemethode waarbij op een schip korte elementen aan elkaar worden gelast die vervolgens als een slang langzaam in het water worden gelegd.
- Ontwikkel elementen die zowel in de lengte als in de breedte aan elkaar kunnen worden gelegd. De flexibiliteit van de drijvende weg neemt hierdoor sterk toe.

- Maak gebruik van 'doosliggers'.
- Inventariseer of het voordelen biedt om 'actief' met de balast van de drijvende weg om te gaan. Dit kan bijvoorbeeld door al naar gelang de behoefte water in en uit de elementen te pompen. Nadeel is natuurlijk wel dat er een risico van uitval bestaat.
- Geef de elementen een bepaalde 'slimme' vorm mee, die er daarnaast ook nog aardig uitziet.
- Het heeft voordelen om simpel te beginnen, bijvoorbeeld met een drijvende weg die bestaat uit één element met op- en afritten. Ga daarna (bijvoorbeeld in een tweede pilot) de elementen ook koppelen.

4.5 De pilot

De haalbaarheid van een pilot zal sterk positief worden beïnvloed als aan een of meer van de hieronder genoemde locatievoorwaarden wordt voldaan:

- De drijvende weg ontsluit een gebied waarvan de ontsluiting op een andere wijze kostbaar of moeilijk zou zijn.
- De drijvende weg biedt een duidelijk kortere route dan de bestaande alternatieven.
- De drijvende weg biedt een omleiding bij werkzaamheden. Voordeel is dat er in deze situatie ook 'dure' maatregelen genomen hadden moeten worden als de drijvende weg niet was aangelegd.
- De drijvende weg biedt capaciteit in afwachting van andere maatregelen die pas op een later tijdstip gerealiseerd kunnen worden.

Belangrijke aspecten van een succesvolle pilot zijn verder:

- Echt (fysiek) een drijvende weg tonen die door de minister te openen is.
- Eventueel aanhaken bij groot infra project om zowel fysiek als organisatorisch meer speelruimte te hebben.
- De pilot eventueel faseren, bijvoorbeeld op de wijze zoals hierboven genoemd.
- De mogelijkheid onderzoeken om voor de pilot bestaande elementen te gebruiken om de bouwtijd en daarmee de realisatietijd van de pilot te verkorten.
- Een drijvende weg alleen voor gebruik door fietsers is minder geschikt als pilot. Veel problemen die bij autoverkeer verwacht worden zullen niet optreden en dus leer je te weinig van de pilot, bovendien is de uitstraling onvoldoende. Een drijvende weg alleen voor personenauto's kan daarentegen wel een goed idee voor een pilot zijn.
- Maak de drijvende weg bij voorkeur mooi om de uitstraling te vergroten.
- Onderschat het zoeken van een geschikte locatie niet en pas bij weinig keus desnoods de eisen aan.

5. Uitwerking drijvende weg op nieuw water

5.1 Toepassingen

Voor een drijvende weg in nieuw water worden twee toepassingen onderscheiden. In de eerste plaats een 'normale' weg die wordt gefundeerd op grondwater. Een dergelijke constructie leent zich natuurlijk bij uitstek voor veen of andere drassige gebieden. In de tweede plaats wordt gedacht aan een bouwweg voor de ontsluiting van nieuwe wijken voor het zware wegverkeer. Nu is voor werkverkeer betrekkelijk dure, 'overgedimensioneerde' infrastructuur nodig. Als reeds geplande waterpartijen voor drijvende bouwwegen worden gebruikt, kan direct de definitieve verkeersinfrastructuur in de wijk worden aangelegd. Dit heeft niet alleen belangrijke kostenvoordelen, maar beperkt ook de overlast voor de toekomstige bewoners.

Hoewel een 'grondwaterweg' op de lange termijn uiterst kansrijk wordt geacht, leent de 'bouwweg' zich in eerste instantie beter voor uitwerking in een pilot. In het hiernavolgende wordt hiertoe een eerste aanzet gegeven.

5.2 Kenmerken en uitvoering

Een bouwweg heeft de volgende kenmerken:

- op reeds gepland water;
- geschikt voor zwaar verkeer, bij voorkeur te berijden met 80 km. per uur;
- recyclebaar in situ, d.w.z. dat de weg 'meeschuift' met de werkzaamheden (rupsmodel);
- algemene recyclebaarheid; de weg is elders her te gebruiken bij bouwwerkzaamheden

Onderstaande schets toont een mogelijke uitvoeringsvorm van de bouwweg:



5.3 Programma van eisen

Om een drijvende bouwweg te kunnen realiseren, moet rekening worden gehouden met de volgende eisen:

Constructie:

- modulariteit (ponton, 'drijvende kokers')
- koppeling van de modules (trillingen)
- grootte van de modules i.v.m. aanvoer (over water of weg)
- stijfheid bij variabele belasting;
- stabiliteit in dwarsrichting;
- doorbuiging bij verticale versnellingsbewegingen;
- hellingshoek in relatie met overhellen van de constructie bij zware belasting.

Verkeerskundige eisen:

- toegestane snelheid 80 km. per uur;
- oplossing vinden voor calamiteiten ('vluchthavens')
- oplossing vinden voor invloed weersomstandigheden;

Milieu:

- run-off niet in oppervlakte water (de afwatering zou opgelost kunnen worden door binnen de elementen terplekke te filteren met een ingebouwde biobak);
- voldoen aan eisen geluidshinder;
- IM-protocol voor omgang met gevaarlijke stoffen;
- duurzame materiaalkeuze;
- bewaken van de waterkwaliteit.

NB Bij deze toepassing zijn zaken als geluidshinder en landschappelijke inpassing vanzelfsprekend minder van belang, hetgeen uitwerking in een pilot aanmerkelijk kan vereenvoudigen.

Kosten:

- De bouwweg moet goedkoper zijn dan de bestaande alternatieven

6. Hoe nu verder?

De workshop maakt deel uit van de eerste, verkennende fase van de pilot. In deze fase probeert het pilotteam gevoel te krijgen voor de materie en bovenal vast te stellen of er in Nederland wel toekomst is voor drijvende wegen.

Gezien het enthousiasme dat het onderwerp overal losmaakt, lijkt dit laatste zeker het geval. In de workshop, maar ook in interviews met bijvoorbeeld ecologen is een bont amalgaam van ideeën verzameld over mogelijke toepassingen voor drijvende wegen en functionele en structurele eisen waaraan dergelijke constructies zouden moeten voldoen.

De komende twee maanden worden alle alternatieven op een rijtje gezet en kritisch bekeken op uitstraling, uitvoerbaarheid en haalbaarheid. Bij deze kritische toets wordt niet uitsluitend gerefereerd aan de bestaande situatie, maar zal juist worden getracht om een prikkelend perspectief te formuleren op de toekomst en te bezien of en hoe de drijvende weg daarin kan worden gepast. Het idee dat het pilotteam in juli hoopt te selecteren voor nadere uitwerking is dan ook beslist niet bedoeld als demonstratieproject voor de huidige stand van de techniek. Om een stap verder te komen met het flexibel bouwen van wegen en aansluiting te vinden bij ontwikkelingen als bijvoorbeeld dynamisch waterpeil, zul je immers bewust de gebaande paden moeten verlaten. Vanzelfsprekend is dit beslist niet eenvoudig. In de uitwerkingsfase hoopt de Waterstaat daarom wederom gebruik te kunnen maken van de inventiviteit en creativiteit van het bedrijfsleven, andere deskundigen en geïnteresseerden.

Bijlage I: Lijst van deelnemers

E.	Bastian	Heerema Infrastructuur
B.	Bekker	Haskoning
E.	Berendsen	Rijkswaterstaat
G.G.	Bochove	Heijmans
A.H.	de Bondt	Ooms Avenhorn Holding bv
M.	Duskov	Grontmij
J.J.	Fafié	Rijkswaterstaat
B.	Hamel	Rijkswaterstaat
L.H.	Immers	TNO-INRO
N.	Kaptijn	Rijkswaterstaat
M.J.L.H.	Klinkers	Rijkswaterstaat
F.	Maas	Rijkswaterstaat
J.T.	Mellema	Traffic Test
R.	Narold	Heerema Infrastructuur
D.	Nuijens	Rijkswaterstaat
B.	Rakic	Traffic Test
H.L.F.	Saeijs	
J.C.	Salverda	Traffic Test
E.K.	Suister	Rijkswaterstaat
S.	Teusen	Rijkswaterstaat
I.H.	Veling	Traffic Test
R.S.	Verheule	Rijkswaterstaat
J.	Veurman	Rijkswaterstaat
E.	Voskuilen	Rijkswaterstaat
F.A.	Waldijk	Rijkswaterstaat
E.	van der Waals	Rijkswaterstaat
A.	Westerhuis	Ministerie van Economische Zaken
G.J.	van der Woerd	Ooms Avenhorn Holding bv
D.	Zijlstra	Rijkswaterstaat

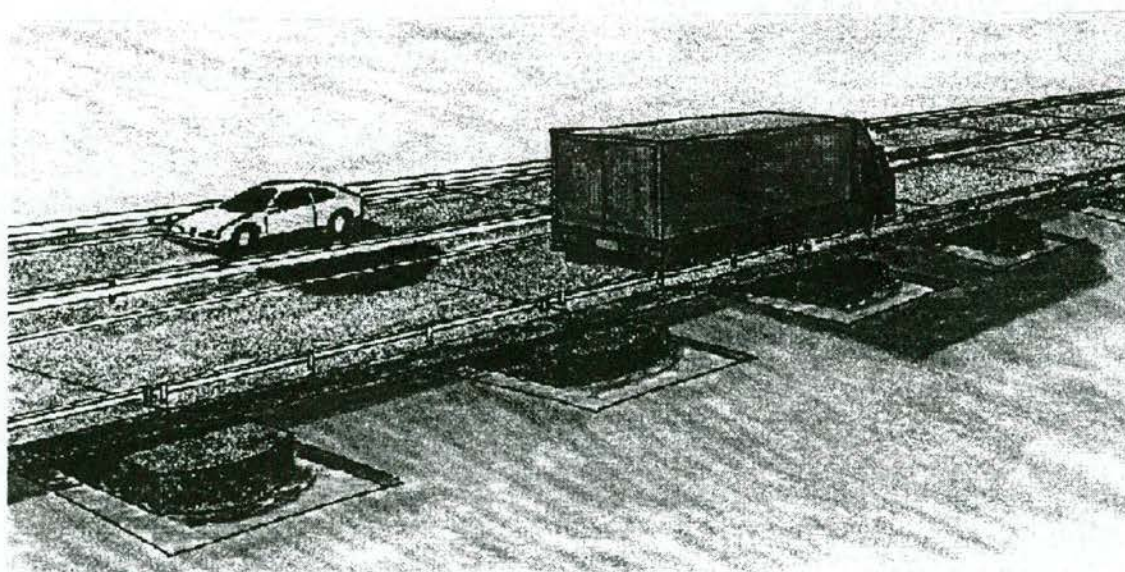
Bijlage VIII

Survey

De Nieuwe Waterweg

Survey-studie

eindrapport



Opdrachtgever:
Innovatieprogramma Wegen naar de Toekomst
Projectteam 'De Nieuwe Waterweg'

Grontmij Verkeer & Infrastructuur
De Bilt, 29 juni 2000

Inhoudsopgave

1 Inleiding	3
1.1 Kader	3
1.2 Gebruikte informatie	3
2 Alternatieven	4
2.1 Toepassing	4
2.2 Materiaal	6
2.3 Oeververbinding	6
2.4 Verankeringsmethode	7
2.5 Uitvoeringsvorm	8
3 Criteria	9
3.1 Gebruiksvriendelijkheid	10
3.2 Stabiliteit (verkeersbelasting)	11
3.3 Stabiliteit (wind en water)	12
3.4 Constructieve duurzaamheid	12
3.5 Scheepvaart mogelijk	13
3.6 Uitvoerbaarheid	13
3.7 Bouwsnelheid	13
3.8 Beheerbaarheid	14
3.9 Capaciteit	14
3.10 Veiligheid	15
3.11 Rijsnelheid	15
3.12 Helling/knik	16
3.13 Geluid	16
3.14 Verstoring bodem/oever	17
3.15 Verstoring flora/fauna	17
3.16 Vergunningen	17
3.17 Initiële kosten	19
3.18 Onderhoudskosten	19
3.19 Maatschappelijke kosten	19
4 Scorematrix	20
4.1 Gevoeligheidsanalyse	20
5 SWOT-analyse	22
6 Conclusies en aanbevelingen	23
6.1 Conclusies	23
6.2 Aanbeveling	23

1 Inleiding

1.1 Kader

Binnen het door RWS opgezette innovatieprogramma Wegen naar de Toekomst worden vier thema's onderscheiden. Een van deze thema's is Flexibele Infrastructuur.

In het kader van het thema Flexibele Infrastructuur wordt onderzocht:

- hoe het maatschappelijk rendement van infrastructuur in een onzekere toekomst gewaarborgd blijft;
- hoe de inflexibiliteit van besluitvorming, ontwerp en gebruik van infrastructuur doorbroken kan worden.

Onderdeel van het thema Flexibele Infrastructuur vormen enige pilots. Een daarvan is de Nieuwe Waterweg.

In opdracht van RWS heeft Grontmij Verkeer & Infrastructuur een surveystudie uitgevoerd naar 'De Nieuwe Waterweg' (DNW). De studie dient te resulteren in een onderbouwde beschrijving van tenminste vier mogelijkheden voor de toepassing van een drijvende weg met als einddoel realisatie van een pilotproject in juli 2001. Doel van de pilot is om op basis van een praktijkproef beheerders en ontwerpende instanties van infrastructuur ervan te overtuigen dat de drijvende weg een meerwaarde kan hebben t.o.v. de huidige wegen- en bruggenbouwpraktijk in Nederland.

In voorliggende studie wordt een groot aantal toepassingsmogelijkheden onderzocht. Onderscheid wordt gemaakt naar de functionaliteit en de uitvoeringsvorm. De toepassingsmogelijkheden worden beoordeeld op een groot aantal criteria, waarbij rekening is gehouden met het relatieve gewicht van de verschillende criteria.

