

MASTER

De Martinair hangar op Schiphol

van de Loo, H.

Award date:
1987

[Link to publication](#)

Disclaimer

This document contains a student thesis (bachelor's or master's), as authored by a student at Eindhoven University of Technology. Student theses are made available in the TU/e repository upon obtaining the required degree. The grade received is not published on the document as presented in the repository. The required complexity or quality of research of student theses may vary by program, and the required minimum study period may vary in duration.

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain

DE MARTINAIR HANGAR OP SCHIPHOL

Een afstudeerproject van:

H. van de Loo.

Afstudeerhoogleraar:

Prof. dr. ir. H. Rutten.

TECHNISCHE UNIVERSITEIT EINDHOVEN
FACULTEIT BOUWKUNDE

VOORWOORD

Het ontwerp van de Martinair hangar is een deel van het afstudeerwerk, ter afsluiting van de studie voor bouwkundig ingenieur aan de technische universiteit Eindhoven.

De gehele docteraalfase van deze studie bestaat uit een aantal vakken en vakoefeningen, een stage, een onderzoekproject, en dit ontwerpproject.

De stage is verricht bij de John B. Pierce Foundation. (Dit instituut is nauw verbonden met Yale University, V.S.). Ik heb hier onderzoek verricht naar de natuurlijke verwijdering van sigarettetrookdeeltjes uit de lucht, en het onderzoek stond onder leiding van prof. dr. B. Leaderer.

Het onderzoekproject is voornamelijk verricht onder toezicht van prof. ir. J.W.B. Stark en ir. F. v. Pelt. De opdracht was een methode te ontwikkelen voor het optimaal dimensioneren van gelaste stalen plaatliggers.

De begeleiding van dit ontwerpproject is verzorgd door prof. dr. ir. H.S. Rutten, ir. R. de Groot en ir. F. v. Pelt.

De examencommissie bestaat uit:

Prof. dr. ir. H.S. Rutten,
Prof. ir. J.W.B. Stark,
Ir. F. van Pelt,
Ir. R. de Groot.

H.P.M. van de Loo,
Eindhoven, 7 april '87

0. Inleiding.....	3
1. De vliegtuigontwikkeling in de burgerluchtvaart.....	4
1.1 De lange-afstand vliegtuigen.....	4
1.2 De middellange-afstand vliegtuigen.....	8
1.3 De korte-afstand vliegtuigen.....	10
2. Vliegvelden.....	14
2.1 Geschiedenis.....	14
2.2 Planning.....	16
2.3 Inrichting vliegveld.....	17
3. Hangars.....	27
3.1 Het bedrijfsgebeuren in een hangar.....	27
3.2 Constructievormen van hangars gedurende de laatste 20 jaar.....	29
3.3 Hangardeuren.....	50
3.4 Brandveiligheid.....	51
3.5 Fysische aspecten.....	52
4. Schiphol.....	54
4.1 De ontwikkeling van Schiphol.....	54
4.2 Situatie keuze.....	57
5. Programma van eisen.....	61
5.1 t/m 5.25 De uitwerking van het programma van eisen.....	62
6. Het ontwerp van de Martinair hangar.....	71
6.1 De plaatskeuze.....	71
6.2 Randcondities.....	73
6.3 Ontwerpoverwegingen.....	78
6.4 De stramienmaat.....	82
6.5 De constructie/fundering.....	86
6.6 De hangarvloer.....	94
6.7 De materialisatie.....	101
Literatuur.....	105
Bijlagen.....	107

0. inleiding.

De opdracht voor het ontwerpproject is het maken van een ontwerp voor een hangar van Martinair te Schiphol. Deze hangar moet plaats gaan bieden aan een D C 10 of Airbus 310.

Voordat aan het ontwerp werd begonnen is er eerst een vooronderzoek verricht waarin verschillende aspecten van de luchtvaart en de hangarbouw nader zijn beschouwd.

Allereerst wordt in hoofdstuk 1 beschreven hoe de burgerluchtvaart zich heeft ontwikkeld en wat de eventuele gevolgen zijn in de toekomst.

Door de luchtvaartontwikkelingen moeten ook de vliegvelden aangepast worden, en hier wordt in hoofdstuk 2 summier op in gegaan. Tevens wordt in dit hoofdstuk een beschouwing gegeven van het stedenbouwkundig plan van een luchthaven en wordt een inventarisatie gemaakt van de gebouwen op een vliegveld.

Een van de gebouwen op een vliegveld is een hangar. In hoofdstuk 3 is de hangar uitgebreid behandeld. Gekeken wordt naar het bedrijfsgebeuren in een hangar, en de fysische aspecten van hangars. Tevens zijn de verschillende bestaande constructievormen aan de hand van een beschrijving en een voorbeeld nader onder de loep genomen worden.

Daar, zoals vermeld, de te ontwerpen hangar op Schiphol geplaatst moet worden, is in hoofdstuk 4 nader ingegaan op de ontwikkeling van Schiphol. Tevens worden in dit hoofdstuk een aantal mogelijke bouwplaatsen bekeken.

Het laatste deel van de voorstudie, het programma van eisen, wordt in hoofdstuk 5 behandeld.

De voorstudie is samen met F. Demandt verricht.

Het doel van de ontwerpopdracht is het maken van een bouwkundig ontwerp, waarbij gelaste stalen plaatliggers kunnen worden toegepast en waarin een intergratie tussen de constructieve en architectonische aspecten wordt gerealiseerd. Dit wordt, ten slotte, in hoofdstuk 6 beschreven. Bij dit verslag horen een aantal tekening van het ontwerp.

De opzet.

Het verslag van het ontwerpproject, dat uit zes hoofdstukken bestaat, kan in drie blokken worden onderverdeeld.

Blok I Algemene informatie

Een algemene kennismaking met vliegtuigen, vliegvelden, en hangars. Dit deel is te vinden in de eerste drie hoofdstukken.

Blok II Specifieke informatie

Dit deel is veel meer toegespitst op het te ontwerpen gebouw. Gekeken wordt naar het eigenlijke vliegveld (Schiphol), en het programma van eisen van de specifieke hangar. Een en ander is beschreven in de hoofdstukken 4 en 5.

Blok III Ontwerp

Een beschrijving van het te bebouwen terrein; de ontwerpoverwegingen; het ontwerp; de constructie, enz. Bij dit deel horen ook de ontwerptekeningen.

1 De vliegtuigontwikkeling in de burgerluchtvaart.

De luchtvaart heeft de laatste 60 jaar een explosieve groei en een enorme technische ontwikkeling te zien gegeven. De groei zorgde voor een schaalvergroting, grotere en veiligere vliegtuigen, en meer comfort. De groei betekent echter op de eerste plaats een uitbreiding van de vloot en hoewel er van maatschappij tot maatschappij natuurlijk verschillen bestaan, is er toch een duidelijke relatie te constateren tussen de groei van het vervoer, de routestructuur en de vlootontwikkeling. In de routestructuur kan onderscheid gemaakt worden tussen routes voor de lange-, middellange- en korte-afstand. De ontwikkeling van het vliegverkeer en luchtvloot ligt per afstand anders en derhalve worden de verschillende afstanden nader beschouwd.

Globaal kan worden gesteld dat voor vliegafstand geldt: lange afstand : intercontinentaal, middellange afstand : continentaal, korte afstand : regionaal.

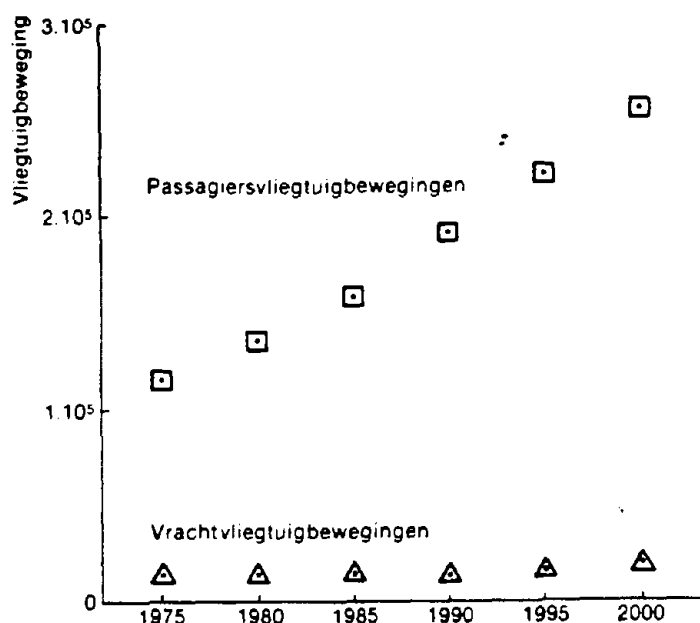


fig.1.1 Prognose van het internationale lijn- en charterverkeer van en naar Nederland tot het jaar 2000. [2].

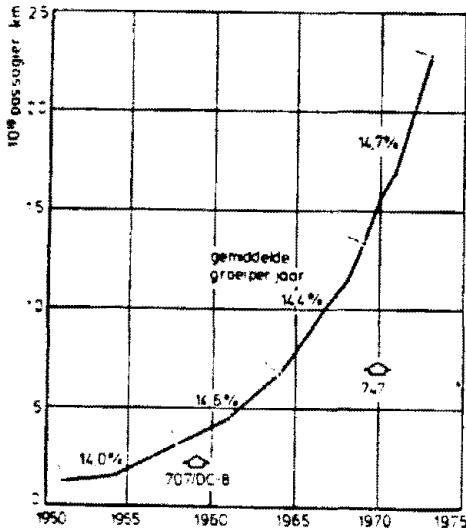
Daar de groei van het vrachtverkeer achter blijft bij de groei voor het personen vervoer, hebben de beschouwingen betrekking op het personenvervoer en het passagiersvliegtuig. (zie fig. 1.1). (Het vrachtverkeer is dus minder relevant). Vrachtvliegtuigen zijn over het algemeen afgeleide en aangepaste passagiersvliegtuigen [1, 2].

1.1 De lange-afstand vliegtuigen.

In fig 1.2 is aangegeven hoe het totale geregelde internationale vliegverkeer, uitgedrukt in passagierskilometers, tussen '51 en '73 regelmatig groeide met ruim 14% per jaar. In dit internationale verkeer speelt het lange-afstand verkeer een zodanige rol dat een analyse van de groeicijfers achtergronden oplevert over de ontwikkeling van het lange-afstand vliegtuig. Bij deze analyse moeten twee factoren waaruit het aantal passa-

gierskilometers is opgebouwd nader worden beschouwd. [1]. Deze factoren zijn:

- De vliegtuigkilometers (Het aantal gevlogen kilometers): Dit is een maat voor de grootte van het lijnennet en de frequenties waarmee gevlogen wordt.
- Het aantal passagiers per vliegtuig: Dit is een maat voor de gemiddelde plaatsbezetting.



Het aantal passagierskilometers is gelijk aan het aantal vliegtuigkilometers vermenigvuldigd met het aantal passagiers per vliegtuig.

De groei van het totale aantal vliegtuigkilometers (fig. 1.3) vertoont, als gevolg van het niet altijd beschikbaar zijn van vliegtuigen met voldoende capaciteit, fluctuaties. De gemiddelde groei van het aantal vliegtuigkilometers per jaar t.g.v. gewenste frequentieverhogingen en uitbreidingen van het lijnennet lag in de periode van '51 tot '73 op ca. 8%. Het aantal passagiers per vliegtuig groeide in de genoemde periode met gemiddeld iets minder dan 6% per jaar (fig 1.4) [1].

fig.1.2 Aantal passagiers kilometers in het internationale lijnvervoer; Gemiddelde groei van 1951 t/m 1973 :14.4% per jaar.

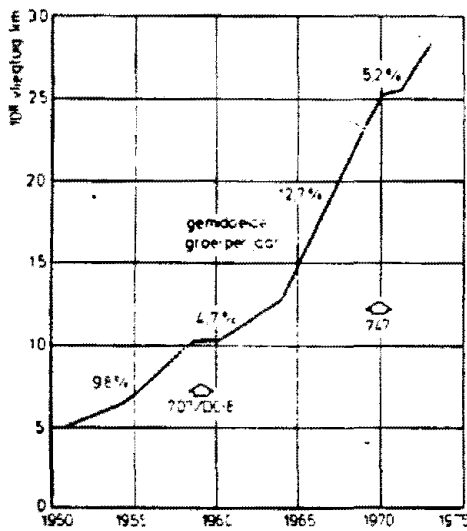


fig.1.3 Aantal vliegtuig kilometers in het internationale lijnvervoer; gemiddelde groei van '51 t/m '73 8.1% per jaar.

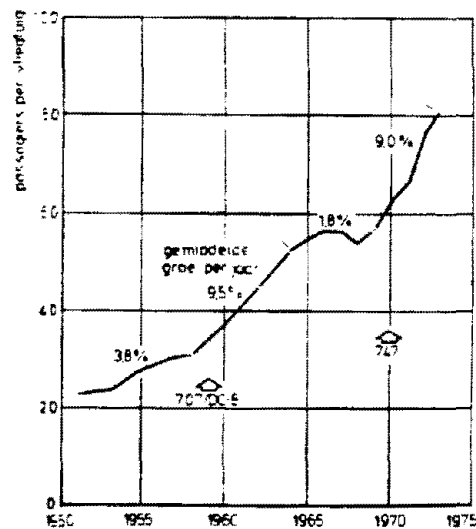


fig. 1.4 Aantal passagiers per vliegtuig in het internationale lijnvervoer; gemiddelde groei van '51 t/m '73: 5,8% per jaar.

Een voortdurende nauwkeurige aanpassing van de vliegtuiggrootte aan de vraag zou een continue vervanging eisen, terwijl een continue reeks vliegtuiggrootten beschikbaar moet zijn. Dit is in de praktijk natuurlijk niet mogelijk; er zal dan ook een periodieke vervanging plaatsvinden, waarbij het nieuwe type vliegtuig

een grotere capaciteit heeft dan zijn voorganger. In fig. 1.6 is de opbouw van het totale vervoer uit passagiers per vliegtuig en het aantal kilometers per jaar weergegeven. De getrapte lijn geeft aan hoe, door een goede keuze, de gewenste groei in zitplaatscapaciteit kan worden benaderd.

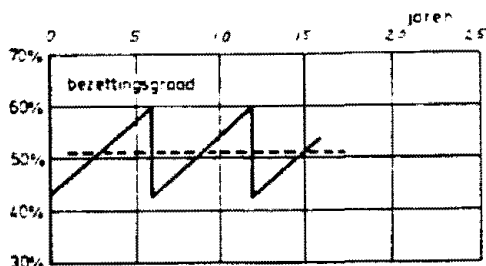


fig.1.5 bezettingsgraad.

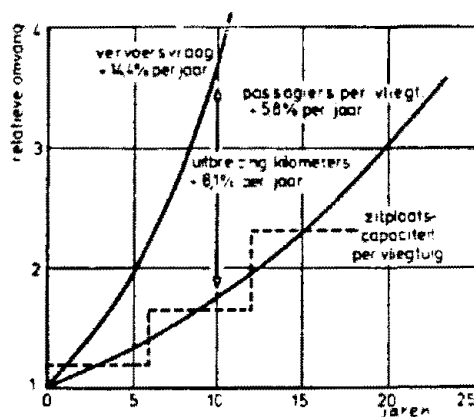


fig 1.6 zitplaatscapaciteit.

- De gewenste stapgrootte van de capaciteit.

Het maximaal aanvaardbare jaargemiddelde van de bezettingsgraad in het lijnverkeer is 60%. Bij een hogere bezettingsgraad ontstaat, in de drukke perioden, ongerief voor de passagier. De minimale bezettingsgraad, waarbij de inkomsten de kosten nog juist dekken is ongeveer 43% en wordt de kritische bezettingsgraad genoemd. Een en ander betekent dat wanneer de bezettingsgraad groter wordt dan 60% het in gebruik zijnde vliegtuigtype vervangen moet worden door een groter, met dien verstande dat bij het grotere type nog wel de kritische bezettingsgraad behaald dient te worden. [1] (Fig. 1.5).

- het vervangings interval.

Uit fig. 1.6 blijkt dat een capaciteitsverschil van ca. 40% tussen opeenvolgende typen leidt tot een vervangingsinterval van ca. 6 jaar en dat een vervangingsinterval van ongeveer 12 jaar leidt tot een verdubbeling van de capaciteit. De 40% groei kan gerealiseerd worden door groeiversies van standaardtypen ("gestreched"), terwijl er voor de dubbele capaciteit een geheel nieuw type ontwikkeld moet worden. Dat de ontwikkeling van nieuwe vliegtuigtypen, en daarmee gepaard gaande toepassing van een nieuwe technologie met intervallen van ca. 12 jaar is opgetreden, blijkt uit tabel 1.1. [1].

1921	Eerste passagiersvliegtuig (Fokker).	
1934	DC 2	- Metaalbouw.
1946	Lange-afstand vliegtuig	- 4-motorig.
		- Drukcabine.
1959	BOEING 707/DC 8	- Straalmotoren.
		- Pijlvleugel.
1969/70	BOEING 747 (voortijdig)	- 'High-bypass'-
		motoren
1971	DC 10	- Wide body.

Tabel 1.1 Toepassing van nieuwe technologieën.

Na 1973 is de verkeersgroei aanzienlijk lager geworden; deze is nu ongeveer 9 % [3]. Het blijkt dat de grootte van de intervallen waarmee de markt voor de introductie van een "gestreched" vliegtuig (dat 40 % groter is) toeneemt van 6 naar 10 jaar, terwijl na het verschijnen van een nieuw ontwikkeld type er pas na 20 jaar de behoefte aan een nieuw ontwikkeld vliegtuig zal ontstaan. Zodoende is er in het lange-afstandsverkeer voorlopig nog geen behoefte aan een nieuw vliegtuigtype, en verschijnen op het ogenblik verschillende "gestrechte" versies op de markt. BOEING verwacht dat deze "gestrechte" vliegtuigtypen in alle richtingen zullen groeien met ongeveer 15%. [4].

Enkele typen lange-afstandsvliegtuigen zijn de DC 10 en de BOEING 747. (fig. 1.7).

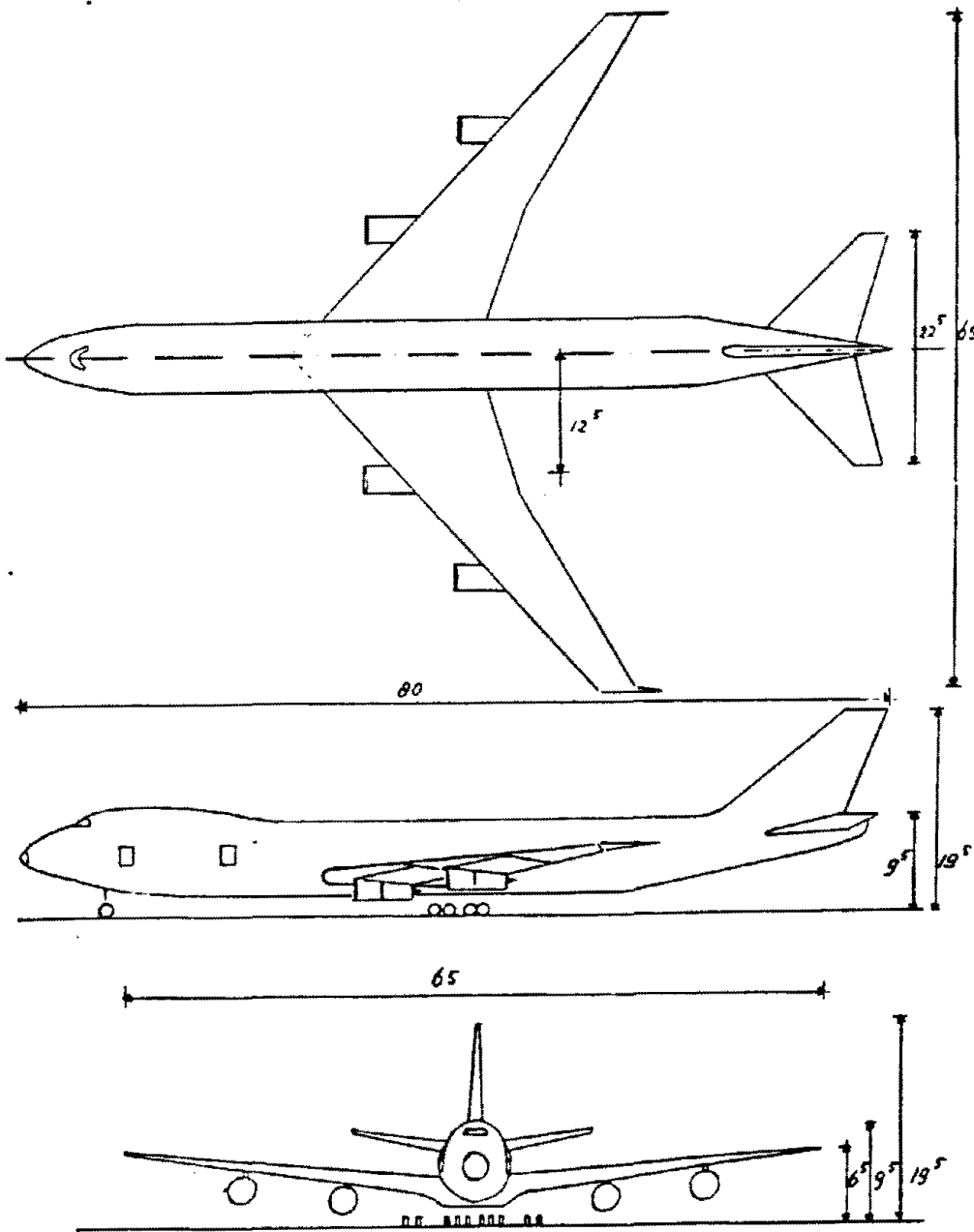


fig. 1.7 De BOEING 747S. Maten in meters.

1.2 De middellange-afstand vliegtuigen.

Hoewel voor de middellange afstand ongeveer dezelfde groeicijfers gelden als voor de lange afstand [3], is de ontwikkeling van vliegtuigtypen voor deze afstand anders verlopen. De oorzaak hiervoor is de kleinere markt. Het aantal passagierskilometers is aanzienlijk lager dan het aantal op de lange afstand, en daarom worden hier dan ook kleinere vliegtuigen ingezet. Deze vliegtuigen hadden enige jaren terug een capaciteit van 50 tot 100 personen (bijv. F-27 en F-28).

Het gebruik van verouderde lange afstand vliegtuigen is vaak niet acceptabel, omdat het meestal nog te grote vliegtuigen betreft, zodat de 43% bezettingsgraad niet gehaald wordt. Naast dit economisch aspect van het gebruik van verouderde lange afstand vliegtuigen is de behoefte aan een vliegtuig met een lagere geluidsproductie en i.v.m. de steeds stijgende brandstof prijzen, lager brandstofverbruik erg groot. Deze aspecten spelen een belangrijke rol.

De geluidsproductie speelt een belangrijke rol in het internationale en nationale luchtverkeer. Door klachten van omwonenden van vliegvelden worden er extra kosten gemaakt voor voorzieningen en schadevergoedingen, en luchtvaartmaatschappijen worden vaak financieel belast als gevolg van de geluidsproductie. De geluidsproductie is derhalve de laatste jaren voor alle typen vliegtuigen gereduceerd, (zie fig. 1.8). De verouderde toestellen zullen daarom niet meer meekunnen.

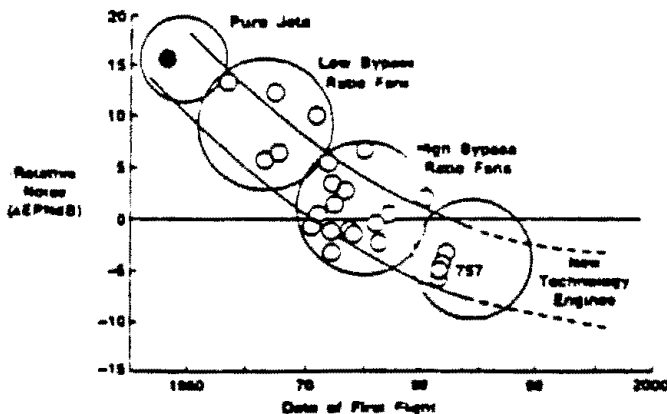


fig. 1.8 Ontwikkelingen m.b.t. geluidsproductie.

Hierdoor ontstaat er geleidelijk een nieuw gat in de markt. Doordat het ontstane gat wordt gevuld met nieuwe vliegtuigen waarvan de techniek bekend is, zijn de verbeteringen van graduele aard. Het betreft hier verbeteringen die gericht zijn op aërodynamica, voortstuwing, en materialen c.q. constructies:

- De aërodynamica zorgt voor het verbeteren van de vleugels, zodat een sneller stijgen en landen (i.v.m. het geluid) mogelijk wordt.
- De verbeteringen van de voortstuwing zorgen voor een gunstiger brandstofverbruik en een lagere geluidsproductie.
- De verbeteringen aan de materialen en constructies resulteren in een gewichtsbesparing. (Sneller stijgen en landen en een lager brandstofverbruik).

Als gevolg van de groei en t.g.v. hetzelfde mechanisme, als

beschreven is voor de gewenste stapgrootte van de capaciteit en het vervangingsinterval bij de lange afstand vliegtuigen (paragraaf 1.1), is er in Europa een markt ontstaan voor vliegtuigen voor de middellange afstand met een capaciteit van 150 tot 200 zitplaatsen. De laatste nieuwe vliegtuigtypen voor de middellange afstand kwamen in de 80-er jaren geleidelijk op de markt. Enkele typen vliegtuigen voor de middellange afstand zijn de F-100, BOEING 757/767 en de Airbus. (fig. 1.9).

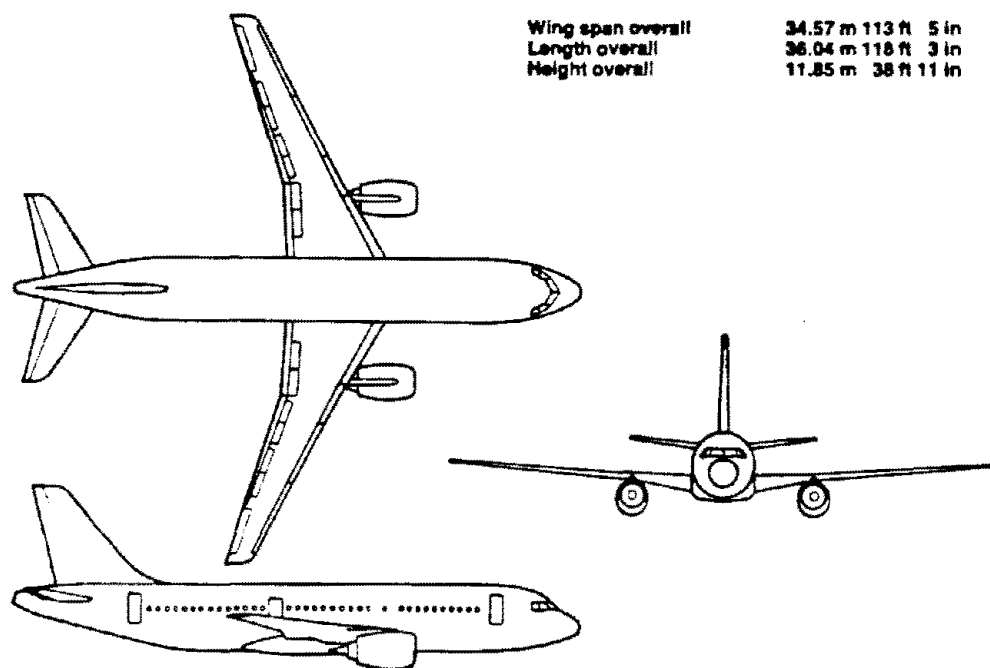


fig. 1.9 De Airbus 320 een vliegtuig voor de middellange afstand.

1.3 De korte-afstand vliegtuigen.

Om de vlootontwikkeling (in Europa) van korte-afstand vliegtuigen te beschrijven, is eerst een definitie van het korte-afstand verkeer, ook wel regionaal verkeer genoemd, nodig. Er is namelijk verwarring omdat er in de diverse Europese landen verschillende definities gehanteerd worden, en het is dan ook tijd geworden voor één (Europese) definitie voor deze sector van vliegverkeer. Men bedoelt met regionaal vliegverkeer (onder verschillende namen) ,over het algemeen, geplande vluchten tussen gedecentraliseerde of "non-metropolitan" regio's, vluchten tussen deze gebieden en de economische centra, en vluchten van lokale vliegvelden naar de internationale luchthavens.[7]

Op deze routes wordt gewoonlijk gevlogen met propeller of propfan vliegtuigen, die afhankelijk van de behoefte, een capaciteit hebben van ongeveer 9 tot 50 personen. De hoofdfunctie is het vervolledigen van het bestaande luchttransport, zowel voor het regionaal als het internationaal luchtverkeer.

De geboorte van het regionaal luchtverkeer begon in de periode '68-'71. De grote luchtvaartmaatschappijen vervingen toen hun kleinere vliegtuigen van 45-70 personen door grotere vliegtuigen voor 100 personen.(o.a. B737's). De beduidend grotere en snellere vliegtuigen waren on-economisch op de minder drukke routes, zodat deze werden opgeheven. Hierdoor ontstond de situatie dat de grote maatschappijen zich concentreerden op het vliegverkeer tussen de grote luchthavens, en de bereikbaarheid van de verschillende regio's steeds minder werd. Tevens werden gaandeweg de luchtverbindingen tussen de regio's onderling steeds slechter. Kleine, nieuwe maatschappijen begonnen dit nieuwe gat te vullen. Hun beleid van directe snelle verbindingen is een belangrijke factor in de economische ontwikkeling (van een regio), en omdat dit onderkend werd, werden deze initiatieven vaak gesteund door particuliere en overheids gelden.

Toch waren er in het begin slechts weinig goede voortekenen: De routes waren vaak ongunstig, de vloot was uit veel te dure vliegtuigen samengesteld, het passagierspotentieel was te laag voor de gebruikte vliegtuigen, er werd nagenoeg geen marktonderzoek verricht en veel ondernemingen werden ondeskundig beheerd. In '76 bereikte het regionale luchtverkeer dan ook zijn dieptepunt, en lange tijd werden deze gebeurtenissen gezien als bewijs dat er geen economische basis was voor zulke luchtvaart maatschappijen.

Echter als gevolg van de algemene verkeersgroei, de in een aantal landen nagestreefde decentralisatie op industrieel en bestuurlijk gebied, en de Europese samenwerking en handelsbetrekkingen is er een nieuw vervoerspotentieel ontstaan. Deze kleine doch groeiende verkeersstromen geven aanleiding tot nieuwe regionale verbindingen gericht op het lokale vervoer. Dit alles en, hoewel voorzichtig geïntroduceerd, de liberalisatie van het intra-Europese luchtverkeer moedigt net begonnen maatschappijen aan, vaak in samenwerking met de grote luchtvaartmaatschappijen, hun regionale net uit te breiden.

In fig. 1.10 zijn de West-Duitse regionale vluchtroutes van de zomers '76 en '85 weergegeven. In 1976 waren er slechts 15

routes, die aan de boven genoemde definitie van regionaal luchtverkeer voldeden. In 1985 zijn dit er 59 (21 nationaal en 38 internationaal) [7]. Het gemiddelde aantal vluchten per week nam toe met een factor 4,3 t.g.v. het gebruik van kleinere vliegtuigen, en het aantal personen per vlucht nam af van 35 in '76 tot 21 in '85. (Tabel 1.2).

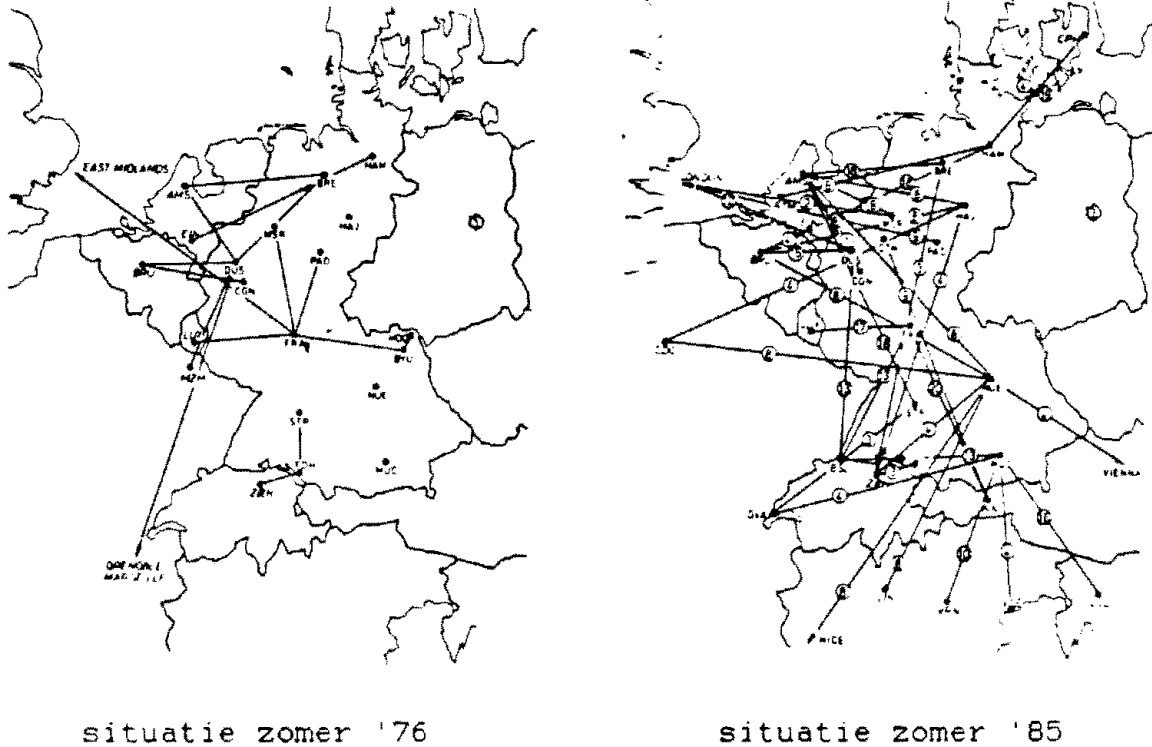


Fig. 1.10 West-Duitse regionale vluchten zomer '76 en '86 [7].

===== Criterium =====	zomer '76	zomer '85
Nationale vluchten	5	21
Internationale vluchten	<u>10</u>	<u>38</u>
	15	59

Gemiddeld aantal vluchten per week	330	1420
Gemiddeld aantal beschikbare stoelen per week	11500	40000
Gemiddeld aantal bezette stoelen per vlucht	35	21

tabel 1.2 Veranderingen in het West-Duitse regionale netwerk '76-'85 [7].

Tabel 1.3 laat het aantal passagiers, het aantal vluchten, het aantal passagiers per vlucht en de bezettingsgraad van het West-Duitse regionale luchtverkeer in 1984 zien. Het is duidelijk dat door het veranderde quotiënt van vliegtuigkilometers t.o.v. het aantal passagiers per vliegtuig een rendabele bezettingsgraad mogelijk is en de groei in het lokale luchtverkeer opgevangen kan worden. [7].

Group	Passengers	Revenue Flights	Passengers per Flight	Passengers Load Factor
DLT fleet	111.200	5.800	19	58%
DLT chartered aircraft with DLT markings/name and DLT/Lufthansa flight numbers (Contactair, NFD, WDL)	119.000	9.600	12	58%
Other German regional carriers	111.600	17.000	7	44%
Foreign carriers	364.700	16.500	22	51%
Total	706.500	48.900	14	52%

Tabel 1.3 Verkeersoverzicht van het West-duitsse regionale luchttransport in 1984. (exclusief Lufthansa) [7].

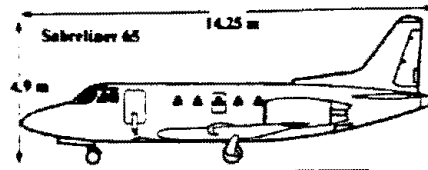
Tabel 4 laat de West-Duitse vlootopbouw zien voor de korte-afstand vliegtuigen. De West-Duitse situatie is vergelijkbaar met die van andere West-Europese landen [7].

Nr	Name	Headquarters	Fleet	Seats
1	Abacus Air GmbH	Hannover	2 Swearingen Metro II	15
2	Contactair GmbH u Co	Stuttgart	3 BAe Jetstream 31	18
3	Delta Air GmbH u Co	Lörrach/Meckenbeuren	2 Swearingen Metro II 1 Dornier 228-200	18 19
4	Deutsche Luftverkehrs-gesellschaft mbH - DLT	Frankfurt	1 Twin Otter 300 (DHC 6) 8 BAe (HS) 748-378 Srs 28 6 Fokker F 50 (ordered) 5 Embraer 120 (ordered)	26 44 50 28
5	Flugdienst Pegasus	Mannheim-Neustadt	1 Cessna 421C 1 Beech 200C	8 13
6	Holiday Express GmbH u Co	Hamburg	1 Cessna 340 1 Piatus BA-2A 1 Cessna 402B 1 Dornier 228-100 1 Dornier 228-200 (ordered)	4 8 8 15 19
7	Naska Air	Braunschweig	1 Gulfstream 600B 1 Swearingen Martin IV A	19 8
8	Numberger Flugdienst GmbH u Co KG NFD	Nürnberg	1 Beech 200 8 Swearingen Metro III	8 19
9	Regionflug GmbH RFG	Dortmund Holtropkade	1 Cessna 414 1 Cessna 421C 1 Cessna 404 1 Cessna 441 1 Beech 200 1 Swearingen Martin IVA 1 Swearingen Metro II 2 Swearingen Metro II (ordered)	9 8 10 10 13 8 18 18
10	Südeva	Munich	1 Beech B90 King Air	8
11	WDL Flugdienst GmbH	Essen-Mulheim	1 Piper PA-31-310 1 Cessna 421B 1 Swearingen Metro II 4 Fokker F 27-100 1 Fokker F 27-800	8 9 19 44 44

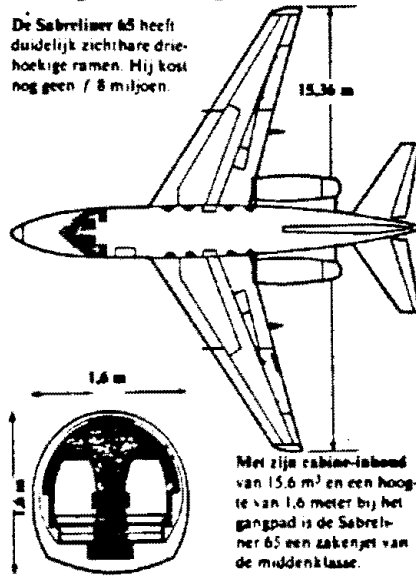
Tabel 1.4 Vloot opbouw West-Duitse regionale vliegtuigen [7].



Rockwell Sabreliner 65A



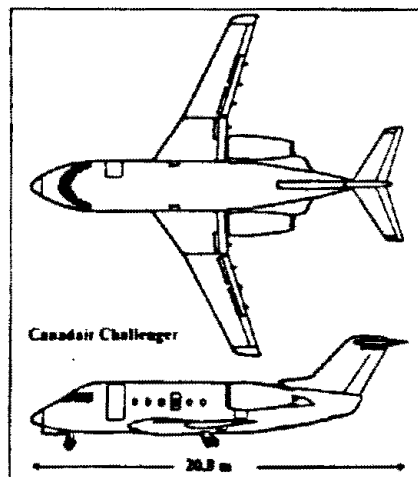
De Sabreliner 65 heeft duidelijk zichtbare driehoekige ramen. Hij kost nog geen / 8 miljoen.



Met zijn cabine-inhoud van 15,6 m³ en een hoogte van 1,6 meter bij het gangpad is de Sabreliner 65 een zakenjet van de middenklasse.



Canadair Challenger



Canadair Challenger

fig. 1.11 Twee typen vliegtuigen voor de korte afstand.

2 Vliegvelden

Zoals in hoofdstuk 1 is vermeld, heeft de luchtvaart een enorme groei doorgemaakt. Deze groei is echter altijd afhankelijk geweest van de maximale capaciteit van de vliegvelden. De groei heeft ook een aantal problemen met zich meegebracht (die dezelfde groei nu remmen). Luchtvervuiling, geluidsoverlast en verkeersproblemen bij de vliegvelden, hebben een negatieve invloed op het luchtverkeer zelf, omdat de passagiers in steeds sterkere mate met ongemakken en tijdverlies rekening moeten houden. Daarnaast leveren overvolle vliegroutes ernstige gevaren op, en hinderen als zodanig de groei van het luchtverkeer.

2.1 Geschiedenis

Men kan zich nauwelijks voorstellen dat er voor 1903 nog geen propeller vliegtuigen, voor 1920 nog geen vliegtuigmaatschappijen (zoals men ze nu kent), en voor 1939 nog geen vliegtuigen met straalmotoren bestonden.

Ondanks de degelijke reputatie van de spoorwegen, de alternatieve verkeersmiddelen, de onbetrouwbaarheid, de afhankelijkheid van het weer, en de nog tamelijk lange reistijden, werd rond 1920 de luchtvaart door een kleine groep enthousiaste passagiers financieel gesteund, zodat deze zich kon ontwikkelen. De drang naar iets nieuws was een van de belangrijkste factoren in de ontwikkeling van de luchtvaart. Een andere belangrijke factor was het wegvallen van geografische hindernissen, zoals bergen, moerassen, woestijnen, rivieren en andere grote watervlaktes.

In de tijd dat de eerste vliegvelden ontstonden, ontstonden ook de eerste verkeersvliegtuigen. Aangenomen wordt dat het oorspronkelijke idee van het luchtverkeer van Sir George Cayley is. De eerste lijnvluchten werden omstreeks 1910 door de enorme luchtschepen van Graf Zeppelin uitgevoerd. Voor de eerste wereldoorlog vervoerden zij tussen de Bodensee en Berlijn meer dan 35000 passagiers. De door Handly-Page in 1918 gebouwde bommenwerper was, nadat hij was omgebouwd tot een 12 persoons passagiers vliegtuig, het eerste grotere vliegtuig dat commercieel gebruikt werd. De eerste poging om een echte lijndienst op te zetten werd in 1914 in Florida ondernomen, met de Tampa - St Petersburg Airboatline, die met een Benoit-watervliegtuig passagiers over de baai van Tampa vervoerde. In slechts vier maanden tijd werden 1200 passagiers vervoerd.

De eerste vliegvelden lagen niet op het land, maar aan de kust. Zij waren bestemd voor watervliegtuigen. Later werden zulke "vliegvelden" gebruikt voor de grote watervliegtuigen, die de atlantische oceaan overvlogen. Dit was een ideale oplossing voor de vele problemen, die men tot op de dag van vandaag op de vliegvelden aantreft. Doordat het water als start- en landingsbaan gebruikt werd, kwamen er nooit klachten over geluidsoverlast, en waren geen juridische maatregelen nodig om het uitbreiden van de woongebieden in de richting van het vliegveld tegen te gaan. De watervliegtuigen konden op het water in willekeurige richtingen starten en landen omdat ze de gehele baai ter beschik-

king hadden. Dure start- en landingsbanen hoefden niet aangelegd te worden. De verbinding tussen vliegtuig en terminal werd in de meeste gevallen door boten verzorgd. Kostbare passagiersbruggen (uitschuifbare lange gang, die het vliegtuig met de terminal verbindt) en trappen waren niet nodig. Het gebruik van water-vliegtuigen heeft ook nadelen. Een water-vliegtuig verbruikt bij de start veel brandstof, de weersomstandigheden spelen een hele belangrijke rol (bij hoge golfslag geen start en landing mogelijk), en lange afstandroutes lagen pas aan het einde van de dertiger jaren, met de Boeing-watervliegtuigen B-314, binnen de mogelijkheden, zodat deze ontwikkeling zich niet heeft doorgezet.

Tussen 1930 en het uitbreken van de tweede wereldoorlog ontstonden talrijke vliegvelden (op het land) waarop gevlogen werd met metalen vliegtuigen. (in Amerika de DC-2 en DC-3, en in Europa de DH-89). Ofschoon het verkeersnet zich snel uitbreidde en het aantal passagiers toenam, waren de eisen, die de passagiers aan de service vóór de vlucht (terminal) stelden, nog zeer bescheiden. Omdat het om een kleine groep passagiers ging, kwam er maar zelden kritiek.

De grotere vliegvelden werden, ongeveer 30 jaar geleden op enige afstand van de toenmalige stadsgrens, op goedkope bouwgrond aangelegd. Toendertijd beklagde zich praktisch niemand over vliegtuig-lawaai, omdat dit zonder meer t.o.v. het normale "huishoud" lawaai wegviel.

Na de tweede wereldoorlog breidden de steden zich vooral uit in de richting van de vliegvelden. De vliegvelden trokken personeel, bepaalde beroeps-takken, en zelfs hele industrieën aan. De nieuwe mensen wilden natuurlijk in de buurt van hun werkplaats wonen zodat in de directe omgeving van de vliegvelden uitgebreide woon- en diensten centra ontstonden. Hierdoor konden conflict situaties tussen het vliegveld, en de mensen die er in de buurt woonden (o.a. geluidsoverlast, verkeersproblemen) niet uitblijven: De omgeving van een vliegveld, met name de aanvliegroutes van de start- en landingsbanen, dient een "gesloten" gebied te zijn, d.w.z. dat het niet als woongebied gebruikt moet worden. Wanneer mensen hier toch gaan wonen en werken dan loopt het voortbestaan van het vliegveld gevaar. Door een goede planning en een, op het vliegveld afgesteld, regionaal beleid kan dit ondervangen worden.

2.2 Planning

Bij de planning van grotere vliegvelden zijn twee belangrijke, nauw met elkaar verbonden factoren in acht te nemen.

- De eerste factor is de capaciteit van het vliegveld.

Het vliegveld moet voldoende capaciteit hebben om verschillende vliegtuigen met hun vliegfrequenties op een veilige en effectieve wijze te kunnen afhandelen. Hierbij speelt de capaciteit van de grondverbindingen, en een goede interne structuur van het vliegveld een belangrijke rol. Een goede interne structuur zorgt voor [8]:

a) het afhandelen van passagiers, bagage en vracht.

b) het afhandelen van vliegtuigen (lossen, laden, onderhoud).

c) vluchtcontrole systeem (ATC).

d) brandveiligheid.

e) beheer (beheer van, vliegveld, verschillende luchtvaartmaatschappijen, en de overheid).

- De tweede factor is de interactie van het vliegveld met zijn omgeving.

De sociale en economische problemen die ontstaan door de aanwezigheid van een vliegveld zijn talrijk. Men kan hier denken aan geluidsoverlast, luchtvervuiling, nieuw gevestigde industrieën, en toegangswegen tot het vliegveld. Het zal duidelijk zijn dat de grootte van het vliegveld in belangrijke mate bepalend is voor de omgeving. Door een goede planning en situering van terminal, start- en landingsbanen, vrachtopslagplaatsen en toegangswegen kunnen eventuele nadelige gevolgen tot een minimum beperkt worden: hier ligt dan ook een belangrijke taak voor de planner en ontwerper. Naast deze plannologische problemen is ook de milieu problematiek van grote betekenis voor het vliegveld. De milieu problematiek is echter veel moeilijker te definiëren en te begrijpen, en daarom ook lastiger op te lossen. Vaak wordt een financiële vergoeding gegeven voor geleden immateriele schade.

De ontwikkeling van de luchtvaart na de tweede wereldoorlog wordt gekenmerkt door een enorme groei, en een keiharde concurrentiestrijd tussen de maatschappijen onderling. Vliegtuigtypes en vliegroutes veranderen snel, en de meeste luchthavens zijn dermate ontoereikend gepland dat ze noch het toegenomen verkeer op de grond en in de lucht, noch de externe problemen die de uitbreiding in de weg staan, aan kunnen. Veel problemen liggen in het technische vlak en gaan over de bouw of verbouw van bedrijfsruimtes, die meestal al verouderd zijn voordat ze in bedrijf genomen zijn. De hoofdoorzaken van de problemen liggen meestal in een ontoereikend, of in sommige gevallen zelfs achterwegen gebleven planologisch beleid. Dit beleid moet gebaseerd zijn op goede toekomstverwachtingen: d.w.z. schattingen over vliegtuigtypes, en het passagiersaantal in de toekomstige jaren.

Een van de eerste stappen bij het plannen van een vliegveld is de bepaling van het type vliegveld en zijn ligging t.o.v. de regio of metropol. Er kunnen drie basis-typen onderscheiden worden [8], die verschillende functies in het de luchtverkeer innemen, en elk in een andere relatie met de stadsregio staan. Men

onderscheidt de korte-, de middellange-, en de lange-afstands vliegvelden. Zoals elke klassificatie is ook deze klassificatie niet éénduidig, omdat elk vliegveldtype verschillende vliegtuigtipes moet kunnen afhandelen, en in noodsituaties ook vliegtuigen van een ander vliegveld moet kunnen opvangen.

Het vliegveld voor de korte afstand is bedoeld voor lichte vliegtuigen. Het wordt gebruikt door charter-, lijn- en lesvliegtuigen. Omdat deze kleine vliegtuigen erg windgevoelig zijn, is de windrichting een bepalende factor voor de ligging van de start- en landingsbaan.

Het vliegveld voor de middellange afstand komt het meeste voor. Een grote wereldstad (metropool) heeft soms meerdere vliegvelden voor de middellange afstand, om aan de specifieke behoeften van de verschillende industrie- en woongebieden te kunnen voldoen.

De vliegvelden voor de lange afstand worden gebruikt door de snelste en zwaarste vliegtuigen. Het grote verkeersaanbod noodzaakt tot een goed geordende structuur van het terrein met goede grondverbindingen.

2.3 Inrichting vliegveld

De grootte van een luchthaven wordt bepaald door het toekomstig passagiersaanbod, geluidsoverlast, startbaan lengte (o.a. voor toekomstige vliegtuigtipes), hoeveelheid ruimte benodigd voor de diverse gebouwen, toegangswegen, parkeerruimte en een bufferzone tussen woongebied en vliegveld. De inrichting van een vliegveld is onder te verdelen in de volgende hoofdgroepen :

- start- en landingsbanen.
- terminals.
- vrachtopslag loodsen.
- grondverkeersstructuur (toegangswegen, parkeerruimte, openbaar vervoer).
- platform.
- administratie- en bestuursgebouwen.
- verkeerstoren.
- brandstof depot.
- diverse brandweerposten.
- hangars.

2.3.1 Start en landingsbanen

Voor de onderlinge ligging van de start- en landingsbanen zijn drie basis typen [8] aan te geven n.l. : de parallel configuratie (fig. 2.1), de diagonaal configuratie (fig. 2.2) en de tangentiële configuratie (fig. 2.3).

Bij de parallel configuratie wordt het vliegtuig op de eenvoudigst denkbare wijze , en met kortst mogelijke omwegen (over de taxibanen), en de minste koersveranderingen in de lucht gebracht.

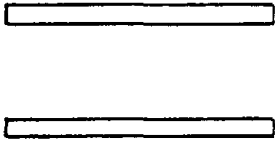


fig.2.1 Paralelle configuratie.

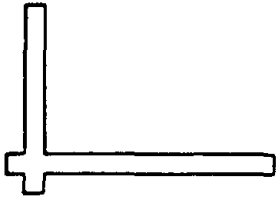


fig.2.2 Diagonale configuratie.

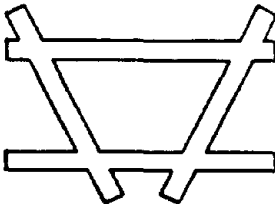


fig.2.3 Tangentiële configuratie.

Bij dit systeem worden de kortste rijtijden en het gunstigste grondverbruik bereikt. Onafhankelijke starts en landingen zijn mogelijk bij twee of meer parallel lopende banen met een minimale afstand van 1500 m.

De diagonale configuratie is, opgebouwd uit twee banen die zich in een bepaald punt snijden. De hoek die de twee banen met elkaar maken hangt af van de meteorologische, geologische, of milieu factoren (B.v. Trekgebied vogels) Bij dit concept, dat veelvuldig in Europa en Amerika wordt toegepast, wordt de capaciteit in de spitsuren nadelig beïnvloed door het kruisen van de banen. De oorzaak van de vorm van deze configuratie was de zijwindgevoeligheid van de vliegtuigen: bij ongunstige wind werd de "beste" baan gebruikt voor landingen en opstijgingen. Landen op de ene baan en starten op de andere baan is tegenwoordig wel mogelijk, omdat de zware vliegtuigen niet zo zijwindgevoelig meer zijn; Het landen en starten kan echter niet zoals bij de parallelconfiguratie gelijktijdig plaatsvinden.

Bij de tangentiële configuratie gaan vanuit het centrum, de taxibanen naar de piste, die de terminal en andere gebouwen gedeeltelijk of helemaal omsluiten. In dit geval kunnen de taxibanen zeven maal langer zijn dan de start en landingsbanen [8]. De meeste vliegvelden die oorspronkelijk slechts één start- en landingsbaan hadden, of om, zoals vermeld, beter te kunnen inspelen op veranderingen van de windrichting, een diagonaal configuratie hadden, ontwikkelden zich tot een vliegveld met een tangentiële configuratie. De nieuwe start- en landingsbanen werden of parallel of loodrecht op de bestaande pistes aangelegd, waarbij dan meestal een ring om de terminal ontstond. Vertragingen treden regelmatig op omdat meestal maar één baan is uitgerust met instrumentencontrole (IFR). Uiteindelijk wordt, door de nauwe vervlechting van taxibanen en piste, de uitbreiding van het vliegveld ernstig belemmerd.

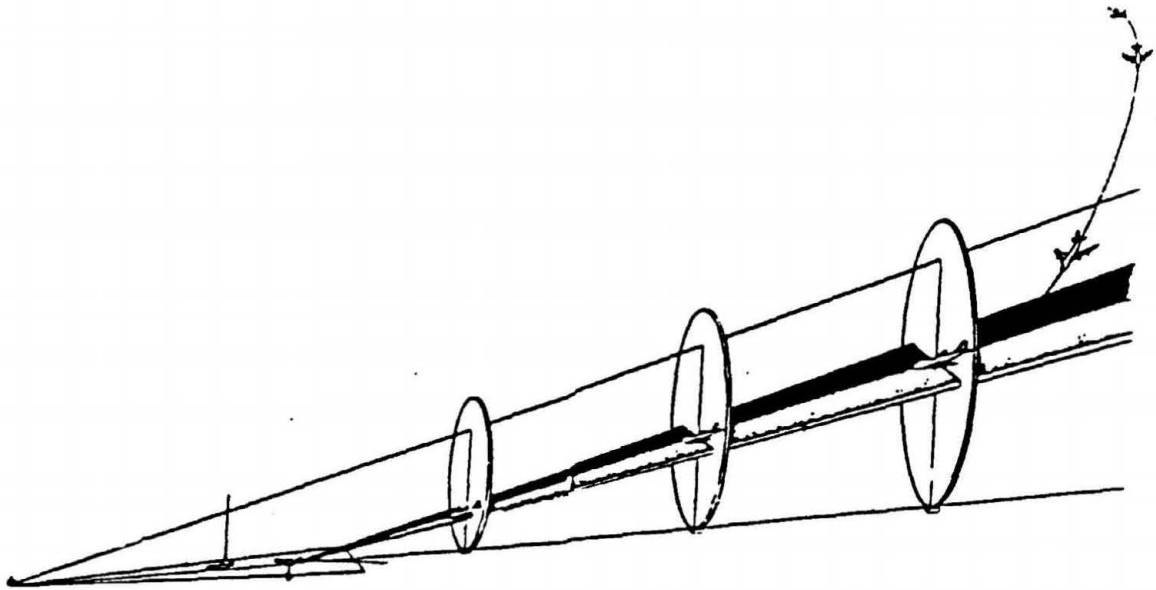


fig. 2.4 Het binnen vliegen van een vliegtuig.

In fig. 2.4 is te zien hoeveel ruimte een vliegtuig nodig heeft om "binnen" te komen. De benodigde ruimte hangt af van het navigatie systeem in het vliegtuig en van het vluchtcontrole systeem. Om het binnen-loodsen van het vliegtuig te vergemakkelijken en vooral veiliger te maken, zijn er internationale afspraken gemaakt over de bebouwingshoogte op een vliegveld. De internationale organisatie ICAO heeft, in haar ANNEX 14, voor ieder vliegveld de bebouwingshoogte vastgelegd. In dit boekje staat onder andere, dat er :

- Tot 100 m vanaf de langs zijde van de landingsbaan niets gebouwd mag worden.
- Vanaf 100 m gebouwd mag worden onder een lijn van 1:7. (dus op 135 m mag een gebouw 5 m hoog zijn).
- Tot 500 m van af de "kopse kant" van de landingsbaan niets gebouwd mag worden.
- Vanaf deze 500 m grens een hoogte begrenzing loopt van 1:100 (tot 30 m hoogte).
- Vanaf de 30 m hoogte grens tot de 45 m hoogte grens een begrenzingslijn loopt van 1:50.

De vorm van het banenstelsel is dus (fictief) in de lucht terug te vinden. (zie fig. 4.4, blz 66).

Naast de hoogte beperkingen voor het in en uit vliegen van de vliegtuigen is er nog een hoogte beperking: De ANNEX 14 stelt namelijk ook dat er vanuit de verkeerstoren altijd zicht moet zijn op de start- en landingsbanen. (De zichtlijnen). Wanneer men op een vliegveld een gebouw ontwerpt blijken de hoogte-lijnen vaak een belangrijke, zometeen een maatgevende factor te zijn.

2.3.2 Terminals

De terminal is het gebouw, waarin alle noodzakelijke ruimten en inrichtingen aanwezig zijn voor het afhandelen van passagiers, bagage en vracht. Hij kan gezien worden als een overgangsgebied tussen de verschillende verkeersmiddelen.

Men onderscheidt bij terminals vier basistypen [8] n.l. :

- pier systeem
- sateliet systeem
- lineair systeem
- mobiele systeem

Hiernaast treft men ook mengvormen van deze types aan. Elk van deze vier concepten kan toegepast worden bij de drie typen vliegvelden zoals die reeds eerder vermeld zijn.

De terminalvormen zijn het gevolg van een ontwikkelingsproces, dat begin dertiger jaren begonnen is en nu nog altijd voortduurt. Men kan drie fasen in de terminalontwikkeling onderscheiden [8]. Aanvankelijk was de terminal een eenvoudig gebouw met een directe overgang van het grondverkeer naar het vliegtuig (fig. 2.5a). Als gevolg van de groei van het luchtverkeer ontstond er aan het einde van de vijftiger jaren de tweede generatie terminals. Aan de toen bestaande terminals werden lange smalle rechthoekige gebouwen gebouwd, (de zogenoemde pieren fig. 2.5b). Hierdoor werd de loopafstand naar het vliegtuig vergroot. Dit systeem treft men nog veelvuldig in Europa en Amerika aan. Bij de derde generatie terminals kan de behoefte aan nog meer afmeerplaatsen voor vliegtuigen niet meer opgevangen worden door het aanleggen van nieuwe, of het verlengen van oude pieren, omdat hier meestal geen ruimte voor is (op bestaande vliegvelden). De oplossing wordt gezocht in het aanleggen van kleinere terminals op enige afstand van de hoofdterminal. Ter overbrugging van de grote afstanden tussen aanvoer van passagiers in de hoofdterminal en het vertrek naar het vliegtuig zijn dan transportsystemen noodzakelijk (b.v. personen transportband).

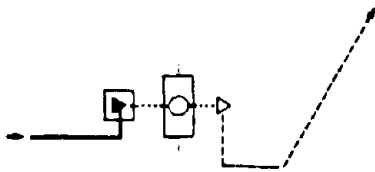


fig. 2.5a De eerste generatie terminal.

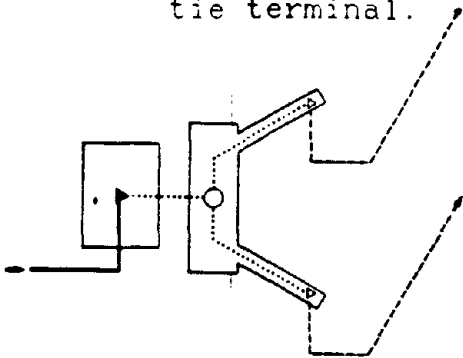


fig. 2.5b De tweede generatie terminal.

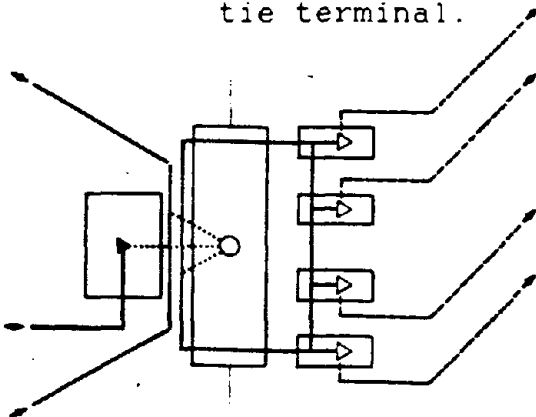


fig. 2.5c Modern systeem.

Het pier systeem :

Dit concept (fig. 2.6) ontstond in de vijftiger jaren, en bracht een aantal nieuwe technieken op het gebied van de afhandeling van passagiers met zich mee, welke aan de wensen van de vliegtuigmaatschappijen tegenmoet kwamen. Er kan o.a. gebruik worden gemaakt van gemeenschappelijke vertrekhallen met plaats voor twee of vier vliegtuigen aan de pier. De eigelijke pier is een lang smal gebouw, die het buitenoppervlak van de bestaande terminal vergroot. De meeste pieren zijn uitgevoerd in twee verdiepingen (fig. 2.7). Dit biedt de mogelijkheid, om aankomst en vertrek met al hun facetten, zoals vliegticketcontrole en bagage afhandeling te scheiden. De verbinding tussen vliegtuig en pier wordt een passagiersbrug genoemd. (Een pier heeft meestal een aantal van deze passagiersbruggen).

Het pier systeem heeft echter, wat zijn flexibiliteit betreft een aantal nadelen. Zolang geen transportsysteem aangelegd wordt in de pier is de lengte ervan afhankelijk van de loopafstanden. Latere uitbreidingen kunnen moeilijkheden opleveren. Taxibanen, en platforms tussen de pieren, kunnen niet zomaar verlegd of vergroot worden om b.v. grotere vliegtuigen af te handelen.

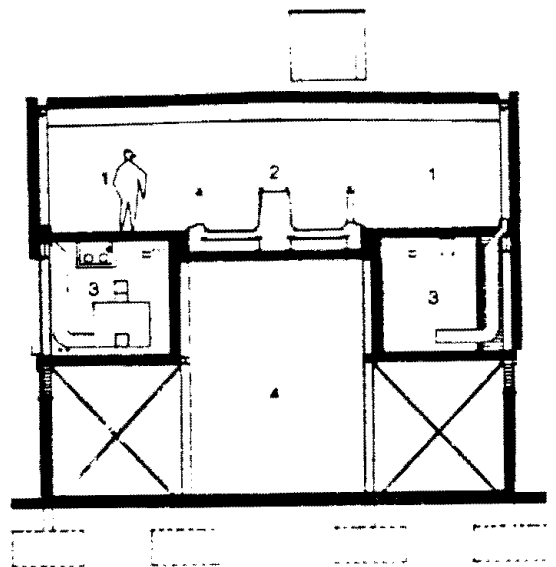
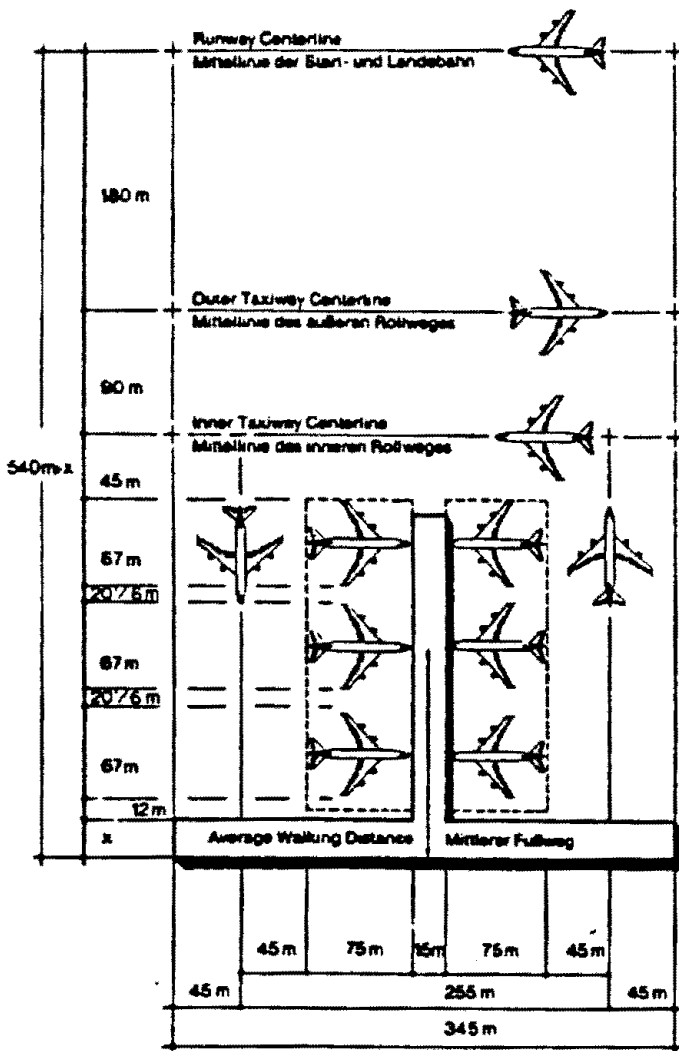


fig. 2.7 doorsnede van een pier.

1. Gang.
2. Personen transportband.
3. Installatie ruimte.
4. Gang.

fig. 2.6 Het piersysteem.

Het sateliet systeem

Satelieten (fig. 2.8) werden oorspronkelijk ingevoerd om door grotere platform oppervlaktes de wendbaarheid van de vliegtuigen en daarmee de flexibiliteit van het vliegveld te vergroten. De verbindingen met de hoofd terminal liggen meestal onder de grond en zijn uitgerust met transport systemen voor de passagiers. In tegenstelling tot het piersysteem biedt het sateliet systeem de mogelijkheid om sommige functies van de hoofdterminal naar de sateliet te verleggen.

Het gevolg van het gebruik van het satelietsysteem is tweeledig:

- De vliegtuigen worden in één punt geconcentreerd, hetgeen enerzijds voordelen oplevert voor de grondafhandeling van het vliegtuig (uitladen vracht en bagage), maar anderzijds de uitbreidings mogelijkheden voor gebouwen en het inrichten van het voorveld belemmerd.
- Hoewel de taxibanen om de satelieten de wendbaarheid vergroten, zijn er, in tegenstelling tot het pier systeem, meer geasfalteerde wegen nodig.

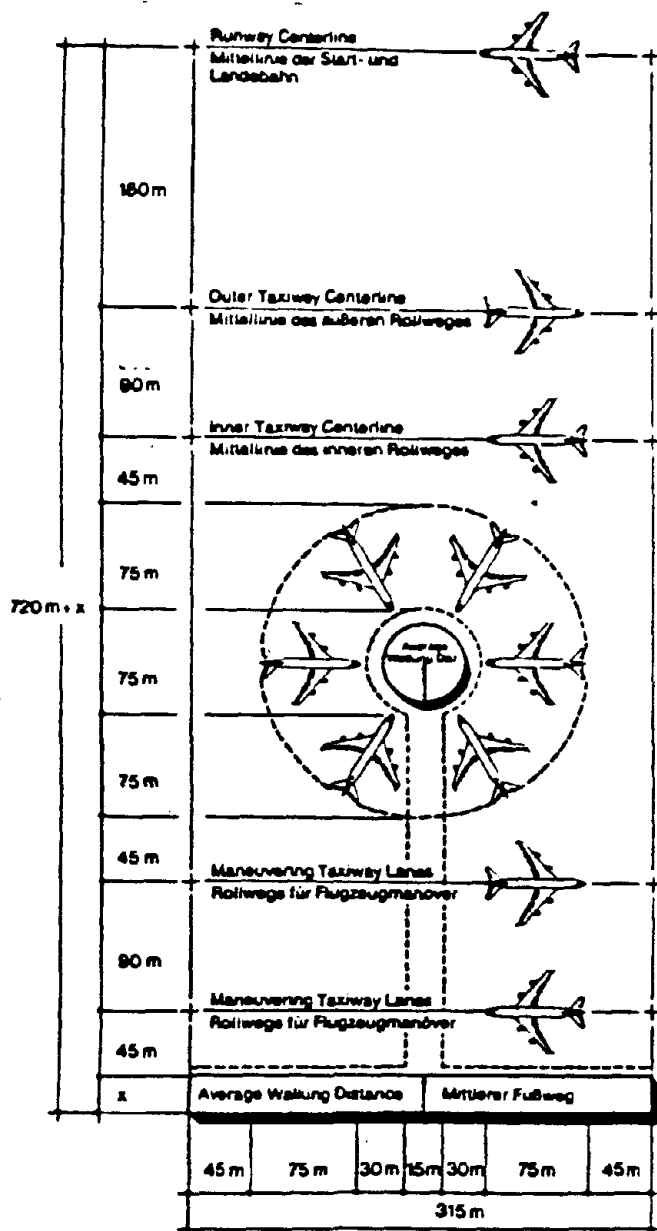


fig. 2.8 Het satelietsysteem.

Het lineair systeem

Men heeft hier te maken met een lang of rechthoekig gebouw dat is opgebouwd uit onafhankelijke eenheden voor de afhandeling van passagiers en vliegtuigen (fig. 2.9). Dit systeem verschilt van de andere systemen doordat hier een directe relatie bestaat tussen platform en afmeerplaatsen. Dit voordeel kan opwegen tegen de extra kosten die ontstaan t.g.v. de volledige inrichting van elke eenheid. Omdat passagiers en bagage-afhandeling in elke afzonderlijke eenheid plaatsvindt en deze eenheden op bepaalde vliegtuigtypen afgesteld zijn kan er nauwelijks een overbelasting optreden. Uitbreiding gaat relatief eenvoudig zonder dat de vliegtuigbewegingen voor de terminal er door behinderd worden.

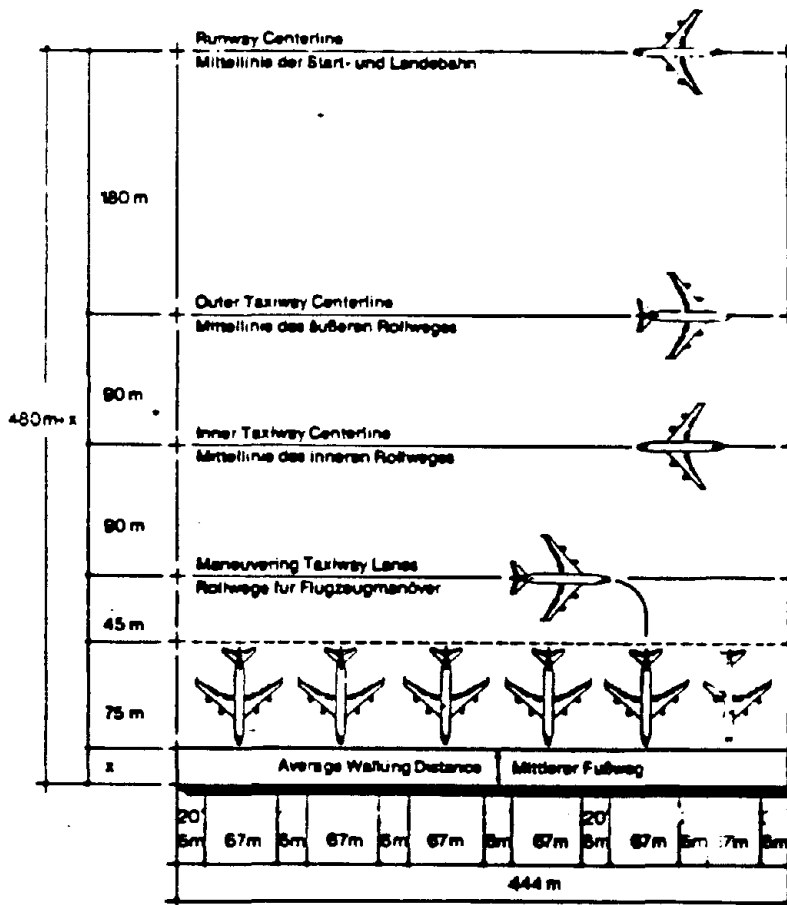


fig. 2.9 het lineair systeem.