1.2 Gebruikte informatie

Om de benodigde informatie te achterhalen en de denkbeelden bij deskundigen te toetsen, zijn diverse interviews gehouden:

- de heer W. Jollie, RWS Utrecht, afdeling Verkeer en Beheer Hoofdwegennet. Onderwerp: beheersaspecten;
- de heren J. Jansen en P. Bontje, RWS Utrecht, afdeling Nieuwe Werken, onderafdeling Voorbereiding. Onderwerp: aanleg van autoweg in waterwingebied;
- de heer A. de Bondt, Ooms Averhorn Holding. Onderwerp: constructie;
- de heer T. Hendriks, ANWB, afdeling belangenbehartiging. Onderwerp: gebruikers/beleving;
- de heren J. de Jong en B. Butchner van het Maritiem Research Institute uit Wageningen. Onderwerp: constructieve aspecten in het algemeen en invloed van golven, stromingen en wind in het bijzonder.

Daarnaast zijn er schriftelijk vragen gesteld aan de heer mr. H. Gierveld, RWS, Centrale Directie Juridische Zaken (wat betreft de aspecten die betrekking hebben op de Tracéwet).

Tenslotte zijn enkele vragen gesteld aan de heer B. Rietveld van Gusto Engineering IHC bv en mr. B. 't Mannetje, werkzaam bij Grontmij.

2 Alternatieven

2.1 Toepassing

Een drijvende weg kent enkele voordelen ten opzichte van conventionele wegen, gefundeerd op palen (in geval van water of een slappe bodem):

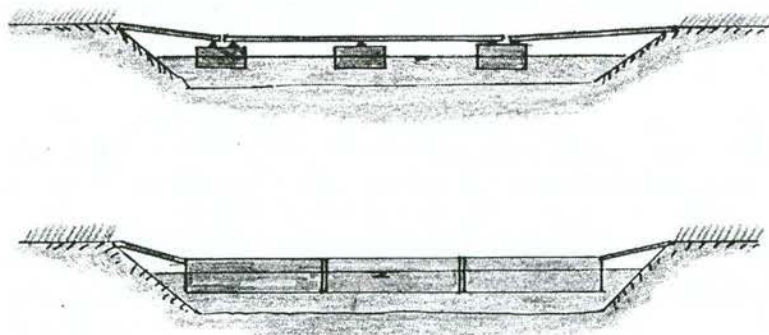
- de aanleg van een drijvende weg kan sneller verlopen;
- de fundering is eenvoudiger;
- er kan gebruik worden gemaakt van bestaand water, wat onteigeningsprocedures vereenvoudigt;
- de hoogteligging van de weg varieert met het waterpeil;
- de drijvende weg kan na verloop van tijd eenvoudiger verwijderd worden en lijkt daarom goed geschikt voor tijdelijke toepassingen.

Onderscheiden wordt 'tijdelijke toepassing' tegenover 'permanente toepassing'. De volgende varianten worden onderscheiden:

- tijdelijke vervanging van een brug/tunnel;
- tijdelijke werkweg;
- tijdelijke capaciteitsvergroting;
- permanent in bestaand open water;
- permanent in 'nieuw water';
- permanente alternatieve weg.

De varianten worden vergeleken met een 'traditioneel alternatief'. In onderstaande tabel is per variant weergegeven waarmee vergeleken wordt.

variant drijvende weg:	als alternatief voor:
tijdelijke vervanging van brug/tunnel	tijdelijke vaste brug
tijdelijke werkweg	werkweg op palen
tijdelijke capaciteitsvergroting	tijdelijke uitbreiding op palen
permanent in bestaand open water	uitbreiding op palen
permanent in nieuw water	aanleg op palen
permanent alternatieve weg	aanleg op palen



Figuur 2.1 Een waterweg in langsdoorsnede in een scheepjesbrug-variant (bovenste deel afbeelding) of op gekoppelde pontons (onderste deel afbeelding) ¹⁾

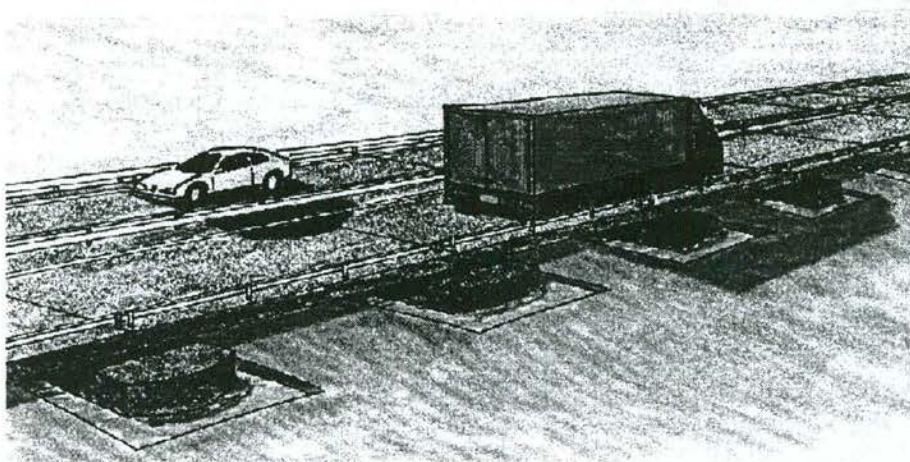
¹⁾ Bron: Pilotteam 'De nieuwe Waterweg'

Uitgangspunt is dat de variant (de drijvende weg) een vergelijkbare functionaliteit heeft als de situatie waar hij een alternatief voor vormt (de situatie waarbij gebruik wordt gemaakt van een weg op palen).

De volgende varianten worden onderscheiden:

- tijdelijke vervanging van brug/tunnel: De drijvende weg zal de verbinding vormen tussen twee oevers. Een deel van de drijvende weg kan beweegbaar zijn om een doorgang te beiden aan scheepvaartverkeer. Door modulaire opbouw van de brug kan hij op meerdere locaties toepasbaar zijn. Voordeel van toepassing van een drijvende weg in deze situatie is dat een drijvende wegconstructie sneller gerealiseerd kan worden dan een tijdelijke brug, simpelweg weg te voeren is na de voltooiing van bouwwerkzaamheden en waarschijnlijk minder kost. (Een tijdelijke brug op palen is ongeveer 1,5 keer duurder dan een eenvoudige DNW-variant voor licht verkeer²⁾. In het geval van zwaar verkeer neemt het prijsverschil af en zou het zelfs kunnen omslaan);
- tijdelijke werkweg: een vervanging van de werkweg op palen: Op een dergelijke weg, die berekend is op zwaar vrachtverkeer, kan een vereenvoudigde inrichting (bebording, markering) toegepast worden. Voordeel van toepassing van een drijvende weg in deze situatie is dat de weg na afloop eenvoudig verwijderd kan worden;
- tijdelijke capaciteitsvergroting: een lokale capaciteitsvergroting (een 'bypass') om het verkeer doorgang te laten vinden bij WIU of vooruitlopend op een structurele capaciteitsvergroting. Afhankelijk van de lokale situatie kan de drijvende weg worden opengesteld voor doelgroepverkeer of voor alle verkeer. Voordeel van toepassing van een drijvende weg in deze situatie is dat deze weg vooruitlopend op een permanente oplossing toegepast kan worden en na afloop eenvoudig verwijderd kan worden;
- permanent in bestaand water: Hierbij kan het gaan om een permanente capaciteitsuitbreiding, of een permanente aanleg van een weg die voorheen niet aanwezig was. Voorbeeld is de aanleg van een weg ten behoeve van een nieuwbouwlocatie. Voordeel van toepassing van een drijvende weg in deze situatie is dat de weg snel en in vele situaties tegen geringere kosten gerealiseerd kan worden;
- permanent in 'nieuw' water: Aanleg van een permanente weg in een gebied waar voorheen geen water was. Voor de hand liggend is in dat geval de aanleg in een veengebied. Voorbeelden zijn: de aanleg van een weg ten behoeve van een nieuwbouwlocatie, of de uitbreiding van een autosnelweg met een strook. Voordeel van toepassing van een drijvende weg in deze situatie is dat de weg in vele gevallen snel en tegen geringere kosten gerealiseerd kan worden;
- alternatieve weg: Hierbij worden in een veengebied (of een ander gebied met een hiervoor geschikte bodem) op zekere onderlinge afstand van elkaar drijvende oplegpunten geconstrueerd. De wegdelen rusten op deze drijvende oplegpunten zoals geïllustreerd in figuur 2.2. Voor de constructiewijze komt alleen de scheepjesbrug in aanmerking. Voordeel van toepassing van een drijvende weg volgens deze constructiemethode is dat de aanleg minder ingrijpende gevolgen heeft voor de bodem.

²⁾ Globale prijs voor een weg op palen bedraagt ca. fl. 2.000,- per m²



Figuur 2.2 DNW-concept voor alternatief weg

2.2 Materiaal

Vooralsnog is aangenomen dat staal of beton toegepast wordt.

Van kunststoffen ontbreekt op dit moment de specifieke informatie. Uitgaande van een toepassing van de drijvende weg op korte termijn, zal bij voorbaat gebruik worden gemaakt van reeds in de praktijk toegepaste constructies / materialen. In dit opzicht scoort kunststof beduidend minder dan het meer traditionele beton of staal. De kans op uitvoerbaarheid van een DNW-kunststofconstructie is immers klein omdat er geen referentieprojecten bekend zijn. Wat de overige constructies betreft wordt een houten constructie als enige realistische optie beschouwd.

2.3 Oeververbinding

De drijvende weg kan op twee manieren met de oever zijn verbonden.

- de weg is opgelegd op de oever, gebruikmakend van landhoofden;
- de weg drijft in het water, waarbij kleppen tussen de weg en de oever voor verbinding zorgen.

Van belang hierbij is de overgang van land naar het drijvende gedeelte. Deze overgang bestaat uit een wegdeel dat onder een bepaalde langshelling ligt. Boven aan de helling (bij het land) is een topboog toegepast, onderaan de helling (bij de overgang naar het drijvende deel) een voetboog. De vraag is of bij een drijvende weg een top/voetboog überhaupt toegepast kan worden. ofwel dat er een knik komt. Zowel aan een knik als aan een top/voetboog worden de volgende eisen gesteld vanuit het zicht, het comfort en de esthetica:

- zichteis: een weggebruiker zal voldoende zicht moeten hebben om een object met een bepaalde hoogte (over het algemeen wordt 20 cm aangehouden, bijvoorbeeld de hoogte van een liggende mens) van voldoende afstand te zien om af te remmen voordat zijn voertuig het object raakt. Hierbij speelt ook de ontwerpsnelheid een rol: deze snelheid bepaalt de benodigde remweg;
- comforteis: de weggebruiker zal geen ongewenste versnellingen mogen ondergaan. Een gebruikelijke waarde hiervoor bedraagt maximaal $0,5 \text{ m/s}^2$;
- esthetica: deze eis heeft betrekking op de wijze waarop de markering wordt waargenomen. Deze markering, dus het wegverloop, zal in de ogen van de weggebruiker geleidelijk moeten zijn. De markering heeft een geleidingsfunctie, het verdere verloop van de weg valt eraan af te lezen.

Krappe voetbogen geven de indruk dat er een knik in de weg zit en zullen het rijgedrag verstoren.

In het ontwerp van de topboog is de zichtreis maatgevend. De waarde van de topboog wordt bepaald door de som van de hellingspercentages aan weerszijden van de boog en het bij een bepaalde ontwerpsnelheid behorende stopzicht.

In het ontwerp van de voetboog wordt in eerste instantie uitgegaan van de esthetiek, in veel situaties blijkt dit echter niet haalbaar. In de volgende tabel zijn waarden opgenomen die betrekking hebben op de boogstraal van de voetboog:

ontwerpsnelheid	verticale holle boogstraal R (m) ³⁾	
ontwerpsnelheid (km/h)	comfort	esthetica
60	550	8.000
80	1.000	14.000

De langshelling kent een maximaal hellingspercentage van 7% (bij ontwerpsnelheden kleiner dan 60 km/h). Hogere waarden zijn toegestaan (tot 12%) maar deze zullen, zeker bij een helling van grotere lengte, moeilijkheden opleveren voor het vrachtverkeer.

Behalve de langshelling is ook de dwarshelling van belang. Dwarshelling (of afschot) wordt toegepast om de afvoer van hemelwater naar de zijkant van de rijbaan te bevorderen. De combinatie van langshelling en dwarshelling is aan een bepaalde randvoorwaarde gebonden:

$$\sqrt{((\text{langshelling})^2 + (\text{dwarshelling})^2)} \leq 7\% , \text{ waarbij de waarde van de langshelling en de dwarshelling in \% is uitgedrukt.}$$

Deze randvoorwaarde is gebaseerd op de situatie waarbij een vrachtauto gebruik maakt van een krappe bocht, gelegen op een helling, bij ijzel.

De verkeerstechnische constructie van de overgang van de drijvende weg naar de helling, dus ter plaats van de voetboog, moet in staat zijn om horizontale stootkrachten van het verkeer op te nemen. Complicerende factor daarbij is dat de ligging van de drijvende weg in hoogte kan variëren, afhankelijk van de waterstand te plaatse.

Het hoogteverschil kan beperkt worden door het gewicht van de drijvende weg te variëren, bijvoorbeeld door middel van waterinlaten in pontons. Hiermee kan de hoogte van de weg ten opzichte van het waterpeil veranderd worden; zo kan ingespeeld worden op variaties in het waterpeil. Hierdoor is het mogelijk om een gedeelte van de drijvende weg onder een helling te leggen, waardoor de overgang naar de helling vereenvoudigd wordt.

Hoewel de wijze van oeververbinding meerdere opties kent, leggen deze geen beperking op aan de verankeringsmethode of de uitvoeringsvorm. De oeververbinding is dan ook niet opgenomen in de scorematrix.

2.4 Verankeringsmethode

Dit is de wijze waarop de constructie aan 'het land' is verbonden.