Het mobiele systeem

Het mobiele systeem (fig. 2.10) vindt zijn oorsprong in Europa, waar de passagiers meestal in bussen naar het vliegtuig gebracht worden. Vanwege de verschillende instaphoogtes bij de verschillende vliegtuig typen is het moeilijk om vliegtuigen en gebouwen op elkaar af te stemmen. Transportmogelijkheden die men op instaphoogte kan brengen, lijken als overgangsmogelijkheden erg veelbelovend. (b.v. mobiele passagierslounge; deze lounges staan

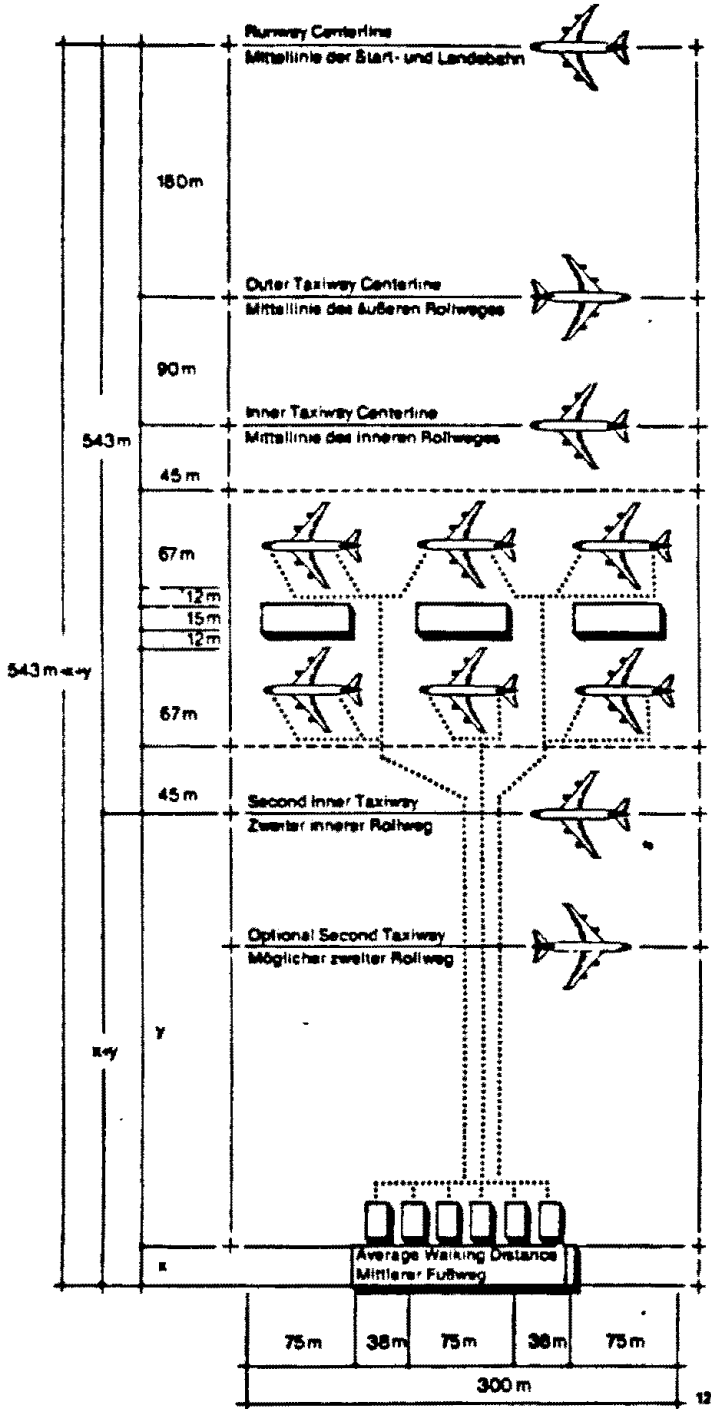


fig 2.10 Het mobiele systeem

op hydraulische 'stelten' waarvan de hoogte kan worden gewijzigd. De uitgang komt evenhoog te liggen als de deur van een willekeurig vliegtuig, of de deur van een stations gebouw). (fig. 2.11) In feite is het mobiel systeem een vereenvoudigd pier systeem waarbij de ganger door bussen vervangen zijn.

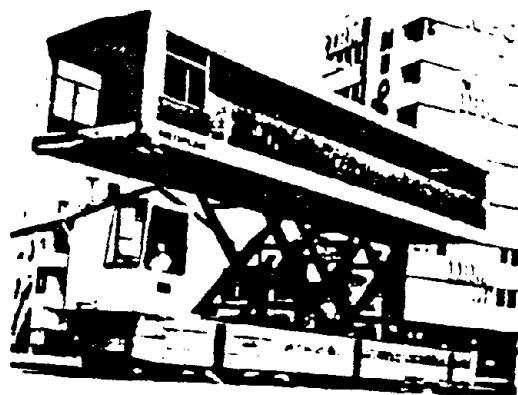
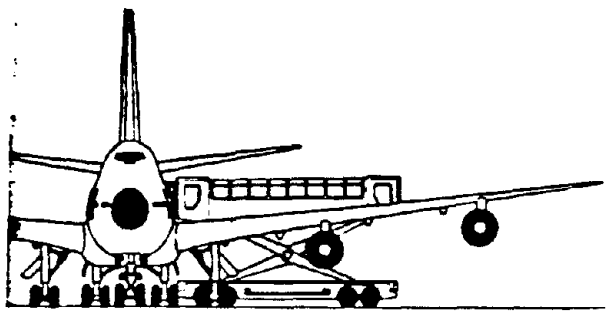


fig 2.11 mobiele passagierslounge

Omdat de vliegtuigen niet te dicht in de buurt van de hoofdgebouwen komen is de dure, tijdrovende sleepdienst niet meer nodig en kunnen bovendien vliegtuig files in de buurt van de terminal nauwelijks meer optreden. Een vergroting van het passagiersaanbod kan opgevangen worden door meer bussen in te zetten, die goedkoop en snel inzetbaar zijn.

Het nadeel van dit systeem is, dat zodra de bus vanaf de terminal vertrokken is er geen mogelijkheid meer is, voor een vertraagde passagier, om het vliegtuig te halen. (Bij de andere systemen is deze mogelijk er nog wel!). Hierdoor is het mobiele systeem niet geschikt voor luchthavens met een groot percentage pendelverkeer, waar de passagiers normaliter op het allerlaatste moment aankomen [8]. Men past het mobiele systeem meer en meer toe in combinatie met andere systemen, b.v. als een uitbreiding van de bestaande terminal niet mogelijk is maar er nog genoeg ruimte in de buurt van het platform ter beschikking is.

2.3.3 Vrachtloodsen

Zoals het woord al zegt dienen deze loodsen voor de opslag en overslag van vracht. Een goede aansluiting op het wegennet en een goede bereikbaarheid voor vrachtauto's is daarom zeer belangrijk. De grootte van deze loodsen wordt bepaald door de hoeveelheid vracht en de tijd dat deze gemiddeld is opgeslagen. De constructieve opzet is in principe hetzelfde als die van de hangar (zie hiervoor hfst. 3)

2.3.4 Grondverkeersstructuur

Een goede wegenstructuur is voor de bereikbaarheid van het vliegveld van essentieel belang. Aansluitingen op autosnelwegen, en de aanwezigheid van een spoorwegstation zijn wenselijk. Bij het bepalen van de parkeerplaats capaciteit moet ook rekening worden gehouden met het eigen personeel en een bepaalde oppervlakte hiervoor worden gereserveerd.

2.3.5 Platform

Dit is een bestrate vrije ruimte waar de vliegtuigen, voor hun vertrek of na hun aankomst, naartoe taxiën. Vanaf hier vertrekken de vliegtuigen, via de taxibanen, naar de afmeerplaatsen, de startbaan, of de hangar.

2.3.6 Administratie en bestuursgebouwen

Deze gebouwen kunnen dáár op het terrein gesitueerd worden, waar ruimte en plaats is. Ze mogen niet boven de hoogtelijnen van de start- en landingsbanen uitkomen, en ze mogen het uitzicht van uit de verkeerstoren op de start- en landingsbaan niet belemmeren. Er zijn verder geen speciale eisen aan verbonden.

2.3.7 Verkeerstoren

Rondom een luchthaven is de lucht vol met velerlei soorten vliegtuigen die met alle mogelijke snelheden in verschillende richtingen vliegen, en elkaar op allerlei hoogten passeren. Al die vliegtuigen uit elkaars buurt houden is de taak van de luchtverkeersleider, die dit werk vanuit de verkeerstoren doet. De verkeerstoren is de plaats van waaruit het luchtverkeer boven en op het vliegveld geregeld wordt.

Er is gewoonlijk een minimale separatietijd van een minuut tussen twee vliegtuigen van hetzelfde type die in verschillende richtingen starten. Als ze in dezelfde richting starten is de tussentijd twee minuten. Een licht vliegtuig dat na een 'wide body' straalvliegtuig gaat starten, wordt soms wel tien minuten opgehouden om niet in de turbulente lucht terecht te komen die dit toestel achter zich laat.

Gewoonlijk volgen vliegtuigen de, in drie primaire hoogte niveau's ingedeelde, luchtwegen [9]. Het hoogste niveau (tussen

45000 en 75000 voet) is de bovengrens van de bruikbare luchtniveau's, en wordt gebruikt door supersonische vliegtuigen en hoogvliegende zakenjets; de subsonische verkeersvliegtuigen gebruiken de hieronder gelegen luchtniveau's, en de onderste luchtlagen worden gewoonlijk gebruikt door langzamere vliegtuigen met schroef-turbine en zuigermotoren.

De situering van de verkeersstoren op het vliegveld moet zodanig zijn dat de verkeersleider een uitblik heeft op alle start- en landingsbanen. Dit heeft consequenties voor later aan te leggen gebouwen, die alleen nog maar op bepaalde plaatsen gesitueerd kunnen worden, en een bepaalde hoogte niet te boven mogen gaan.

2.3.8 Brandstofdepot

De omvang van het brandstofdepot is afhankelijk van de grootte van de luchthaven. De situering dient bij voorkeur op enige afstand van terminals en andere gebouwen plaats te vinden i.v.m. brand en ontploffingsgevaar.

2.3.9 Brandweerposten

Deze bevinden zich op verschillende plaatsen op het terrein, o.a. langs de start en landingsbanen om snel te kunnen ingrijpen bij b.v. een noodlanding.

2.3.10 Hangars

Hangars worden gebruikt voor stalling, en het verrichten van onderhoud aan de vliegtuigen. Voor een uitvoerige beschrijving wordt verwezen naar hfst. 3.

3. Hangars.

3.1 Het bedrijfsgebeuren in de hangar.

De KLM heeft een diepgaande studie van het vliegtuigonderhoud gemaakt, teneinde onvoorziene defecten zoveel mogelijk te voorkomen. Dit gebeurt door op gezette tijden vaste controles aan een toestel uit te voeren en bepaalde onderdelen te vervangen vóórdat ze hun geplande levensduur bereikt hebben.

Het vliegtuigonderhoud wordt in vijf klassen verdeeld, die in zwaarte opklimmen van een korte transitinspectie tot een complete revisie.

- De A-inspectie is de enige onderhoudsbeurt, waarvoor geen hangarruimte nodig is. Het is een korte transitinspectie, die na iedere vlucht op het platform gehouden wordt.
- Het B-onderhoud is een kleine onderhoudsbeurt in de hangar na ca. 50 vlieguren.
- Het C-onderhoud keert na iedere 350 vlieguren terug. Het vliegtuig staat hiervoor ongeveer 8 uren in de hangar.
- Worden het A, B, en C-onderhoud tot het zogenaamde "klein onderhoud" gerekend, het D-onderhoud is een grote onderhoudsbeurt na iedere 750 vlieguren. Het vliegtuig brengt hiervoor ongeveer 24 uren in de hangar door.
- Het E-onderhoud tenslotte houdt een algehele revisie van het toestel in. Het vliegtuig verblijft drie à vier weken in de hangar.

Om het verblijf van de vliegtuigen in de hangar zo kort mogelijk te houden, werkt het onderhoudspersoneel in een vierploegendienst, dit wil zeggen, 7 dagen per week en 24 uren per dag. Verder worden er zo weinig mogelijk reparaties aan de toestellen zelf uitgevoerd. Componenten die aan een geplande controle in de werkplaats toe zijn, of die afwijkingen vertonen, worden uitgebouwd en vervangen door een identiek exemplaar. Uit de onderhoudsschema's weet men welke componenten dit zijn. Bovendien neemt ieder toestel vier uren voor aankomst op Schiphol radiografisch contact op met de technische dienst, om eventuele storingen door te geven. Zo kan er voor gezorgd worden, dat bij binnenkomst van het vliegtuig in de hangar, alles klaar ligt en in aanmerking komende onderdelen zo snel mogelijk vervangen worden.

In concreto speelt zich het volgende af tussen de landing en het vertrek van een vliegtuig in het geval van een onderhoudsbeurt.

Na de landing en het uitladen van de vracht, respectievelijk het uitstappen van de passagiers, worden de tanks leeggezogen. Dit wordt gedaan om het brandgevaar in de hangar tot een minimum te beperken.

Vervolgens wordt het neuswiel losgekoppeld van de vliegtuigbesturing en achter de vliegtuigtrekker gehaakt. Deze sleept het toestel de hangar in, over op het platform en op de hangarvloer aangebrachte lijnen. Op deze manier heeft men de mogelijkheid van een aanrijding met de hangarconstructie zoveel mogelijk geëlimineerd.

Het openen van de hangardeuren, het binnenslepen van het toestel en het weer sluiten van de deuren duurt ongeveer 20 minuten.

Nadat het vliegtuig in de hangar is opgesteld, wordt het op de energievoorzieningen aangesloten. Moet er ook aan het landingsgestel gewerkt worden, dan plaatst men het toestel in zijn geheel op drie cricks. Tot slot worden er allerlei stellages om het vliegtuig gebouwd, zoals het neusdok, het staartdok, de vleugeldokken, etc.

De onderhoudsbeurt kan nu beginnen. Zoals reeds gezegd, zijn alle onderdelen reeds ter plaatse aanwezig, zodat meteen aan de uitbouw van de te vervangen onderdelen begonnen kan worden. Als de onderhoudsbeurt is afgelopen, worden alle stellages weer verwijderd, de energietoevoer wordt afgesloten en het toestel kan weer naar buiten gesleept worden.

Gezien de tijd, die gemoeid is met het binnenslepen en indokken van de machines, is het aan te bevelen een aantal onafhankelijke plaatsen in een hangar te reserveren, zodat de toestellen onafhankelijk van elkaar naar buiten getrokken kunnen worden.

In hoofdstuk 5 wordt meer informatie gegeven over het bedrijfsgebeuren in een hangar. In fig 5.1 is tevens een bedrijfsschema weergegeven.

3.2 Constructievormen van hangars gedurende de laatste 20 jaar.

Een studie over hangars, die gebouwd zijn na 1960, laat een tendens zien in de richting van het steeds groter worden van de horizontale zowel als verticale afmetingen van hangars. De oorzaak hiervan is tweeledig: Enerzijds worden de vliegtuigen, zoals vermeld, steeds groter en, anderzijds is er een vergroting van de vloot, zodat de benodigde ruimtelijke onderhoudscapaciteit ook groter moet worden.

Hangars verschillen beduidend van elkaar in constructieve opzet. Alvorens hier echter nader op in te gaan, zullen wij eerst enkele ontwerpcriteria de revue laten passeren.

3.2.1 Enkele algemene ontwerpaspecten.

Een hangar is in principe een grote éénverdiepings-garage met werkruimten. In het algemeen heeft het een staalskelet, met lichte wanden en een licht dak. (b.v. geprofileerde staalplaat).

Typische kenmerken van een hangar, die het ontwerp in belangrijke mate beïnvloeden, zijn de grote kolomvrije ruimte en de grote deuropeningen. Naast de vrije overspanning en de grote deuropeningen zijn er nog een aantal andere aspecten die van invloed zijn op het ontwerp en type constructie. t.w.:

- Type en aantal der vliegtuigen dat onderhoud nodig heeft.
- Oppervlakte begrenzungen. (Vliegveldafmetingen, platform, hoogtelijnen enz.)
- Benodigde vrije hoogte.
- Maximale constructiehoogte (Hoogtelijnen)
- Kraanbaan, die eventueel aanwezig dient te zijn.
- Diverse installaties, zoals klimatiserings-, verlichtings- en afzuiginstallaties.
- Brandpreventie en brandbeveiliging.
- Mogelijkheden voor toekomstige wijzigingen en/of uitbreidingen.
- bouwtijd

Hangars hebben traditioneel een rechthoekige vorm en zijn vrij eenvoudig van opbouw. Er zijn hangars met gescheiden hallen en met een grote multifunctionele hal. In zo'n hal staan een aantal vliegtuigen naast elkaar.

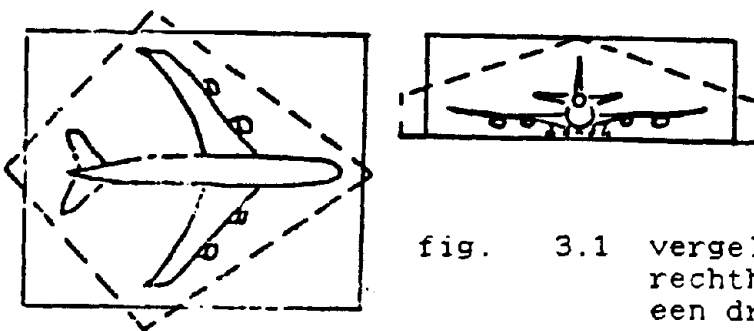


fig. 3.1 vergelijking van een rechthoekige hangar met een driehoekige.

Vergelijken we de vorm van de rechthoekige hangar met de vorm van een vliegtuig dan valt op dat een groot deel van het grondvlak niet gebruikt wordt (fig 3.1). Bij een driehoekvormige plattegrond, treedt een reductie van het vloeroppervlak op. Dit leidt tot een reductie van het totale bebouwde oppervlak en dus tot een verkleining van de inhoud van het gebouw, hetgeen kan oplopen tot 25-30%. Door een kleinere inhoud behoeft minder lucht te worden opgewarmd nadat de deuren open zijn geweest (energiebesparing!). De maatgevende hoogte van een vliegtuig is de staartheogte. Deze is bij een boeing 747 ongeveer 20m. Dit betekent dat de grootst benodigde hoogte, als het vliegtuig in vliegrichting naar binnen wordt gereden, aan de deurzijde van de hangar is. In veel gevallen ziet men echter, ondanks de voorgaande beschouwingen, een rechthoekig oppervlak met één vrije hoogte. Door de toepassing van één vrije hoogte is het mogelijk de vliegtuigen op elke willekeurige manier te stallen en kan een eenvoudig plat dak worden toegepast. Licht hellende daken en gekromde daken worden ook toegepast. Aan een licht hellend dak wordt, boven een plat dak, de voorkeur gegeven i.v.m de hemelwaterafvoer en het onderhoud van het gebouw. In hangars waar groot onderhoud aan de vliegtuigen wordt verricht, zijn kranen en werkplateau's aanwezig. Het hijsvermogen van deze loopkranen gaat tot 10 ton. Voor de dakconstructie van een grote hangar is deze extra belasting relatief klein, vergeleken met de totale belasting. Soms is het wenselijk om een bestaande hangar in de hoogte en lengte (breedte) uit te breiden i.v.m het onderhoud aan een groter vliegtuig. Dit kan gebeuren door de hangar uit te breiden met een hoger gedeelte bij de deurkant en een nieuw deel aan de achterwand van de hangar. Een vergroting van de vrije overspanning kan alleen gerealiseerd worden wanneer het een uitbreiding van een driehoekige plattegrond betreft (fig 3.2).

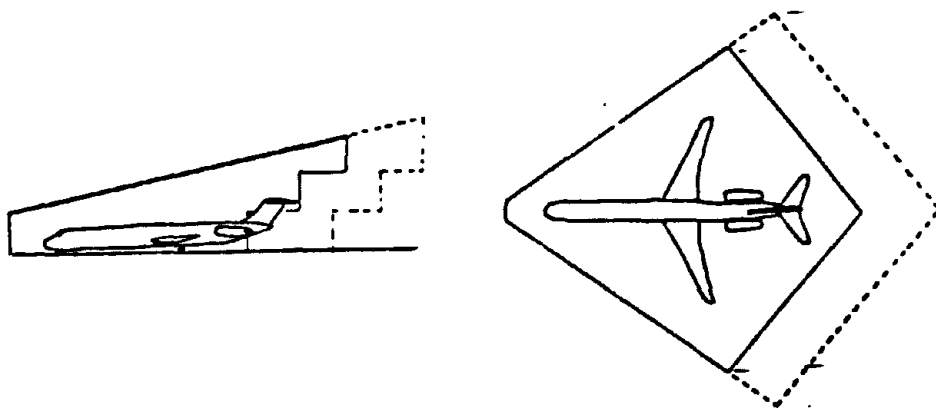


fig. 3.2 Uitbreiding in lengte, breedte en hoogte van een driehoekige hangar.

3.2.2 Constructie systemen voor hangar met een stalen draagconstructie

In principe hebben hangars dezelfde constructies als andere gebouwen met grote overspanningen (bijv. opslagloodsen, fabriekshallen, sporthallen, tentoonstellingsgebouwen) en er zijn derhalve vele overeenkomsten. Vele van de concepten en ideeën voor grote gebouwen kunnen overgenomen en gebruikt worden bij het ontwerpen van hangars.

M.b.t. hangars zijn een aantal constructie systemen te onderscheiden [10] t.w. :

- kolom-balk constructies en portalen
- primaire en secundaire vakwerken
- constructies met ruimtelijke vakwerken
- boogconstructies en koepels
- kabelconstructies, tui- en hangconstructies

Tevens bestaan er gecombineerde constructiesystemen, die echter niet nader bekeken worden.

3.2.2.1 Kolom-balk constructies en portalen

Bij deze constructie overspannen de dakliggers parallel aan elkaar de lengte van het gebouw. Op deze hoofdliggers worden gordingen en dakplaten bevestigd. H-profielen, kokerprofielen of samengestelde profielen worden als kolommen gebruikt. Het is een vrij simpel en eenvoudig ontwerp, maar voor zeer grote overspanningen worden de afmetingen en het eigengewicht van de liggers relatief groot.

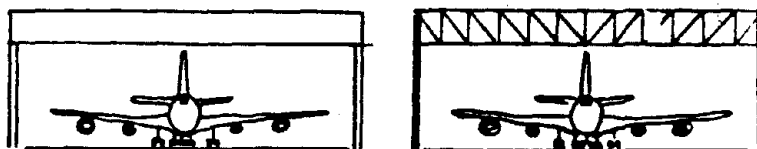


fig. 3.4 Kolom-balk constructie met plaatligger of vakwerklijger.



fig. 3.5 Portaal

Voor de ligger heeft men de keuze uit plaatliggers of vakwerkliggers. Vakwerkliggers zijn over het algemeen goedkoper voor grotere overspanningen, maar hebben, ten gevolge van hun relatief geringere buigstijfheid, een grotere constructiehoogte dan plaatliggers. Voor een normale vakwerklijger is de hoogte ongeveer 1/10 van de overspanning. Voor plaatliggers is dit ongeveer 1/20. Dit leidt tot een kleinere gebouwhoogte, een kleinere inhoud en een kleiner geveloppervlak. Een ander voordeel van plaatliggers is de mogelijkheid om de ligger in delen te fabriceren op een

werkplaats en op de bouwplaats in elkaar te zetten, terwijl vakwerken daarentegen geheel op de bouwplaats (uit geprefabriceerde delen) gemonteerd moeten worden omdat het in het algemeen niet mogelijk is de 7-10m hoge gedeelten van een vakwerklijger te vervoeren van de werkplaats naar de bouwplaats.

De SAS hangar 2 te stockholm, Arlande Airport, [12] is een balk-kolom constructie met een gelaste plaatlijger en een vrije overspanning van 75m. Het vloeroppervlak is 75*114m² en de deuropening bedraagt 75*22 m². (fig. 3.6).

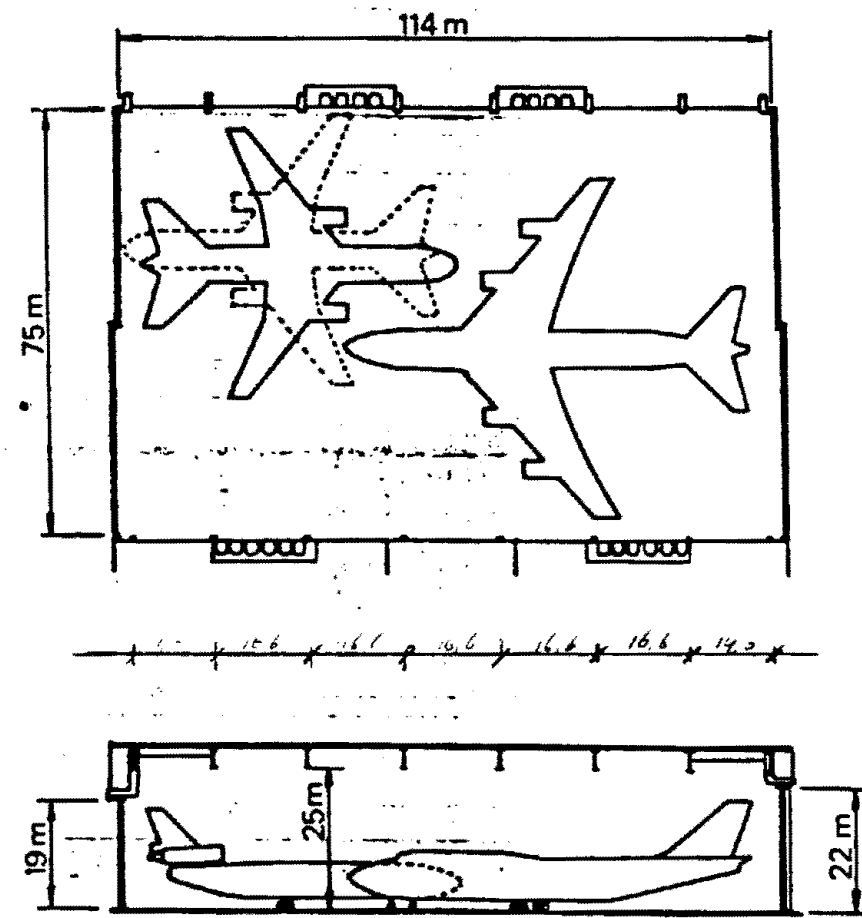


fig. 3.6 Plattegrond en dwarsdoorsnede SAS-hangar te Stockholm.

De plaatlijger is vrij opgelegd op de ingeklemde kolommen. Aan een kant vindt men kokerkolommen. Aan de andere kant, waar dezelfde hangar nog een keer gebouwd wordt, zijn gelaste kolommen in de vorm van een I-profiel (fig. 3.7) toegepast. Over de plaatliggers liggen IPE-450 gordingen h.o.h 5.5m. Hanger 2 is een hangar voor klein onderhoud zonder loopkranen en deuren in beide gevels (een van deze twee deuren verhuist later naar de tweede hangar). Er is plaats voor 1 Boeing 747, 1 Airbus of 2 DC9. Bij het ontwerp van de constructie werden vakwerklijgers en plaatliggers overwogen. Uiteindelijk werd voor de plaatlijger gekozen op grond van de lagere constructiehoogte en de mogelijkheid om de liggers in de werkplaats te prefabriceren (de ligger werd in stukken van 25m naar de bouwplaats gebracht). De hoogte van de

75m lange plaatliggers is slechts 3.4m (fig. 3.7) terwijl een vakwerkligger 7-7.5 m hoog zou zijn geworden. Deze kolom-balk constructie bleek uiteindelijk vrij eenvoudig en erg economisch te zijn voor dit type hangar van deze afmetingen.

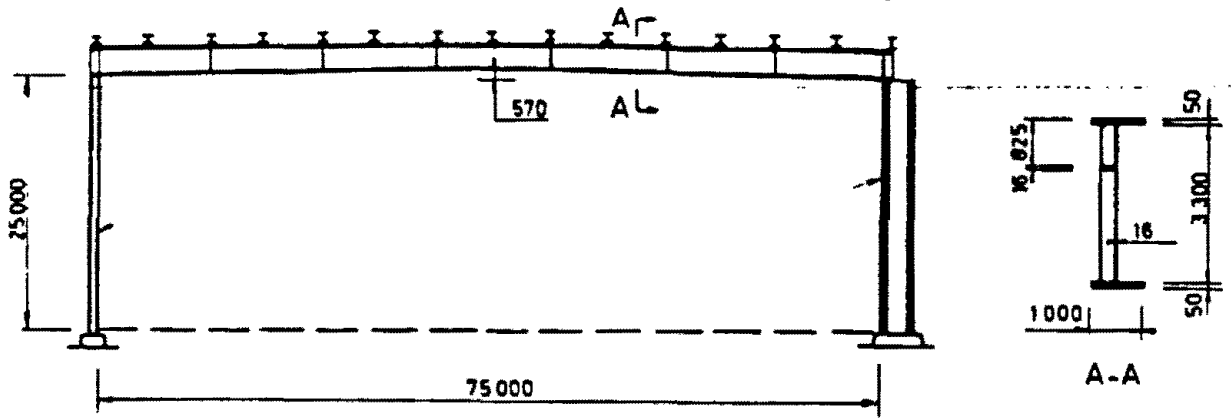


fig. 3.7 Dwarsdoorsnede van de hal en liggerdoorsnede

In hangars worden ook portalen met een momentvaste balk-kolom verbinding toegepast. Te Kopenhagen heeft de SAS een hangar met een vrije overspanning van 75m gebouwd bestaande uit gelaste plaatconstructiedelen [13]. De hangar biedt plaats aan één boeing 747. De plaatligger heeft een hoogte van 3.1m. Op de plaatliggers liggen om de 5m de HE500A/B gordingen (fig. 3.8).

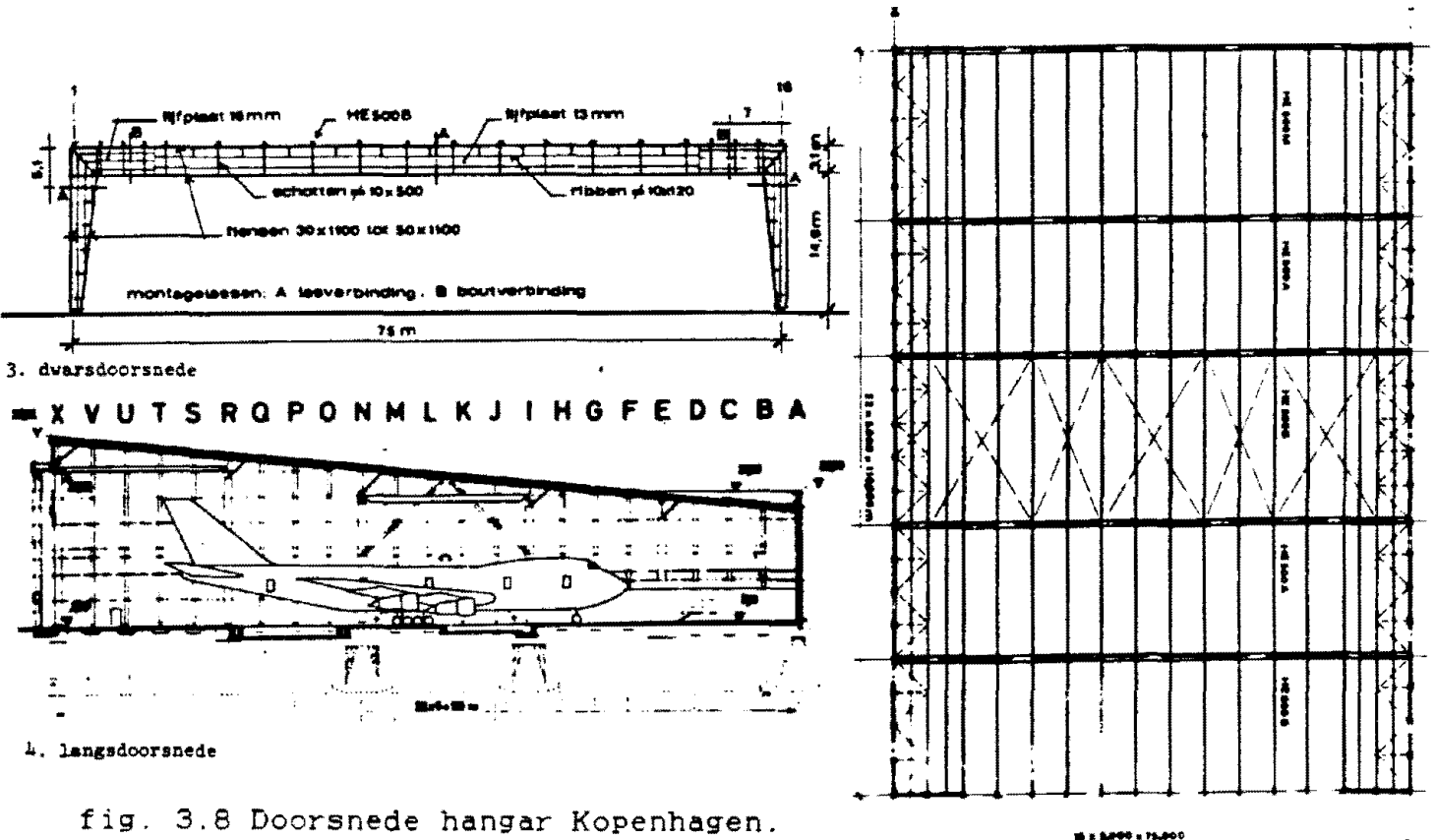


fig. 3.8 Doorsnede hangar Kopenhagen.

3.2.2.2 Primaire en secundaire vakwerken

In grote hangars met een of meer beuken wordt vaak een draagconstructie toegepast die bestaat uit een hoofdvakwerkligger die de lengte van het gebouw overspant t.p.v de deur met loodrecht hierop secundaire vakwerkliggers die naar de achterwand gaan. Er kan natuurlijk ook gebruik worden gemaakt van twee of meerdere hoofdliggers. Dit wordt vooral gedaan wanneer er een verticale sprong in het dak zit. De primaire en secundaire vakwerkliggers lopen niet over elkaar, maar in elkaar om zo de constructiehoogte te beperken.

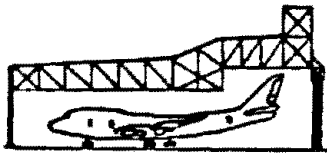


fig. 3.9 Primaire en secundaire vakwerkliggers.

De hoofdligger is vaak opgebouwd uit twee vakwerkliggers met daartussen verbanden (fig. 3.9). De ligger wordt zeer zwaar belast en kan derhalve erg hoog worden. Op de secundaire vakwerken zijn gordingen bevestigd. De plattegrond is meestal rechthoekig evenals de doorsnede. De kolommen zijn meestal H-profielen, kokerprofielen of samengestelde profielen. Loopkranen en werkplateau's kunnen aan het dak worden bevestigd.

Het constructiesysteem van primaire en secundaire vakwerkliggers is onder andere toegepast bij de Lufthansa hangar VI [14] te Frankfurt. Dit is een van de grootste hangars ter wereld : een vrije overspanning van 135m, totale lengte 270m, een diepte van 86m en één vrije hoogte van 23m in de gehele hangar (fig. 3.10).

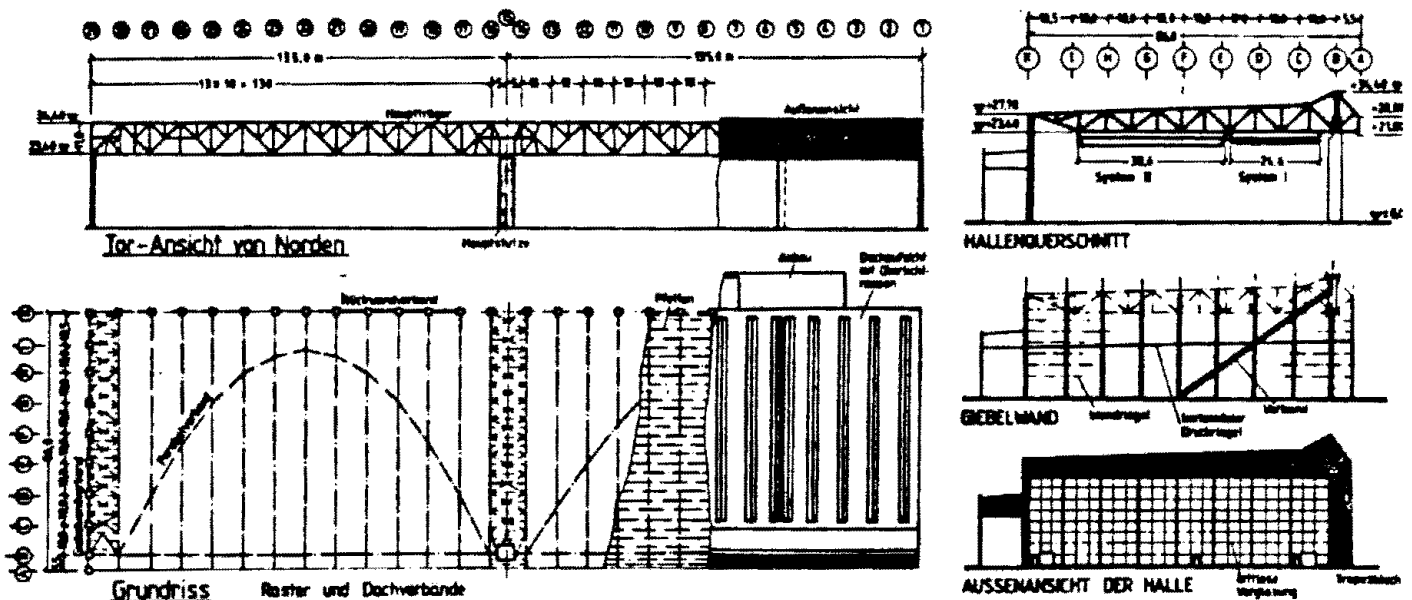


fig. 3.10 Doorsneden ,aanzicht en dakverband, hangar VI Frankfurt N.B. Opvallend is hier het windverband in het dak, dat de vorm van de momentenlijn in het dak heeft. Het uitknikken van de staven wordt verhinderd door het dakvlak.