Onderscheid wordt gemaakt tussen:

- een constructie die met palen in de bodem is verankerd en
- een constructie die met ankerkettingen aan de bodem is verbonden.

³⁾ Bron: RONA, hoofdstuk alignement, 1992

Overigens kan bij een geringe overspanningsbreedte worden afgezien van verankering, op voorwaarde dat de constructie op de landhoofden is opgelegd. Aan deze optie wordt in het vervolg van het rapport geen aandacht aan besteed.

2.5 Uitvoeringsvorm

Ook binnen de uitvoeringsvorm worden twee varianten onderscheiden:

- uitvoering als scheepjesbrug, dus als wegdek op drijvende oplegpunten;
- uitvoerig als gekoppelde pontons, waarbij hun bovenkanten het rijdek vormen.

Het drijvende oppervlak zal bij toepassing van gekoppelde pontons groter zijn.

Voor het rijoppervlakte zelf heeft de uitvoeringsvorm geen consequenties.

3 Criteria

In dit rapport zijn de volgende criteria in beschouwing genomen:

- 1) Gebruikseisen:
 - gebruiksvriendelijkheid (3.1);
- 2) Constructieve eisen:
 - stabiliteit (verkeersbelasting) (3.2);
 - stabiliteit (wind en water) (3.3);
 - constructieve duurzaamheid (3.4);
 - scheepvaart mogelijk (3.5);
 - uitvoerbaarheid (3.6);
 - bouwsnelheid (3.7);
 - beheerbaarheid (3.8);
- 3) Verkeerskundige eisen:
 - capaciteit (3.9);
 - veiligheid (verkeerskundig/algemeen) (3.10);
 - rijsnelheid (3.11);
 - helling/knik (3.12);
- 4) Milieu/ecologische eisen:
 - geluid (3.13);
 - verstoring bodem/oeveren (3.14);
 - verstoring flora/fauna (3.15);
- 5) Juridische eisen:
 - vergunningen (3.16);
- 6) Kosten:
 - initiële kosten (3.17);
 - onderhoudskosten (3.18);
 - maatschappelijke kosten (3.19).

Om de prestatie van de varianten op de verschillende criteria aan te geven, wordt gebruik gemaakt van een scorematrix waarbij aan de score van een variant op een bepaald criterium een getalswaarde wordt toegekend.

De beoordeling vindt plaats aan de hand van de vergelijking tussen de bewuste variant en het 'traditionele' alternatief van deze variant. Hierbij wordt onder het 'traditionele' alternatief een op palen gefundeerde wegconstructie verondersteld net zoals het in de inleiding is uitgelegd.

De gebruikte getalswaarden voor het grootste deel van de criteria (15 van de 19) zijn:

-2	veel slechter
-1	slechter
0	neutraal, geen verschil
1	beter
2	veel beter

Bij 4 criteria (namelijk stabiliteit tegen wind en water, beheerbaarheid, vergunningen en onderhoudskosten) bleek de drijvende weg in alle varianten slechter te scoren dan de traditionele weg. Volgens de bovenstaande beoordelingsmethodiek zouden dan slechts de waarden -1 en -2 toegepast worden in de scorematrix. Hierdoor verdwijnt een groot deel van het onderscheid van de score tussen de verschillende alternatieven. Om deze reden is bij deze 4

criteria de scorerange van 2 tot -2 toegepast, hoewel de drijvende weg minder goed scoort dan de traditionele weg op palen.

Aan de 19 gebruikte criteria zijn verschillende gewichten toegekend, om aan te geven dat deze criteria niet allemaal even belangrijk zijn. De score die aan een criterium is toegekend, op basis van een 'expert guess', varieert van 1 (relatief onbelangrijk) tot 5 (zeer belangrijk)

In het volgende schema is weergegeven welk gewicht aan de verschillende criteria is toegekend. In paragraaf Gevoeligheidsanalyse wordt dieper ingegaan op de invloed van verschillende gewichtensets op de uitkomst.

gewicht	omschrijving	criterium
5	zeer belangrijk	<ul style="list-style-type: none"> • stabiliteit (verkeersbelasting) • uitvoerbaarheid • veiligheid • vergunningen
4	belangrijk	<ul style="list-style-type: none"> • gebruikersvriendelijkheid • bouwsnelheid • capaciteit
3	redelijk belangrijk	<ul style="list-style-type: none"> • stabiliteit (wind/water) • constr. duurzaamheid • scheepvaart mogelijk • beheerbaarheid • geluid • initiële kosten • onderhoudskosten
2	minder belangrijk	<ul style="list-style-type: none"> • rijsnelheid • helling/knik • verstoring bodem/oeveren • verstoring flora/fauna • maatschappelijke kosten
1	verwaarloosbaar	<ul style="list-style-type: none"> •

Gebruikerseisen

3.1 Gebruiksvriendelijkheid

In deze paragraaf komt aan de orde de mate waarin de drijvende weg geschikt is voor verschillende groepen weggebruikers. Onderscheiden worden:

- alle verkeer;
- alle verkeer exclusief 'vervoer gevaarlijke stoffen';
- personenauto's en vrachtauto's;
- alleen vrachtauto's (met name in geval van 'werkweg');
- fietsers/voetgangers.

Vanwege de overzichtelijkheid is geen verdere indeling in verkeerscategorieën gehanteerd. De mate van (on)geschiktheid voor bepaalde weggebruikers komt tot uitdrukking in de waarde van het criterium 'gebruiksvriendelijkheid' in de matrix.

De score is gebaseerd op de gedachte dat wanneer het comfort hoger is, meer verkeerscategorieën van de drijvende weg gebruik kunnen/zullen maken.

Toelichting:

- werkweg: alleen voor vrachtverkeer;
- tijdelijke capaciteitsvergroting: wellicht doelgroepverkeer;
- bestaand water: idem;
- met kunststof is minder ervaring opgedaan, daardoor eerder uitsluiting van vrachtverkeer.

Constructieve eisen

3.2 Stabiliteit (verkeersbelasting)

Qua dynamisch gedrag moet de constructie van een DNW toereikend zijn voor het afwijken van representatief verkeer onder representatieve omstandigheden. Hierbij zijn de drie volgende aspecten maatgevend:

- a) de aangenomen ontwerpsnelheid;
- b) de maximaal toegestane aslast;
- c) het drijfvermogen van de constructie van een drijvende weg.

ad a) De ontwerpsnelheid en de aslasten resulteren in dynamische belastingen die aanzienlijk kunnen oplopen ter plaatse van aansluitingen tussen de drijvende elementen. Dit komt door relatieve hoogteverschillen ten gevolge van verschillende (verkeers)-belastingen op de naburige drijfelementen. De schommelingen nemen bij hogere rijssnelheden sterk toe onder invloed van dynamische belastingen die veel hoger zijn dan het eigen gewicht. Daarom is de ontwerpsnelheid een belangrijk gegeven voor het ontwerp. De omvang van deze hoogteverschillen is verder afhankelijk van de koppeling tussen de segmenten. In principe geldt: hoe strakker de koppeling hoe grotere lokale spanningsconcentraties ontstaan. Zulke krachten kunnen hoog oplopen. In de maritieme technologie probeert men altijd enigszins flexibel met deze krachten om te gaan. In het geval van starre koppelingen zou er meer of minder sprake zijn van constante hoge belasting. (Het water onder een DNW-constructie is op zich al een beweegbaar medium.) Daarom dienen de koppelingen tussen drijvende elementen zorgvuldig ontworpen te worden.

ad b) Het gewicht van motorvoertuigen resulteert in verticale inzinking van een DNW-segment. Relevant is het aantal assen (en de aslasten) op elk segment. Bijvoorbeeld, als op een ponton van 10 bij 2,5 m op een zeker moment twee aslasten komen te staan van in totaal 12,5 t dan zal het element 0,5 m inzinken, indien er geen verbindingen zijn met de naburige pontons. Als twee van dergelijke elementen aan elkaar worden gebonden zal de inzinkingsdiepte tot 0,25 m beperkt blijven. In de praktijk zijn vanzelfsprekend meer pontons aan elkaar vastgebonden en de schommeling door statische verkeersbelasting is kleiner dan bovengenoemde waarden.

De resulterende amplitude bij hogere dynamische belastingen neemt niet proportioneel toe ten opzichte van statische situaties omdat de (kortdurende) dynamische belastingen worden gedempt in de mate afhankelijk van de massa van drijvende elementen. Wel is er sprake van pompeffecten. Daardoor is qua stabiliteit tegen de verkeersbelasting het gedrag van pontons gunstiger dan een DNW-concept in vorm van een scheepjesbrug. Stabiliteit tegen kanteling van een drijvende weg hangt af van de breedte van de dwarsdoorsnede en de invloed van de kritische vrachtwagen in ongunstigste ligging. Het maximaal optredende moment mag slechts resulteren in een kanteling (tot maximaal 7%) van een DNW constructie.

ad c) Drijfvermogen van de drijfelementen wordt bepaald door hun volume en eigen gewicht. In wezen heeft een drijvende weg op pontons een groter drijfvermogen dan een scheepjesbrug. Een praktische consequentie is dat de pontons minder gaan schommelen onder (dynamisch) verkeersbelasting. De stabiliteit en daarmee het rijcomfort zijn groter wat uiteindelijk tot een grotere capaciteit kan leiden. (Dit is echter niet vanzelfsprekend, want de pontons zijn veel gevoeliger voor golfslag en stromingen).

Er moet verder voldoende aandacht besteed worden aan de grondmechanische stabiliteit van de aansluitende 'conventionele' weggedeelten. De bodemgesteldheid in drassige gebieden is vaak bijzonder slecht (grote zettingsgevoeligheid) met alle mogelijke consequenties van dien op korte en lange termijn. Stabiliteit van zowel de DNW- als de aan-

sluitende weggedeelten (zeker indien er sprake is van de taluds) dient niet alleen in de gebruiksfase gewaarborgd te zijn, maar ook in de bouwfase.

3.3 Stabiliteit (wind en water)

Hier gaat het om de mate waarin de constructie stabiel is onder invloed van de krachten die door de weerselementen (water, wind, ijs) worden uitgeoefend.

- water: stroming, golfslag;
- wind: windkrachten;
- krachten die onder invloed van temperatuursverschillen ontstaan;
- kruiend ijs/uitzetten van ijs;
- interne krachten die door de constructiedelen onderling worden uitgeoefend door thermische belasting.

Een stabiele DNW veronderstelt de bedrijfszekerheid ook bij een (niet al te extreme) storm, kruiend ijs en dergelijke bijzondere klimatologische condities. Uiteraard dient daarbij stabiliteit van de complete constructie van een DNW in voldoende mate verzekerd te zijn. In het algemeen gesproken zijn de constructies in de vorm van scheepjesbruggen veel minder gevoelig voor bovengenoemde invloeden dan pontons. Het contactoppervlak is bij pontons veel groter waardoor er grotere krachten door golven, stromingen en kruiend ijs ontstaan. Het is bijvoorbeeld de vraag of een DNW op pontons überhaupt geschikt is in een kanaal met intensieve scheepvaart. Voorbijvarende schepen in een al niet te breed kanaal laten een soort gat achter zich. De golven die zo ontstaan brengen de pontons in beweging. Hoe kleiner de afstand tot de langsvarende schepen en hoe sterker de stroming hoe meer de pontons gaan schommelen. Als eindresultaat zullen er zeer hoge spanningsconcentraties ontstaan in koppelingen die relatief stijf zullen moeten zijn om minimaal rijcomfort te waarborgen. Bij gestroomlijnde scheepjes onder een scheepjesbrug zal dit in mindere mate het geval zijn.

Alle beschouwde varianten van de drijvende weg scoren op dit criterium slechter dan een traditionele weg op palen. Om toch een onderscheid aan te kunnen geven tussen de varianten onderling zijn in de matrix desondanks scores tussen de 2 en de -2 toegepast.

3.4 Constructieve duurzaamheid

De constructieve duurzaamheid van een drijvende weg moet beoordeeld worden onder dynamische belasting. De constructie is immers onderhevig aan verkeersbelasting in combinatie met bewegingen van de drijvende elementen (door zowel het bewegen van water als de invloed van wind in combinatie met het ontbreken van vaste fundamenteën). De toplagen op een drijvende weg dienen voor adequate stroefheid te zorgen. Deze toplagen wijken qua materiaal soort waarschijnlijk weinig af van de deklagen op betonnen en stalen bruggen. De knik- en dilatatiebewegingen tussen de drijvende elementen van een drijvende weg worden opgevangen door voegen. Hoe die voegen eruit zien, hangt af van het type drijvende weg, maar de op te vangen bewegingen zijn naar verwachting aanzienlijk groter dan desbetreffende waarden bij conventionele bruggen/viaducten.

Uitgaande van een correct ontwerp van drijvende elementen ligt het risico bij de constructies van een drijvende weg vooral bij het ontstaan van lekkage. In dat geval kan de indringing van water uitgesloten worden door het opvullen van lege ruimte met een lichtgewicht materiaal dat geen water opneemt. In praktijk bestaat een soortgelijk probleem bij de fundering van drijvende waterwoningen. De optimale oplossing blijkt het vullen van de drijvende (in dit geval) betonelementen met geëxpandeerd PolyStyreen hardschuim (EPS). De voordelen van dit materiaal zijn een extreem lage volumieke massa (circa 20 kg/m³) en een gesloten celstructuur (maximale wateropname bedraagt een paar procenten) gecombineerd met een acceptabele prijs (<10% van de totale kosten).

3.5 Scheepvaart mogelijk

Is het mogelijk om op een locatie scheepvaart (beroeps- en recreatievaart) en een drijvende weg te combineren?

In het geval de drijvende weg een scheepvaartverbinding kruist, zal het scheepvaartverkeer geen doorgang kunnen vinden. Bij de aanleg van de drijvende weg parallel aan de vaarweg zal de beschikbare ruimte voor de scheepvaart verminderd worden, maar dit hoeft op zichzelf geen bezwaar te zijn.