Deze hangar biedt plaats aan zes jumbo-jets en twee kleinere vliegtuigen. De hoofdvakwerkligger is "slechts" 11m hoog ($1/10 \cdot 135 = 13.5$). De secundaire vakwerken overspannen 80.5m h.o.h 10m, vanaf de hoofdligger naar de kolommen in de achterwand. Over deze secundaire vakwerken liggen IPE-240 gordingen h.o.h 3m. Als kolommen werden staalbetonkolommen gebruikt, behalve de middenkolom die de hoofdvakwerkligger ondersteunt. Hier werd gebruik gemaakt van een betonnen kokerkolom ($5 \cdot 4.5 \text{m}^2$). In dit bepaalde geval werden hele strenge brandveiligheidseisen gesteld; onder andere een brandwerendheid van 120 min. voor de hoofdvakwerkligger en een brandwerendheid van 90 min. voor de secundaire vakwerkliggers en staalbetonkolommen. De stalen vakwerken worden daarom bekleed met elementen bestaande uit minerale wol met gegalvaniseerde staalplaat.

In de grote KLM hangars 10, 11 en 12 zijn ook primaire en secundaire vakwerkliggers toegepast. Hangar 10 is opgebouwd uit twee beuken elk 101m lang, 67m diep en een vrije hoogte van 19m. De twee beuken zijn gescheiden door een brandmuur. Hangar 11 is opgebouwd uit drie hallen met een totale lengte van 240m. De hangar is opgedeeld in driegedeelten met een lengte van 80m, een diepte van 112m en een vrije hoogte van 25m. Hangar 12 bestaat uit een beuk met een vrije overspanning van 105m, een diepte van 74m en een vrije hoogte van 25m [15] (fig. 3.11 en 3.12).

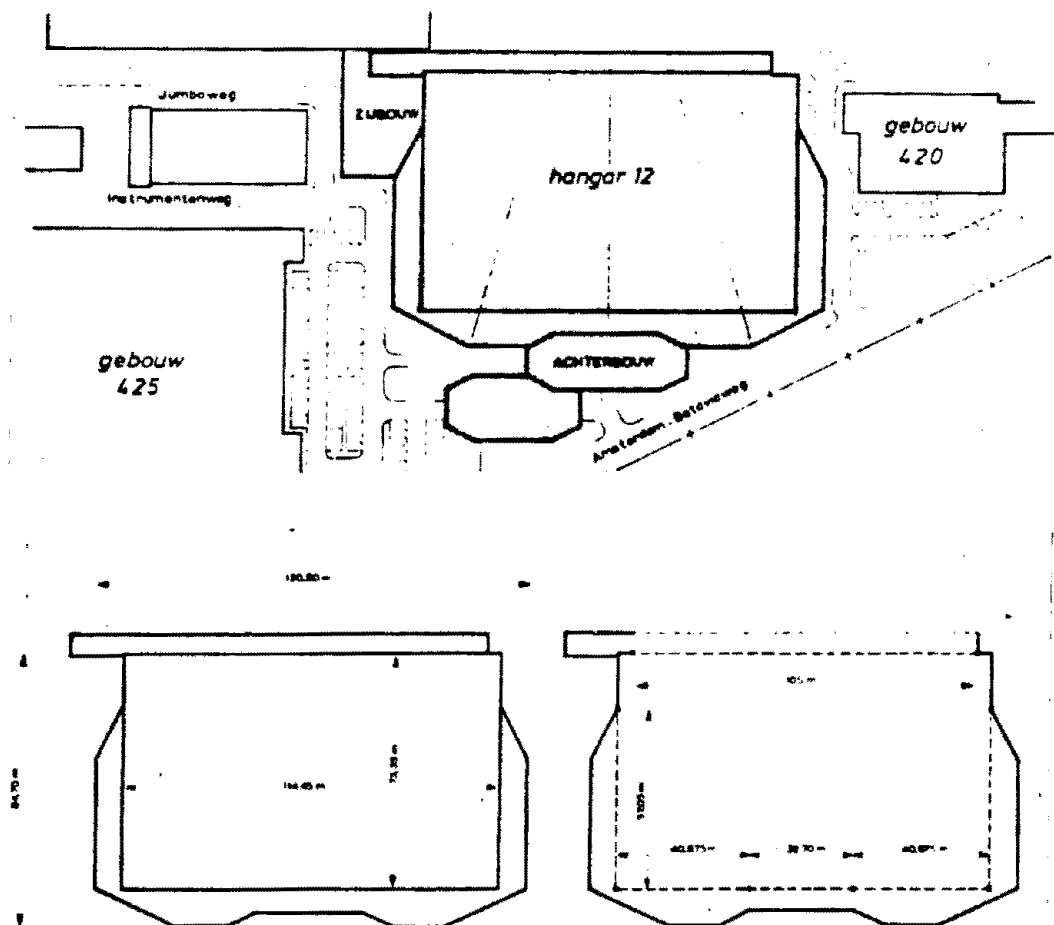


fig. 3.11 Plattegrond hangar 12 te Schiphol

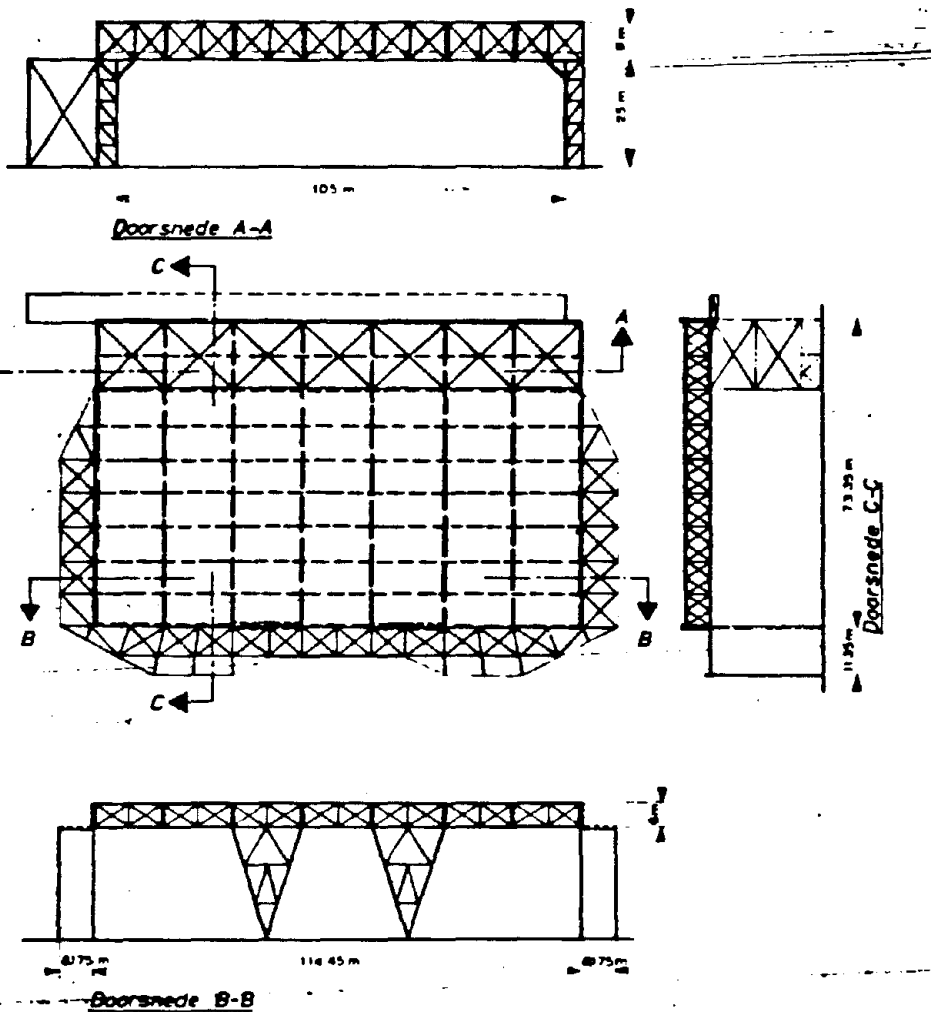


fig. 3.12 Constructie hangar 12.

De gebouwhoogte is 34.8m. De vorm volgt uit de ligging en afmetingen van het terrein. De hoofdvakwerkligger is 9m hoog (fig. 3.13). De secundaire vakwerken zijn 6m hoog en liggen h.o.h 16.35m. Tussen de secundaire vakwerken liggen nog kleinere vakwerken, die 16.5m overspannen met een h.o.h afstand van 8.15m. Hierop liggen om de 4m gordingen met dakplaten.

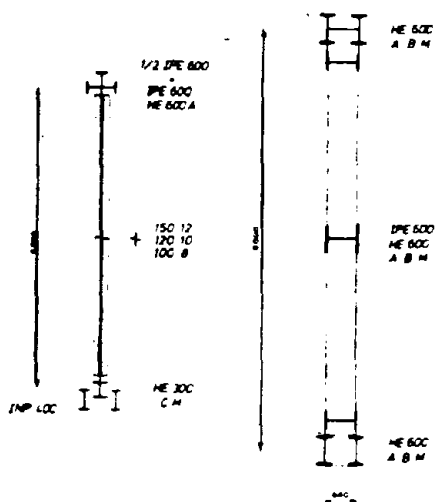


fig. 3.13 Doorsnede primaire en secundair vakwerk hangar 12.

Een ander voorbeeld van dit constructieprincipe is te vinden in Saoedië-Arabië op het vliegveld te Jeddah [16]. Hier is een hangar gebouwd bestaande uit twee beuken, met plaats voor twee jumbo-jets. De langsdoorsnede volgt het silhouet van het vliegtuig (fig. 3.14), met een hoger gedeelte bij de deuropening en een lager gedeelte in het midden en aan de achterkant. De vrije hoogte bedraagt 25m, respectievelijk 18m. De constructie is opgebouwd uit drie hoofdvakwerkliggers met een hoogte van 7m en een vrije overspanning van 76m, waartussen 7 secundaire vakwerkliggers aangebracht zijn. De totale lengte inclusief de draagconstructie is 175m, de diepte is 92m. De twee beuken zijn gescheiden door een betonnen zelfdragend brandmuur (i.v.m. de verzekeringspremie). (fig. 3.14).

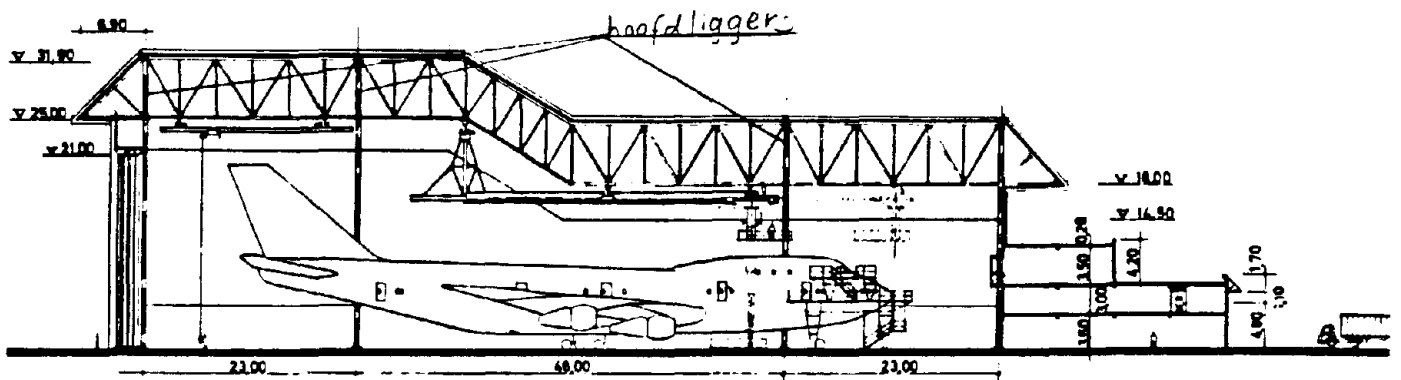
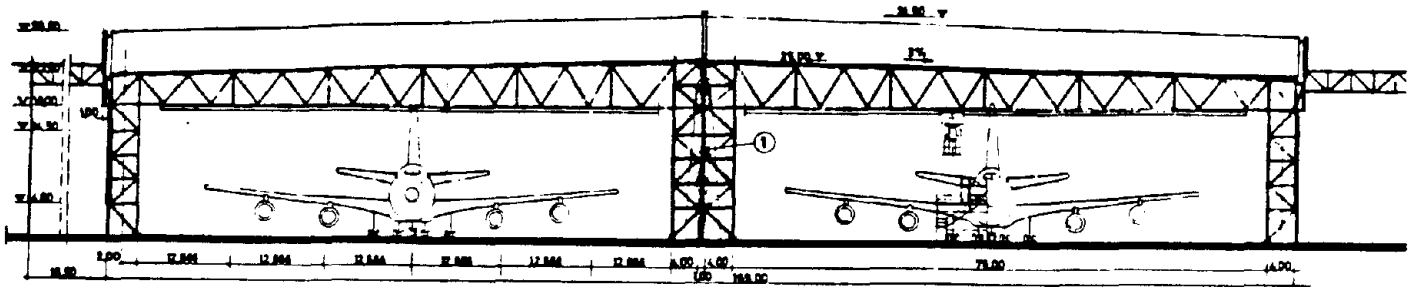


fig. 3:14 Doorsneden hangar te Jeddah

3.2.2.3 Constructies met ruimtelijke vakwerken

Ruimtelijke vakwerken worden toegepast om grote kolomvrije oppervlakten te overspannen. Ze hebben een lager eigengewicht dan vakwerkliggers. De plattegrond is in het algemeen vierkant. Loopkranen en werkplateaus kunnen aan de knopen van het vakwerk worden bevestigd. Het ruimtelijk vakwerk wordt helemaal op de grond in elkaar gezet en vervolgens met hydraulische vijzels op zijn plaats "getild".

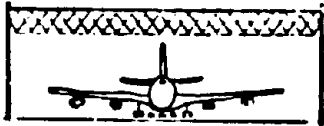
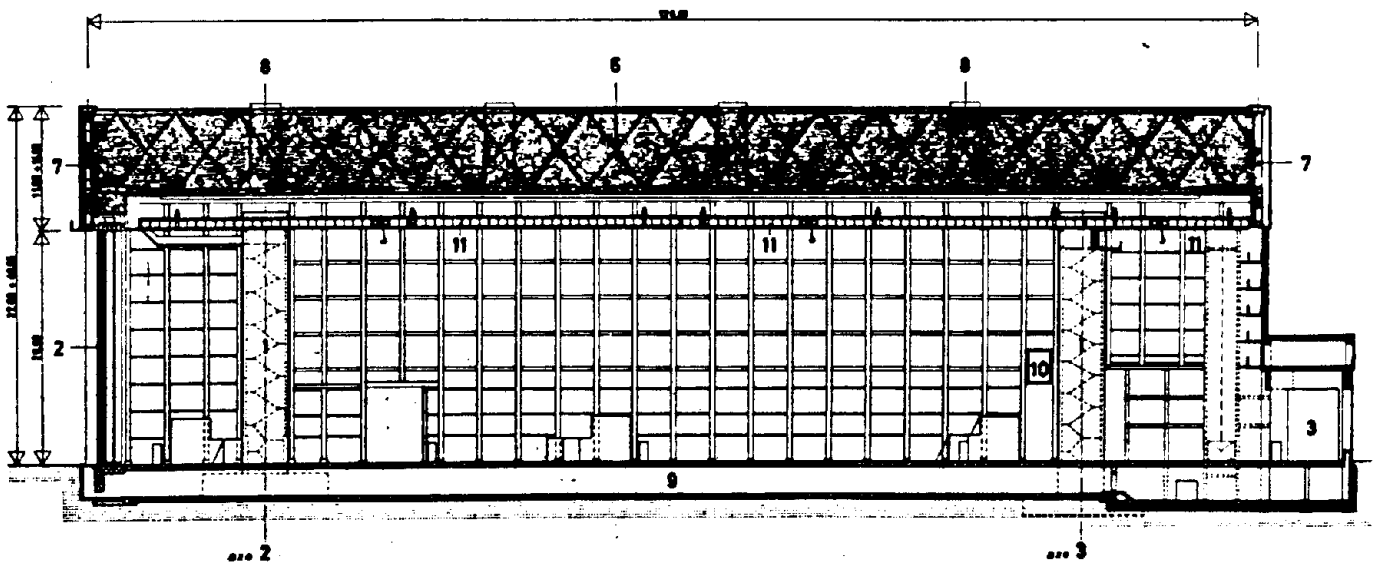


fig. 3.15 Ruimtelijk vakwerk.

Het dak van een hangar voor een jumbo-jet op de Zwitserse luchthaven Zurich-Kloten bestaat uit zo'n ruimtelijk vakwerk [17]. Het wordt ondersteund door vier kokerkolommen (2 van $3 \times 5 \text{ m}^2$ en 2 van $5 \times 5 \text{ m}^2$) en heeft een oppervlakte van $124 \text{ m} \times 124 \text{ m}$ met een vrije hoogte van 26 m. De totale gebouwhoogte bedraagt 40 m (fig. 3.16 en 3.17). In deze hangar wordt de dakconstructie aan het oog onttrokken door een brandwerend plafond. Dit zou niet nodig zijn indien de hangar uitgerust zou zijn met een schuimblusser en een sprinklerinstallatie. Ook hier zijn de kraanbanen met 10 tons kranen aan de dakconstructie bevestigd. Bij de bouw werd de gehele dakconstructie inclusief installaties en dakbekleding (totaal 3200 ton) op de grond in elkaar gezet en als een groot pakket op zijn plaats getild.



1. betonner steunpunt, 2. roldeuren, 3. verkeersruimte, 4. uitbreiding, 5. hangar II, 6. ruimtelijk rooster, 7. randliggers, 8. rookluiken, 9. installatietunnel, 10. loopbrug, 11. kranen

fig. 3.16 Doorsnede hangar te Zurich-Kloten.

Omdat bij deze hangar gesteld werd, dat in geval van een brand, een 30 x 30 m groot deel uit de dakconstructie moet kunnen wegvallen, zonder dat de stabiliteit van het dak in gevaar komt, is de hoogte van de dakconstructie hoger dan normaal gesproken het geval zou zijn. (zie fig. 3.16).

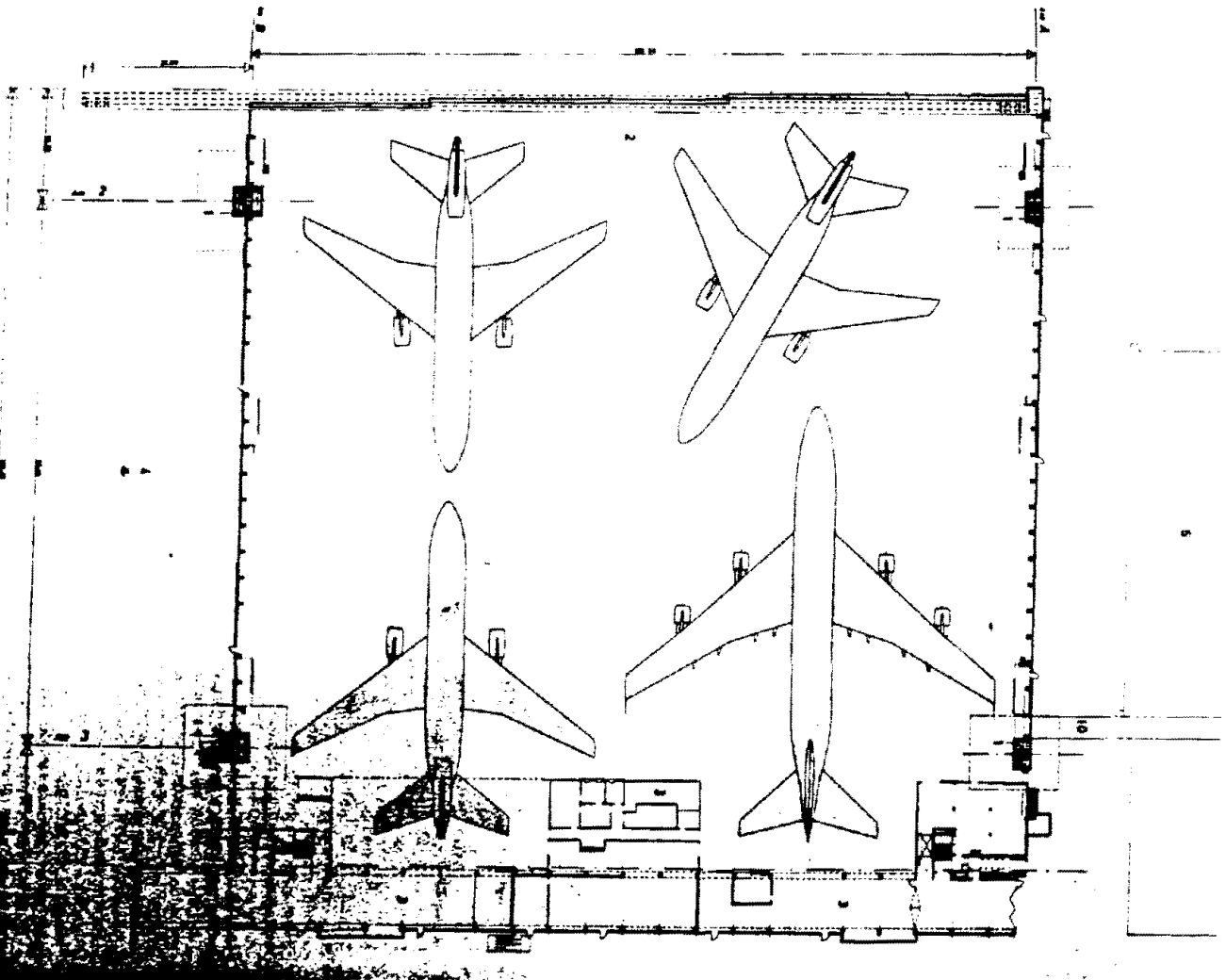


fig. 3.17 Plattegrond hangar te Zurich-Kloten.

3.2.2.4 Boogconstructies en koepels

Boogconstructies die niet op kolommen geplaatst worden, worden toegepast bij hangars met grote overspanningen. Gebogen daken die geplaatst zijn op kolommen en voorzien zijn van een trekstaaf, vinden hun toepassingen in de kleinere hangars (fig. 3.18). Het voordeel van boogconstructies is hun geringe constructiehoogte. Door toepassing van een trekstaaf wordt dit voordeel te niet gedaan. De bogen die tot op de grond doorlopen (koepels) verbruiken relatief veel grondoppervlak. Om deze twee redenen worden "boogdaken" en koepels minder gebruikt voor hangars met grote overspanningen.



fig. 3.18 Hangars met gebogen constructie

Toch bieden deze oplossingen nieuwe en interessante mogelijkheden. Een nieuw koepelvormig ontwerp is ontwikkeld door de firma Voest-Alpine in Oostenrijk en voor de eerste keer toegepast in een hangar op de Queen Alia Airport te Amman [18,19]. De constructie is opgebouwd uit stalen bogen die op de omtrek van de plattegrond staan. Tussen deze bogen is een netvormige buisconstructie aangebracht. Dit type hangar kan ontworpen worden met een rechthoekige of driehoekige plattegrond (fig. 3.19).

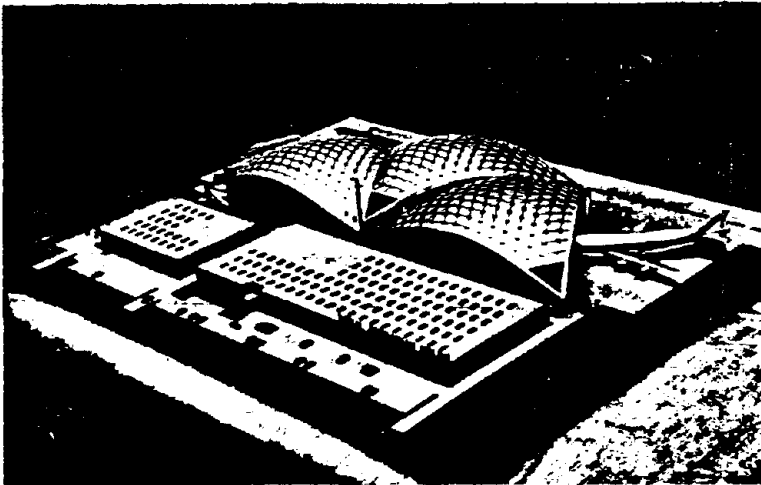


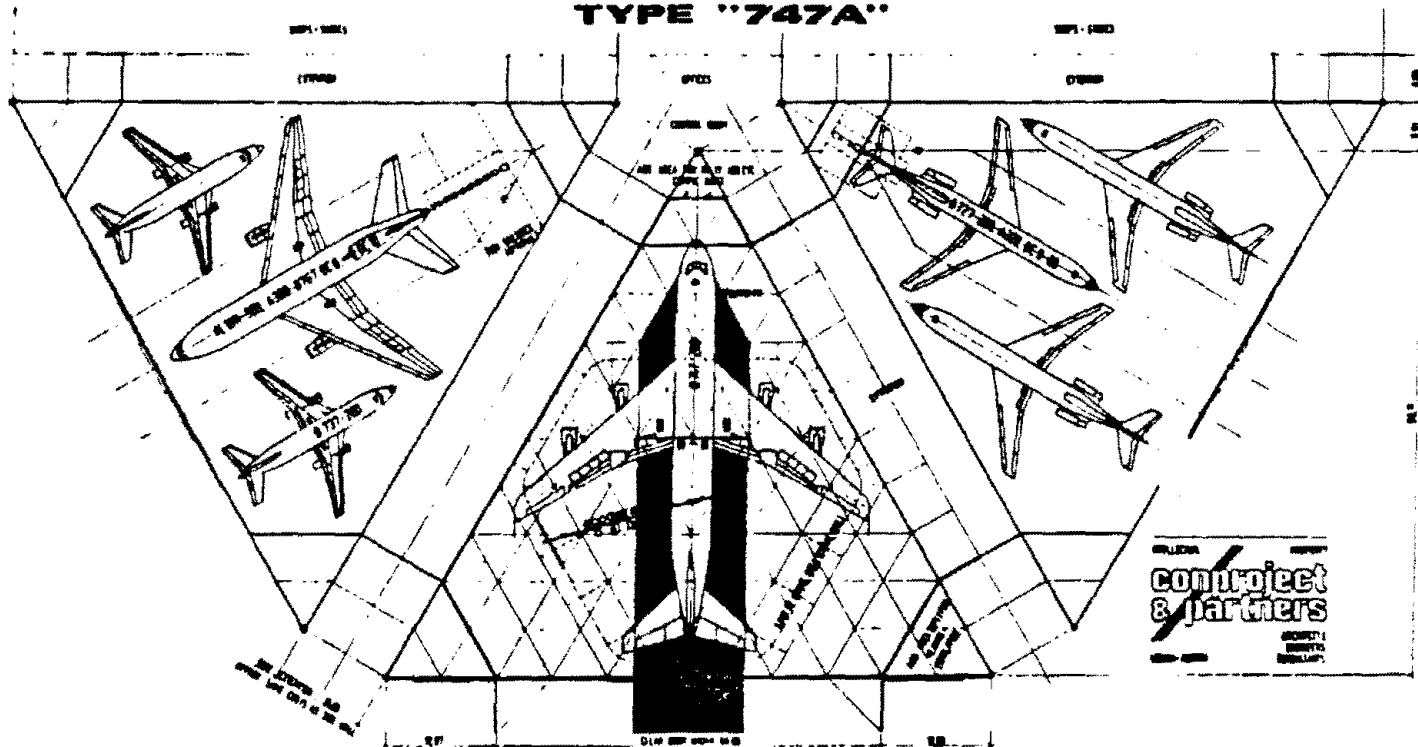
fig. 3.19 Schaalmodel van het onderhoudscomplex Amman te Jordanie.

De hangar in Amman bestaat uit drie driehoekige beuken met drie koepels. De middelste koepel heeft een maximale overspanning van 108m en bij de deur een overspanning van 72m. De vrije hoogte bedraagt 21.5m en de maximale hoogte inclusief constructie is 31m. De twee resterende koepels hebben een maximale overspanning

van 96m en bij de deur een vrije overspanning van 60m. In elke beuk hangt een 5 ton zware loopkraan aan het dakconstructie. Met dit constructie-principe kunnen nog veel grotere afmetingen gerealiseerd worden. Het eigengewicht van deze constructie is erg laag, het grondoppervlak is efficiënt gebruikt en architectonisch ziet het geheel er goed uit.



**UNIVERSAL AIRCRAFT HANGAR WITH SLIDING DOORS
TYPE "747A"**



am of VOEST/Conproject Type 747A hangar

fig. 3.20 Ontwerptekeningen plattegrond van de firma Voest.

3.2.2.5 Kabel- en tuiconstructies

kabelconstructies worden voornamelijk toegepast in constructies met een grote overspanning en lichte daken. Ze zijn daarom ook te gebruiken voor vliegtuighangars. De constructie is echter niet geschikt om er loopkranen aan op te hangen, terwijl de vervormingen t.p.v. de deuropening ook groter zijn dan bij andere constructietypes.

Als voorbeelden voor deze constructies zijn te noemen een conceptontwerp voor een hangar op de luchthaven Fiumicino te Italië (fig. 3.21) [20]. De plattegrond is 240×240 m² (fig. 3.23), de gebouwhoogte 44m en de vrije ruimte 24.75m. Op de hoeken van de vierkante plattegrond staan vier stalen pylonen, opgebouwd uit buisprofielen en onderling gekoppeld d.m.v. gewalste profielen (fig. 3.24a). De pylonen worden d.m.v twee kabels in hun schuine (achteroverhellende) stand gehouden. Langs de vier zijden van het vierkant en diagonaalgewijs, bevinden zich kabelliggers opgebouwd uit een boven- en een onderkabel, onderling gekoppeld door diagonalen. Vanaf de onderkabels van de langs de zijkanten lopende kabelliggers naar de bovenkabels van de diagonaallopende kabelliggers bevinden zich secundaire liggers, waarover de dakhuid wordt aangebracht. De kabels hebben een treksterkte van $1800 - 2000$ N/mm² ; hoofdkabels rond 80-200 mm, secundaire kabels rond 20 mm.

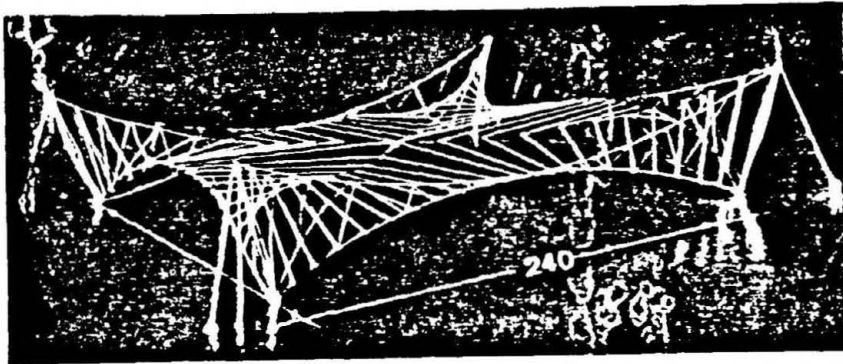


fig. 3.21 Model hangarontwerp

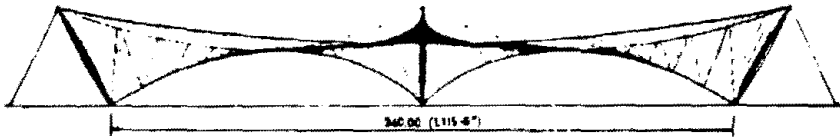


fig. 3.22 Doorsnede over diagonaal

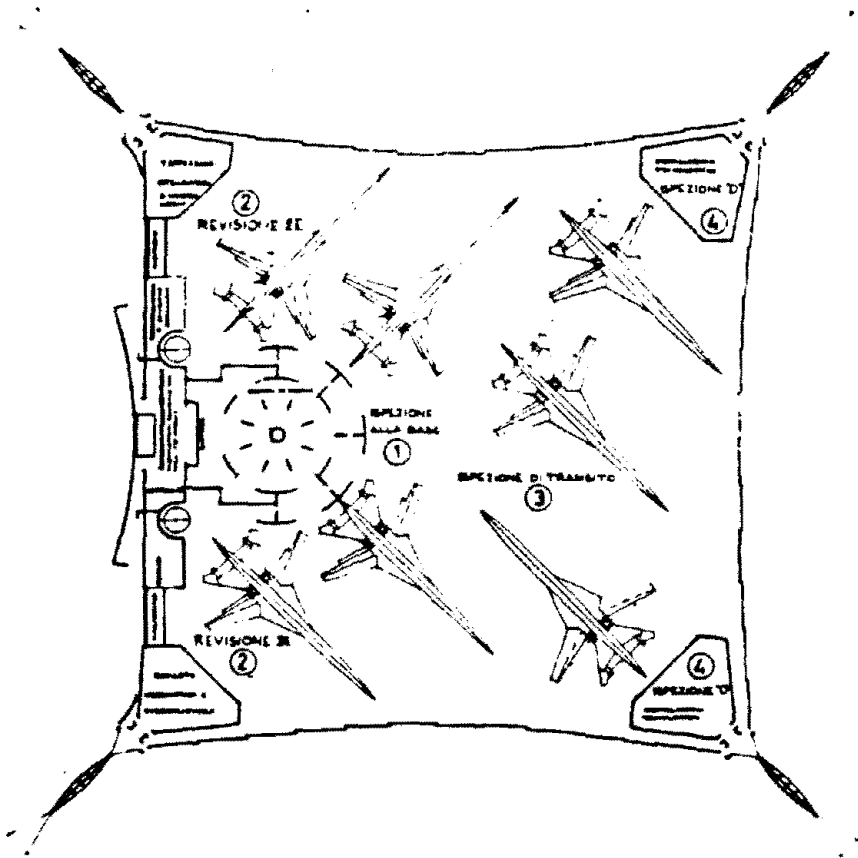


fig. 3.23 Plattegrond

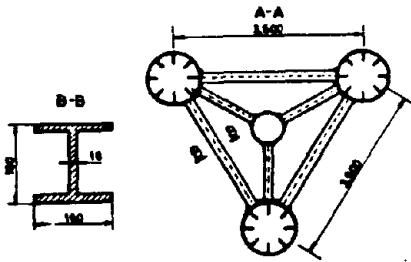


fig. 3.24a Doorsnede kolom

Een andere constructie-opzet die gebruikt zou kunnen worden bij hangars, en die reeds toegepast in een veekeurings arena te Raleigh in North Carolina, zien we in fig. 3.24b [21]. De hoofdkabels zijn gespannen tussen twee parabolische betonnen bogen. Deze betonnen bogen zijn weer scharnierend op twee voorgespannen betonnen bokken bevestigd. Om het dichtklappen van de betonnen bogen tegen te gaan zijn ook dwarskabels gespannen en wel zodanig dat het dak in de richting van de hoofdkabels een hol profiel, maar in de richting van de dwarskabels een bol profiel vertoont (de waterafvoer is daardoor geen probleem). De verticale belastingen worden d.m.v. verticale stalen raamstijlen naar de fundering overgebracht. Bij toepassing van dit systeem op een hangar zou men de stalen raamstijlen door twee zwaar uitgevoerde kolommen kunnen vervangen i.v.m. de deuropening voor de vliegtuigen.

fig. 3.24b veekeurings arena te Raleigh

tuiconstructies zijn ideaal voor grote overspanningen en grote uitkragende constructies, wanneer er geen eisen aan de maximale hoogte voor de pylonen gesteld worden. Tuiconstructies zijn in het verleden al toegepast in hangars. Rechthoekige, driehoekige en cirkelvormige plattegronden kunnen m.b.v hangconstructies gemaakt worden.

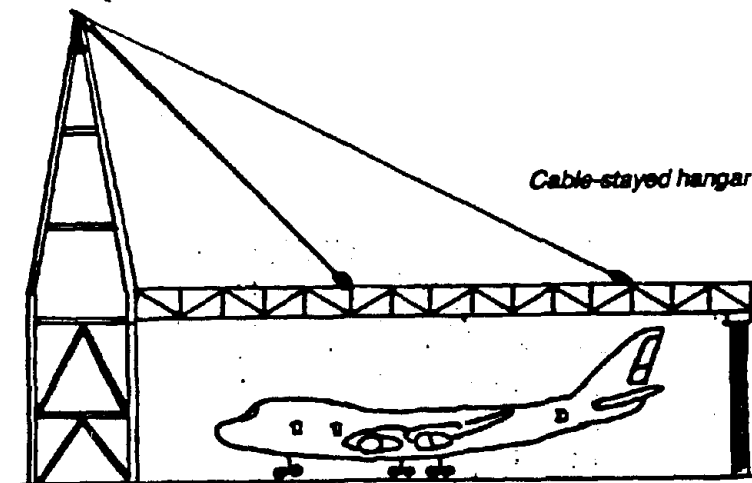


fig. 3.25
Tuiconstructie.

Op de Arlanda luchthaven te Stockholm werd reeds in 1959 een hangar gebouwd waarvan het dak aan twee kabels werd opgehangen. De hangar bestaat uit een centraal gedeelte (Een gebouw met meerdere verdiepingen, werkplaats en administratie) met twee uitkragingen (naar beide kanten) van 42m opgehangen aan twee kabels. De afmetingen van de gehele dubbele hangar zijn 188m*95m (fig. 3.26). Er kunnen echter nog veel grotere tuiconstructies gemaakt worden. Zo'n tuiconstructie is een elegante constructie en de pyloon hoeft niet erg hoog te zijn.