Bij combinatie van scheepvaartverkeer en een parallel daaraan gelegen drijvende weg zal de golfslag die door de scheepvaart wordt veroorzaakt, een grote belasting vormen voor de drijvende constructie (zie paragraaf 3.3). Dit is sterker naarmate het oppervlak waarop de golfbelasting wordt uitgeoefend groter is (zoals bij een ponton).

Bij een combinatie van scheepvaartverkeer en een parallel daaraan liggende drijvende weg is de veiligheid van groot belang. Scheepvaartverkeer wordt onder meer gebruikt voor het vervoer van grote hoeveelheden gevaarlijke stoffen (brandstoffen, chemische producten). Hiermee wordt rekening gehouden bij het grondgebruik: langs vaarwegen is een zone van enkele tientallen meters waar geen woningbouw is toegestaan in verband met de veiligheidsrisico's. Vanuit deze gedachte is het niet aan te bevelen om een weg op korte afstand langs een vaarroute aan te leggen.

Mogelijk kunnen wel beperkingen worden gesteld aan de aard van het vrachtvervoer per schip op een vaarweg waarin de drijvende weg wordt aangelegd.

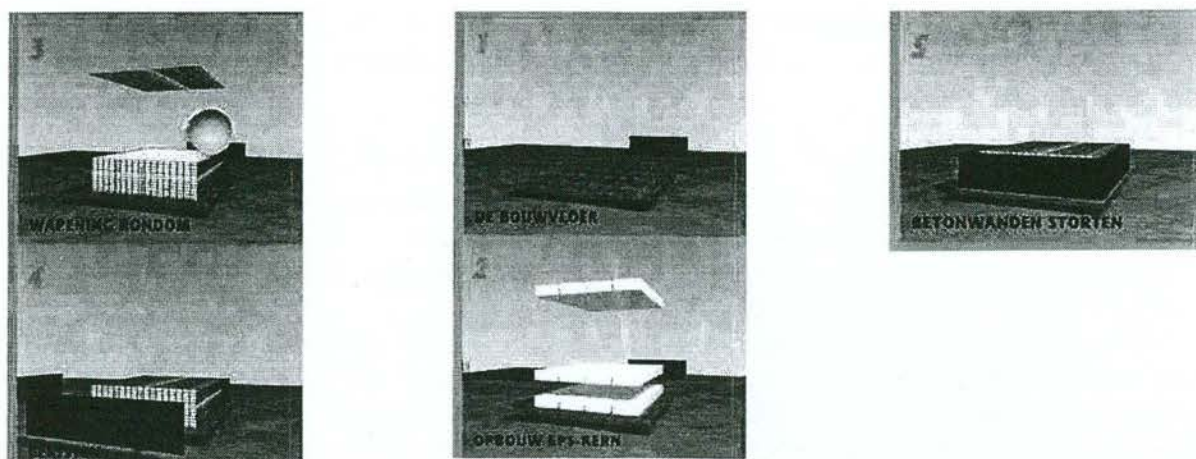
Bij de situatie dat de drijvende weg een brug of tunnel vervangt, is aangenomen dat een gedeelte van de drijvende weg tijdelijk verwijderd kan worden waardoor het scheepvaartverkeer toch doorgang kan vinden.

3.6 Uitvoerbaarheid

In de ontwerpfase moet al getoetst worden of het ontwerp van een drijvende weg uitvoerbaar is. Bij de uitvoering van elke wegbouwkundige constructie spelen aspecten, zoals de bereikbaarheid van de bouwlocatie en de afvoer van ontgraven (potentieel verontreinigde) grond (in het geval van een drijvende weg op nieuw water) een rol. Specifieke uitvoeringsaspecten bij een drijvende weg constructie zijn echter de mogelijkheid tot het realiseren van de aansluitingswegen, niet alleen technisch en economisch, maar ook qua vergunningen. Verder kan een mogelijk plaatselijke (grond)waterstandverlaging tot beneden de minimaal vereiste ligging voor het drijven van de pontons het DNW concept onuitvoerbaar maken. De pontons zouden op de bodem komen te liggen.

3.7 Bouwsnelheid

In het algemeen is het mogelijk in korte tijd een DNW-wegconstructie (op bestaand water) aan te leggen. Bij de prefab drijvende elementen vormt de logistiek het potentiële knelpunt, als de locatie niet via vaarwegen toegankelijk is. Het transport via wegen is ook een mogelijkheid, zeker als de prefab elementen daarop zijn gedimensioneerd en de toegangsroute geen beperkingen oplegt. De aansluitingswegen van een drijvende weg zullen vaak in drassige gebieden met samendrukbare gronden liggen. Gezien de snelle realisatie van een drijvende weg zal er geen tijd zijn voor consolidatie en zullen snel te realiseren oplossingen toegepast worden. Zulke oplossingen waarbij geen of hele beperkte consolidatie optreedt zijn bijvoorbeeld lichtgewicht of op palen gefundeerde wegconstructies.



Figuur 3.1 Betonnen drijfelementen voor een DNW

Doordat de aanleg van toegevoerde drijvende elementen weinig tijd kost en geen of slechts een geringe consolidatie van de aansluitingwegen nodig is (dus weinig wachttijd) is de totale bouwtijd relatief en absoluut kort. Zo'n aspect kan een competitief voordeel zijn van een drijvende weg ten opzichte van conventionele oplossingen.

3.8 Beheerbaarheid

Ten behoeve van de beheerbaarheid van DNW-wegconstructies dient nauwkeurig vastgelegd te worden hoe de voegen tussen de drijvende elementen onderhouden moeten worden. In dit opzicht worden de voegen op een scheepjesbrug extremer belast bij gebruik als gevolg van het relatief kleinere drijfvermogen en dientengevolge voorkomende grotere verticale bewegingen ten opzichte van pontons. Daarnaast is het regelmatig inspecteren van de staat van de elementen zelf absoluut noodzakelijk. Zowel de dynamische verkeersbelasting als de klimatologische invloeden en golfslag kunnen versnelde onderhoudsachterstand veroorzaken.

Een storm kan een DNW-constructie, naar analogie van de wegen op lange dijken (bijvoorbeeld Afsluitdijk), onberijdbaar maken. Daarom is de taak van de beheerder van een drijvende weg om een waarschuwingssysteem op te stellen en paraat te houden. De weggebruikers moeten tijdig geattendeerd worden op de gevaren die het weggebruik in dit soort specifieke situaties met zich meebrengt.

Alle beschouwde varianten van de drijvende weg scoren op dit criterium slechter dan een traditionele weg op palen. Om toch een onderscheid aan te kunnen geven tussen de varianten onderling zijn in de matrix desondanks scores tussen de 2 en de -2 toegepast.

Verkeerskundige eisen

3.9 Capaciteit

Het maximaal aantal voertuigen dat per tijdseenheid van de weg gebruik maakt.

De capaciteit van een drijvende weg zal lager zijn dan die van een conventionele weg met een vergelijkbare inrichting.

Redenen hiervoor zijn:

- een verlaging van de rijsnelheid. Bij een autosnelweg met meerdere stroken zal de intensiteit van de linkerrijstrook hierdoor lager zijn. Op de linkerrijstrook komen hoge snelheden in combinatie met korte volgtijden voor. Een verlaging van de toegestane snelheid zal daarom met name hier merkbaar zijn in een capaciteitsafname;
- bij een lagere ligging van het wegdek (ten opzichte van een conventionele variant) zal vaak een langere helling ter plaatse van de landhoofden aanwezig zijn. Deze disconti-

nuïteit kan vooral voor vrachtverkeer leiden tot een snelheidsdaling. Dit komt in de praktijk voor bij hellingen die langer zijn dan 100 m en een hoogteverschil van 2 tot 3 m;

- mogelijk zorgt de afwijkende vormgeving van een drijvende weg ook voor afleiding. Een afwijking in de wegomgeving leidt ertoe dat de aandacht van de weggebruiker wijzigt. Dit komt onder meer naar voren in een afname van de snelheid ter plaatse. Dit verschijnsel is te vergelijken met een 'kijkfile'.

De capaciteit op de drijvende weg zal bepaald worden door de capaciteit bij de landhoofden: afwikkelingsproblemen zijn bij de hellingen te verwachten, niet op het deel dat 'op het water ligt'. De landhoofden fungeren in dit geval als flessenhals.

3.10 Veiligheid

Een drijvende weg zal aan dezelfde veiligheidsnormen moeten voldoen als een 'traditionele' weg. Dit wordt deels bereikt door de weg te ontwerpen volgens de richtlijnen. Wel zijn er enkele verschillen tussen een drijvende weg en een traditionele weg:

- Hulpdiensten zullen in geval van calamiteit snel ter plaatse moeten kunnen komen. Hiervoor moeten voldoende mogelijkheden zijn, ook in geval dat de rijbaan geblokkeerd is. Bij een traditionele weg kan in een dergelijk geval het naastliggende land worden gebruikt, bij een drijvende weg kan dit ontbreken of onvoldoende draagkrachtig zijn. Wel kan bij een drijvende weg een vaartuig toegepast worden. Voorbeeld: een drijvende kraan om bij incidenten betrokken voertuigen te bergen, een speedboot voor vervoer van gewonden.
- In geval van een calamiteit zullen weggebruikers hun voertuig verlaten. Ook buiten het voertuig zullen ze veilig moeten zijn. Uit de gehouden interviews kwam naar voren dat een voorkeur bestaat voor een vluchtweg voor voetgangers aan de buitenzijde van de geleiderail.

Wanneer de drijvende weg voor gemotoriseerd verkeer is opengesteld, is de motorrijder de meest kwetsbare weggebruiker. De stabiliteit van de motor is minder, waardoor hij meer vatbaar is voor bewegingen van het wegdek en voor wind.

In het geval een drijvende weg wordt toegepast voor fietsers en voetgangers, zal speciale aandacht uit moeten gaan naar de rolstoelgebruiker: eventuele hellingen en de overgangen ter plaatse van de voegen mogen voor een rolstoelgebruik geen problemen opleveren.

3.11 Rijsnelheid

De snelheid die door het verkeer op de drijvende weg aangehouden wordt.

De maximaal toegestane snelheid zal op grond van veiligheidsoverwegingen lager liggen dan bij een conventionele weg. Mogelijk is een snelheid van 80 km/h haalbaar, anders zal een lagere snelheid (bijvoorbeeld 50 km/h) gekozen moeten worden. Reden van de snelheidsbeperking uit veiligheidsoverwegingen is dat door de windinvloeden de voertuigen minder stabiel zijn: een plotselinge windvlaag of windstoot zoals boven open water veel voorkomt, kan een voertuig uit koers brengen. Bij een hogere snelheid zal de afstand waarover een voertuig van zijn rechte lijn afwijkt, groter zijn.

Ter plaatse van de overgangen tussen de segmenten van de drijvende weg zullen voegen (hobbels) aanwezig zijn die bij hogere snelheden grote dynamische belastingen en een verlaging van het rijcomfort veroorzaken. In verband met dynamische effecten is het minder waarschijnlijk dat voor vrachtverkeer een snelheid van 80 km/h haalbaar is.

Overigens is er geen directe relatie tussen de capaciteit en de toegestane snelheid: de helling die aanwezig is bij de landhoofden zal een snelheidsdaling veroorzaken waardoor op die locaties een flessenhals ontstaat.

3.12 Helling/knik

Het betreft hier de mate waarin voldaan kan worden aan de eisen die vanuit de veiligheid en het comfort van de weggebruiker worden gesteld aan de helling en knik van het wegdek.

De categorie weggebruiker die hiervoor het meest gevoelig is, is de motorrijder. In het geval de pilot betrekking heeft op een fietsers/voetgangersbrug zijn kinderwagens en rolstoelgebruikers maatgevend.

De eisen voor helling en knik zijn vastgelegd in normen en richtlijnen (ROA/RONA, voor langzaam verkeer de ASVV).

Voor rolstoelgebruikers is de maximaal toegestane helling 1:6. Bij een steilere helling bestaat het gevaar dat, door een verschuiving van het zwaartepunt, de rolstoel voorover valt. Ook kunnen de voetsteunen vooraan de rolstoel bij een grotere helling bij de knik het wegdek raken waardoor de stoel kan omvallen. Overigens is een helling van 1:6 niet comfortabel voor de rolstoelgebruiker.

Bij een drijvende weg zal het wegdek, al naar gelang de waterstand, lager of hoger kunnen liggen. Uiteraard moet voor de berekening van de helling worden uitgegaan van de meest ongunstige situatie.

Milieu/ecologische eisen

3.13 Geluid

Het geluidsniveau op enige afstand van de bron is nabij wateroppervlaktes hoger dan 'op land'. Op het water is de weerkaatsing sterker en dus de draagwijdte groter: er is geen begroeiing aanwezig om het geluid op te nemen. In principe zal de geluidsproductie van de drijvende weg groter zijn dan de productie van een weg 'op het land'. Uitzondering hierop is een 'nieuw water' variant die door een veengebied wordt aangelegd; deze ligt in het land.

De geluidsproductie van verschillende voertuigcategorieën is niet gelijk. In oplopende sterkte worden onderscheiden⁴⁾:

- personenauto's;
- bestelauto's;
- bromfietzers;
- motorfietsen;
- autobussen;
- vrachtauto's.

Door bepaalde categorieën de toegang te ontfemen wordt de geluidsproductie van het verkeer op de drijvende weg beperkt. Ook een verlaging van de rijsnelheid leidt tot een afname in de geluidsproductie.

Overigens bestaat de mogelijkheid om geluidsschermen aan te brengen om de geluidsoverlast te beperken. Deze zullen wind vangen en kunnen daardoor een negatieve invloed hebben op de stabiliteit. Oplossing hiervoor is de toepassing van separate drijvers voor de geluidsschermen.

Naast de geluidsoverlast veroorzaakt door het verkeer is de constructie zelf een geluidsbron: golfslag kan geluidsoverlast veroorzaken. Door hier tijdens het uiteindelijke ontwerp aandacht aan te besteden, kan dit echter verminderd worden. Een stalen constructie zal over het algemeen meer geluid veroorzaken dan een betonnen constructie.