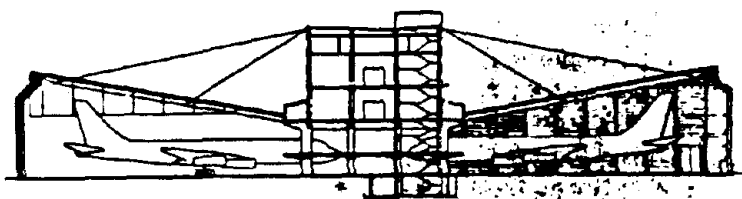


fig. 3.26 Hangar met afgetuid dak te Arlande.

De onderhoudshangar H3 te Parijs op het Charles de Gaulle vliegveld wordt gebruikt voor onderhoud aan de concorde en de airbus. Het is een rechthoekige hangar met een oppervlakte van 138m*90m [22]. De hoofdconstructie bestaat uit een door kabels afgetuide, uitkragende vakwerkligger (2 stuks met een lengte van 56m (fig. 3.27)) welke een hoogte heeft van 4.3m. Om de liggers af te tuien zijn kabels met een doorsnede van 59mm (2 stuks) gebruikt. Tussen de hoofdliggers bevinden zich secundaire vakwerkliggers van respectievelijk 36.0m en 50.4m lengte, en met een hoogte van 2.5m. Zij vertonen een helling van 3.5% i.v.m. de hemelwaterafvoer. De pylonen staan in de hanger zelf op ongeveer eenderde van de diepte van de achterwand af. Ze vormen geen obstakels voor de vliegtuigen. De twee aan kabels opgehangen vakwerkliggers vervangen eigenlijk de "zware" vakwerkliggers van het type van de primaire en secundaire vakwerkliggers, zodat het

eigengewicht van deze ligger lager is.

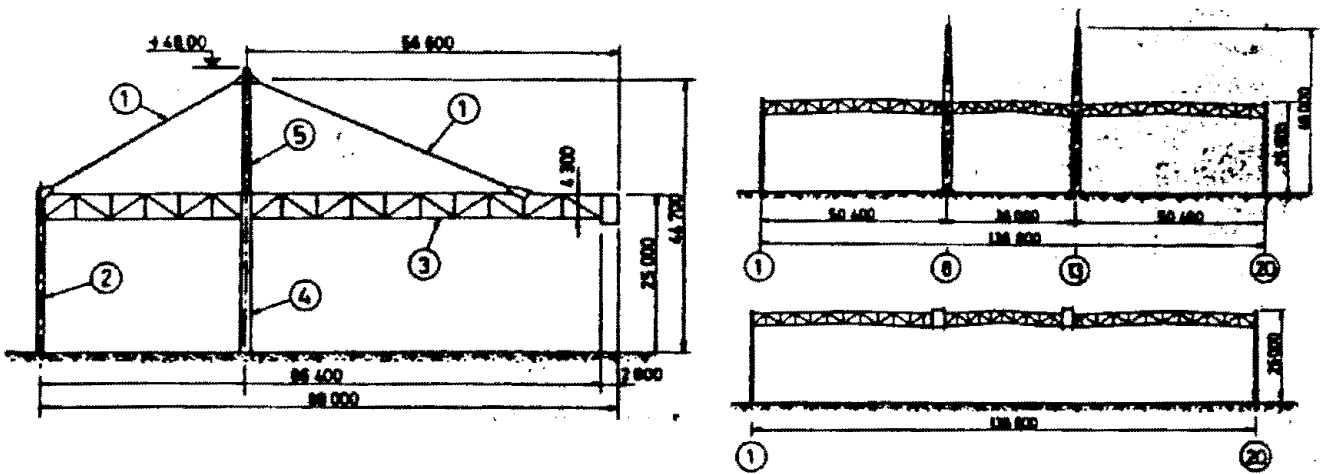


fig. 3.27 Doorsnedes hangar H3 te Parijs.

Bij de berekening zijn diverse belastingcombinaties onderzocht. Men had 22 belastinggevallen (o.a. sneeuw-, wind-, temperatuur belasting, voorspanning van de kabels). In het bijzonder wordt naar het dynamisch gedrag gekeken. O.i.v. de wind zou kan het dak in trilling kunnen komen.

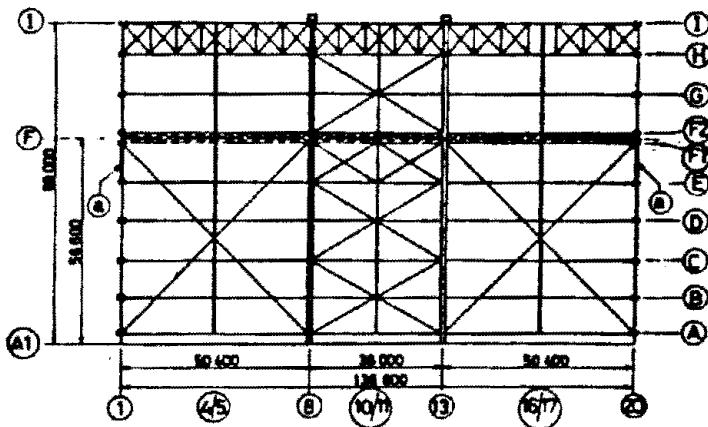


fig. 3.28 Dakverbanden hangar H3 te parijs.

3.2.2.6 De pentaport hangar

De tweede pentaport hangar is een nieuw en economisch ontwerp voor zowel de kleine als de grote hangars [23]. De draagstructuur bestaat uit vijf lende portalen die de driehoekigen plattegrond van een beuk overspannen. In de midden bevindt zich een stijve balk die naar het centrum van het gebouw loopt. De constructie is opgehangen aan kabels welke aan lage pylonen bevestigd zijn. De vorm van de hangar volgt uit het silhouet van een vliegtuig voor wat betreft de plattegrond en de dwarsdoorsnede. Twee, drie of vijf pentaport hangars kunnen aaneelkaar gekoppeld worden. Echter de hoogte, lengte en diepte kunnen verschillend zijn. Voor een boeing 747 zal de lange kant ongeveer 73m zijn, de overspanning 80m en de maximale gebouwhoogte ongeveer 32m. Toekomstige uitbreiding in de lengte is mogelijk voor elke hangar afzonderlijk, de vrije hoogte wordt nu automatisch ook groter. Loopkranen en werkplateaus kunnen aan het plafond worden bevestigd. De driehoekige plattegrond reduceert de gebouwooppervlakte en de gebouwinhoud met ongeveer 30%, hetgeen resulteert in een kostenbesparing voor verwarming en luchtbehandeling. De deuropening volgt de vorm van het vliegtuig. De pentaport hangar is een nieuwe lichtgewicht, snel te bouwen en economisch verantwoorde constructie die ook in architectonisch opzicht goed tot zijn recht komt. Dit is een van de meest interessante nieuwe hangarconcepten van de afgelopen jaren.

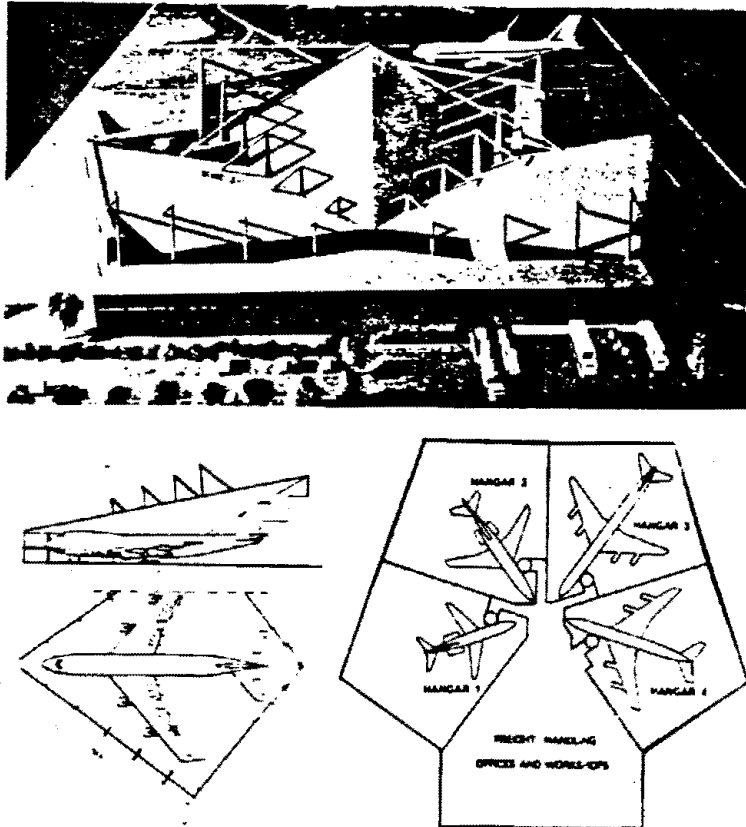


fig. 3.29 Pentaport hangar.

3.2.3 Hangars met een betonnen draagconstructie

Alle tot nog toe besproken hangars hebben in principe stalen draagconstructie. De dimensies zijn van dien aard dat stalen constructies over het algemeen de meest economische oplossingen geven. In sommige gevallen echter is de meest economische oplossing gevonden door de combinatie van stalen liggers met betonnen kolommen. Toch worden geheel betonnen hangars toegepast.

In principe kunnen ook hier dezelfde constructiesystemen onderscheiden worden als bij stalen hangars, maar de praktijk (literatuur) leert dat men met deze systemen geen betonnen hangars bouwt. De betonnen hangars die gebouwd zijn, zijn over het algemeen schaaldaken, al dan niet opgehangen aan kabels.

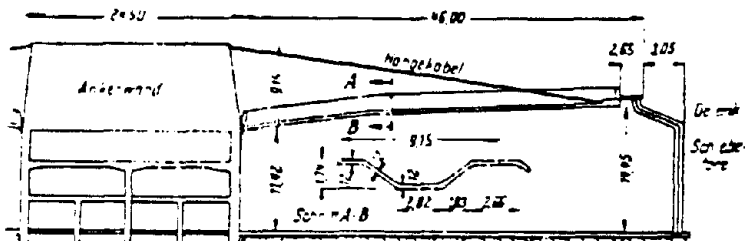


fig. 3.30 TWA hangar in New York City, doorsnede

Met behulp van de kennis en ervaring die verkregen was uit soortgelijke projecten in de Verenigde Staten (fig. 3.30), werd in 1960 onderhoudshangar III, op het "Rhein-Main Flughafen" terrein te Frankfurt, gebouwd. Dit is een betonnen hangar. Deze hangar is twee-beukig en het dak bestaat uit twee uitkragingen. (Deze zijn aan het centrale deel bevestigd en lopen uit naar de deuren). De lengte van de hangar is 170 m, de breedte 133.3 m en de hoogte is, aan de lange zijde, 16 m. De hangar biedt onderhouds- en parkeerruimte voor zes vliegtuigen van het type Boeing 707. Het dak bestaat uit V-vormige "schaalliggers", die aan het centrale deel van het gebouw verbonden zijn middels scharnieren. De tegenover elkaar liggende schalen zijn op hun hoogste punt met trekkabels verbonden aan het centrale deel (fig. 3.31).

Onder de meest ongunstigste belastingsomstandigheden heeft elk van de tuilen een trekkracht van ongeveer 1.1 MN. De tangentiële component van de kabelkracht aan de randen van de schaal veroorzaken drukspanningen in de ligger, welke gekromd is om zo de kleinst mogelijke momenten te verkrijgen. Alleen op deze manier is een zo groot uitstekend dak van slechts 8-12cm dikte mogelijk. Daklichten zitten naast de 7.2 m breede ligger en de zijwanden zijn van glas. Het water wordt afgevoerd in de richting van het centrale deel. Het was mogelijk om dilatatievoegen in de schalen te vermijden. De V-vormige dwarsdoorsnede zorgt ervoor dat het dak t.g.v. temperatuursinvloeden in de lengterichting van het gebouw t.g.v. de rekloze buiging geen dilatatievoegen nodig heeft. Het centrale deel echter heeft drie dilatatievoegen. Bij

een ramp, die één beuk van de hangar zou kunnen vernietigen, is de stabiliteit van het overige deel gegarandeerd door de juiste dimensionering van de centrale kern.

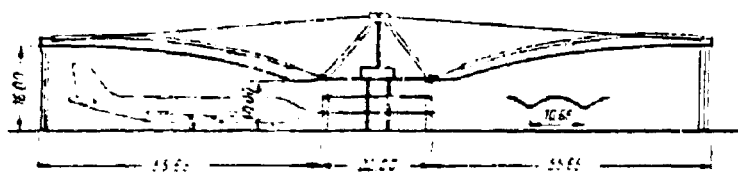


fig. 3.31 Doorsnede hangar III te Frankfurt.

3.4 Hangardeuren.

Zoals vermeld zijn de grote deuren specifiek voor een hangar. Deze deuren bestrijken gewoonlijk de hele lengte en hoogte van het gebouw. Om te grote belastingen te vermijden worden meestal onderrollende deuren toegepast. Aan de bovenkant van de deur bevindt zich dan een speciaal geleidingsmechanisme waarbij rekening is gehouden met de doorbuiging van het dak. Een deur bestaat uit verschillende delen van 10 - 20 m breed en heeft een dikte van 500 tot 700 mm. De deur is opgebouwd uit een stalen frame bekleed met staalplaat.

Er zijn verschillende typen onderrollende deuren :

- 1) om de hoek schuivende deuren
- 2) vouwdeuren
- 3) schuifdeuren

3.4.1 Om de hoek schuivende deuren.

Deze deuren hebben als voordeel dat er geen constructie naast het gebouw hoeft te worden aangebracht. Een nadeel is dat een groot gedeelte van de zijwanden niet gebruikt kan worden. Tevens zal het aan de wand hangen van voorzieningen de nodige problemen opleveren.



fig. 3.32 om de hoek schuivende deuren.

3.4.2 Vouwdeuren.

Een vouwdeur is opgebouwd uit onderling scharnierend verbonden elementen. Bij toenemende hoogte worden de verbindingen steeds zwaarder belast en zullen dien-tengevolge ingewikkelder en duurder worden. Ingewikkelde verbindingen zullen ook extra onderhoud vragen. Uit de praktijk blijkt dat tot een hoogte van 10 à 15 m dit type deur een reële mogelijkheid is. Als voorbeeld kan genoemd worden :

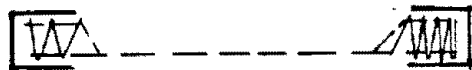


fig. 3.33 Vouwdeuren.

Gatwick Airport.	vouwdeur	b=50m	h=10.5m
Schiphol hangar 8	vouwdeur	b=48m	h=10.0m
Schiphol hangar 9	vouwdeur	b=75m	h=12.0m

De benodigde ruimte voor het opslaan van de deur zal niet veel

afwijken van de ruimte benodigd bij schuifdeuren. Wel kunnen de deuren gesplitst worden zodat aan elke zijde de helft wordt opgeslagen.

3.4.3 Schuifdeuren.

Hierbij wordt het deurvlak opgedeeld in een aantal vlakken. Elk vlak bevat een deur die weer opgebouwd is uit een aantal secties. De deuren schuiven naast elkaar. Buiten de deuropening zal ruimte moeten zijn om de deuren bij geopende stand te plaatsen. Men kan de deurkassen kleiner maken door de deuren naar twee zijden af te voeren. Dit heeft als nadeel dat men twee aandrijfmechanismen nodig heeft. Het voordeel van de schuifdeuren is dat er minder en eenvoudiger koppelingen tussen de secties behoeven te worden gemaakt. De afstanden tussen de stijlen kunnen ook groter worden gemaakt, waardoor de stijlen beter benut worden, en minder verbindingen nodig zijn.

Wanneer men de deur opent, schuiven de verschillende delen achter elkaar. In enkele gevallen bouwt men een extra stuk aan de hangar om de deurdelen te herbergen (fig 3.34) zodat de gehele lengte van hangar als opening gebruikt kan worden.

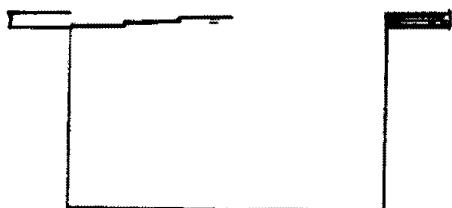


fig. 3.34 Schuifdeur in delen.

3.5 Brandveiligheid

De, in hangars toegepaste, brandbestrijdingsmiddelen zijn, ongeacht een betonnen of stalen constructie, de sprinklerinstallatie en de schuimblusser. Dit zijn overigens de enige middelen die een uitbrekende brand kunnen blussen (brandweerauto's zullen bij zo'n ramp te laat komen). Naast de brandbestrijdende middelen kunnen nog een aantal maatregelen getroffen worden die de brandveiligheid verhogen n.l. :

- twee naburige hangars, of verschillende beuken in een hangar kunnen gescheiden worden door een brandmuur, met een brandwerendheid van 1 a 2 uur. Als constructiemateriaal voor een brandmuur wordt meestal beton of baksteen toegepast. Een goed alternatief hiervoor is de stalen brandwand. Deze wand is opgebouwd uit twee geprofileerde staalplaten en 150mm minerale wol waardoor een brandwerendheid van 1 a 2 uur verkregen wordt.
- Het dak wordt bij voorkeur bekleed met een onbrandbaar materiaal (b.v. plaatstaal) om uitbreiding van de brand via het dak te voorkomen. Men is verder verplicht om op het dak een aantal vuurventilatoren te plaatsen. (\pm 5%

van het dakoppervlak)

Het voorschrijven van een bepaalde brandwerendheid van b.v. 60, 90 of 120 min. voor de draagconstructie is zinloos zolang de automatische schuimblusser en sprinklerinstallatie aanwezig zijn. Wanneer een grote brand ontstaat kan geen enkele brandbeveiliging het vuur blussen, en de hangar met een vliegtuig redden. Het vliegtuig en de hangar worden volledig vernield ongeacht het constructie materiaal.

Wanneer toch een formele brandwerendheid voorgeschreven wordt dan kunnen elementen bestaande uit minerale wol en staalplaat of brandwerende verf worden toegepast om aan deze eisen te voldoen.

3.6 Fysische aspecten.

Verwarming

Voor de verwarming van de hallen komen in principe twee systemen in aanmerking:

- a) luchtverwarming d.m.v blowers
- b) stralingsverwarming d.m.v heet water

Aangezien we te maken hebben met hoge hallen en grote deuropeningen waardoor op korte tijd veel koude lucht naar binnen komt, is het onvoordelig om luchtverwarming toe te passen. Hiermee zou het opwarmen van de hangar met redelijke luchtverplaatsingen teveel tijd in beslag nemen. Stralingsverwarming heeft dit nadeel niet, en is daarom een betere keuze.

De stralers verwarmen de bestraalde oppervlakten die op hun beurt ook weer als warmtestralers gaan werken. In hangar 11 te Schiphol zijn de panelen over het gehele dakvlak verdeeld (fig. 3.35). Dit heeft tot gevolg dat, aangezien de temperatuur met de hoogte toeneemt, het vooral bij de staart erg onaangenaam is om te werken. Gezocht dient te worden naar een ordening in de hoeken voor wat betreft het overgrote deel van de stralers (fig. 3.36).

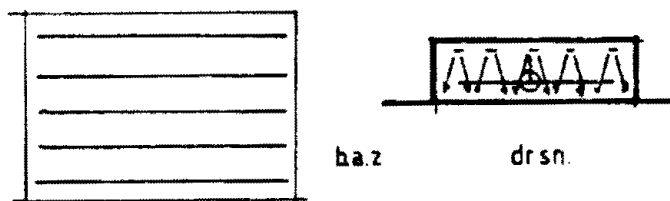


fig.3.35. panelen gelijkmatig verdeeld.

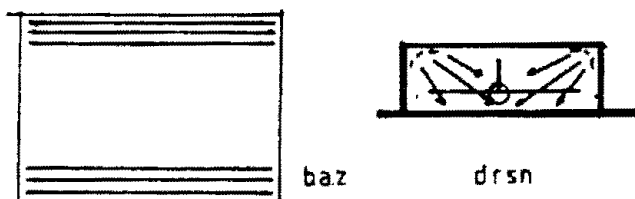


fig. 3.36 panelen in de hoeken, hierdoor ook meer warmte onder het vliegtuig.

Verlichting

Het is mogelijk om alleen kunstlicht, danwel een combinatie van kunstlicht en daglicht toe te passen. Beide mogelijkheden hebben hun voor- en nadelen. Als voordeel van kunstlicht geldt, dat een wisselende lichtsterkte naar tijd en plaats kan worden vermeden. Bovendien kan de lichtintensiteit worden aangepast aan de aard van de verschillende werkzaamheden. Een nadeel zijn echter de hogere verlichtingskosten.

Voor de combinatie van daglicht en kunstlicht geldt dat de verlichtingskosten weliswaar lager liggen, maar dat het binnenklimaat in de hangar meer aan temperatuurschommelingen onderhevig is. Dit brengt weer extra kosten met zich mee voor verwarming c.q. ventilatie. Daarnaast speelt ook het feit dat er ook 's nachts wordt gewerkt een rol. Hiervoor moet een volledige kunstlicht-installatie van 500 Lux aanwezig zijn. Men loopt daarbij het risico dat de verlichting overdag blijft branden, ook al heeft men dan daglicht ter beschikking. In dat geval zijn de kosten dan dubbel; warmteverlies en overbodige verlichting. Toch blijkt uit diverse onderzoeken, dat een visuele relatie met de buitenwereld een gunstige invloed heeft op het werkklimaat binnen.

Een kunstverlichting verdient dus de voorkeur boven de combinatie van kunstlicht met daglicht, maar visueel contact met de buitenwereld moet mogelijk zijn. Dit wordt gerealiseerd d.m.v. een glasstrook in de gevelwand, de vision band. De vision band zal weinig invloed uitoefenen op de verlichtingssterkte. Dit mede gezien het feit dat de meeste activiteiten zich in het centrum van de hal afspelen.

4 Schiphol.

Na de beschouwingen omtrent de ontwikkelingen in de vliegtuigbouw, de vliegveldontwikkeling en de hangarontwikkeling, kan gekeken worden wat de gevolgen hiervan zijn voor het vliegveld Schiphol te Amsterdam. Schiphol is een moderne internationale luchthaven, die door vliegtuigen van binnenlandse en buitenlandse maatschappijen bezocht wordt. Het vliegveld is bestemd voor vliegtuigen voor de lange, de middellangen en korte afstand. T.g.v. de in hoofdstuk 1 beschreven groei, van het burgerluchtvaartverkeer is het aantal luchtvaartmaatschappijen, dat Schiphol als thuishaven heeft, door de jaren heen toegenomen. Op dit ogenblik dient Schiphol voor een viertal luchtvaartmaatschappijen als thuishaven. De eerste maatschappij op Schiphol was de KLM. Naast de KLM treft men Martinair, Transavia en de NLM aan. Elk van deze maatschappijen verzorgt een specifiek verkeersaandeel. Zo verzorgt de KLM lijnverkeer voor de lange en middellange afstand, terwijl Martinair charter verkeer verzorgt voor de lange en middellange afstand. Evenzo verzorgt de NLM de regionale lijnvluchten en Transavia de regionale charter vluchten (Tabel 4.1).

	charter- vluchten	lijn- vluchten
lange en middel- lange afstand	Martinair	KLM
korte afstand	Transavia	NLM

Tabel 4.1 Vliegtuigmaatschappijen met hun specifieke verkeersaanbod en Schiphol als thuishaven

T.g.v. de groei van het luchtvaartverkeer is Schiphol diverse malen uitgebreid, met alle gevolgen van dien. De in hoofdstuk 2 genoemde problemen m.b.t. het milieu, de verkeersvoorzieningen, de woningbouw e.d. zijn vandaag de dag zeer aktueel en de discussie over een tweede nationale luchthaven zijn hier een gevolg van.

Doordat dezelfde groei nog steeds doorgaat is het noodzakelijk geworden om de terminal verder uit te breiden. Op Schiphol wordt het piersysteem gebruikt en op dit moment wordt er een vijfde pier (E) bijgebouwd. De mogelijkheid voor uitbreiding m.b.t. het grondverkeersaanbod en parkeerruimte zijn tevens aanwezig. Wanneer de plattegrond van Schiphol beschouwd wordt (fig 4.2) dan valt op dat er twee banenstelsel zijn, t.w. een banenstelsel met een tangentiële configuratie, dat bestemd is voor alle burgerluchtvaart vliegtuigen en een banenstelsel met een diagonale configuratie, dat bestemd is voor sportvliegtuigen.

In het midden tussen de vier banen is de terminal en de parkeergelegenheid gelegen. Op Schiphol Oost, op de plattegrond

aangeduidt met "technisch arsenaal", zijn de hangars gesitueerd.

Parallel aan de hiervoor beschreven ontwikkelingen in de burgerluchtvaart, is ook de luchtvaartmaatschappij Martinair gegroeid. Door deze groei is er behoefte ontstaan aan een extra hangar, welke bij het technisch arsenaal geplaatst moet worden. Het betreft hier een hangar voor wide-body vliegtuigen. Alvorens een uitspraak te doen over de situering zal eerst de ontwikkeling van Schiphol nader beschreven worden.

4.1 De ontwikkeling van Schiphol [24].

Begin 1851 was de Haarlemmermeer droog en Nederland had er een nieuwe polder bij, de Haarlemmermeerpolder met een grootte van 18000 ha. In de oosthoek ligt en lag Schiphol. In het buurtschap Schiphol heeft men indertijd een versterking aangelegd, die behoorde bij de linie van Amsterdam. In de zomer van 1916 werd bij het fort met de bouw van een militair vliegveld begonnen. Zo is de benaming van het buurtschap overgegaan op het fort en tenslotte van het fort op het vliegveld.

Op 7 oktober 1919 werd de K.L.M. opgericht, en schiphol werd als verkeersbasis gekozen, alwaar op 17 mei 1920 het eerste vliegtuig landde. Het vliegveld was echter in handen van het Ministerie van Oorlog. Het Ministerie van Waterstaat zorgde voor het onderhoud van de luchthaven.

De groei van het burgerluchtvaart-verkeer en het toenemend belang dat de Gemeente Amsterdam bij de luchthaven begon te krijgen, leidde er toe dat tussen het Rijk en de Gemeente Amsterdam onderhandelingen werden gevoerd over die gedeelten van de luchthaven, die van belang waren voor de burgerluchtvaart, in beheer te krijgen. Deze onderhandelingen begonnen in 1925 en in 1926 wordt een volledige overeenstemming bereikt. De Gemeente Amsterdam kreeg de beschikking over een gedeelte van het militaire vliegveld en de zich daarop bevindende opstallen en het recht van medegebruik van het landingsterrein voor een tijdvak van 40 jaar.

Per april 1926 kwam de luchthaven Schiphol onder beheer van de dienst der Gemeente-Handelsinrichtingen. De dienst publieke werken ging zich bezig houden met het ontwerpen van de voorzieningen, zoals de gebouwen en het landingsterrein.

Daar er in het begin een tekort aan stallingruimte was, was in eerste instantie besloten tot de aankoop van een uitneembare hangar met een diepte van 32 m, een breedte van 28 m, en een inrij hoogte van 5m. Hierna werden vervolgens de terminal en hangar C gerealiseerd. In 1931 kwam hangar B gereed en in 1934 hangar D. De luchthaven van toen is weergegeven in fig. 4.1. Hier zijn ook de uitbreidingen, waar men in 1935 mee begon, te zien. Het vliegveld had toen een oppervlakte van 135 ha. In 1937 en 1938 werden de banen verhard en in 1939 was hangar E afgebouwd. Tijdens de oorlog hielden de Duitsers behoorlijk huis en lieten niets heel van Schiphol, maar na 1945 begon de wederopbouw en in 1948 bouwde Publieke werken hangar 8, terwijl in 1949 de nieuwe terminal klaar was. Er werden nieuwe plannen gemaakt voor de toekomst en Schiphol zou moeten ontwikkelen tot een tangentiële luchthaven. (fig. 4.2).

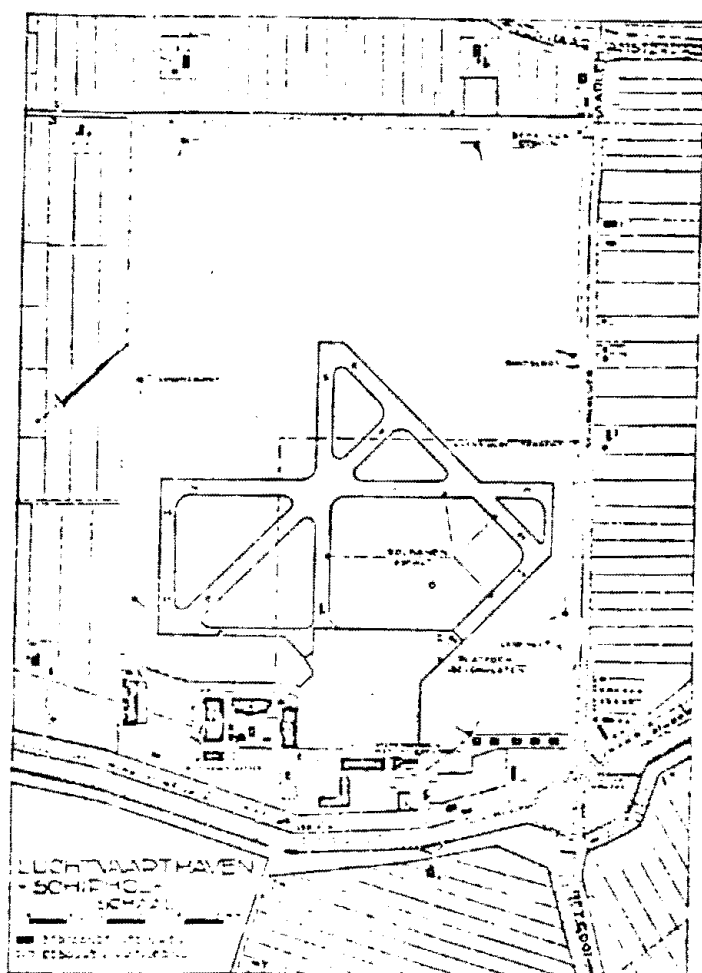


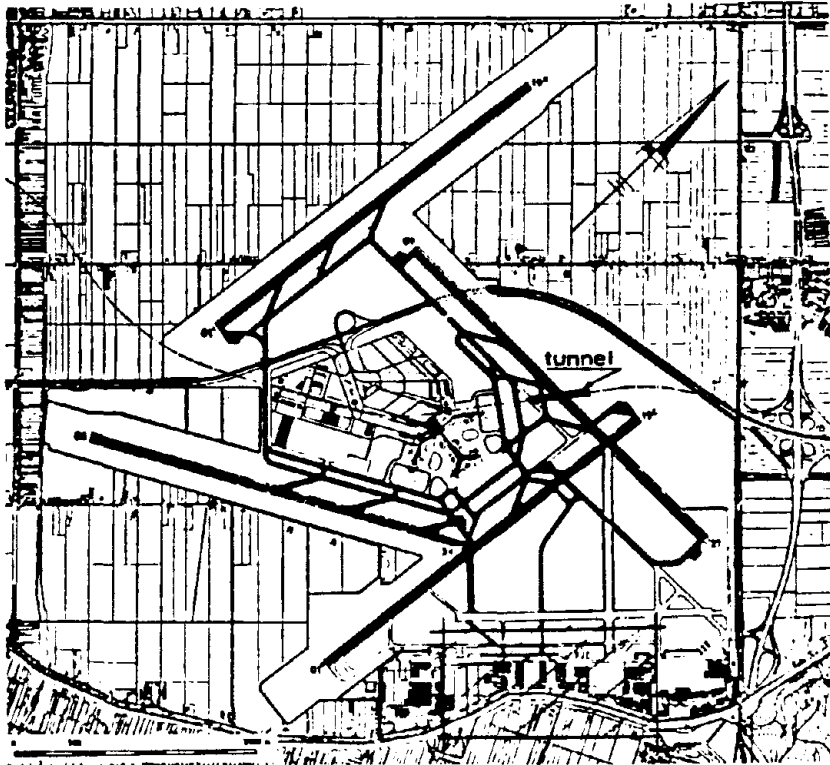
fig 4.1 Schiphol 1939.

Op 1 januari 1950 werd de afdeling Luchthaven Schiphol van de dienst Gemeente-Handelsinrichtingen een afzonderlijke dienst van de Gemeente Amsterdam. Deze omvorming was een deel van het plan tot oprichting van een naamloze vennootschap tot exploitatie van de luchthaven Schiphol. Dit kreeg in 1958 zijn beslag, en de aandeelhouders werden: het Rijk 80%, de gemeente Amsterdam 15%, en de gemeente Rotterdam 5% .

In 1952 en 1958 werden respectievelijk de hangars 9 en 10 gebouwd en op 15 januari 1963 werd begonnen met het eerste grondwerk voor de bouw van een nieuw Schiphol. In 1967 werd het nieuwe verkeersarsenaal in gebruik genomen en in 1968 was het tangentiële banenstelsel gereed.

Aangezien de K.L.M. gebruik ging maken van wide body's werden later nog hangar 11 en 12 gebouwd.

Thans kan de luchthaven Schiphol verdeeld worden in drie gedeelten t.w.: Het verkeersarsenaal, het technischarsenaal en het banenstelsel. Van deze drie gedeelten heeft het verkeersarsenaal voldoende capaciteit, terwijl ook het banenstelsel geen problemen heeft, mits de banen van het oude Schiphol in tact blijven. De



het technisch arsenaal

fig 4.2 Het moderne Schiphol.

technische arsenalen zijn echter aan uitbreiding toe, hetgeen bij het nader bepalen van een geschikte bouwplaats voor de Martin Air hangar zal blijken.

De toekomst van Schiphol zal sterk afhangen van de discussies over een tweede nationale luchthaven. Deze discussies zijn op het ogenblik nog in volle gang en uit rapporten van de Rijksluchvaartdienst kan worden opgemaakt dat wanneer er een tweede nationale luchthaven komt, de beide luchthavens eenzelfde functie moeten gaan vervullen.

4.2 Situatie keuze.

De situatie bij het technisch arsenaal van Schiphol, wordt gekenmerkt door een groot gebrek aan ruimte. Het technisch arsenaal ligt namelijk ingesloten tussen de landingsbanen, de Fokker fabriek, het verkeersarsenaal en de ringvaart van de Haarlemmermeer polder. Hierdoor is uitbreiding van het technisch arsenaal bijna niet mogelijk. Er bestaan wel plannen voor eventuele verlegging van de ringvaart, zodat het technisch arsenaal toch kan worden uitgebreid. Deze plannen verkeren nog in een vroeg stadium en het al dan niet door laten gaan van zo'n plan zal sterk afhangen van een eventuele tweede nationale luchthaven. Bovendien zal, indien de ringvaart verplaatst wordt, het nog geruime tijd duren voordat het terrein operationeel wordt.

Bij de keuze voor een geschikte bouwplaats voor de Martinair hangar zal men zich moeten beperken tot de mogelijkheden die er op het huidige technisch arsenaal (fig. 4.3) geboden worden.

Zodoende komen er de volgende vier plaatsen in aanmerking:

- I. Het platform van hangar 11 en 12.
- II. Het terrein tussen het technisch arsenaal midden en het technisch arsenaal zuid I.
- III. Het terrein waar nu hangar 9 staat.
- IV. Het terrein aan de noordelijke zijde van het technisch arsenaal.

Variant I.

Het platform bij een hangar dient onder andere voor het laten proef draaien van de motoren na een onderhoudsbeurt. Bij elke twee hangarplaatsen moet er een opstel mogelijkheid op het platform zijn.

De hangars 11 en 12 zijn de enige hangars op Schiphol die groot genoeg zijn voor onderhoud aan de wide body toestellen, zoals de DC 10 en de BOEING 747. Aangezien Hangar 11 plaats biedt aan 5 en hangar 12 aan 2 vliegtuigen, heeft het platform een capaciteit van vier opstel mogelijkheden. Door de bouw van de hangar op dit platform is er weliswaar geen uitbreiding van het platform nodig, maar wordt in feite de opstel mogelijkheden beperkt tot drie. Dit nadeel en het feit dat, tijdens de bouw, het gebruik van hangar 11 en 12 aanzienlijk wordt belemmerd leidt er toe dat deze variant niet verder beschouwd zal worden.

Variant II.

Het terrein tussen het technisch arsenaal midden en het technisch arsenaal zuid I is het uitloop gebied van landingsbaan 14/32. De hoogtelijnen liggen hier op 0m, hetgeen inhoudt dat hier niet gebouwd mag worden. Derhalve komt dit gebied te vervallen. De hoogte lijnen zijn te zien in fig 4.3 en 4.4.

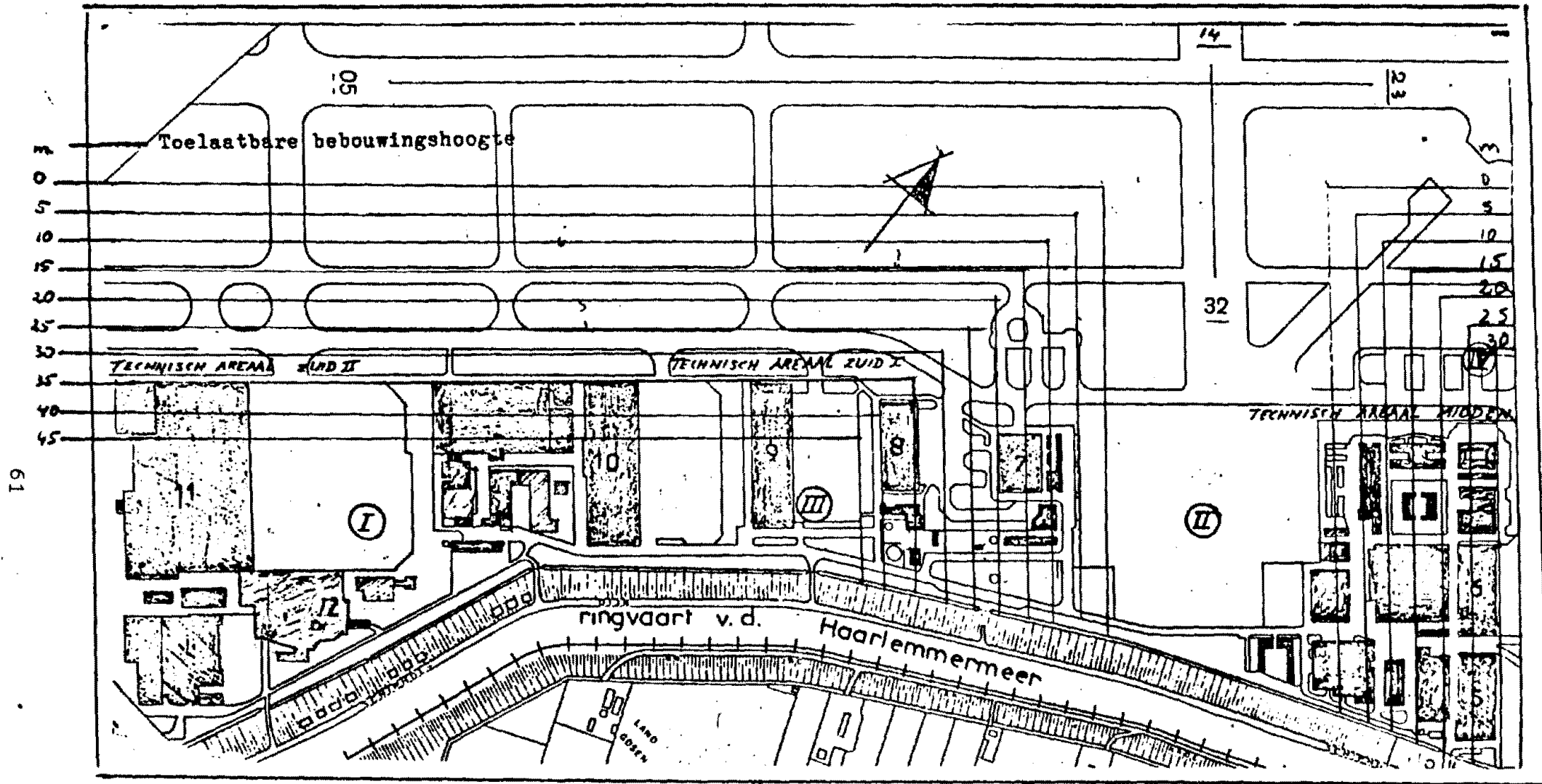
Variant III.

Gezien de nadelen, die beide voorgaande varianten met zich meebrengen, is er een andere oplossing gezocht. Het afbreken van hangar 9 dient zich aan als goed alternatief. Deze hangar doet al geen dienst mee ten behoeve van het onderhoud aan de K.L.M. vloot, en gedeeltelijk heeft de K.L.M. hangar 9 verhuurt aan particulieren voor de stalling van sportvliegtuigjes. Tijdens gesprekken met de planologische dienst van Schiphol bleek ook, dat zij dit als oplossing zagen voor het nijpende plaatsgebrek op het terrein van het technisch arsenaal. Voor de bouw van de hangar op dit terrein moeten echter wel onderhandelingen met de K.L.M. gevoerd worden. Toch moet deze variant als zeer bruikbaar beschouwd worden.

Variant IV

Voor het terrein aan de noordzijde van het midden arsenaal, dat nog juist op de rand van het technisch arsenaal ligt, geldt een beperkte bouwhoogte. Bij nadere beschouwing blijkt dat de achterzijde van de hangar een maximale hoogte mag hebben van 16m, terwijl aan de voorzijde, de hoogte opgevoerd kan worden tot ongeveer 30 m. Dit betekent dat bij de bouw van een hangar op deze plaats het toestel slechts op één manier naar binnen getrokken kan worden. Er is echter wel een goede opstel mogelijkheid voor het proefdraaien van een vliegtuig, zodat ook deze variant zeker interessant te noemen is.

Alle varianten staan in fig. 4.3 weergegeven.



61

fig 4.3 Het technisch arsenaal op schiphol

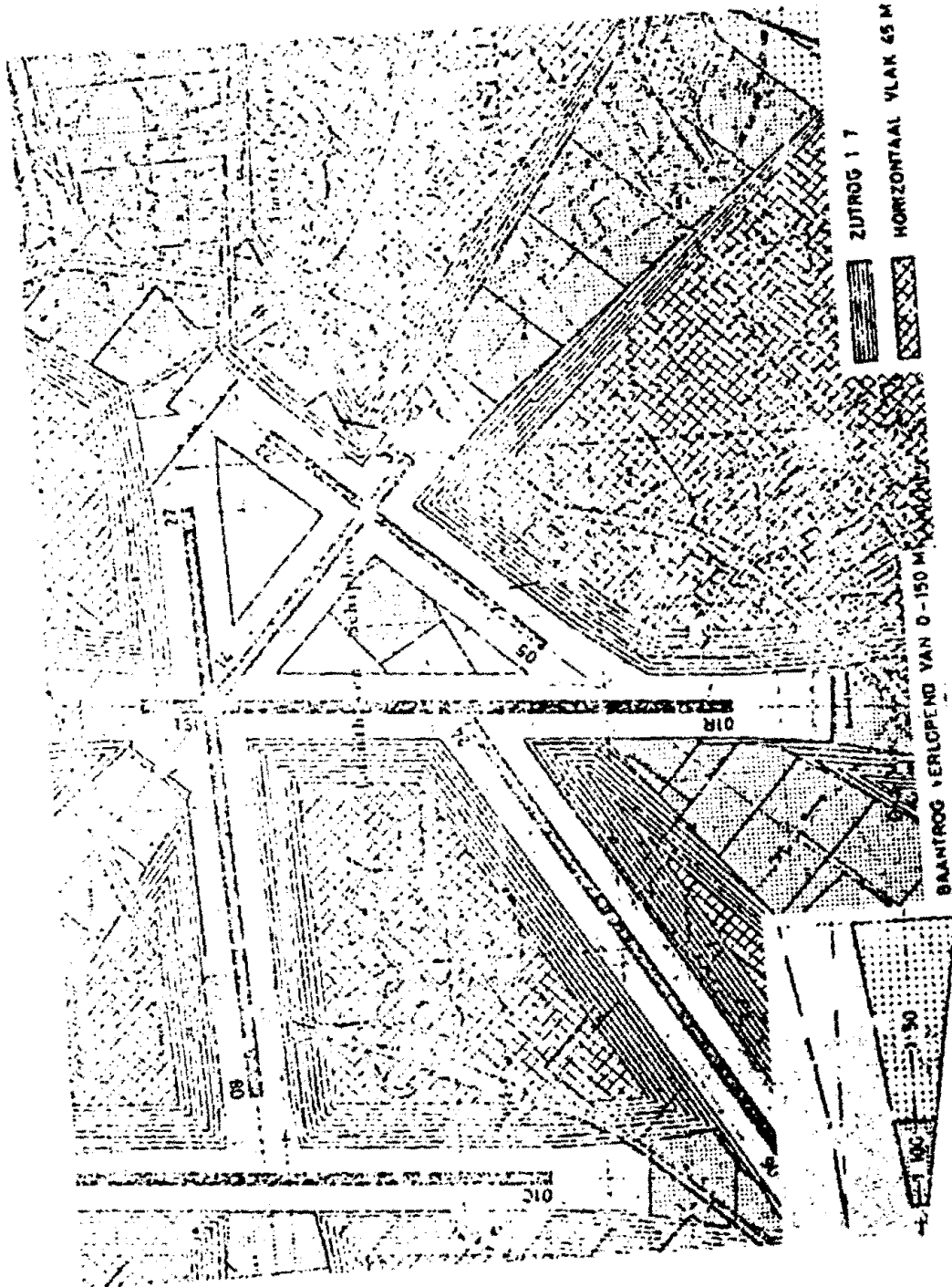


fig 4.4 De hoogtelijnen op Schiphol.

5. Het programma van eisen.

Na de voorstudie omtrent de ontwikkelingen in de burgerluchtvaart en de situering op Schiphol, zal middels een p.v.e. nader ingegaan worden op de ontwerpoverwegingen voor de te ontwerpen hangar.

Het programma van eisen omvat de volgende aspecten:

1. Aan- en afvoer van vliegtuigen.
2. Aan- en afvoer van onderdelen.
3. Aankomst en vertrek personeel.
4. Onderhoudshal.
5. Opslag materieel.
6. Werkmeester.
7. Opslag grote onderdelen.
8. Opslag smeermiddelen.
9. Voorbewerking.
10. Opslag voorbewerking.
11. Nabewerking.
12. Opslag nabewerking.
13. Runners.
14. Was- en kleedruimte onderhoudspersoneel.
15. Sanitaire voorzieningen.
16. Werkkantoren.
17. Inkoop.
18. Werkvoorbereiding.
19. Stafkantoor (engineering).
20. Computer.
21. Personeels zaken.
22. Kantine.
23. Fysische aspecten.
24. Fietsenstalling en parkeerruimte.
25. Hoogtelijnen.

Al deze aspecten hebben invloed op het ontwerp en zullen nader worden beschouwd. De hangar bestaat uit een onderhoudshal, en enkele kantoren. In fig. 5.1 is het bedrijfsschema van de werkzaamheden in de onderhoudshal weergegeven.

5.1. Aan- en afvoer van het vliegtuig.

Het aan- en afvoeren van het vliegtuig gebeurt met behulp van een trekker met een gewicht van 60 ton. Zoals reeds in paragraaf 3.1 beschreven is, rijdt de trekker hierbij over vaste strepen op het platform en de hangarvloer. Wanneer het vliegtuig is opgesteld en de trekker losgekoppeld, kan deze zich in principe overal in de hangar bevinden.

5.2. Aan- en afvoer van de onderdelen.

Het vervoer van onderdelen vindt plaats via de openbare weg, met behulp van vrachtauto's en bestelwagens. Door de opzet van een ruilartikelensysteem, is er een voortdurend gaan en komen van zogenaamde runners. Deze runners zorgen ervoor, dat de verschillende onderdelen en materialen op hun plaats van bestemming komen. Het vervoer speelt zich voornamelijk af tussen de verschillende hangars op Schiphol.

Voor de vrachtauto's is er een deur nodig van 4.50m hoog en 5.00m breed. De deur moet direct in verbinding staan met de openbare weg.

5.3. Aankomst en vertrek van het personeel.

De aankomst van het personeel vindt plaats via de openbare weg.

5.4. De onderhoudshal.

Met betrekking tot de onderhoudshal dienen de volgende uitgangspunten aangehouden te worden:

1. De onderhoudshal dient plaats te bieden aan een DC-10 of een Airbus 310. In de hal wordt B en C (paragraaf 3.1) onderhoud verricht.
2. Voor de gehele hal geldt een minimale hoogte van 13.00 m, met uitzondering van dat gedeelte waar de staart van het toestel komt. Hier moet een vrije hoogte van 21.30 m aangehouden worden.
3. Er moet grote aandacht besteed worden aan het voorkomen van calamiteiten. Bovendien moet er voor gezorgd worden, dat bij een onverhoopte calamiteit, de schade zowel aan de hangar als aan het materieel en toestel tot een minimum beperkt blijft. Mogelijke maatregelen hiertoe zijn het plaatsen van poeder- en schuimblussers, kisten met bluszand en het aanbrengen van sprinklerinstallaties.
Speciale aandacht moet er besteed worden aan:
 - Mogelijke afvoer van brandbare stoffen.
 - Voorzieningen aan de hangardeuren om deze bij eventuele calamiteiten met de trekker te kunnen openen.
 - Het ontploffingsvrij maken van de diverse elektrische verbindingen.
 - Voldoende veilige vluchtwegen voor het personeel.

4. De vrije ruimte voor en achter het vliegtuig moet tesamen minimaal 15.00 m zijn (Deze ruimte is nodig i.v.m. het plaatsen van neus- en staartdoppen). De vrije ruimte naast het vliegtuig moet aan weerszijde minimaal 5.00 m te zijn.
5. De voornaamste transportmiddelen, die in de hal gebruikt worden, zijn:
 - Een trekker met een gewicht van 60 ton.
 - Een vorkheftruck met een gewicht van ongeveer 10 ton.
 - Vrachtauto's en ander wegtransportmaterieel.
 - Klein transportmaterieel, zoals een lorrie.
6. Er hoeven geen vloerputliften te worden aangebracht. (Een vloerputlift is een "krik", die in de vloer is in gebouwd en dient om het vliegtuig snel op te krikken).
7. Aan het dak zal worden bevestigd:
 - Verwarming en eventuele koeling.
 - De sprinklerinstallatie.
 - De kunstverlichting.
8. Energievoorzieningen.
Ten behoeve van:
 - Persluchtleidingen voor het aandrijven van gereedschap.
 - Persluchtleidingen voor het controleren van motorsystemen.
 - Electriciteitsvoorziening van 115 V., 440 Hz.
 - Electriciteitsvoorziening van 220/380 V., 50 Hz.Voorts moet er in de onderhoudshal een ketelhuis zijn met een oppervlak van ongeveer 85 m². In dit ketelhuis moeten vijf ruimten zijn, voor de transformator (10 m²), electriciteitsvoorziening voor de 400 Hz spanning, de netspanning, de hoogspanning, en de compressie. Tevens dienen in de hangar leidingkanalen te worden aangebracht.
9. Ten aanzien van geluidshinder en/of luchtverontreiniging zijn geen speciale eisen gesteld.
10. Er hoeft geen rekening gehouden te worden met eventuele uitbreidingen van de onderhoudshal.

5.5. De opslag van equipment.

Tot het arsenaal van werktuigen dat nodig is om het vliegtuig overal te bereiken, behoren: trappen, verstelbare platforms, staart-, neus- en vleugeldoppen, hoogwerkers, kriks en transportbanden. Deze hulpwerktuigen hoeven niet in een aparte ruimte te worden ondergebracht, daar deze enerzijds te groot zijn en anderzijds er voldoende ruimte in de hal is.

5.6. Werkmeester.

In de kamer van de werkmeester wordt de administratie bijgehouden van de verwisselde onderdelen. Daarnaast is hier ook een kleine bankwerkerij, en vindt hier de opslag plaats van kleine onderdelen en gereedschappen. De ruimte moet een oppervlakte hebben van ongeveer 45 m².

5.7. Opslag grote onderdelen.

De aan en afvoer van grote onderdelen gebeurt per vrachtauto. De opslag ervan is niet in deze hangar, maar elders op Schihol.

5.8. Opslag smeermiddelen.

Er dient ruimte te zijn voor de opslag van smeermiddelen. De opslag is voor nieuwe en afgewerkte olie. Aangezien er voldoende plaats in de hal is, zal er geen speciale ruimte voor gereserveerd worden. Omdat het verboden is om in de hal te roken, zullen er geen nadere eisen m.b.t. brandgevaar worden gesteld.

5.9. Voorbewerking.

De voorbewerking houdt in, dat bepaalde onderdelen, waarvan bekend is of waarvan vermoed wordt dat ze van te voren bij het binnen komend vliegtuig nodig zijn, reeds eerder bij een brengt en voorbewerkt. De voorbewerking geschiedt buiten de hangar, of bij de werkmeester. Na en voor de voorbewerking worden de onderdelen in een wagentje geladen, dat getrokken wordt door een lorrie.

5.10. Opslag voorbewerking.

Voor de opslag van voorbewerkte onderdelen is geen extra ruimte nodig.

5.11. Nabewerking.

De nabewerking houdt in, dat, wanneer een bepaald onderdeel is omgeruild, het "vuile" artikel terug gaat naar de werkmeester. Daar wordt het afgeschreven en vervolgens verstuurd naar een aparte werkplaats buiten de hangar.

5.12. Opslag nabewerking.

Voor de opslag van de "vuile" artikelen is geen extra ruimte nodig. De opslag kan geschieden bij de werkmeester.

5.13. Runners.

De runners zorgen ervoor, dat alle benodigde materialen en onderdelen op de plaats van bestemming komen. Voor deze groep is geen ruimte nodig.

5.14. Was en kleedruimten.

Ten behoeve van het onderhoudspersoneel zullen er was- en kleedruimten gemaakt moeten worden. Hiervoor moet gerekend worden op een oppervlakte van 80 m². waarvan 60 m² voor het mannelijk personeel en 20 m² voor het vrouwelijk personeel.

5.15. Sanitaire voorzieningen.

De toiletten zullen binnen een redelijke afstand van de werkplekken moeten liggen. Voor het mannelijk personeel moet op 22 m² gerekend worden en voor het vrouwelijk personeel op 9 m².

5.16. Werkkantoren.

Binnen de hangar moeten de volgende mensen hun eigen kamer hebben:

Een inspecteur.....	24 m ² .
Een hoofd productie.....	24 m ² .
Een hoofd speciale projecten.....	24 m ² .
Een plaats vervangend hoofd.....	30 m ² .
Twee secretaresses.....(samen)	30 m ² .
Een hoofd technische dienst.....	30 m ² .
Een hoofd techniek.....	20 m ² .

Vanuit de werkkantoren wordt het onderhoud geregeld.

5.17. Inkoop.

Hier worden de benodigde onderdelen besteld. Vanaf deze plaats wordt de opdracht per telex doorgegeven aan de betreffende magazijnen op Schiphol, of aan de betreffende toeleverings bedrijven. Deze kamer krijgt een oppervlakte van 30 m².

5.18. Werkvoorbereiding.

Op de afdeling werkvoorbereiding werken 3 mensen, die nauw samenwerken met de mensen van de inkoop en het stafbureau. Het is wenselijk dat deze drie kantoren dan ook bij elkaar gegroepeerd worden. Het oppervlak van deze afdeling is 35 m².

5.19. Stafkantoor.

Het stafkantoor zal plaats moeten bieden aan de mensen van de administratie van de werkvoorbereiding en aan de staf technische dienst. Hierbij wordt gedacht aan een kamerkantoor met een bruto-oppervlakte van ongeveer 135 m². Het personeel, dat er gehuisvest schat men op 16 personen.

5.20. Computerruimte.

Ten behoeve van de inkoop, werkvoorbereiding en het stafkantoor is er voor de administratie, registratie en bestelling van onderdelen een computer c.q. telexruimte nodig met een oppervlak van 30 m².

5.21. Personeels zaken.

Binnen het gebouw moet er een ruimte van ongeveer 20 m² zijn voor de personeels administratie. Naast dit kantoor moet een computer c.q. archief ruimte van 30 m² liggen.

5.22. Kantine.

Voor het totale personeel zal er een kantine moeten komen met een oppervlak van 45 m².

5.23. Fysische aspecten.

1) Verlichting/daglicht.

In het staf kantoor, het werkkantoor, de documentatiepost, en de ruimte voor de werkmeester, wordt een verlichtingssterkte van 800 Lux verlangd. Voor de overige ruimten is een verlichtingssterkte van 500 Lux nodig.

In de kantoren en de kantine is daglicht een onmisbare factor. In de onderhoudshal is kunstlicht onontbeerlijk, maar wordt het visuele contact met de buiten wereld verzorgd door een "vision-band".

2) Temperatuur.

In de kantoren, de kantine en de was- en kleedruimten is een temperatuur van 21 'C gewenst, terwijl in de overige ruimten met een temperatuur van 18 'C kan worden volstaan.

De luchttemperatuur in de onderhoudshal dient ongeveer 18 'C te zijn. Als de deuren open zijn geweest en er een grote hoeveelheid warmte verloren is gegaan, moet de temperatuur in de hal binnen een uur weer op 18 'C gebracht kunnen worden bij een buiten temperatuur van -10 'C. Overtollige warmte moet worden afgezogen.

3) Water.

Overtollig water in de onderhouds hal moet afgevoerd worden door een afschot van de vloer van niet meer dan 1/2 % .

5.24. Fietsenstalling en parkeerruimte.

Het totale onderhoudspersoneel in de hangar bestaat uit 30 personen. Daarnaast werken er in deze hangar nog ongeveer 30 andere personeelsleden.

Ten aanzien van het gebruikte vervoersmiddel kan worden gesteld, dat 20 % van het personeel met het openbaarvervoer komt, 30 % met de fiets of bromfiets en 50 % met een auto. Aan de hand

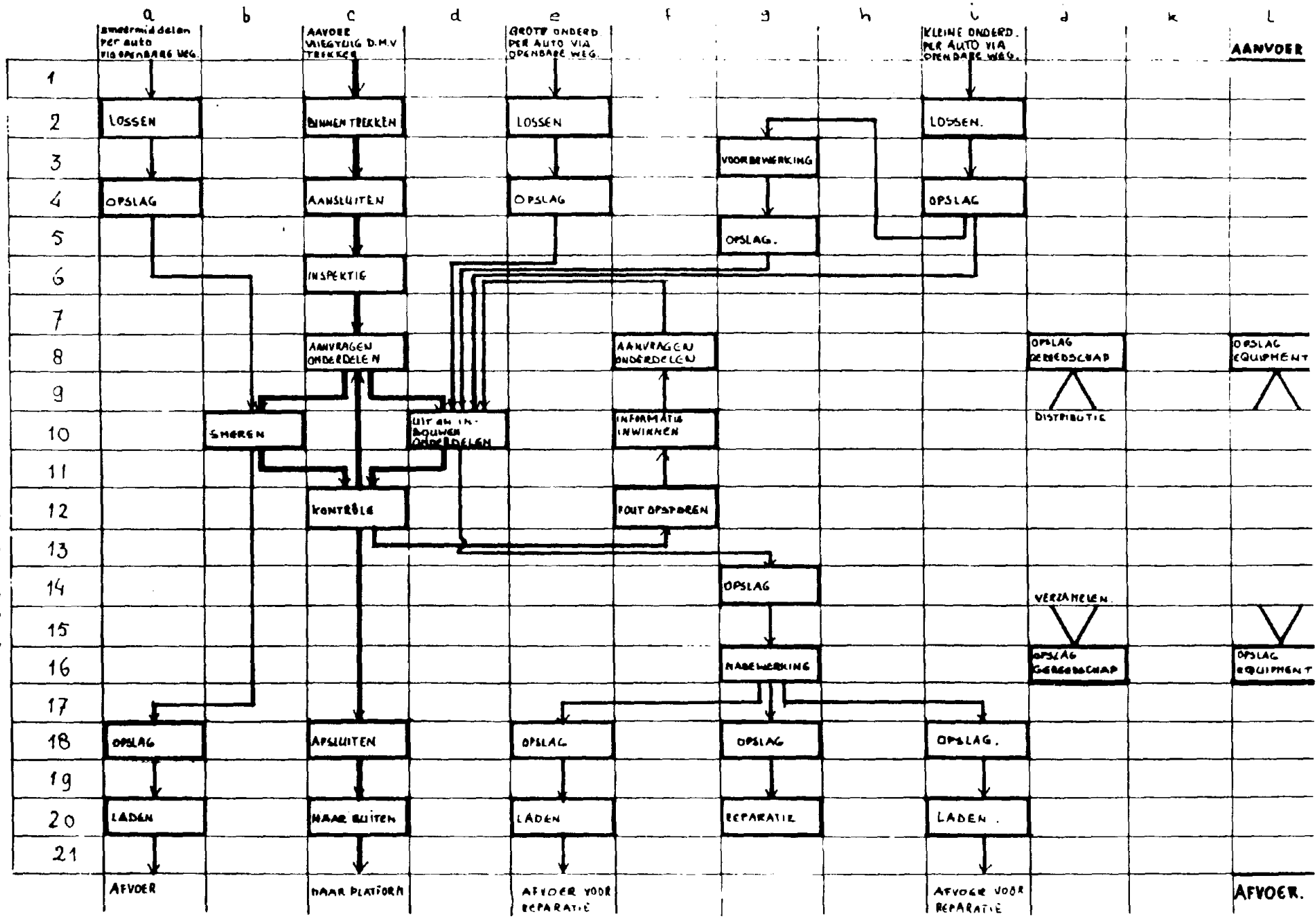
hiervan kan de behoefte aan parkeerruimte geschat worden op 30 auto's. Tevens is er een fietsenstalling voor 15 fietsen en 15 bromfietsen nodig.

5.25. Hoogte lijnen.

Bij het ontwerp moet rekening gehouden worden met eventuele beperkingen van de bouwhoogte.

BEDRIJFSSCHEMA ONDERHOUD

fig. 5.1 Het bedrijfsschema in de onderhoudshal.



6 Het ontwerp van de Martin Air hangar.

6.1 De plaatskeuze.

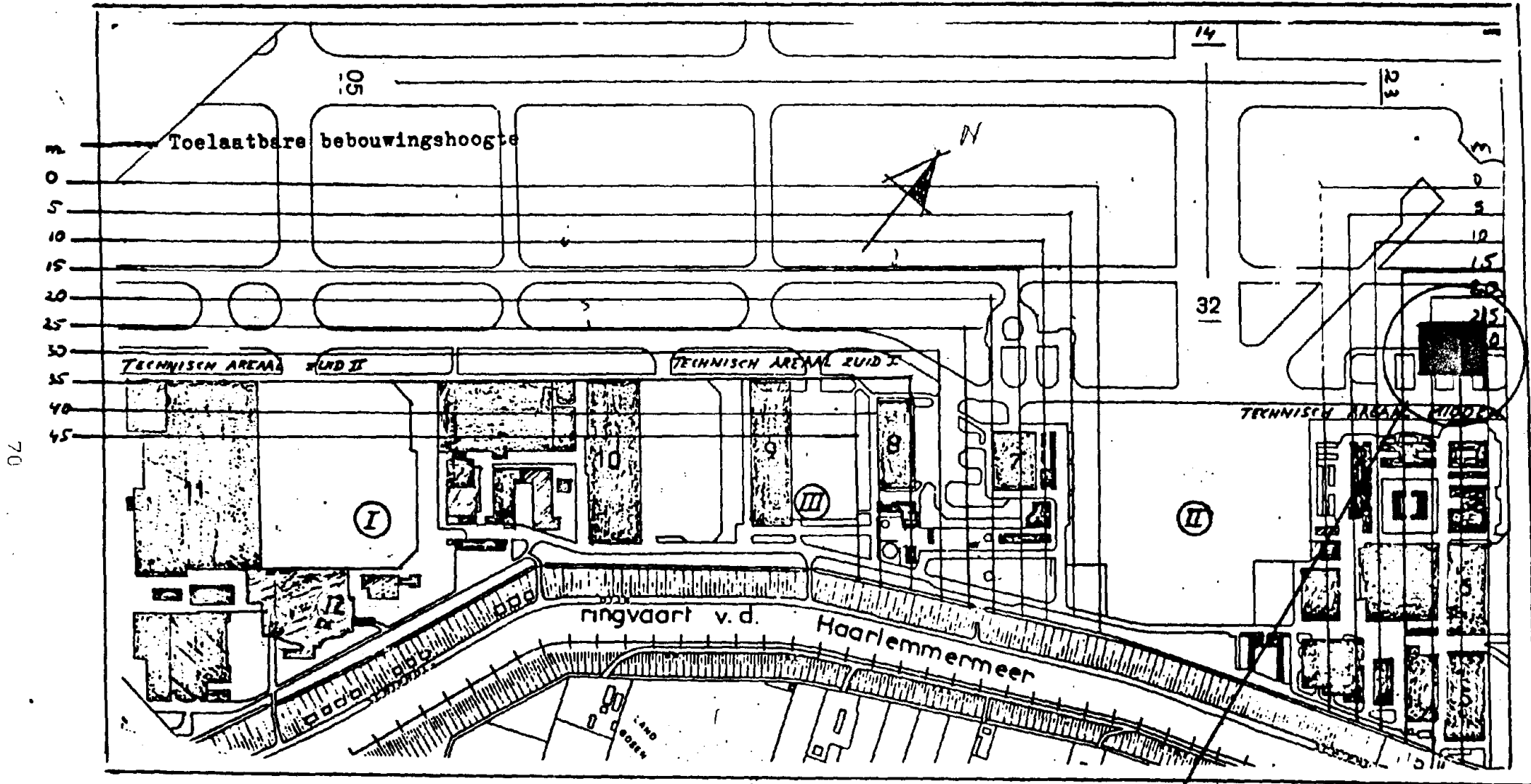
Doordat, zoals bleek uit hoofdstuk 4, de beschikbare ruimte op het technisch areaal van Schiphol zeer beperkt is, moet er goed rekening gehouden worden met het stedenbouwkundig plan van Schiphol. Door het ruimtegebrek kleeft namelijk aan iedere plaatskeuze, voor de te bouwen hangar, een bezwaar.

Er zijn twee mogelijke plaatsen waar de hangar gebouwd zou kunnen worden. (De varianten III en IV uit hoofdstuk 4 (zie figuur 6.1). Deze zullen nader bekeken worden.

De keuze van variant III houdt in dat hangar 9 moet worden afgebroken. Deze hangar is echter eigendom van de K.L.M.. Aangezien de K.L.M. in de toekomst misschien zelf wil uitbreiden is de afbraak van hangar 9 voor een Martin Air hangar, zonder dat de K.L.M. extra gebruiksrechten e.d. opeist, niet waarschijnlijk. Om aan eventuele K.L.M.-concessies te ontkomen, is besloten naar een ander alternatief te zoeken.

Samen met de bouwtechnische- en planologische dienst van Schiphol heeft Martin Air gekozen voor variant IV uit hoofdstuk 4. Om de realiteit zoveel mogelijk te benaderen is in de verdere uitwerking van het ontwerp ook uitgegaan van deze plaatskeuze. (zie fig. 6.1).

Door de plaatskeuze zijn er een aantal extra eisen waaraan het gebouw, naast het programma van eisen, moet voldoen.



70

fig 6.1 De bouwplaats aan de grens van het technisch arsenaal.

bouwplaats.

6.2 Randcondities

6.2.1 Ruimtelijke randcondities

Het te bebouwen terrein ligt op de grens van het technisch areaal van Schiphol. Aan de zuid-oost zijde van dit terrein bevinden zich enkele andere (industrieele) gebouwen. Al deze gebouwen hebben maar een bouwlaag.

Het terrein is goed bereikbaar voor vliegtuigen en een opstelplatform aan de noord-oost zijde van het terrein is goed realiseerbaar. Bezoekers en personeel kunnen via de Behoudenvaartweg het nieuwe gebouw bereiken en op het terrein is voldoende ruimte aanwezig voor parkeergelegenheden en een fietsenstalling.

De rooilijnen liggen aan de noord-oost zijde op 26 m van de perceelgrens en aan de zuid-oost zijde op 5 m uit de as van de Behoudenvaartweg. (zie fig 6.3).

De hoogte van het gebouw is afhankelijk van de hoogtelijnen die voor het terrein gelden. Het zal niet mogelijk zijn de onderhoudshal met één hoogte te realiseren. Wanneer wordt uitgegaan van de bestaande rooilijn dan zal de maximale bebouwingshoogte 31.30 m zijn. Als de onderhoudshal 75 m lang is, dan zal het laagste punt op 16.90 m liggen. (zie fig 6.2 en fig. 6.3).

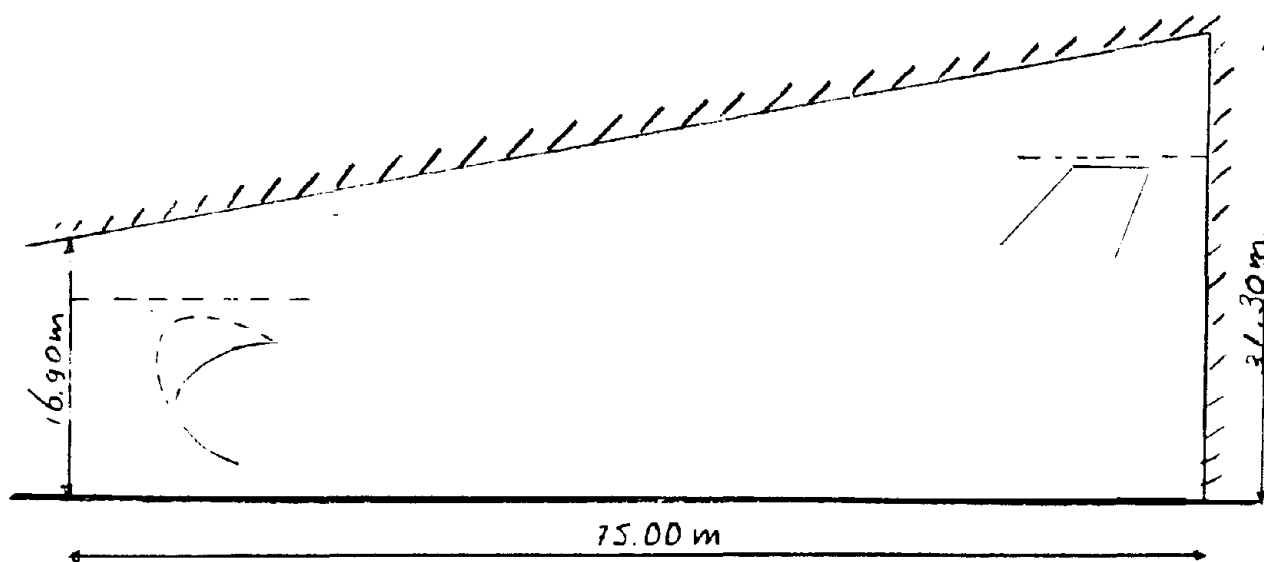


fig 6.2 De maximale uitwendige hoogte van de hangar.

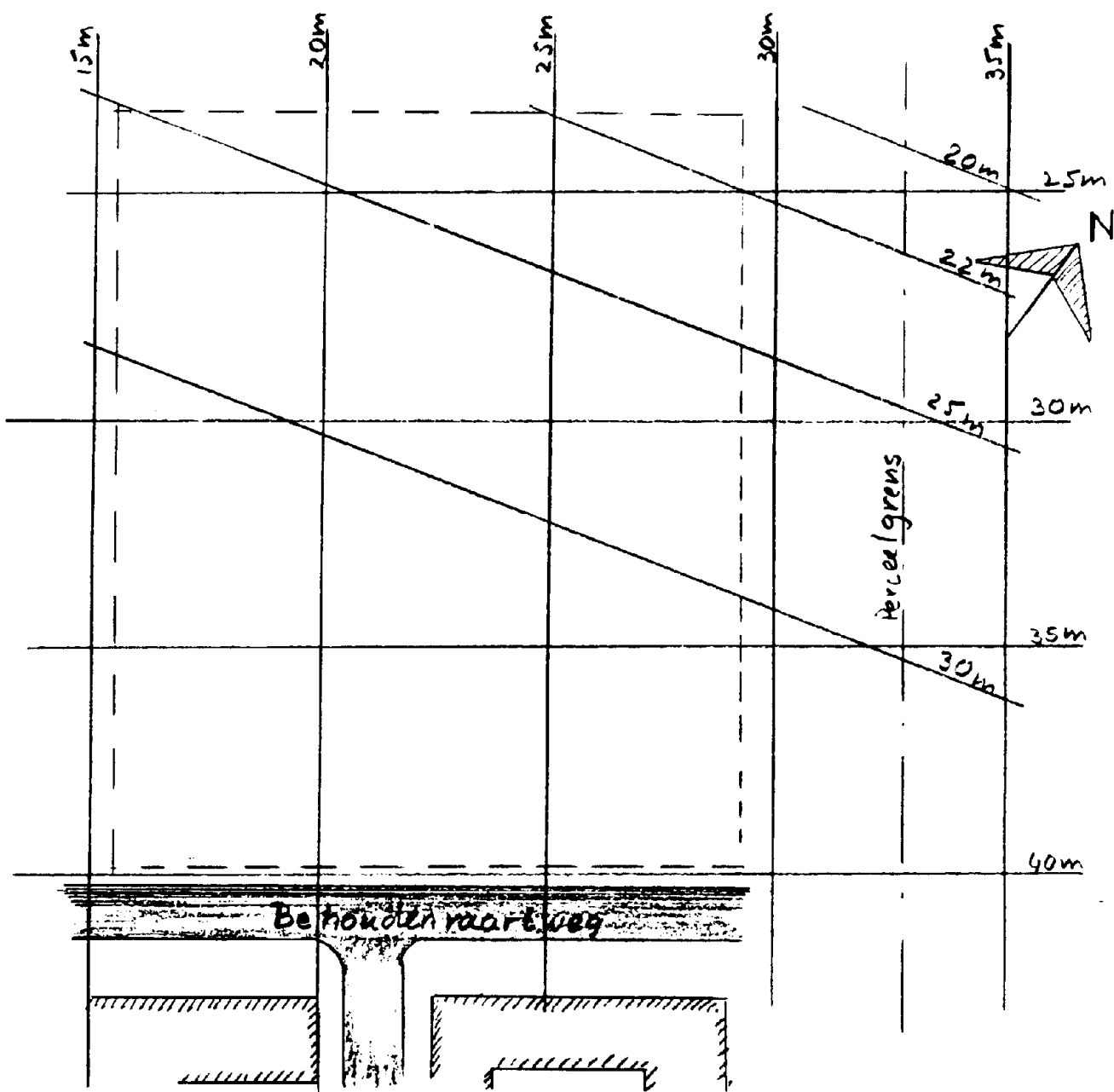


fig 6.3 Het te bebouwen terrein met rooi- en hoogtelijnen.