⁴⁾ Bron: ASVV, 1996

3.14 Verstoring bodem/oever

De wisselende belasting op de drijvende segmenten van de drijvende weg ten gevolge van het verkeer veroorzaakt waterverplaatsingen rond de constructie.

De stuwings en stroming die hierdoor veroorzaakt worden, kunnen schade aanrichten aan de bodem en oever. Vooral op locaties waar weinig ruimte is tussen de DNW-constructie en de oever zullen grote krachten op de oever worden uitgeoefend. Bij de toepassing van pontons is het oppervlak waarover de drijvende weg het wateroppervlak doorsnijdt, groter. Bij de scheepjesbrug-uitvoering is dit oppervlak minder. Bij een gelijke verkeersbelasting zal een gelijke (volumieke) waterverplaatsing plaatsvinden. Een ponton zal dan relatief minder diep in het water zakken dan een scheepjesbrug.

De mate waarin de ene uitvoeringsvorm schadelijker is dan de andere zal afhangen van lokale omstandigheden (diepte van water, bodembedekking). Wel lijken beide uitvoeringsvormen een grotere verstoring te veroorzaken dan de traditionele weg op palen.

Een ander aspect van verstoring is de (chemische) verontreiniging. Het materiaal staal zal door roestvorming een grotere verstoring veroorzaken dan beton of kunststof.

3.15 Verstoring flora/fauna

De versturende invloed op flora en fauna zal groter zijn naarmate een groter deel van het wateroppervlak wordt bedekt door de constructie. Een uitvoering in de vorm van een scheepjesbrug scoort beter dan in de vorm van pontons. Als er een relatief klein deel van het wateroppervlak niet bedekt wordt (zoals bij 'nieuw water') door de constructie, vinden hier grote pomp(opstuwings)effecten plaats. Bij een groter gedeelte dat onbedekt is, zoals een groot kanaal, is het pompeffect kleiner.

Ook ten gevolge van het verkeer treedt er verstoring (vervuiling) op. Deze vervuiling, bestaande uit olieresten, rubber en roet, komt voor een groot deel op het asfalt terecht. Bij regen (of periodiek onderhoud) wordt het stof door het regenwater losgespoeld en komt aan de zijkant van de rijbaan terecht. Dit water, de zogenaamde 'run-off' is vervuild.

Wanneer dit water zonder meer in het oppervlaktewater geloosd wordt, zullen flora en fauna ter plaatse ernstig verstoord worden.

Het opvangen en verwerken van deze run-off is aan te bevelen, is in sommige gebieden (waterwingebieden) ook vereist om een vergunning te krijgen. Voorzieningen om de run-off op te vangen kunnen in het ontwerp geïntegreerd worden. Het opvangen van de run-off is voorzien bij een gedeelte van de A12 nabij Bunnik, dat door een waterwingebied loopt. Hierbij zijn speciale voorzieningen getroffen om het water op te vangen en te reinigen alvorens het weer op het oppervlaktewater geloosd wordt.

Aangenomen wordt dat bij tijdelijke aanwezigheid van de drijvende weg de verstoring minder zal zijn dan bij permanente aanwezigheid.

Juridische eisen

3.16 Vergunningen

De aanleg van de drijvende weg zal getoetst worden aan wetten en voorschriften.

Aspecten die hierbij een rol spelen, zijn:

- eigendom van de grond/wateroppervlak;
- al dan niet kruisen van een waterkering;
- bestemmingsplan voor die locatie;
- toegankelijkheid voor scheepvaartverkeer.

Wetten en wettelijke regelingen die van toepassing kunnen zijn, zijn onder meer⁵⁾ :

- Tracéwet (Tracébesluit, wel of niet m.e.r.-plichtig);
- Wet geluidhinder (geluidsoverlast tijdens gebruik maar ook tijdens aanleg);
- Wet op de Ruimtelijke Ordening (afstemming bestemmingsplan);
- Wet milieubeheer (inrichting gebied, eventueel bemaling tijdens aanleg);
- Ontheffingswet (in geval derden de grond in eigendom hebben);
- Wet Vervoer Gevaarlijke Stoffen (toetsing voor toelating van vervoer gevaarlijke stoffen);
- Wegenwet (verharding, verkeerstechnische opbouw van weg);
- Wegenverkeerswet (juridische onderbouwing van o.a. maximumsnelheid);
- Wet bodembescherming (verstoring, tijdens gebruik en aanleg);
- Wet verontreiniging oppervlaktewater (lozingsvergunning run-off);
- Waterschapwet (bij verandering waterstand);
- Wet op de waterkering (in geval van kruisen waterkering);
- Waterschapkeur (in geval van uitbaggeren).

Een aspect dat een rol kan spelen bij toepassing op een rivier is de combinatie van scheepvaart en drijvende weg. Vrij scheepvaartverkeer moet gegarandeerd worden op de Rijn en bijbehorende wateren. Hier is een oeververbinding die de scheepvaart blokkeert niet mogelijk. Op de overige scheepvaartwegen mag de scheepvaart geblokkeerd worden.

Over het algemeen worden vergunningen eerder verstrekt als het om een tijdelijke situatie gaat. Er is overigens geen eenduidige omschrijving van 'tijdelijk', in voorkomende gevallen kan de rechter uitspraak doen over het onderscheid tussen 'tijdelijk' en 'permanent'.

Alle beschouwde varianten van de drijvende weg scoren op dit criterium slechter dan een traditionele weg op palen. Om toch een onderscheid aan te kunnen geven tussen de varianten onderling zijn in de matrix desondanks scores tussen de 2 en de -2 toegepast.

Kosten

Kosten algemeen

In de wegbouwkundige praktijk wordt een wegconstructie voornamelijk toegepast als dit een economisch haalbare oplossing is en te realiseren is binnen beschikbare bouwtijd. Met andere woorden, het ontwerp van de constructie moet niet alleen in technische maar ook in economische zin beantwoorden aan een programma van eisen (PvE). Het PvE van een drijvende weg wijkt af van dat van de conventionele wegconstructies. Hoe dan ook, een bredere toepassing van drijvende weg mag alleen verwacht worden als dit nieuwe concept ook economisch concurrerend is met de conventionele alternatieven. Economisch concurrerend betekent niet op grond van de prijs per lengte/oppervlakte van de drijvende weg respectievelijk conventionele wegconstructies, maar op grond van de projectkosten inclusief respectievelijk exclusief een DNW-weggedeelte. (Het is denkbaar dat in sommige heel specifieke situaties alleen het DNW-concept binnen de beschikbare tijd te realiseren is.) In het algemeen wordt in de wegbouwkundige praktijk in de meeste gevallen gekozen voor de goedkoopste wegconstructie waarbij onder de kosten van een wegconstructie de volgende posten worden verstaan:

- initiële kosten van aanleg;
- onderhoudskosten gedurende de ontwerplevensduur van de wegconstructie;
- maatschappelijke kosten. (hier meer kwalitatief van aard behandeld)

⁵⁾ Bron: Infrastructuur: Praktische handleiding bestuurlijke en juridische procedures bij aanleg en reconstructie, Ministerie van V&W, 2000

3.17 Initiële kosten

Initiële kosten zijn de kosten van de aanleg. Hoeveel een DNW-constructie zal kosten, hangt af van de dimensies, materiaalkeuze en het type constructie in kwestie. Conform de producenten van de waterwoningen (die recentelijk op basis van een Canadees concept op de Nederlandse markt zijn gebracht) bedraagt de indicatieprijs voor een eenvoudige uitvoering van een drijvende weg met behulp van drijvende betonnen elementen met de dimensies 10×2,5×1,5 m circa f 20.000,- inclusief EPS vulling. Het is relatief goedkoop in vergelijking met soortgelijke stalen pontons die tussen f 25.000,- en f 30.000,- kosten (exclusief EPS vulling). Hierbij is nog geen rekening gehouden met de kosten voor koppelingen tussen de elementen.

Qua prijs maakt het verder verschil of een drijvende weg in nieuw of bestaand water komt te liggen. Het verschil tussen een twee- of vierbaans weg spreekt voor zich, evenals of een constructie voor licht of zwaar verkeer bedoeld is.

3.18 Onderhoudskosten

De productiewijze van de drijvende prefab elementen maakt een hoge kwaliteit van het product mogelijk. Het in een fabriek vervaardigde beton waaruit de pontons van een drijvende weg bestaan zal altijd een hogere kwaliteit bezitten dan ter plaatse gestort beton. Hetzelfde geldt voor andere soorten materialen en voor de toplagen van de drijvende weg.

In die zin worden de onderhoudskosten positief beïnvloed. Het verschil tussen de drijvende stalen en betonpontons blijft desondanks bestaan doordat staal nu eenmaal regelmatig beschermd moet worden tegen corrosie, iets waartegen beton en, in nog grotere mate, kunststof beter bestendig zijn. Zulke aspecten beïnvloeden de te verwachten onderhoudskosten, en daarmee de integrale kosten per type drijvende weg. Een houten constructie vraagt relatief veel onderhoud.

In vergelijking met de conventionele wegconstructies heeft het DNW-concept een wezenlijk voordeel, zeker ten opzichte van wegconstructies met traditionele zware ophoogmaterialen in drassige gebieden (waarbij optredende (rest)zettingen en onderhoudskosten juist relatief hoog zijn tenzij er sprake is geweest van een lange uitvoeringstijd). Voor een objectieve beoordeling van de economische haalbaarheid van een drijvende weg oplossing dienen de kosten dus integraal te worden beschouwd. Wanneer de initiële kosten en de onderhoudskosten gekapitaliseerd worden over de beoogde levensduur, dan kan de rekensom uitvallen in het voordeel van een DNW-wegconstructie, ondanks de eventuele hogere initiële kosten hiervan.

Alle beschouwde varianten van de drijvende weg scoren op dit criterium slechter dan een traditionele weg op palen. Om toch een onderscheid aan te kunnen geven tussen de varianten onderling zijn in de matrix desondanks scores tussen de 2 en de -2 toegepast.

3.19 Maatschappelijke kosten

Maatschappelijke kosten bestaan onder meer uit de kosten ten gevolge van files die ontstaan door verkeersopontheid, hinder, e.d. Omdat het met een DNW-variant op sommige locaties mogelijk is een wegconstructie binnen zeer korte tijd in gebruik te nemen, zullen in de betreffende situaties de genoemde maatschappelijke kosten tot een minimum beperkt blijven. Wanneer de aanleg van een drijvende weg positieve effecten voor het waterbeheer heeft, dienen deze aspecten eveneens in de selectieprocedure voor het type wegconstructie meegenomen te worden.

Tenslotte is ook de onderhoudsbehoefte van de drijvende weg een factor: hoe minder onderhoud er aan een drijvende weg nodig is, des te minder de optredende overlast (voor het verkeer, maar ook de omgeving) ten gevolge van dit onderhoud.

4 Scorematrix

Op de volgende pagina is de scorematrix opgenomen.

4.1 Gevoeligheidsanalyse

Twee varianten hebben een hogere score gehaald:

- tijdelijke capaciteitsvergroting, de weg is uitgevoerd in gekoppelde betonnen pontons;
- tijdelijke werkweg, de weg is uitgevoerd in gekoppelde betonnen pontons.

De gevoeligheidsanalyse toont aan dat ook bij verandering van gewichten beide bovengenoemde varianten er als beste uitkomen. Meer algemeen kunnen wij op grond van 19 afgewogen criteria concluderen dat, ten eerste, betonnen drijvende elementen een competitieve voorsprong hebben ten opzichte van andere constructie materialen en, ten tweede, pontons meer mogelijkheden bieden voor werkelijke toepassing van een DNW-concept dan scheepjesbrug-alternatieven.

Overigens hoeft de variant die het beste scoort niet de meest geschikte te zijn voor een pilot. Twee redenen hiervoor:

- de situatie waarbij de drijvende weg het best scoort, hoeft zich niet noodzakelijk (op korte termijn) voor te doen;
- een eerste pilot is belangrijk voor het imago van de drijvende weg.

De variant die het beste scoort kan afwijken van het gewenste imago .

In de bijlage zijn drie matrices weergegeven:

- matrix waarbij alle criteria een gelijk gewicht hebben;
- matrix waarbij het gewicht van de criteria met 1 verhoogd is;
- matrix waarbij het gewicht van de criteria met 1 verlaagd is.

Bij al deze matrices scoren de beide alternatieven het beste.

Opvallend is dat wanneer aan elk criterium de waarde 1 gegeven wordt, de variant permanente capaciteitsuitbreiding, uitgevoerd in gekoppelde betonnen pontons, nauwelijks beter scoort. Dit alternatief haalt een score van +12, terwijl de twee bovengenoemde alternatieven +14 respectievelijk +13 halen.

[illegible]

5 SWOT-analyse

Strength/Kracht

De kracht van het concept DNW zit in de voordelen ten opzichte van een op palen gefundeerde weg. Deze voordelen hebben betrekking op kosten, voorbereidings- en realisatietijd, omvang van te doorlopen procedures.

Een niet te onderschatten aspect is het imago, de aansprekendheid van het concept. De drijvende weg heeft een imago van flexibiliteit, tijdelijkheid. Dit staat haaks op de logge, procedurele wegeaanleg. Los van de vraag of dit imago gehandhaafd kan worden bij de praktijktoepassing van een drijvende weg, kan het op dit moment als een sterk punt worden gezien.

Weakness/Zwakte

Belangrijkste zwakte is dat de drijvende weg is samengesteld uit verschillende segmenten. De overgangen hiertussen zijn de oorzaak van verschillende nadelen: geringere stabiliteit en constructieve duurzaamheid, lagere afwikkeling van het verkeer. Gezien deze aspecten lijkt het lastig om een 'hoogwaardige' weg te construeren. In comfort/afwikkeling zal het waarschijnlijk altijd een 'substandard' oplossing blijven.