Aangezien in het programma van eisen een minimale inwendige hoogte van 21.30 m bij de staart van het vliegtuig gevraagd wordt, zal de deuropening t.g.v. de beperkte bouwhoogte aan de Noord-Oost zijde gesitueerd moeten worden. Zoals blijkt uit hoofdstuk 3 is het, in verband met de stalling van meerdere kleinere toestellen in de hangar, wenselijk de hal één inwendige hoogte te geven. Aan deze wens kan niet worden voldaan. Door het dak met de hoogtelijnen "mee te laten lopen", kan, als compensatie, wel zoveel mogelijk vrije hoogte verkregen worden. Dit houdt in dat er voor meerdere kleinere vliegtuigen toch verschillende opstel mogelijkheden zijn.

6.2.2 Architectonische randcondities

Variant IV brengt, naast een beperkte hoogte, tevens met zich mee dat de hangar niet alleen voor het verkeer op de Oost-dijk en het lokale (Schiphol)-verkeer te zien zal zijn, doch ook voor het verkeer van de autosnelweg Haarlem-Utrecht (de A-9).

Gezien het brede publiek zal het gebouw representatief moeten zijn voor Martin Air. Dit betekent dat er aandacht geschonken moet worden aan de architectonische vormgeving. Het is derhalve verantwoord hiervoor extra kosten te maken. M.a.w. voor een representatief gebouw zijn extra kosten geaccepteerd.

6.2.3 Technische randcondities

Naast de ruimtelijke en architectonische randcondities zijn er ook een aantal technische randvoorwaarden. De technische eisen liggen voornamelijk op het gebied van de fundering, de constructie van de hal en de deuren.

De fundering

In figuur 6.4 zijn de resultaten van de grondboringen en de sondeerwaarden van het terrein weergegeven. Door de waterstand van -1.30m beneden het maaiveld zal het waarschijnlijk niet nodig het terrein te bemalen.

De bebouwing aan de zuid-oost zijde van het terrein is vrij nieuw en er zijn geen aanwijzingen dat er niet geheid mag worden. De fundering zal naar verwachting dan ook geen grote problemen geven.

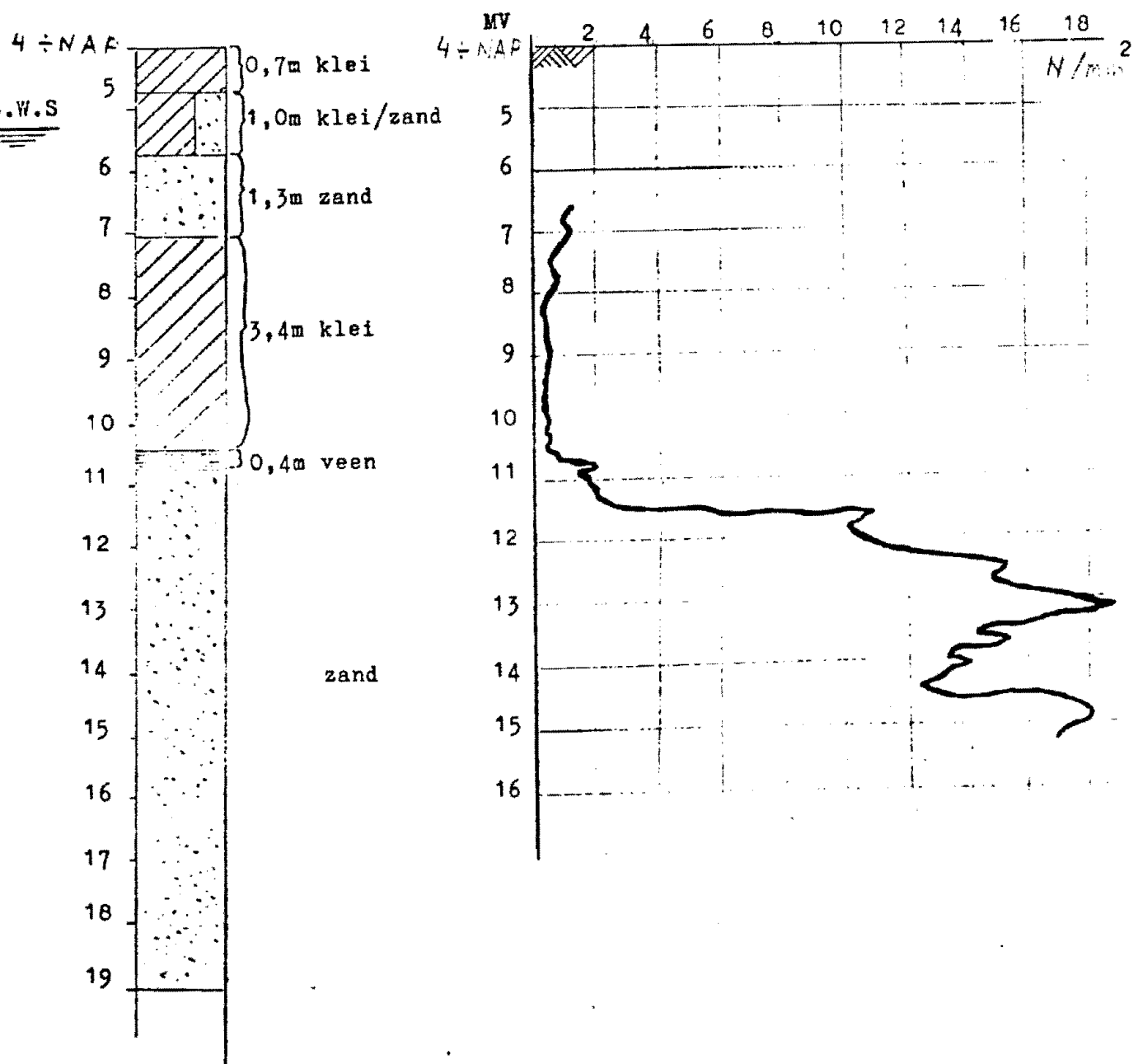


fig 6.4 de grondboringen en de sondeerwaarden.

De constructie

Uit de voorstudie met betrekking tot de toegepaste draagconstructies, blijkt dat het overgrote deel van de hangars is uitgevoerd in staal. Tevens blijkt dat, bij gebruik van een betonnen constructie, er nogal wat ruimte nodig is om de krachten naar de fundering af te voeren. Aangezien er ten gevolge van de ruimtelijke randvoorwaarden vrijwel geen ruimte beschikbaar is, zal het erg moeilijk zijn een hangar met een betonnen draagconstructie te realiseren.

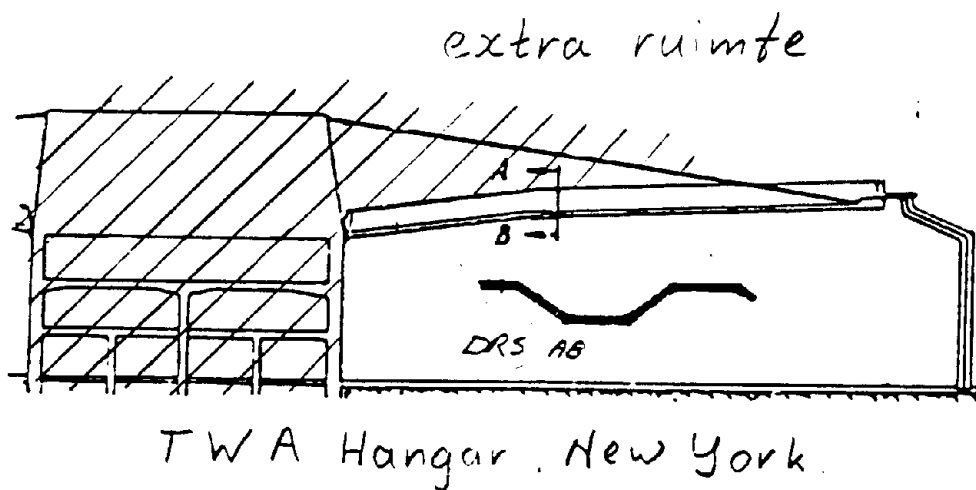


fig 6.5 De betonnen draagconstructie vraagt extra ruimte.

De draagconstructie van de hal zal derhalve in staal worden uitgevoerd.

In hoofdstuk 3 zijn verschillende constructietypen geklassificeerd. Door de breedte/diepte verhouding van de te ontwerpen hal, zal het constructiesysteem van de primaire en secundaire liggers (hoofdstuk 3.2.2.2) niet tot een economische oplossing leiden. Tevens blijkt uit de voorstudie, dat door gebrek aan constructiehoogte, er slechts twee typen constructies toegepast kunnen worden.

Het betreft hier de vakwerkroosters (hoofdstuk 3.2.2.3) en de balk-kolom constructies (hoofdstuk 3.2.2.1), met plaatliggers als "balk". Voor beide draagsystemen geldt een constructiehoogte van ongeveer $1/20 \sim 1/30 \times$ de overspanning.

De deuren

In hoofdstuk 3 zijn er verschillende typen deuren vermeld. (de om de hoek schuivende deuren, de vouwdeuren en de schuifdeuren). Gezien de grootte van de deuropening kunnen hier alleen schuifdeuren worden toegepast.

6.3 Ontwerpoverwegingen/situering ruimten

De afmetingen van de onderhoudshal komen direct voort uit het programma van eisen (hoofdstuk 5). Omdat de hal geschikt moet zijn voor de stalling van een DC 10, die een lengte heeft van 55.50 m en een breedte heeft van 47.00 m, zal de hal 70 m diep en 62 m breed moeten zijn. De uitwendige hoogte van de hal en de orientatie van de deuren liggen vast en zijn een gevolg van de ruimtelijke randcondities.

Allereerst is de situering van het kantoorgedeelte binnen het gebouw nader bekeken.

Het kantoorgedeelte (dat volgt uit het programma van eisen), kan namelijk in de onderhoudshal gesitueerd worden, maar ook tegen de hal aan geplaatst worden. (fig 6.6).

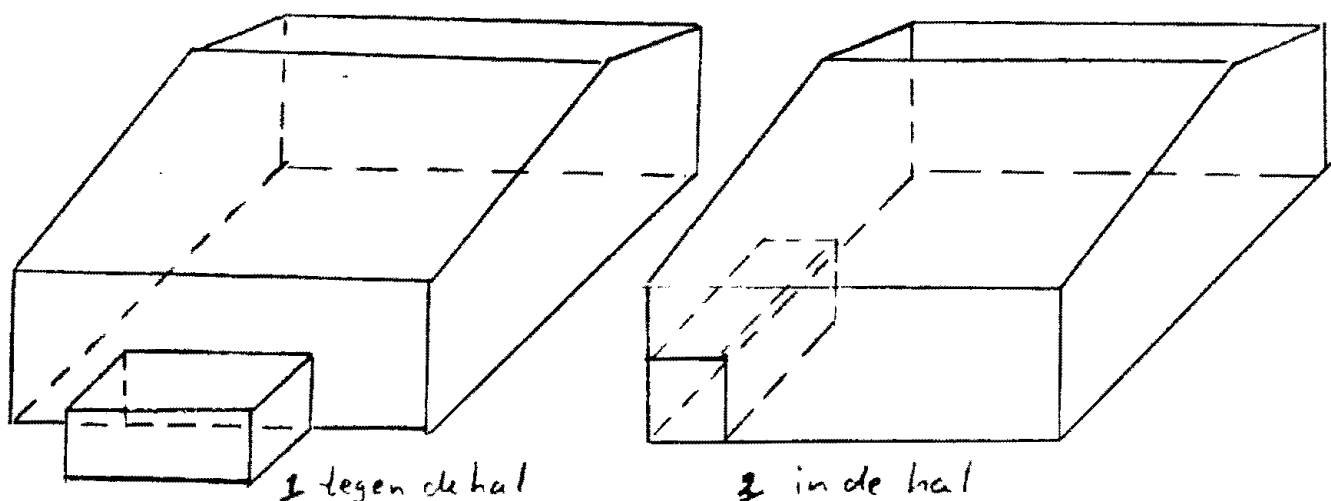


fig 6.6 de plaatsing van het kantoor

Bij de keuze voor een van beide oplossingen spelen de volgende overwegingen een rol:

- In geval van brand of explosie is de kans groot dat, naast het toestel, ook het kantoor verloren gaat, wanneer dit in de onderhoudshal ligt.
- Raakt bij een calamiteit het dak van de hal beschadigd, dan heeft dit gevolgen voor de hal plus zijn inhoud.
- De verzekeringspremie zal bij plaatsing in de hal hoger zijn.
- Wanneer het kantoorcomplex tegen de hal geplaatst wordt, zal er extra dak- en geveloppervlak nodig zijn.
- Bij plaatsing in de hal zullen de verwarmingskosten hoger zijn, omdat het gedeelte boven het kantoor toch verwarmd wordt.

Na deze overwegingen, en omdat zowel de onderhoudshal als ook het kantoorcomplex een eigen functie hebben, met een eigen schaal en maat, is besloten het kantoorgedeelte tegen de onderhoudshal te plaatsen. De hal en het kantoorcomplex krijgen hierdoor, hoewel het één gebouw is, ieder een eigen identiteit. Tevens wordt op deze manier vermeden dat er een "doos" ontstaat, zonder duidelijke kenmerken voor de plaats van de verschillende werkzaamheden.

Doordat het gebouw door deze beslissing in twee delen wordt gesplitst zal het kantoorgedeelte en de onderhoudshal bij de verdere ontwerpoverwegingen separaat behandeld worden.

6.3.1 Het kantoorgedeelte

Bij het kantoorgedeelte is in eerste instantie gekeken of alle ruimten op de begane grond geplaatst konden worden. Dit bleek echter geen goede oplossing omdat de loopafstanden erg groot worden, waardoor veel oppervlak voor de gangen nodig is. Tevens ontstaat een enorm maatverschil tussen de onderhoudshal en het kantoorcomplex. Zodoende is besloten de kantoorruimten over drie verdiepingen te verdelen. Hierdoor is het mogelijk het oppervlak van de gangen tot een minimum te beperken en zal, door de grotere hoogte, het kantoorgedeelte beter aansluiten op de hal. Toch zijn de maatverschillen tussen de hal en het kantoorcomplex nog erg groot. Daarom is gezocht naar schaalvergroterende danwel schaalverkleinende maatregelen. Deze zijn:

- Een verkleining van de kopgevel van de hal.

In het uiteindelijk ontwerp is de hal ter plaatse van het

kantoor "afgeknot", hetgeen een maatverkleining inhoudt.

- Een schaalvergroting van het kantoorgedeelte.

Om een schaalvergroting van het kantoorcomplex te verkrijgen is bij de materialisatie van de gevelvlakken gebruik gemaakt van vliesgevels. Door het toepassen van vliesgevels wordt het gebouwdeel één "blok", met dezelfde schaal als de onderhoudshal.

- Een schaalverkleining van de hal.

In de zijgevels van de onderhoudshal worden een aantal plastische elementen geplaatst, die schaalverkleinend werken op de hal.

Bij de verdeling van de ruimten in het kantoorgedeelte moet rekening gehouden worden met de functie van de verschillende ruimten.

De kleedruimten en de ruimte van de werkmeester moeten in directe verbinding staan met de onderhoudshal en zijn dus op de begane grond gesitueerd. Omdat in de hal met een 5-ploegen dienst 24-uur per dag wordt gewerkt, is het wenselijk ook de kantine op de begane grond te plaatsen. In dit geval is 's nachts de kantine goed bereikbaar en hoeft slechts de begane grond verwarmd te zijn. Aangezien de activiteiten van personeelszaken geen aanleiding geven tot grote verkeersstromen tussen dit kantoor en de andere kantoren is ook deze ruimte op de begane grond gesitueerd. De rest van de kantoorruimten zijn verdeeld over de eerste en tweede verdieping, zodanig dat de loopafstanden kort zijn.

De trap en de toiletten zijn in het midden gesitueerd, waardoor ook op deze manier de loopafstanden worden kortgehouden.

Alle kantoorruimten zijn aan de gevelzijde geplaatst, zodat het daglicht vrij kan toetreden. De gang en de toiletten zijn binnenin geplaatst, daar hier het toetreden van daglicht geen noodzaak is.

Door de binnenwand tussen de hal en het kantoorcomplex in glas uit te voeren wordt het gebouw ook binnen een eenheid: Het vliegtuig en de werkzaamheden in de hal zijn zichtbaar voor bezoekers en personeel.

6.3.2 De onderhoudshal

In het programma van eisen (hoofdstuk 5) staat dat er in de hal een ketelhuis moet liggen met daarin verschillende voorzieningsruimten.

Het is verstandig het ketelhuis dicht bij het kantoorcomplex te situeren, zodat geen lange verwarmingsbuizen van en naar dit deel van het gebouw nodig zijn.

Het ketelhuis is in de hoek van de hal geplaatst, hetgeen geen problemen levert gezien het relatief kleine oppervlak van deze ruimte.

Uit de technische randcondities blijkt dat alleen schuifdeuren kunnen worden toegepast. Hierdoor is het noodzakelijk een of twee deurkassen buiten het gebouw te plaatsen.

Doordat het gebouw ongeveer 62 m breed is en de deurkassen niet te groot moeten worden is besloten om vier deuren van ± 16 m toe te passen. Omwille van de symmetrie is besloten, aan elke zijde van het gebouw een deurkas te plaatsen waarin, bij opening van de hal, elk twee deuren worden geschoven. Dit biedt bovendien het voordeel dat de deuren sneller open en dicht gemaakt kunnen worden. De deurkassen zijn dus ongeveer 16 m breed en 22 m hoog.

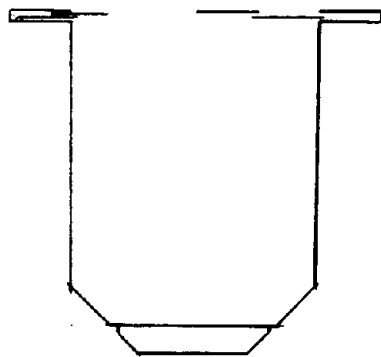


fig 6.7 Twee symmetrisch geplaatste deurkassen.

6.4 De stramienmaat

Nadat de ligging van de verschillende ruimten globaal is vastgesteld zal voor het ontwerp een stramien moeten worden gehanteerd, waarop de constructie, de inbouw, en de gevels kunnen worden geprojecteerd. Het constructiestramien (c.q. travémaat) moet passen in het afbouwstramien, omdat de kolommen e.d. niet zondermeer overal geplaatst kunnen worden.

Op basis van de ontwerpoverwegingen is het gebouw in twee delen gesplitst. Daarom zijn de beide gebouwdelen eerst apart onderzocht voor de opzet van een stramien: Het totaal verschillend karakter en gebruik van elk gebouwdeel vraagt namelijk een andere motivering en aanpak voor het opzetten van een stramienraster. Zo is bij de bepaling van de stramienmaat voor het kantoorgedeelte eerst bekeken of het raster geschikt is voor de plaatsing van de inbouw, terwijl bij de hal, waarbij het constructieve aspect een belangrijke rol speelt, in eerste instantie is gezocht naar een goede travémaat.

Alvorens enige uitspraken te doen, zullen de hal en het kantoorgedeelte nader beschouwd worden.

6.4.1 Het kantoorgedeelte

Het kantoorcomplex heeft op basis van de ontwerpoverwegingen (6.2) drie verdiepingen met in het midden de trappen en de toiletten. Aan de halzijde ligt de gang.

T.g.v. ontwerpoverwegingen zal de hal "afgeknot" worden. De afknotting is omwille van de eenheid van het gebouw ook in de plattegrond van het kantoorgedeelte doorgezet. Doordat de "afknotting" een hoek van 45° maakt (in de plattegrond), ligt het voor de hand een vierkant raster toe te passen, zodat de gevellijn door, (of evenwijdig aan), de hoekpunten van het raster kan lopen. (zie fig 6.8).

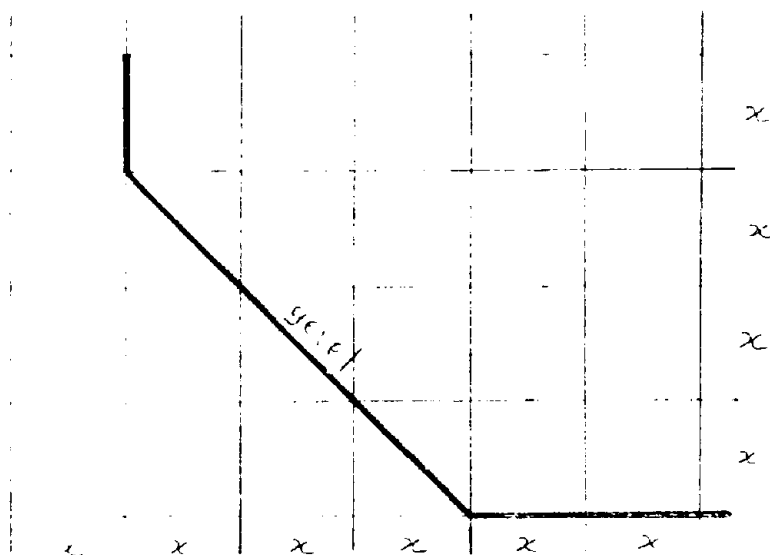


fig 6.8 De gevel in een vierkant raster.

Bij de bepaling van de stramienmaat is, omwille van de afbouwmaat, steeds gezocht naar een veelvoud van 300 mm. Voor de plaatsing van de afbouw zijn rasters van 900 x 900 mm, 1800 x 1800 mm en 2400 x 2400 mm bekeken.

Bij nadere studies bleek slechts de maat van 900 x 900 mm goed bruikbaar voor het kantoorcomplex. De veelvouden van 2.40 m leveren geen goede maten voor een kantoorruimte: éénmaal is deze maat te krap als minimum afmeting, terwijl tweemaal te ruim is. Bij de moduul van 1.80 m is dit geen probleem (2 x 1.80 m levert een goede kantoorafmeting), maar is de flexibiliteit, door het geringe aantal plaatsingsmogelijkheden van de scheidingswanden, te klein. Om deze reden is gekozen voor de kleinere stramienmaat van 900 x 900 mm.

Op basis van dit moduul is het ontwerp verder uitgewerkt, echter met dien verstande dat de constructie moet worden ingepast in de plattegrond. Omdat het oppervlak van de verschillende ruimten nogal varieert, moet de moduulmaat van de constructie zo zijn dat deze goed past in de verschillende ruimteafmetingen: Er moeten zo min mogelijk kolommen in de ruimten worden geplaatst. Een probleem bij het bepalen van de travemaat van de constructie is het gat van de trap en de afknotting aan de kopzijden van het gebouwdeel. In de paragraaf over de constructie wordt dieper op dit probleem ingegaan. Tevens worden dan de wand-kolom-aansluitingen nader onder de loep genomen.

6.4.2 De onderhoudshal

Bij de bepaling van de stramienmaat voor de onderhoudshal is in eerste instantie de constructie nader bestudeerd. Uit de voorstudie bleek dat, in verband met de beperkte hoogte, de constructie-typen met plaatliggers of een ruimtelijke vakwerk tot een economische oplossing kunnen leiden. Aangezien het afstudeer-onderzoek betrekking heeft op plaatliggers is bij de constructie van de hal ook uitgegaan van plaatliggers. De ruimtelijke vakwerken zijn niet nader onderzocht.

Uitgaande van een constructie met plaatliggers kan worden afgevraagd wat een economische travémaat voor de spanten is. Deze maat hangt af van twee aspecten t.w:

1. Een optimale plaatligger.

Dit is een ligger die zodanig gedimensioneerd is dat zowel de sterkte als de stijfheid beide maatgevend zijn bij een bepaalde overspanning en belasting: Wanneer de belasting groot is en de overspanning klein, dan zal de sterkte voor het profiel maatgevend zijn. Als de overspanning echter groot is en de belasting klein, dan zal de stijfheid van het profiel maatgevend zijn. Omdat de overspanning vast ligt kan alleen m.b.v. de travémaat de belasting worden vergroot of verkleind. De optimale ligger heeft dus een overspanning en een belasting (die door de travémaat kan worden bepaald), waarbij zowel de sterkte als de stijfheid de afmetingen van het profiel bepalen.

2. Het gebruik van zogenoemde "Long Span" staalplaten.

Bij de bepaling van de h.o.h. afstand tussen de plaatliggers blijkt de economische afstand ongeveer gelijk te zijn aan de afstand die nog net met dakplaten kan worden overspannen. Voor dergelijke dakplaten geldt simpelweg dat de meest economische overspanning gelijk is aan de grootst mogelijke overspanning. Er zijn dan, t.g.v. de grote overspanning van dergelijke platen, geen gordingen nodig.

De afstand tussen de liggers is m.b.v. deze twee overwegingen bepaald worden: Bij een travémaat van $\pm 11m$ is een optimale plaatligger mogelijk terwijl dit een nog (net) haalbare overspanning is voor de "long span" platen.

Nadat de travémaat min of meer vast ligt, kunnen ook andere ontwerpoverwegingen in beschouwing worden genomen:

In de hal moeten enkele voorzieningsruimten gesitueerd worden, terwijl ook in de gevel voorzieningen moeten worden aangebracht die als plastisch element gaan dienen. Aangezien de afmetingen van de ruimten en de plastische elementen veel kleiner zijn dan de afmetingen van de hal is, in verband met de inbouw, een grote travémaat van b.v. 3.60 m niet mogelijk. Derhalve is ook voor de hal een stramienmaat van 900 mm gehanteerd. Omwille van de "afknotting" van de hal is ook dit een vierkant raster. De constructie kan ten gevolge van het fijne stramien raster gemakkelijk worden ingepast.

De spantafstand wordt dan: $12 \times 0.9 = 10.8$ m, terwijl de plastische elementen $2 \times 0.9 = 1.80$ m breed worden.

Ook de haldeuren kunnen eenvoudig ingepast worden in het stramien van het gebouw.

De beide gebouwdelen hebben hiermede dezelfde stramienmaat van 900mm. Hierdoor zullen de aansluitproblemen tussen hal en kantoorcomplex geringer zijn.

6.5 De constructie/fundering.

In het voorgaande is de keuze voor het toepassen van een constructie met plaatliggers vastgelegd. Ook de maatvoering volgt voor een deel uit de, daar gedane, overwegingen.

Het zal duidelijk zijn dat de plaatliggers niet toegepast kunnen worden in het kantoorgebouw.

Doordat dit gedeelte geheel opzichzelf staat is besloten hier een totaal andere constructie toe te passen. Deze constructie zal in eerste instantie nader worden bekeken.

6.5.1 De constructie van het kantoorgedeelte.

Gezien het totaal eigen karakter van dit gedeelte en omwille van de brandwerendheid zal hier een betonskelet de dragende functie gaan vervullen.

Er is uitgegaan van een constructie zonder balken, dus een vlakkeplaatvloer of paddestoelvloer. Een balkenvloer geeft problemen met het leggen van leidingen en laat een flexibele plaatsing van wanden niet toe. Bovendien is een dergelijke vloer t.g.v. een moeilijker bekisting arbeidsintensiever.

Uitgaande van een vlakkeplaatvloer is naar een constructieraster gezocht. Hierbij speelden de volgende overwegingen een rol:

- Geen kolommen in de gang.

Door deze beslissing is de gang over de volle breedte te gebruiken en zal een momentenreductie in de kolommen en vloeren optreden.

- Geen kolommen aan de gevel.

Door geen kolommen tegen de gevel te plaatsen is het mogelijk (rond)leidingen van verwarming e.d. langs de gevel te leggen. Bovendien treedt een momentenreductie in de vloeren en kolommen op.

- Een goede inpassing in de plattegrond.

Er moet rekening worden gehouden met de inbouw.

Op basis van de bovenstaande overwegingen is in de lengterichting een kolomafstand van 4.50m gekozen. De kolommen staan in deze richting met het hart op de stramienlijnen. In de breedterichting staan de kolommen niet met het hart op een stramienlijn. Door de kolommen aan de halzijde 10 cm uit het hart van de stramienlijn te plaatsen, kunnen de scheidingswanden tussen de

gang en de verschillende ruimten zó gemonteerd worden dat in de gang een egale vlakke wand ontstaat. (zie fig 6.9).

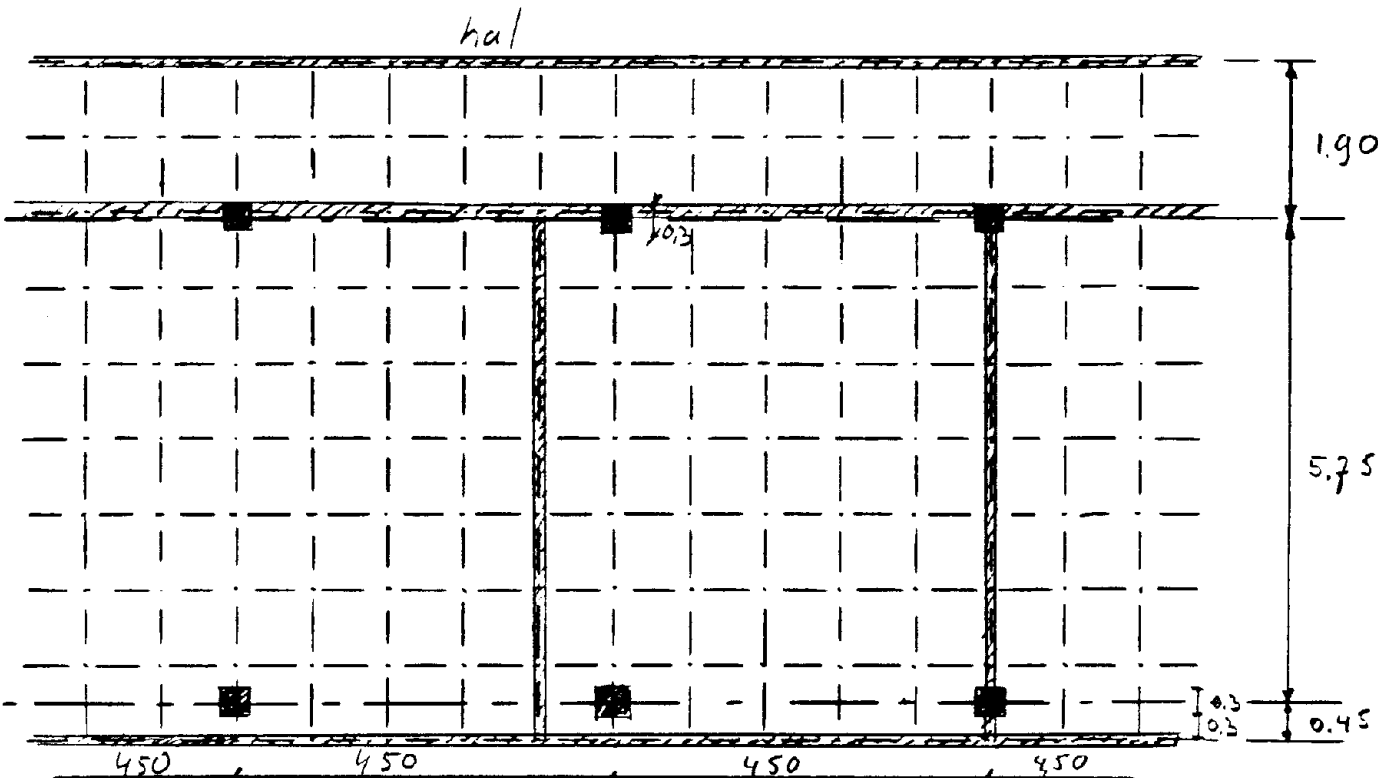


fig 6.9 de plaatsing van de kolommen in het stramien.

Een 1.90m groot overstek aan de halzijde zorgt er dus voor dat de gangen in het kantoorgedeelte dus volledig kolomvrij zijn. Ook aan de gevelzijde is een overstek gemaakt. Door de kolommen 450mm uit de gevel te zetten is er plaats voor leidingen. Voor beide overstekken geldt dat ze bijdragen aan een momentenreductie in de vloer. De overspanning van de vloeren is 5.75m (h.o.h. kolommen). De vloeren hebben aan de halzijde een overstek van 1.90m en aan de gevelzijde een overstek van 0.45m. Aan kopzijden van het kantoorgedeelte is een afwijkende travemaat (in de lengterichting) van 6.30m toegepast. De vloeren zijn hier "driehoekvormig". De constructieplattegrond is in fig 6.10 weergegeven.

Bijlage 1.1 geeft de berekeningen van de dimensionering van de kolommen en de vloeren.

De vloerdikte = 240 mm.

De kolommen = 300 x 300 mm.

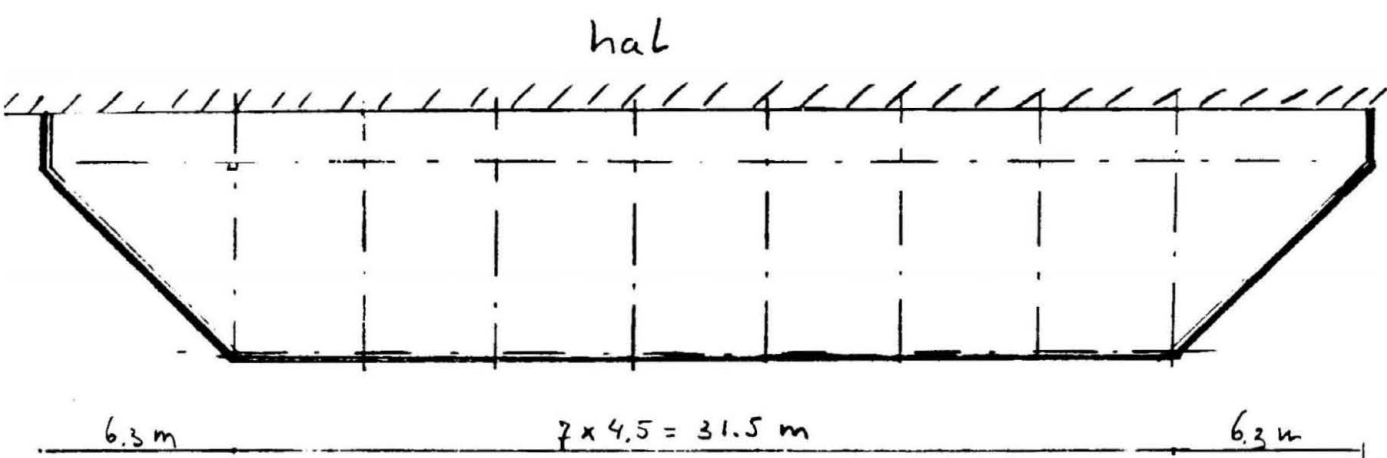


Fig 6.10 De maten van het constructieraster.

6.5.1.1 De derde verdieping

Doordat de derde verdieping een schuin dak heeft is besloten de derde verdieping van een staalconstructie te voorzien. Dit heeft tevens het voordeel dat de ondergelegen betonconstructie minder zwaar belast wordt.

De kolommen van deze staalconstructie staan op dezelfde plaats als de kolommen van het betonskelet.

De totale opbouw van het kantoor is dus een betonnen tafel met een staalconstructie voor de dakverdieping.

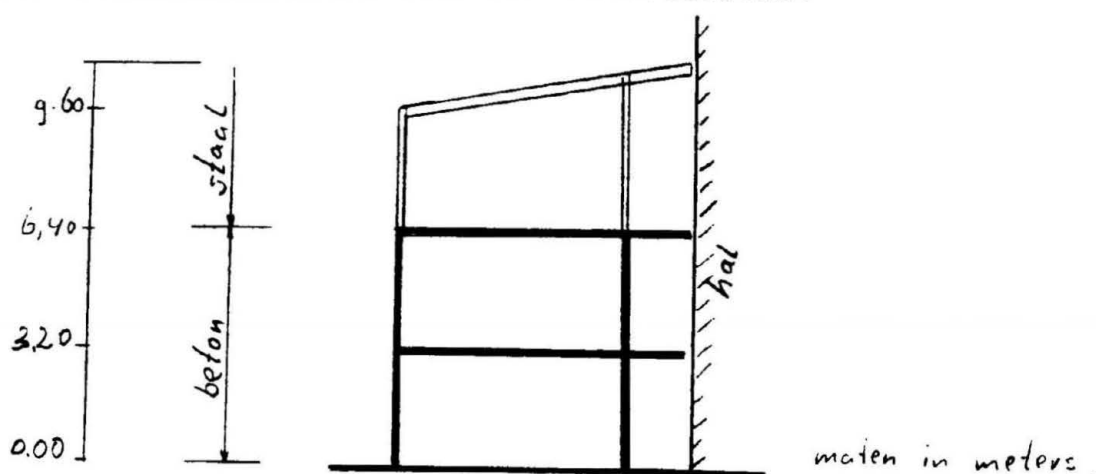


fig 6.11 Het draagsysteem van het kantoorgedeelte.