Opportunity/Kansen

De veelheid aan uitvoeringsmogelijkheden maakt dat de drijvende weg in verschillende situaties een oplossing kan vormen. Genoemd is al de tijdelijkheid van de oplossing, waardoor toepassingen in beeld komen die met een traditionele weg, voor vele tientallen jaren aangelegd uitgesloten zijn.

Deze tijdelijkheid vormt ook een sterk argument in relatie tot het verminderde comfort en de afwikkeling. Als een ongemak tijdelijk is, wordt het eerder voor lief genomen.

Threat/Bedreiging

De waarde van een drijvende weg zal grotendeels worden afgemeten aan het succes van de eerste toepassing, de eerste pilot. Op basis daarvan wordt een (maatschappelijk) oordeel vastgesteld dat verdere invoering grotendeels bepaalt. Vergelijkbaar is het experiment met de carpoolstrook op de A1.

Belangrijkste redenen die een succesvolle pilot bedreigen:

- constructief/technisch falen, bijvoorbeeld door toepassing van nieuwe materialen (of technieken) waarmee onvoldoende ervaring is en die niet blijken te voldoen;
- functioneel falen, bijvoorbeeld wanneer de drijvende weg geen geschikte oplossing is op een bepaalde locatie of voor een bepaald probleem;
- conceptueel falen, bijvoorbeeld wanneer na verdere uitwerking blijkt dat de drijvende weg op geen enkele locatie toepasbaar is. Dit betekent niet dat het DNW-concept ongeschikt is, maar alleen dat er in ons land geen locatie/situatie is waar een drijvende weg wenselijk en mogelijk is.

Variant hierop is de situatie waarbij de drijvende weg na verdere uitwerking voor een bepaalde uitvoering geen toegevoegde waarde blijkt te hebben ten opzichte van bestaande concepten en technieken.

6 Conclusies en aanbevelingen

6.1 Conclusies

Twee varianten hebben een hogere score gehaald:

- tijdelijke capaciteitsvergroting, de weg is uitgevoerd in gekoppelde betonnen pontons;
- tijdelijke werkweg, de weg is uitgevoerd in gekoppelde betonnen pontons.

De gevoeligheidsanalyse toont aan dat ook bij verandering van gewichten beide bovengenoemde varianten er als beste uitkomen. Meer algemeen kunnen wij op grond van 19 afgewogen criteria concluderen dat, ten eerste, betonnen drijvende elementen een competitieve voorsprong hebben ten opzichte van andere constructie materialen en, ten tweede, pontons meer mogelijkheden bieden voor werkelijke toepassing van een DNW-concept dan scheepjesbrug-alternatieven.

Specifiek over de scheepjesbrugconstructies gesproken scoort de betonvariant bedoeld voor de alternatieve weg het beste.

6.2 Aanbeveling

Aanbevolen wordt om op basis van enkele kansrijke alternatieven een aantal locaties na te gaan waar deze varianten toegepast kunnen worden. Hiervoor is wel noodzakelijk dat nader bepaald wordt welke verkeerscategorieën bij voorkeur gebruik gaan maken van de drijvende weg.

Mogelijke locaties van de pilot tijdelijke werkweg in bestaand water:

- ontsluiting Maasvlakte;
- bij de ontsluiting van een VINEX-wijk in veenrijk gebied;
- bij de aanleg van de Betuweroute, parallel aan de A15.

Mogelijke locaties van de pilot tijdelijke capaciteitsuitbreiding:

- voor voetgangers: bij een evenement als de Wereldhavendagen (Rotterdam) of de nationale vlootdagen (Den Helder). Situatie waar iets dergelijks al toegepast wordt: de vierdaagse van Nijmegen (op de vierde marsdag, nabij Cuijk);
- voor fietsverkeer: IJburg;
- voor autoverkeer: vooruitlopend op de verbreding van de A4 nabij Leiderdorp zou een drijvende weg aangelegd kunnen worden.

Bijlage 1 Matrices bij afwijkend gewicht criteria

Achtereenvolgens is in deze bijlage opgenomen

- de scorematrix waarbij alle gewichten even zwaar meetellen (gewicht is op 1 gesteld);
- scorematrix waarbij alle gewichten met een waarde 1 zijn vermeerderd;
- scorematrix waarbij alle gewichten met een waarde 1 zijn verminderd.

[illegible]

[illegible]

Verantwoording

Titel : De Nieuwe Waterweg

Opdrachtgever(s) : Adviesdienst Verkeer en Vervoer

Uitgegeven door : Grontmij Verkeer & Infrastructuur

Plaats en datum : 29 juni 2000

P.N. : 4207811

Doc.nr. : V&I-99015188.doc-jm

Status en versie : eindrapport

Aantal pagina's : 28

Opgesteld : ir. J.C. Matton, dr. ir. M. Duškov

Gecontroleerd : dr. ir. M. Duškov

Goedgekeurd : dr. ir. M. Duškov

Informatie : dr. ir. M. Duškov (030-2207 468) of
milan.duskov@grontmij.nl

Bijlage IX

Kosten/ Baten Analyse

Kosten/ baten analyse:

In de kosten-baten analyse wordt dieper ingegaan op de vraag of de drijvende weg economisch kan concurreren met een conventionele wegconstructie. Hiertoe wordt een z.g.n. levens-cyclus-analyse (LCA) uitgevoerd waarbij de eenmalige aanlegkosten + onderhouds- en inspectiekosten gedurende de levensduur + overige kosten worden gekapitaliseerd.

Door de nieuwheid van het concept drijvende weg zijn er geen ervaringscijfers voor de onderhouds- en inspectiekosten. Daarom zal voor deze kosten een kwalitatieve inschatting worden gemaakt. Ook de extra 'baten' zullen kwalitatief worden beschreven.

Als conventionele wegconstructie is gekozen voor een rijdek van prefab liggers van voorgespannen beton op een onderbouw bestaande uit dwarsdragers en heipalen. Het rijdek incl dwarsdragers bevindt zich boven de waterlijn en is inspecteerbaar. Deze oplossing is de duurste uitvoerings-variant van de huidige wegconstructies in geval van zeer weinig draagkrachtige ondergrond.

Stelling:

De drijvende weg is kansrijk als nieuwe/innovatieve oplossing, als hij naast technisch ook economisch kan concurreren met de duurste conventionele oplossing n.l. de 'weg op palen' en/of qua baten beter scoort.

Daarnaast zou het gelijkwaardig moeten zijn qua veiligheid, comfort, capaciteit, milieubelasting e.d. met een 'weg op palen'.

Kosten:

Alle verder genoemde bedragen zijn inclusief eenmalige kosten, algemene kosten, winst en risico en onvoorzien, maar excl. BTW.

Uitgangspunt voor de kosten-berekening zijn de elementen die uit de eigen ontwerpberekening volgen. De gehanteerde prijzen van de drijvende weg zijn gebaseerd op modules van 12m lang, 2.5m breed en 1.5-2.5m hoog, die onderling koppelbaar zijn en verplaatsbaar zijn over de weg. Dit is de duurste variant.

Bij grotere modules van b.v. 100m lang en 5m breed, die over water verplaatsbaar zijn, zullen de kosten lager zijn (minder tussenwanden dus minder materiaalgebruik en minder dure koppelingen).

Er worden twee alternatieven beschouwd van variant 2 :

- **alternatief 1:** een 500m lange drijvende weg als **permanente** constructie op bestaand water. Er wordt een vergelijking gemaakt met een weg op palen in hetzelfde water.
- **alternatief 2:** een 500m lange drijvende weg als **tijdelijke/flexibele** constructie op bestaand water. Er wordt een vergelijking gemaakt tussen de drijvende weg die steeds 500m versleept wordt met een weg op palen, in hetzelfde water, die steeds opnieuw gedemonteerd, verscheept en gedemonteerd wordt. Nagegaan wordt na hoeveel maal verplaatsen van beide de kosten gelijk zijn.

Opmerking:

-variant 1: fiets- en voetgangers en uitsluitend laststelsel klasse 150 (as-configuratie volgens VOSB1995);
-variant 2: personenauto's, e.d. belastingklasse 300 VOSB 1995;
-variant 3: alle verkeer, belastingklasse 600 VOSB 1995.
Alleen variant 2 is in deze kosten- batenanalyse beschouwd. De overige varianten zijn niet onderzocht.

Alternatief 1

• De drijvende weg als permanente constructie

Hierbij wordt uitgegaan van een drijvende weg op een bestaande watergang in een polder die regelmatig onder water wordt gezet i.v.m. dynamisch water(peil)beheer.

De weg is alleen geschikt voor personenauto's, ambulances en brandweer (Klasse 300 VOSB) en heeft een lengte van 500m.

De weg is opgebouwd uit stalen pontons volgens variant 2, d.w.z. 4 pontons in dwarsrichting, breedte pontons totaal 10m en rijbaanbreedte tussen de barrières op de ponton van ca. 7,00m. Aangenomen is dat de watergang in de polder geen verbinding heeft (via sluis) met het omringende buitenwater. Daarom is gekozen voor de staal variant, die via de weg aangevoerd kan worden.

Voor een permanente constructie is een betonvariant i.v.m. met lagere bouwkosten en het geringere onderhoud meer logisch. Uit de berekeningen van de beton variant volgt dat het gewicht van de betonelementen zodanig groot zijn dat deze moeilijk transporteerbaar zijn over de weg. Daarom is deze variant verder buiten beschouwing gelaten

Drijvende weg lang 500m:

kosten fabricage + montage

= f 33,1 miljoen

(d.w.z. stalen pontonweg kost = f 33,1 / 500x10m = ca. f 6620/m²)

• De weg op palen als permanente constructie

Hierbij wordt uitgegaan van een betonnen plaat gefundeerd op betonpalen boven een bestaande watergang in een polder die regelmatig onder water wordt gezet i.v.m. dynamisch water(peil)beheer. De aanleghoogte van onderkant dek is 0,50m boven de hoogste waterstand om ecologische geen barrière werking te veroorzaken. Omdat het rijdek zich boven water bevindt is gekozen voor een rijdek uit prefab liggers met een ter plaatse gestorte druklaag. Ook kan men kiezen voor een iets duurdere oplossing met kokerliggers zonder tpg druklaag, dit geeft een veel kortere bouwtijd.

De weg is alleen geschikt voor personenauto's, ambulances en brandweer (Klasse 30 VOSB) en heeft een lengte van 500m. De weg heeft in dwarsrichting een breedte van ca 10m en een rijbaanbreedte tussen de barrières van ca. 6,90m zie bijlage. Aangenomen is dat de bouw van de 'weg op palen' geheel vanaf het water geschiedt en de aanvoer naar de polder via de weg wordt uitgevoerd.

Overige uitgangspunten:

- paallengte = 16m

- betonnen heipalen

- overspanningen van ca. 30m

'Weg op palen' lang 500m:

kosten fabricage en aanleg

= f 9,3 miljoen

(d.w.z. weg op palen kost = f 9,3 / 500x10m = ca. f 1850/m²)

Baten (alternatief 1)

Variant 2 klasse 300 VOSB

Van de baten is een kwalitatieve inschatting gemaakt:.

toelichting tabel:

++ zeer veel beter

+ beter

0 neutraal

- slechter

-- zeer veel slechter

Bij de weg op palen is de score op neutraal (0) gezet.

	Drijvende weg Permanent	Weg op palen
scheepvaart mogelijk loodrecht o/d oever	?	0
scheepvaart mogelijk evenwijdig a/d oever	?	0
comfort	-	0
bedrijfszekerheid	-	0
flexibiliteit	++	0
milieu belasting:- staal variant	-	0
- betonnen variant	0	0
- andere materialen	?	0
ecologische barrière bij ligging loodrecht o/d oever	0	0
ecologische barrière bij ligging evenwijdig a/d oever	-	0
verstoring diepere bodem	0/+	0
verstoring waterbodem	-	0
geluid	-	0
landschappelijke inpassing	0	0
vergunningen/ procedures	0	0
tijd nodig voor het weghalen van locatie	++	0
bouwtijd totaal (maken + plaatsen)	0?	0
bouwtijd in het werk	++	0
onderhoud/ inspecteerbaarheid (slijtage) wegdek	0	0
onderhoud/ inspecteerbaarheid onderbouw	-	0
materiaalgebruik	--	0
aanlegkosten totaal	33milj	9,3milj
aanlegkosten in het werk	++	0
kosten nodig voor het weghalen van locatie	++	0
onderhoudskosten wegdek	0	0
onderhoudskosten onderbouw (incl. overgangsconstructie)	-	0
ruimtebeslag	-	0

Alternatief 2

• De drijvende weg als tijdelijke/ flexibele constructie

Hierbij wordt er van uitgegaan dat een bestaande weg langs een kanaal wordt afgesloten voor alle verkeer i.v.m. groot onderhoud aan de verharding e.d.

De weg wordt steeds in stukken van ca. 500 gerenoveerd.

Uit verkeers-tellingen blijkt dat b.v. 80% van alle verkeer uit personenauto's bestaat. Aangenomen is dat omrijden voor het personenverkeer zeer bezwaarlijk is. Voor zwaar vrachtverkeer wordt omrijden minder bezwaarlijk geacht.

In het naastliggend kanaal wordt over de te renoveren weglengte van 500m een tijdelijke drijvende weg gelegd. De kosten van de drijvende weg met een lengte van 500m, die na elk stuk gerenoveerd weggedeelte steeds 500m versleept en opnieuw verankerd wordt, worden vergeleken met een 'weg op palen' die steeds gedemonteerd, verplaatst en gemonteerd wordt.

De uitvoering is conform alternatief 1 en voldoet aan dezelfde verkeersklasse.

In de kosten voor het verplaatsen van de eenmaal aangelegde drijvende weg zijn begrepen:

- verwijderen/aanbrengen op- en afrijconstructie;
- verwijderen/ aanbrengen verankering;
- opdelen van de drijvende weg in secties van b.v. 100m;
- verslepen van de secties;
- opnieuw samenbouwen van deze secties en verankeren.

Kosten drijvende weg (staal variant)

kosten fabricage + 1 ^e montage	=f 33,1 miljoen
kosten verplaatsen 29x 250.000,-	=f 7,3 "
Totaal	=f 40,4 miljoen

• De weg op palen als tijdelijke/ flexibele constructie

De weg op palen is zoveel mogelijk uit prefab onderdelen opgebouwd; landhoofden, oplegbalken tussen pijlers, prefab kokerliggers brugdek, leuning en barrier secties. Als fundering is gekozen voor dikwandige stalen buispalen, die minder kwetsbaar zijn voor heischade en daarom gedurende het hele werk hergebruikt kunnen worden.

Om direct na demontage van het brugdek en de oplegsloven na verplaatsen weer op te kunnen bouwen is gerekend met de eenmalige aanschaf van een dubbele hoeveelheid stalen palen. Er zijn geen voegovergangen t.p.v. de liggereinden aangebracht en geen verharding van asfaltbeton.

Weg op palen:

Kosten fabricage + 1 ^e montage	=f 11,0 miljoen
Kosten verplaatsen 29x 1.034.500,-	=f 30,0 "
Totaal	=f 41,0 miljoen

Conclusie:

Na 29 maal demonteren en 28 maal monteren zijn de kosten van de weg op palen globaal gelijk aan de aanlegkosten incl. 29 maal verplaatsen van de drijvende weg. Om tijdens de reconstructie van een wegvak van 14,5km (29x500m) het verkeer via een drijvende weg/'weg op palen' om te leiden is een extra investering nodig van ca. 33 miljoen. De vraag is of dit maatschappelijk terugverdient kan worden door b.v. minder filekosten of opweegt tegen de omrijkosten. Afschrijven op een werk lijkt niet haalbaar, pas als de elementen (centraal) worden opgeslagen en van daaruit worden 'uitgeleend' en voor meerdere projecten wordt ingezet, lijkt deze werkwijze een beter perspectief te bieden.

Opmerkingen:

- De huidige bermsloten langs rijkswegen zijn niet geschikt voor het opnemen van dergelijke grote elementen en zouden dus tijdelijk verbreed moeten worden. De kosten hiervan moeten in dat geval ook meegenomen worden.
- Wel is er een groot verschil in bouwtijd tussen de beide varianten in het voordeel van de drijvende weg (weken t.o.v. maanden).

Baten (alternatief 2)

Variant 2 klasse 300 VOSB

Van de baten is een kwalitatieve inschatting gemaakt:.

toelichting tabel:

++ zeer veel beter

+ beter

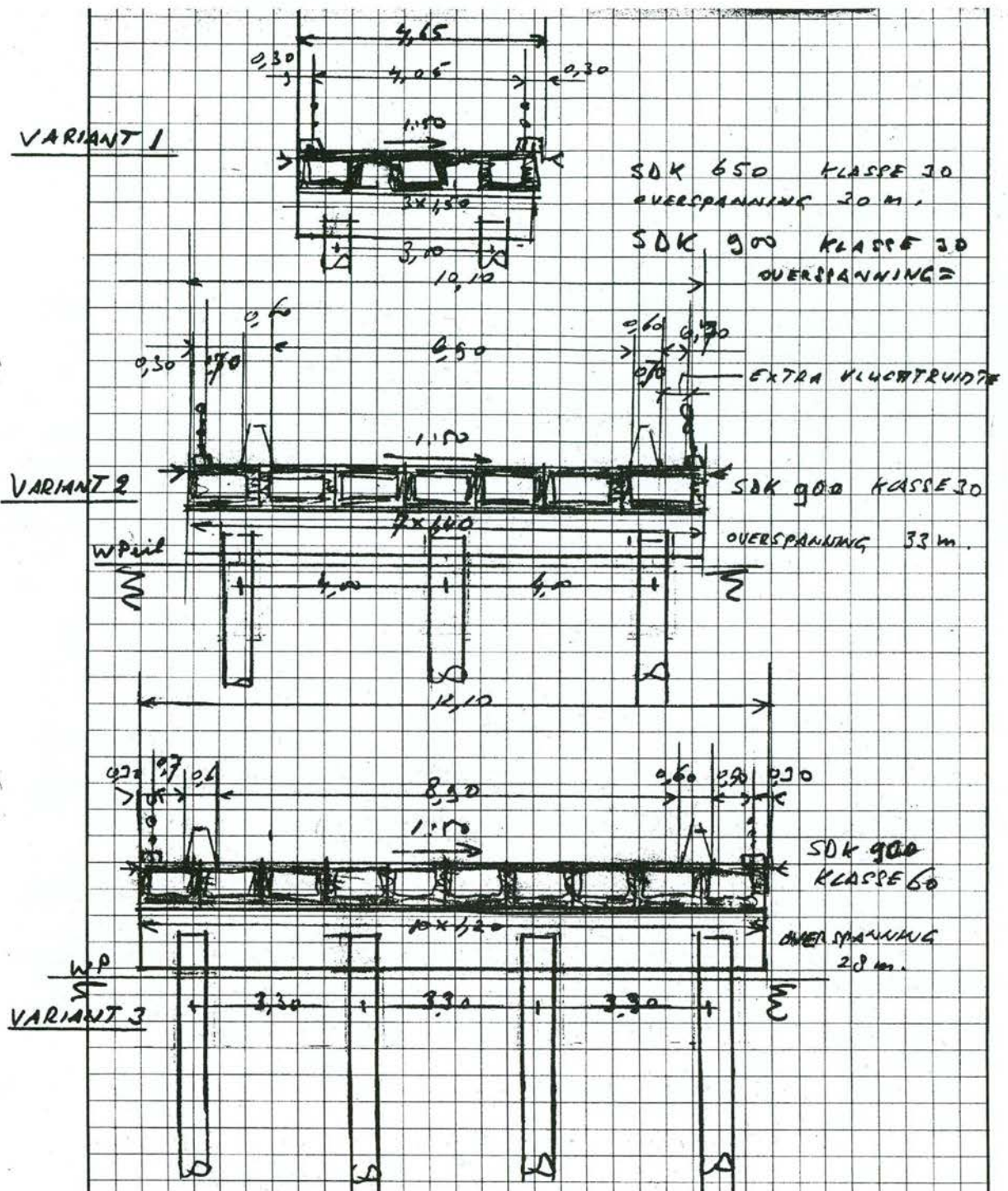
0 neutraal

- slechter

zeer veel slechter

Bij de weg op palen is de score op neutraal (0) gezet.

	Drijvende weg tijdelijk	Weg op palen
scheepvaart mogelijk loodrecht o/d oever	?	0
scheepvaart mogelijk evenwijdig a/d oever	?	0
comfort	-	0
bedrijfszekerheid	-	0
flexibiliteit	++	0
milieu belasting: - staal variant	-	0
- betonnen variant	0	0
- andere materialen	?	0
ecologische barrière bij ligging loodrecht o/d oever	0	0
ecologische barrière bij ligging evenwijdig a/d oever	-	0
verstoring diepere bodem	0/+	0
verstoring waterbodem	-	0
geluid	-	0
landschappelijke inpassing	0	0
vergunningen/ procedures	0	0
tijd nodig voor het weghalen van locatie	++	0
bouwtijd totaal (maken + plaatsen)	0?	0
bouwtijd in het werk	++	0
onderhoud/ inspecteerbaarheid (slijtage) wegdek	0	0
onderhoud/ inspecteerbaarheid onderbouw	-/0	0
materiaalgebruik	--	0
aanlegkosten totaal	--	0
aanlegkosten in het werk	++	0
kosten nodig voor het weghalen van locatie	++	0
onderhoudskosten wegdek	0	0
onderhoudskosten onderbouw (incl overgangsconstructie)	-	0
ruimtebeslag	-	0



Schets met dwarsprofielen 'weg op palen' van de drie varianten.

De Nieuwe Waterweg

Kosten- batenanalyse:

Variant 2 (personenauto's) Klasse 300 VOSB 1995

Permanente weg op palen

fundering op betonpalen/ sloven ter plaatse gestort/ liggers met druklaag

datum: 20-06-00

Omschrijving				totaal		prijs/		bedrag
Bruglengte:	500,65	m	m3	m3		eenheid		
aantal velden	17	m						
breedte dek:	10,10	m						
dikte rijdek:	0,9	m						
overspanning:	29,5	m						
landhoofden:	2	st						
breedte sloof(prefab):	1,7	m	41,21	51,51	t			
hoogte sloof:	1,2	m						
breedte frontmuur:	0,4	m	8,89					
vleugellengte:	2	m	2,64					
Totaal				52,74	m3	1000	=fl	52.736
aantal palen/sloof:	8	st						
lengte palen:	16	m						
afmetingen: vierkant	0,45	m		256,00	m1	80	=fl	20.480
staal diameter	0	m	-0,13	-2,53	t	0	=fl	-
wanddikte	20	mm						
heien(vanaf water)				256,00	m1	50	=fl	12.800
Tussensteunpunten:								
aantal:	16							
breedte sloof(prefab):	1,7	m	329,7	51,51	t/slf			
hoogte sloof:	1,2	m						
totaal				329,66	m3	1000	=fl	329.664
aantal palen/sloof:	8	st						
rekenen met dubbel aantal								
lengte palen:	16	m						
afmetingen: vierkant	0,45	m		2048,00	m1	80	=fl	163.840
staal diameter	0	m	-0,13	-40,41	t	0	=fl	-
wanddikte	20	mm						
heien (vanaf water)				2048,00	m1	50	=fl	102.400
stootplaten(prefab):								
lengte:	4	m		24,24	m3	847	=fl	20.531
brugdek: prefab								
oppervlak:(incl montage)	500,65	m	10,10	5056,565	m2	670	=fl	3.387.899
oplegstroken:	181,8	m		181,8	m	100	=fl	18.180
schamkanten:	1009,3	m		60,558	m3	2300	=fl	139.283
pvc-buis:	1009,3	m		1009,3	m1	15	=fl	15.140

leuning:	1009,3	m		1009,3	m1	300	=fl	302.790
barrier:	1009,3	m		1009,3	m1	400	=fl	403.720
asfalt:	500,65		9,5	1312,704	ton	90	=fl	118.143
voegovergangen	10,10	m	2	20,2	m	800	=fl	16.160
Subtotaal aanleg (aanleg)	5056,6	m2				1009	=fl	5.103.766
uitvoeringskosten	18	%					=fl	918.678
algemenkosten	7	%					=fl	421.571
Winst en risico	5	%					=fl	322.201
Aanneemsom (excl BTW)			5056,565			1338	=fl	6.766.216
Diversen	15	%					=fl	1.014.932
Onvoorzien	20	%					=fl	1.556.230
Totaal project	5056,6	m2				1847	=fl	9.337.378
BTW	17,5	%					=fl	1.634.041
Totaal project (incl BTW)			5056,565			2170	=fl	10.971.419

De Nieuwe Waterweg

Kosten- batenanalyse:

Variant 2 (personenauto's) Klasse 300 VOSB

Tijdekijkje weg op palen 1x aanleggen + n-maal verplaatsen

incl. aanschaf dubbel aantal stalen funderingspalen gerekend i.v.m. voortgang montage- demontage

datum: 20-06-00

Omschrijving				totaal		prijs/		bedrag
Bruglengte:	500,14	m	m3	m3		eenheid		
aantal velden	17	m						
breedte dek:	10,10	m						
dikte rijdek:	0,9	m						
overspanning:	29,4	m						
landhoofden:	2	st						
breedte sloof(prefab):	1,7	m	41,21	51,51	t			
hoogte sloof:	1,2	m						
breedte frontmuur:	0,4	m	8,89					
vleugellengte:	2	m	2,64					
Totaal				52,74	m3	1000	=fl	52.736
aantal palen/sloof:	3	st						
lengte palen:	16	m						
afmetingen: vierkant	0	m		96,00	m1	0	=fl	-
staal diameter	0,7	m	4,27	32,20	t	800	=fl	25.758
wanddikte	20	mm						
heien(vanaf water)				96,00	m1	50	=fl	4.800
Tussensteunpunten:								
aantal:	16							
breedte sloof(prefab):	1,7	m	329,7	51,51	t/slf			
hoogte sloof:	1,2	m						
totaal				329,66	m3	1000	=fl	329.664
aantal palen/sloof:	3	st						
rekenen met dubbel aantal								
lengte palen:	16	m						
afmetingen: vierkant	0	m		768,00	m1	0	=fl	-
staal diameter	0,7	m	4,27	515,17	t	800	=fl	412.135
wanddikte	20	mm						
heien (vanaf water)				768,00	m1	50	=fl	38.400
stootplaten(prefab):								
lengte:	4	m		24,24	m3	847	=fl	20.531
brugdek: prefab								
oppervlak:(incl montage)	500,14	m	10,10	5051,414	m2	850	=fl	4.293.702
oplegstroken:	181,8	m		181,8	m	100	=fl	18.180
schampkanten:(vervallen)	1008,3	m		60,4968	m3	0	=fl	-
pvc-buis:	1008,3	m		1008,28	m1	15	=fl	15.124

leuning:	1008,3	m		1008,28	m1	300	=fl	302.484
barrier:	1008,3	m		1008,28	m1	400	=fl	403.312
Totaal 1: aanleg	5051,4	m2				1171	=fl	5.916.827
Demontage:								
aantal keren:	29	st						
leuning(excl schampkant)	1008,3	m		1008,28		25	=fl	731.003
barrier	1008,3	m		1008,28		10	=fl	292.401
brugdek(vrsp verwijderen)	5051,4	m2		5051,414		10	=fl	1.464.910
landhoofden incl oplegstrook	2	st				1500	=fl	87.000
stootplaten(B=1,0m)	20	st				20	=fl	11.600
tussensteunpunten	16	st				1500	=fl	696.000
palen trekken	54	st		864,00	m1	30	=fl	751.680
Totaal	29	st	5051,414			27,54	=fl	4.034.594
Montage:								
aantal keren	28	st						
leuning(excl schampkant)	1008,3	m		1008,28		25	=fl	705.796
barrier	1008,3	m		1008,28		10	=fl	282.318
brugdek (vrsp aanbrengen)	5051,4	m2		5051,414		15	=fl	2.121.594
landhoofden	2	st				1600	=fl	89.600
stootplaten	20	st				30	=fl	16.800
tussensteunpunten	16	st				1600	=fl	716.800
palenheien	54	st		864,00		50	=fl	1.209.600
Totaal			5051,414			36,36	=fl	5.142.508
Transport+montage/demontage	29	st						
kraan+ponton+boot		m2	5051,414			50	=fl	7.324.550
Subtotaal							=fl	22.418.480
uitvoeringskosten	18	%					=fl	4.035.326
algemenkosten	7	%					=fl	1.851.766
Winst en risico	5	%					=fl	1.415.279
Aanneemsom (excl BTW)							=fl	29.720.851
Diversen	15	%					=fl	4.458.128
Onvoorzien	20	%					=fl	6.835.796
Totaal project							=fl	41.014.775
BTW	17,5	%					=fl	7.177.586
Totaal project(incl BTW)							=fl	48.192.360

Bijlage X

Mogelijke toekomstvisie

De nieuwe waterweg drijft

• Achtergrond

Een weg die drijft op water. Dit idee is de afgelopen maanden van alle kanten bekeken in de pilot *De Nieuwe Waterweg*¹. Deskundigen en belanghebbenden brachten het idee in eenvoud naar voren, en hebben het samen met Rijkswaterstaat verdiept.

Verskillende uitvoeringen en perspectieven zijn besproken:

- Tijdelijke verbinding. 'Flexibele', snel te plaatsen en weg te halen, drijvende weg. Bestaande uit koppelbare eenheden. In te zetten bij werk-in-uitvoering;
- Alternatieve oeververbinding (permanent, voor tijdelijk zie boven)
- Als tijdelijke ontlastingsweg;
- 'Shunt' waarmee bruggen en landhoofden kunnen worden omzeild, onder de brug door;
- Integratie droge en natte transportinfra;
- Weg gefundeerd op grondwater als alternatief voor bestaande funderingsmethoden. Dit zou in drassige ondergrond o.a. veel goedkoper zijn. Bijv. A4 Midden-Delfland. Ook ecologische voordelen zouden hieraan verbonden kunnen zijn;
- Drijvende weg die het integraal waterbeheer ondersteunt, in plaats van het te verstoren. Op termijn zal Nederland naar een dynamisch waterpeil toe moeten. De huidige wegen kunnen dit niet zomaar aan.

In de voorstudie zijn deze vormen aan de orde geweest. We bespreken ze in het kort. Hierbij is belangrijk om voor ogen te houden dat de inschattingen gebaseerd zijn op de informatie die nu beschikbaar is. Het bedrijfsleven wordt in de volgende fase uitgenodigd te komen met innovatieve ideeën die ook kosten-concurrerend zijn. De resultaten hiervan kunnen een nieuw licht werpen op het onderstaande.

• Tijdelijke verbinding

Toepassing als tijdelijke verlegging van de weg bij Werk in Uitvoering lijkt kansrijk. Denk hierbij bijvoorbeeld aan een weg die langs een kanaal loopt. Bij wegonderhoud kan een stuk drijvende weg neer worden gelegd, dat telkens 500 meter mee opschuift met de werkzaamheden. Kosten/baten ten opzichte van een in het water aangelegde weg op palen moeten goed bekeken worden, alsmede scheepvaart. Bij deze toepassing lijkt beperking tot het personenverkeer logisch, gezien de extra investering die nodig is voor zwaar verkeer.

Een toepassing als bouwweg voor het bouwverkeer is ook mogelijk, met de kanttekening dat de vereiste geschiktheid voor zwaar verkeer extra kosten met zich meebrengt.

De drijvende weg lijkt niet geschikt voor toepassing bij incidenten, voornamelijk omdat op- en afbouwtijd een probleem is, evenals de toevallige beschikbaarheid van water. Voor snelle inzetbaarheid zijn veel kleine modules/pontons/.... nodig, de kosten lopen daarbij hoog op terwijl de tijdswinst bedreigd wordt door de vele koppelingen die moeten worden gelegd.

• Alternatieve oeververbinding

In principe kansrijk, het wordt op diverse plaatsen ter wereld al toegepast. Het gaat daarbij veelal om zeer diep water, waar funderen op palen erg duur of onmogelijk is. Dergelijk diep water doet zich niet veel voor in Nederland. De situaties in Nederland waar bij de huidige kosten-inschatting een drijvende weg als alternatieve oeververbinding zou scoren hebben meer te maken met integraal waterbeheer. Dit wordt verderop besproken.

Voor een tijdelijke oeververbinding bij bijvoorbeeld WiU zijn wellicht ook mogelijkheden. Vanwege de dwarsrichting is scheepvaart hier een groter probleem dan bij de tijdelijke verbinding in de langsrichting die hierboven is beschreven.

• Shunt

Dit kan een innovatieve oplossing zijn voor de verkeers- en ruimteproblemen rond een brug. Als tijdelijke oplossing en zeker als (semi-)permanente oplossing moet het kunnen concurreren met een weg op palen. Voor de andere opmerkingen zie 'tijdelijke verbinding' en 'alternatieve oeververbinding'.

¹ Onderdeel van Wegen naar de Toekomst, een vernieuwingsprogramma van Verkeer en Waterstaat.

- **Integratie droge en natte transportinfra**

Dit is een aantrekkelijk lange-termijn perspectief. Er ligt een droog transport-infranetwerk, er ligt ook een nat transport-infranetwerk (vaarwegen). De capaciteit van de vaarwegen wordt onderbenut, er lijkt ruimte voor innovatieve andere transportmiddelen die gebruik maken van de ruimte die de vaarwegen nog bieden. Daarbij kan gedacht worden aan transportgeleiders ('goten') waarin/waarlangs goederen worden vervoerd, al dan niet gebruik makend van het drijvend vermogen van het water. Daarbij wordt gezocht naar een manier om de 'overstap' van droog naar nat en omgekeerd zo laagdrempelig mogelijk te maken. Op die manier versterken de netwerken elkaar, en ontstaat flexibiliteit en 'optimaal' rendement.

Hoe een drijvende weg op korte termijn past in dit toekomstperspectief is lastig te zien. Voor een zinvolle toepassing moeten een aantal andere ontwikkelingen waarschijnlijk al verder zijn.

- **Weg gefundeerd op grondwater**

Mogelijke voor- en nadelen zijn zeer locatie-afhankelijk. Mogelijke voordelen: lage ligging t.o.v. maaiveld, hetgeen landschappelijke inpassing ten goede komt, en ook natuurlijke geluidswering meebrengt. Mogelijk kostenreductie. Mogelijkheden voor ander waterbeheer (zie onder). Mogelijke nadelen: extra kosten (bijv. om verontreiniging te voorkomen), moeilijkheden met verschillende polderpeilen.

Deze richting moet met locatie-specifiek onderzoek nader worden onderbouwd.

- **Integraal waterbeheer**

Door onttrekking van grondwater en het volbouwen van natte gebieden zoals voormalige uiterwaarden treedt verdroging op. Deze verdroging tast de bergingscapaciteit van het watersysteem aan. Dit effect wordt versterkt door het verkorten van rivieren voor de scheepvaart (kanaliseren) en het steeds verder indijken van uiterwaarden. Bij forse regenval of smelt treden hierdoor vloedgolven op. Maar nog hogere dijken zullen bij hoog water aan hun gewicht bezwijken, omdat ze langzaam vollopen.

Ondertussen malen we onszelf in de polders omlaag. Het voorkomen van verdere bodemdaling is noodzakelijk, ook omdat de zeespiegel alsmaar stijgt. Onze wens om droge voeten komt daarmee in gevaar.

De waterkwaliteit is evenmin gebaat met het huidige beheerssysteem. Miljarden kubieke meters zoet water worden eerst vervuild en vervolgens op zee geloosd. Dit terwijl Nederland langzaam verdroogt, en voor het huidige waterverbruik afhankelijk is van de toevoer uit het buitenland. De aquatische ecologie heeft daarnaast te lijden gehad onder het verdwijnen van brakwater-getijdgebieden.

Een duurzame oplossing is gelegen in het zogenaamde integraal waterbeheer. Rekening houden met planten, dieren, stoffen, natuurlijke processen, oevers en bodems, functies en belangen. Vanuit deze gedachte denkt men in de toekomst over te moeten gaan op een dynamisch waterpeil. Dat betekent ook overlooppolders en wetlands.

In de 5^e nota Ruimtelijke Ordening worden deze gedachten verwerkt onder het motto 'Water als ordenend principe'.

- **Dynamisch waterpeil en wetlands**

De watertoevoer is onregelmatig over het jaar verdeeld. Deskundigen zien zelfs een trend dat in de winter de watertoevoer steeds meer toeneemt, terwijl de zomers een daling laten zien. Het zou om allerlei redenen beter zijn om de natuur meer haar gang te laten gaan bij het instellen van het waterpeil. Natuur en ecologie kunnen zich dan herstellen in nieuw te vormen wetlands. Deze wetlands vormen vervolgens een natuurlijke buffer tegen de schommelingen van het waterpeil. Wellicht dat met een slimme inrichting de wetlands ook een rol kunnen spelen in de biologische zuivering van gedeelten van ons afvalwater.

De consequentie hiervan is dat we niet langer kunnen gaan wonen in polders op de manier zoals we gewend zijn geraakt. We hebben in deze polders een dynamisch waterpeil nodig. Enerzijds om de bodemdaling tegen te gaan, anderzijds om voldoende overtollig regen- en rivierwater vast te kunnen houden. Maar hoe moet het dan met onze huizen en wegen?

- **Drijvende steden, drijvende wegen**

Ondertussen is men in de bouw al gekomen tot drijvende huizen. De motieven zijn een combinatie van kosten, ruimte en waterbeheer. De toegang tot de huizen is voorlopig geregeld met relatief smalle drijvende steigers. Op straatniveau is dit voldoende. Wanneer deze trend zich doorzet zal vanzelf de behoefte ontstaan aan bredere drijvende infra.

- **Marsroute pilot 'De Nieuwe Waterweg'**

De pilot 'De Nieuwe Waterweg' richt zich op een eerste stap in de richting van een aantal hierboven geschetste toekomstbeelden, waarvan het integrale waterbeheer als belangrijkst wordt gezien.

Na de voorstudiefase wordt de markt benaderd voor innovatieve ideeën weg, die mogelijkerwijs ook tot kostenreducties leiden. In deze fase wordt zoveel mogelijk gemikt op functionele eisen met een hoger abstractieniveau, om de creativiteit te stimuleren. Bij het idee wordt een mogelijke locatie gevraagd waar het prototype, dat representatief is voor het idee, kan worden gedemonstreerd.

Deze ideeënfase is relatief licht qua mensuren van de betrokken marktpartijen, de beste ideeën worden beloond met een betaalde ontwerp-opdracht.

Voor de ontwerpfase worden specifiekere functionele eisen opgesteld, waarbij vigerende normen en richtlijnen een belangrijke rol kunnen spelen. Voor deze fase moet de functionaliteit van de uitvoeringsvorm (voor welke verkeerssoorten geschikt, hoeveel rijrichtingen etc.) tot op veel groter detailniveau zijn vastgelegd dan in de ideeënfase.

Van het beste ontwerp wordt vervolgens een stuk van +/- 100 meter gerealiseerd, op een geschikte locatie. Deze locatie wordt in principe door de opdrachtnemer geleverd, tenzij een door het pilotteam gevonden locatie beter uitpakt. Uitgangspunt is voorlopig dat de 100 m demo 'drijvende weg' in eigendom blijft van de opdrachtnemer. Vanwege de verwachte restwaarde kunnen de kosten voor WnT dan beperkt blijven.

Deze eerste stap demonstreert op eenvoudige wijze hoe infrastructuur ondersteunend kan zijn aan integraal waterbeheer. Door deze eerste stap ontstaat dan hopelijk voldoende enthousiasme om een vervolgstap te nemen. Hierbij wordt dan echt verkeer betrokken. Dit kan zijn een toepassing als bouwweg of als tijdelijk alternatief bij werk-in-uitvoering (bijvoorbeeld in een naastgelegen kanaal). Voor echte realisatie van een concrete toepassing zal de desbetreffende Regionale Directie van RWS het voortouw moeten nemen.

- **Meerwaarde van de nieuwe waterweg**

De meerwaarde voor de toekomst draait voor deze pilot vooral om de koppeling met het integraal waterbeheer. Niet onwaarschijnlijk is dat door de pilot ook de andere toekomstbeelden, met hun specifieke meerwaarde, dichterbij komen.

Bij de pilot 'De Nieuwe Waterweg' spelen kosten en baten daarom geen traditionele rol. Het draait hier niet om een uitgekristalliseerd product in een overzichtelijke omgeving. De kosten van te ontwikkelen concepten dienen wel vergeleken te worden met de kosten van een traditionele weg of een weg op palen. Maar daarbij moeten ook de kosten van aanpassingen aan de traditionele weg die nodig zijn voor integraal waterbeheer worden bekeken. Met andere woorden: de trendbreuk in het waterbeleid is het referentiemodel.

Daarnaast kan het zijn dat het eerste product vrij duur is vanwege ontwikkelingskosten en kleinschalige productie. Ook hierbij is de doorkijk naar de toekomst doorslaggevend.

Indien uiteindelijk, alles overziend, een weg op palen of een andere constructie beter aan de functionele eisen voldoet dan een drijvende weg, dan is dit nuttige en bruikbare kennis die specifiek aan dit project zal worden toegeschreven.

De meerwaarde voor natuur en ecologie zal kwalitatief worden beschreven.

- **Kritische randvoorwaarden**

Het is belangrijk om ook de achterkant van het gelijk in beeld te brengen. Dus zowel 'kansen' als 'bedreigingen'. Hiervoor wordt in augustus alvast een kritische reflectie-sessie met experts georganiseerd. Het valt daarnaast te verwachten dat de kansen en bedreigingen vanzelf naar voren komen vanuit Regionale Directies, wanneer zij benaderd worden voor een verkeerstoepassing op locatie.