6.5.1.2 De stabiliteit van het kantoorcomplex

In het voorgaande is een keuze voor een vlakkeplaatvloer, voor de eerste en tweede verdieping, gemaakt, en in bijlage 1.1 is deze vloer gedimensioneerd. Na de dimensionering is vervolgens gekeken of met de berekende dimensies van de vloeren en de kolommen ook de stabiliteit van dit gebouwdeel gewaarborgd kan worden. In bijlage 1.2 wordt middels berekening aangetoond dat dit niet het geval is. Te zien is dat een vloer van 240 mm dik en kolommen 300mm x 300mm onvoldoende zijn om ook stabiliteit te garanderen. Doordat het moment in de kolommen ten gevolge van de wind te groot wordt, zullen de kolommen door de vloer ponsen. Om dit tegen te gaan, kunnen de volgende maatregelen genomen worden:

- Maak de kolommen groter. (b.v. 500 x 500).
Grotere kolommen "trekken meer moment aan" waardoor t.g.v. dit grotere moment de kolommen nog groter moeten worden. Hoewel dit natuurlijk een eindig proces is, zal toch het oppervlak van de kolommen in verhouding met het vloer oppervlak erg groot worden. Zie [32].
- Maak de vloer dikker.
Het verdikken van de vloer heeft als nadeel dat de normaalkracht in de kolommen groter wordt, het -geen in verband met pons onaanvaardbaar is.
- Pas kolomplaten of -koppen toe.
Het toepassen van kolomkoppen/platen is een goede oplossing voor het gecombineerde probleem van pons en stabiliteit. Omdat echter gestreefd wordt naar een eenvoudige bekisting zijn ook andere mogelijkheden bekeken.
- Het gebruik van een balkenvloer.
De toepassing van een balkenvloer is constructief gezien een goede maatregel. De bekisting zal echter duurder zijn en er zullen tevens problemen ontstaan m.b.t. leidingen.
- Maak gebruik van stabiliserende elementen.
Door het aanbrengen van een stijve kern bij de trappen/toiletten en twee schotten aan de kopzijden van het gebouwdeel, kan de stabiliteit gewaarborgd worden zonder dat er extra momenten in de vloeren en kolommen gaan ontstaan. De vloeren blijven dan 24 cm en de kolommen 30 x 30 cm.

Omdat de maatafwijking aan de kopzijden van het kantoorgedeelte

leidt tot driehoekige vloervelden zijn er bij het overstek van deze vloervelden (aan de kop van het kantoor) extra ondersteuning nodig. Door hier schotten te plaatsen wordt aan deze eis voldaan. Omdat bovendien een stijve kern bij de trap en de toiletten zeer functioneel is (in verband met de montage van de trappen en geluidabsorbtie), is het aanbrengen van stabiliserende elementen in de constructie de beste oplossing.

6.5.2 De onderhoudshal

Bij de keuze van de stramienmaat van de onderhoudshal is al gesproken over de toe te passen draagconstructie. Tevens is, op basis van constructieve aspecten, de spantafstand gesteld op 10.80 m. Het dak van de hal bestaat, zoals vermeld, uit plaatliggers met daarop "Prince long span" platen (dikte 1.5mm). Deze platen zorgen er tevens voor dat de bovenflens van de plaatligger niet zal gaan uitknikken als gevolg van de drukspanning (t.g.v. het buigend moment. (kip)). Wanneer de deuren openstaan, kan er ten gevolge van de wind ook een opwaartse belasting ontstaan. Hierdoor moeten ook de onderflenzen worden "vastgehouden". Dit gebeurt door koppelstaven (9.00m h.o.h.). Het dak is gedimensioneerd in bijlage 2.1 en 2.2. Nadat de constructie van het dak bekeken is moeten vervolgens de gevels nader beschouwd worden. In de zijgevels zijn ook de long-span-platen toegepast. Hierdoor is er geen stijl en regelwerk nodig. De platen worden rechtstreeks op de kolommen gemonteerd.

De kolommen zijn in het ontwerp aan de buitenzijde geplaatst. T.g.v. ontwerpoverwegingen is het namelijk noodzakelijk een aantal plastische elementen in de gevel te plaatsen. Door tien ruimtelijke kolommen aan de buitenzijde te plaatsen gaan deze dienen als plastische elementen. Hierdoor krijgen de kolommen een dubbelfunctie t.w. een dragende functie en een architectonische functie. In bijlage 2.3 is de langste zijgevelkolom gedimensioneerd.

Doordat de daklijn "verloopt" zullen de kolommen steeds langer moeten worden. In eerste instantie wordt gestreefd wordt naar de maximale uitwendige bebouwingshoogte. Doordat de Prince long-span-platen echter 600mm breed zijn moet, om detailleringproblemen te voorkomen, het lengteverschil van de kolommen steeds

een veelvoud van 600mm zijn. Gekozen is voor 1800 mm. Hierdoor wordt de maximale uitwendige hoogte bijna bereikt. Door de horizontale koppelingen tussen de verticale buizen ook om de 1800 mm te plaatsen, blijven de kolommen "gelijkvormig". In figuur 6.12 is een kolom weergegeven.

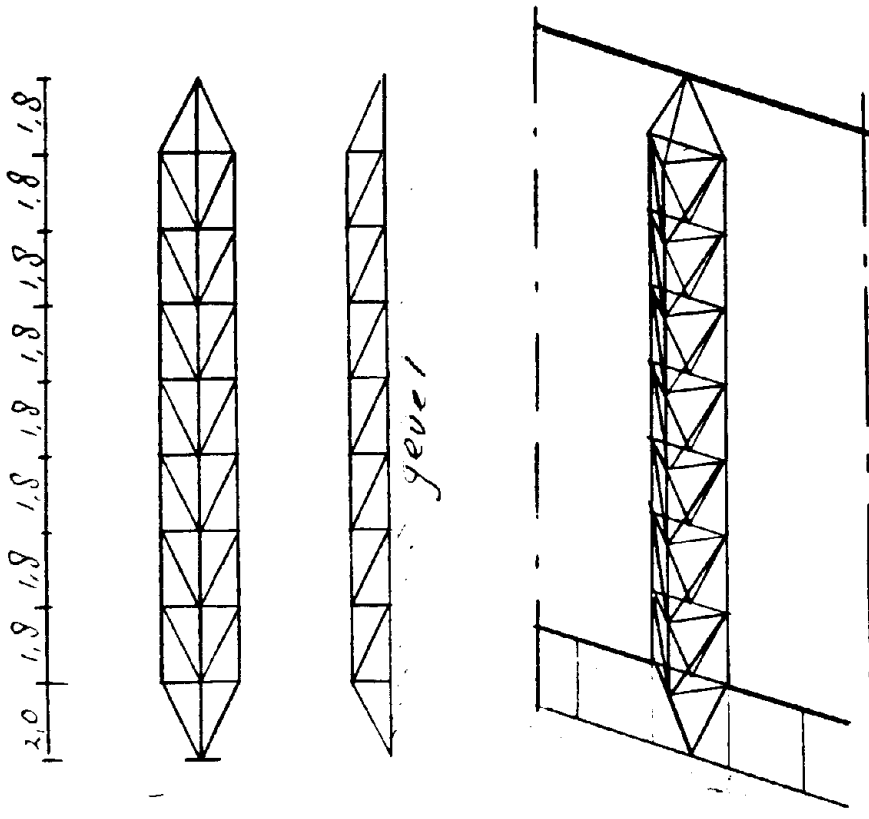


fig 6.12 een ruimtelijke zijgevelkolom.

In de kopgevel zijn de kolommen als standaard walsprofielen uitgevoerd, en deze worden 9.00m h.o.h. geplaatst. In de gevel boven het kantoor zullen ook de long span platen gemonteerd worden. Deze platen verhinderen het uitknikken van de kolommen in de zwakke richting. Ter plaatse van het kantoor, waar de platen niet worden gemonteerd, zullen koppelstaven de stabiliteit in de Y-richting van het profiel verzorgen.

De deuren worden opgebouwd uit een stalenframe met aan de buitenzijde een geïsoleerd plaatpakket. Een deur "loopt" op een achttal wielen, en aan de bovenzijde is een geleidingsmechanisme gemonteerd. De deuren zijn gedimensioneerd in bijlage 2.5.

6.5.2.1 De stabiliteit van de hal.

Doordat, zowel de zijgevels als ook het dak bekleed zijn met staalplaten, kan de stabiliteit van de hal verzekerd worden door de schijfwerking van de beplating. Alleen in de noord-west-richting van de hal moet de stabiliteit verzorgd worden door een windbok in de kopgevel, en een trekschoor in iedere deurkas. Bijlage 2.4 toont aan, dat opgrond van de rekenmethoden uit de RSPS'80, de beplating van de zijgevel en het dak de stabiliteit kunnen waarborgen. De platen moeten onderling om de 300mm h.o.h. met elkaar verboden worden, terwijl ze aan de randen op een randligger vastgezet dienen te worden.

De "visionband" zorgt ervoor dat de zijgevel-beplating niet aansluit op de fundering. Hierdoor ontstaat er een moment in de kolommen. Doordat de kolommen 1.80 m breed zijn levert dit geen problemen.

De windkrachten op de deuren worden via drukstaven boven de deuren naar het dakvlak afgevoerd.

Windbokken aan de kopse zijde van de deuren zorgen samen met de zijgevels van de hal de stabiliteit van de deurbokken.

(zie fig 6.13)

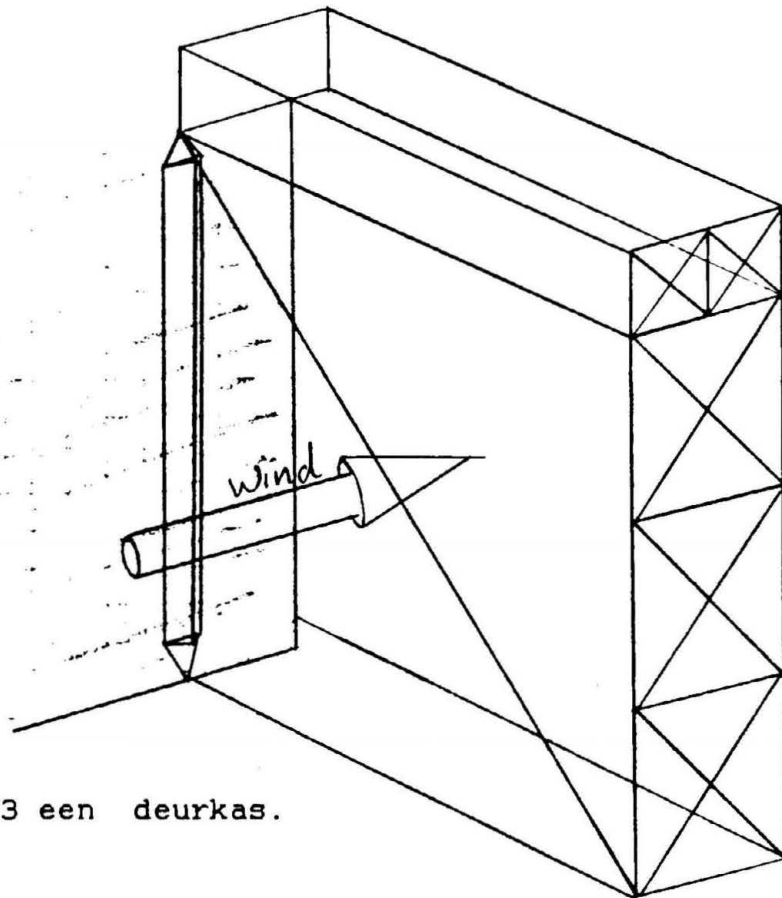


fig 6.13 een deurkas.

6.5.2 De fundering.

De fundering heeft tot taak het afdragen van de belastingen naar de grond. De belastingen zijn (bij een hangar) afkomstig van het gebouw, en van de hangarvloer. Dit houdt in dat de fundering uit twee onderdelen zal bestaan. t.w: De hangarvloer en de fundering van het gebouw. De hangarvloer zal ten gevolge van de wisselende belastingen en andere zettingen los van het gebouw worden gemaakt. Hierdoor is de vloer en op zichzelf staande constructie en heeft dus een eigen fundering. Deze fundering is op staal. In paragraaf 6.6 wordt bij de behandeling van de vloer hier dieper op ingegaan.

Doordat de omliggende bebouwing vrij nieuw is, en er geen aanwijzingen zijn dat er niet geheid mag worden, zullen voor de fundering van de rest van het gebouw heipalen worden toegepast. In figuur 6.4 is een sondering weergegeven. Te zien is dat de draagkrachtige laag, waarop de palen gefundeerd kunnen worden op ongeveer 12 m diepte ligt. Aan de hand van de, in bijlage 1 en 2 bepaalde, belastingen zijn het aantal palen onder de diverse kolommen van de hal en het kantoor berekend (zie bijlage 3). Hierbij is met een veiligheidscoëfficiënt van 2,5 gewerkt. Bij de berekening van het grensdragvermogen van de palen is uitgegaan van de $3,75 D - 1 D$ methode. Bij de berekening is getracht de gebruiksspanning van de palen zoveel mogelijk gelijk te houden om zettingsverschillen te vermijden. In bijlage 3 wordt becijferd dat zowel de zettingen van het kantoor, als ook de zettingen van de onderhoushal ongeveer 2 ~ 3 mm zijn. hierdoor is er geen delatatie voeg nodig tussen de hal en het kantoor. Het hele gebouw heeft dus één fundering.

De fundering zal worden opgebouwd uit een randbalk van 400 x 1000 mm, met onder de kolommen poeren. In de hal zullen de randbalken de vloer "opsluiten", terwijl de begane grond vloer van het kantoor zal rusten op de rand balken en de poeren.

De kopgevelkolommen zijn zeer licht belast. Hierdoor zullen deze kolommen niet op een poer, doch op de randbalk worden geplaatst.

6.6 De hangarvloer

Aan een vloerconstructie worden eisen gesteld met betrekking tot: sterkte i.v.m. breuk, stijfheid i.v.m. vermoeiing, en stabiliteit (i.v.m. spoorvorming).

De vloer is opgebouwd uit:

- De verharding.

De verharding moet een comfortabele en vlakke vloer leveren. De krachten moeten zodanig gespreid worden, dat de onder de verharding gelegen lagen niet overmatig blijvend deformeren.

- De aardebaan

De aardebaan heeft tot taak de bovenbouw te dragen en de verkeerslasten naar de ondergrond te spreiden.

- De ondergrond

De ondergrond is de fundering van de gehele vloerconstructie.

6.6.1 De verharding

Het doel van de verharding is een zodanige belastingspreiding te bewerkstelligen, dat het draagvermogen van de grond, maar ook van de verhardingsconstructie zelf niet wordt overschreden. Dit houdt in dat, ten gevolge van herhaalde belastingen, de verharding niet mag bezwijken, en dat de plastische vervormingen binnen de perken moeten blijven.

De vloerconstructie moet dus aan een groot aantal belastingsherhalingen weerstand kunnen bieden. Het aantal aslastwisselingen en belastingen bepalen de aard en de opbouw van het verhardingstype. Tevens is het draagvermogen van de ondergrond een belangrijke factor voor de keuze van de verharding.

In het algemeen zijn de volgende verhardingstype te onderscheiden:

- elementen verharding.

Deze verharding kan bestaan uit straatklinkers, betonstraatstenen en kleine betonplaten (stelconplaten) en wordt nog veel toegepast voor wegen met geringe

verkeersintensiteiten, wegen in gebieden met pas bouwrijp gemaakte grond, parkeerplaatsen en opslag/opstelruimten. Ook wordt soms om esthetische redenen gekozen voor dit type verharding. De verharding heeft een open (klinkers) of deels gesloten (stelcon-platen). Het risico van deze verharding zit in de onderlinge verplaatsing van de elementen, wat leidt tot grote onvlakheid. Deze verharding is uitermate ongeschikt als vloerconstructie van de hal.

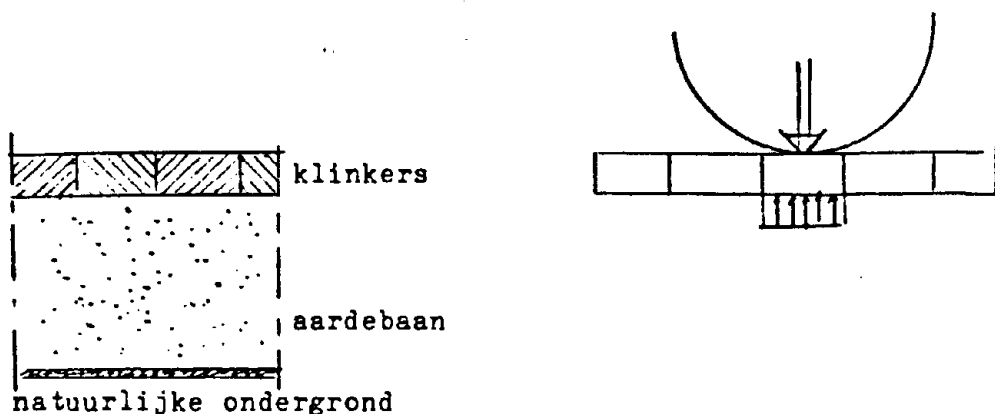


fig 6.14 elementen verharding.

- flexibele verharding.

Deze verharding bestaat in het algemeen uit een fundering met een of meer asfaltlagen en heeft een gesloten karakter. Het mechanisch gedrag wordt, behalve door de materiaaleigenschappen ook bepaald door de dikte van de verharding en het draagvermogen van de ondergrond. Een meer langdurige belasting kan bij dit type verharding tot spoorvorming en/of "kuilen" leiden. Bovendien wordt het asfalt aangetast door olie en kerosine. Gezien het veelvuldig gebruik van water in de hal en de aanwezigheid van olie en kerosine is ook deze verharding ongeschikt voor de hangarvloer.

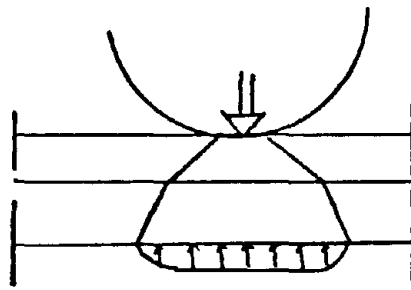
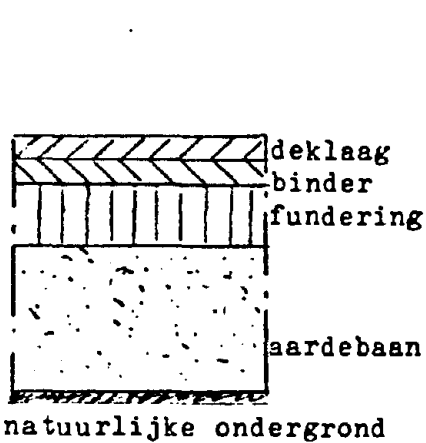


fig 6.15 flexibele verharding

- stijve of starre verharding.

Dit verhardingstype bestaat uit beton en kan ongewapend, gewapend of voorgespannen zijn. Karakteristiek voor een stijve verharding is het elastisch gedrag onder belasting en een grote spanningsreductie. Het risico van deze verharding zit vooral in de mogelijke scheurvorming. De belasting wordt door plaatwerking sterk gespreid overgedragen naar de aardebaan.

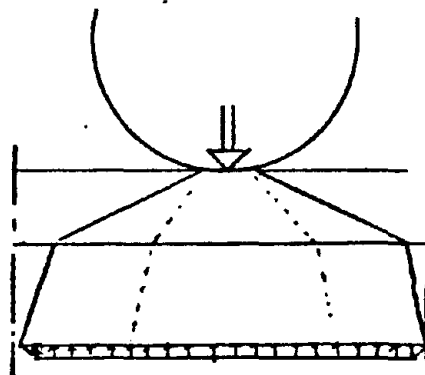
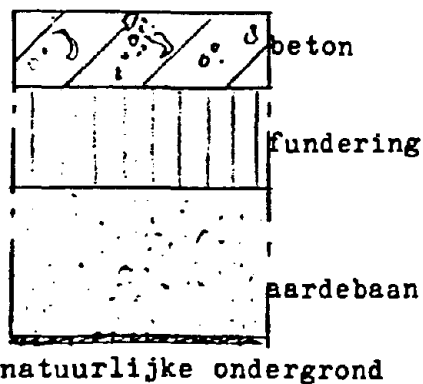


fig 6.16 de stijve verharding

6.6.2 Belastingen

Wielstelconfiguratie

Bij het dimensioneren van de vloerconstructie is het van groot belang inzicht te hebben in de aard van het laststelsel zoals:

- de grootte van de optredende wiellasten
- de grootte van het contactoppervlak van de banden
- de bandspanning
- de wijze van lastverdeling over de diverse poten
- de onderlinge afstand van de banden
- de mogelijke standplaats van het vliegtuig in de hal

Ook is het belangrijk rekening te houden met belasting door andere vliegtuigtypen, gezien de onzekerheid over het feit, of de hangar voor onderhoudsbeurten aan DC-10 gebruikt zal worden.

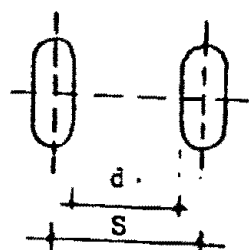
De duur van de belasting is eveneens van belang. Dit kan consequenties hebben voor de aan te houden beddingsconstante en de toelaatbare treksterkte van beton.

In de navolgende tabel zijn de karakteristieken van enkele vliegtuig-vier-wielpoten (dual tandem gear) weergegeven. Er is telkens sprake van een maximum vliegtuiggewicht.

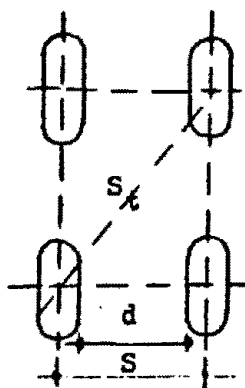
	max. gew. in kg.	bel. per poot	bandspann. in kg/cm ²	S in cm.	S _t in cm.
B 720 B	106700	49480	10,2	81	124
B 707	152500	71280	12,68	88	142
DC 8	162389	78051	13,7	81	140
Concorde	176450	82550	12,9	68	167
DC 10-1C	196409	92312	12,16	137	163
DC 10-30	253109	95497	11,6	137	163

Tabel 6.1 Wielstelkarakteristieken.

Zoals we uit bovenstaande tabel kunnen afleiden, zal de vloerconstructie voor alle genoemde typen vliegtuigen voldoen, als we de vloer berekenen met de DC-10 als maatgevende belasting. Er bestaat de mogelijkheid, dat in de hangar meerdere kleinere toestellen geplaatst worden. De wielstellen van deze kleinere toestellen zijn van het type "dual wheel gear" (zie fig6.17) met een maximale belasting per wiel van circa 10 ton.



"dual wheel gear"



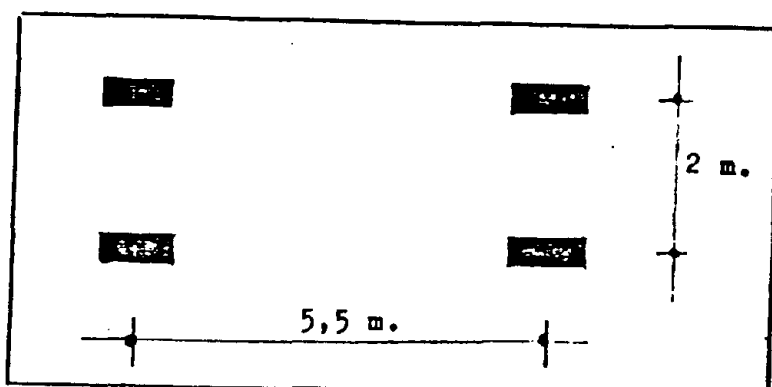
"dual tandem gear"

fig 6.17 dual wheel gear en dual tandem gear wielstellen

Overige belastingen

Naast belasting door het vliegtuig kent de vloer ook een belasting door de vliegtuigtrekker. De mogelijkheid is zelfs aanwezig, dat deze belasting maatgevend is. Het gewicht van een trekker is 60 ton, en zijn wielconfiguratie is weergegeven in fig 6.18.

Vliegtuigtrekker.



Gewicht: 60 ton.

Belasting per wiel: 15 ton.

fig 6.18 De wielconfiguratie van een trekker

Behalve de eerder genoemde belastingen door het vliegtuig en vliegtuigtrekker dient ook gerekend te worden op een belasting ten gevolge van staartdokken auto's krikken, heftrucks enz. (Meestal wordt hier een belasting van 5 kN/m² voor aangehouden). Doordat de trekker, het vliegtuig en andere belastingen niet gelijktijdig op een en dezelfde plaats kunnen staan zullen de belastingen ook niet gelijktijdig kunnen optreden.

Na beschouwing van de diverse belastingen kan de vloer in twee gebieden kan worden onderverdeeld.

Voor de gehele hal geldt namelijk dat, de vloerconstructie in staat moet zijn een gelijkmatigverdeelde belasting van 5 kN/m² te dragen of een puntbelasting van 15 ton ten gevolge van de vliegtuigtrekker. Bovendien moet een middengebied van de vloer in staat zijn de belasting van een DC-10 te dragen.

6.6.3 Dimensionering.

Bij de dimensionering van van het zwaarst belaste deel van de hangarvloer moet worden uitgegaan van de belasting t.g.v. een "dual tandem gear" wielstel. Bij zo'n wielstel wordt aangenomen dat de belasting zich spreid onder een hoek van 45° . Zie fig 6.19.

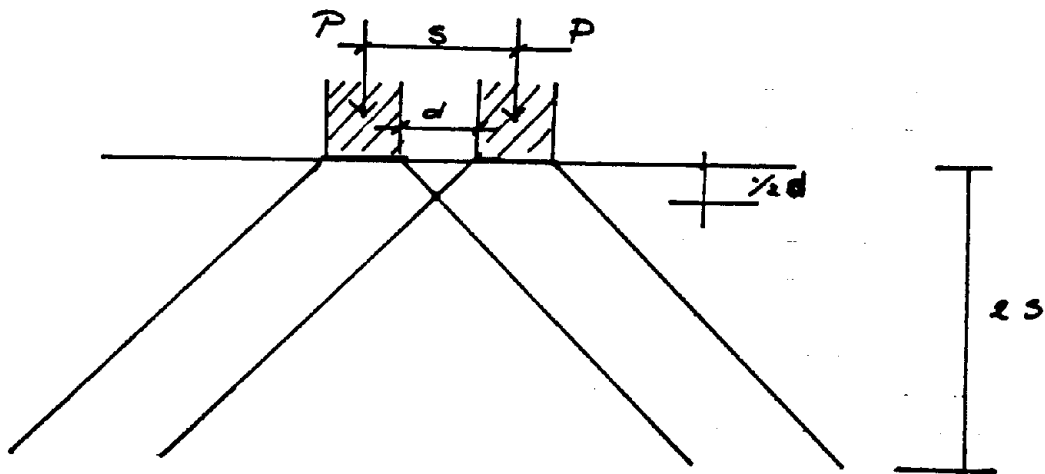


fig 6.19 belastingspreiding in de vloer

Doordat bij een dual tandem gear vier wielen de belasting afdragen, is de onderlinge afstand tussen de wielen belangrijk in verband met de belastingspreiding. Bij een 2-dimensionale beschouwing is te zien dat, tot op een diepte van $\frac{1}{2} d$, de vloer belast wordt met twee puntlasten, terwijl op grotere diepte de constructie ogenschijnlijk wordt belast met één puntlast (van $2 P$). Doordat er echter per wielstel vier wielen zijn is ook de maat s belangrijk (zie fig 6.17) bij een drie-dimensionale beschouwing.

De bandenspanning en de belasting per wiel zijn maatgevend voor de bovenste laag van de verharding, terwijl de totale pootdruk en de maten s en st (zie fig 6.17) maatgevend zijn voor de totale dikte van de verhardingsconstructie.

T.g.v. de belastingen zullen zettingen optreden. Door het aanbrengen van een grondverbetering zullen de zettingen minder

groot worden.

Er zijn een aantal rekenmethoden voor het berekenen van de zettingen en het dimensioneren van de hangarvloer. Deze methoden zijn in principe onder te verdelen in twee theorieën t.w.:

- De plaattheorie (1)

Bij deze theorie wordt de verharding beschouwd als een plaat op een ondergrond, die geschematiseerd wordt als een zware vloeistof. Dit houdt in dat in de ondergrond geen schuifspanningen zullen optreden. De reactie van de ondergrond wordt gekarakteriseerd met een beddingsconstante.

- De plaattheorie (2)

Bij deze theorie wordt de ondergrond beschouwd als een elastisch medium. Dit betekent dat er wel schuifspanningen in de grond kunnen optreden. De ondergrond wordt nu gekarakteriseerd met een elasticiteitsmodulus en een dwarscontractiecoëfficiënt.

- De lagentheorie

Bij deze theorie wordt uitgegaan van een gelaagde ondergrond, waarbij voor iedere laag geldt dat deze lineair elastisch, isotroop en homogeen is.

In de onderstaande tabel is een overzicht gegeven van een aantal ontwerpmethoden. Ze zijn ingedeeld in de groep waartoe ze behoren. [33].

Plaattheorie (1)	Plaattheorie (2)	Lagentheorie
Hertz	Hogg	Burmister
Westergaard	Jeuffroy-Bachelez	Bisar (Shell)

Tabel 6.2

Naast de te gebruiken rekenmethoden zijn er ook proeven gedaan. Met behulp van plaatbelastingsproeven kunnen last-zakkingsdiagrammen gemaakt worden. Ter plaatse van hangar 9 zijn zulke last-zakkingsproeven gedaan en in bijlage 4 wordt het artikel en de resultaten van deze proeven weergegeven.

In het artikel (bijlage 4) zijn verschillende rekenmethoden vergeleken met de proefresultaten. Hier blijkt dat de resultaten van de berekeningsmethoden volgens Hogg en volgens Westergaard goed overeenkomen met de onderzoeksresultaten. Zie bijlage 4.

Gezien de praktisch beter bruikbare methode van Westergaards wordt op Schiphol deze methode gehanteerd.

Met behulp van deze methode zijn de momenten, spanningen, en doorbuigingen te berekenen. Tevens zijn er invloedskarten gemaakt, die gebaseerd zijn op de methode Westergaards.

Bij de bovengenoemde methode wordt voor de grond een beddingsconstante aangenomen, en is het belangrijk dat de verharding homogeen is.

De vloerconstructie is niet verder gedimensioneerd.

Om toch een indruk te krijgen van de maten en de gebruikte materialen is de vloerconstructie van hangar 12 beschouwd. Deze is als volgt opgebouwd fig 6.20:

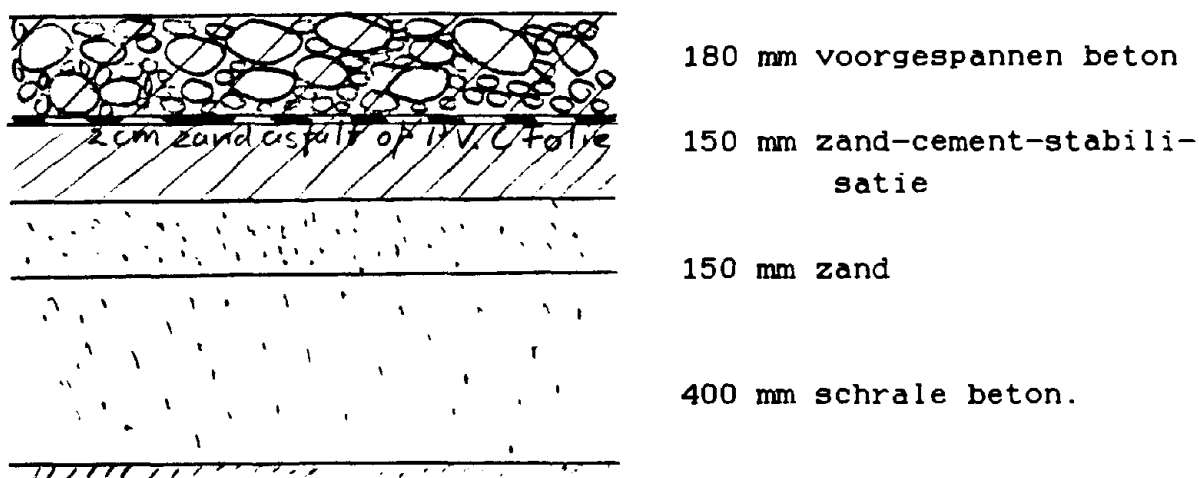


fig 6.20 De vloer van hangar 12

In de vloer is nagerekt staal gebruikt van het systeem Diwidag. Door het voorspannen worden krimp-scheuren vermeden. voegen worden gevuld met neopreen.

6.7 De materialisatie

In de voorgaande paragrafen is de opbouw van het gebouw uiteengezet. Aan de hand van het programma van eisen en een aantal randvoorwaarden is het gebouw ontworpen. Ten gevolge van een aantal ontwerpoverwegingen is het gebouw in tweeën gesplitst en zijn de verschillende ruimten gesitueerd. Vervolgens zijn voor de beide gebouwdelen een stramienmaat bepaald, en is de constructie besproken. Daarbij is een keuze gemaakt voor het te gebruiken constructiemateriaal, en zijn de dimensies van verschillende delen bepaald. Tevens is de vloer besproken.

In deze paragraaf wordt op basis van de genomen beslissingen een keuze gemaakt voor de toe te passen materialen voor de gevels, plafonds e.d. Daarbij is uitgegaan van bestaande, in de handel zijnde materialen.

Van de te gebruiken materialen is enige documentatie toegevoegd in bijlage 5. De fabrikanten van de diverse producten geven meestal ook de principe-detailering. Enkele (niet standaard) details zijn te vinden op tekening nr 8.

De gevels

De gevel van het gebouw is onder te verdelen in twee typen: een staalbeplating voor het grootste deel van de hal en een vliesgevel voor het kantoorcomplex. Ook de visionband bestaat uit het vliesgevelmateriaal. Omdat het gebouw representatief moet zijn voor Martinair is besloten de gevel van het gebouw in twee kleuren uit te voeren, t.w. rood en wit/beige. (Dit zijn de Martinair kleuren). De stalen buizen van de kolommen zullen rood worden, en de beplating beige/wit. Tevens zal de vliesgevel rood gemaakt worden. (Dit is speciaal te bestellen).

De gevel van de onderhoudshal is om constructieve redenen uitgevoerd met Prince Cladding long-span-platen. Derhalve is ook voor de rest van de beplating gekozen voor de firma Prince Cladding.

Op de long-span-platen wordt aan de buitenzijde een laag minerale wol aangebracht, en vervolgens een Prince Cladding buitenplaat (type P.C.1035/35). De dakrand van de hal wordt voorzien van een Prince Cladding isolatie-paneel. (dit is een binnenplaat, met een

laag mineralewol en een buitenplaat).

Een hangardeur bestaat uit een geschoord stalen frame met hierop hetzelfde isolatie-paneel gemonteerd.

Op basis van de ontwerpoverwegingen uit de paragraaf 6.3 is voor het kantoorgedeelte gekozen voor een vliesgevel. Aangezien de firma Nijhuis Alcona de mogelijkheid heeft om zowel de borstweringen alsook het (zonwerende)glas een rode kleur te geven (m.b.v. electrolytisch inkleuren), is gekozen voor dit systeem. Het betreft een systeem met aluminiumprofielen voor de kozijnen, die voorzien zijn van een koude-brug-onderbreking. Nijhuis Alcona draagt zorg voor advies, ontwerp, constructie, detaillering, montage, beglazing, transport, afwerking, reparatie, en onderhoud. In bijlage 5 is een brochure van deze firma geplaatst. Zoals vermeld wordt dit systeem ook voor de visionband gebruikt.

Het dak.

Het dak van de onderhoudshal is opgebouwd uit een Prince long-span-deck met daarop een 8cm dikke laag styropor. De laag is dikker dan strikt (bouwfysisch) noodzakelijk. De dikte van 8cm is gekozen om doortrappen van de isolatie te voorkomen. Op de isolatie ligt de waterkerende laag.

Het dak van het kantoor bestaat ook uit Prince Cladding dakplaten. De opbouw van dit dak is in principe hetzelfde als dat van de hal.

De binnenwanden

De scheidingswanden van de ruimte in de onderhoudshal worden vervaardigd van schoon metselwerk uit betonsteen.

De scheidingswanden ter plaatse van de toiletgroepen en de kleedruimten worden in ook in metselwerk uitgevoerd, en vervolgens betegeld.

De scheidingswand tussen de hal en het kantoorgedeelte moet worden voorzien van glas. Hierdoor worden deze wanden uitgevoerd met aluminium puien, die op de vloeren worden geplaatst. Gekozen is voor het systeem van

Voor de rest van de wanden is gekozen voor een wandstelsel van

Gyproc. Deze wanden zijn opgebouwd uit een stalenframe met aan weerszijde een gipskartonplaat. Tussen de gipsplaten worden isolatiemateriaal en eventueel leidingen aangebracht. Het systeem laat hoeken van 45° gemakkelijk toe.

plafonds

De plafonds van de voorzieningsruimten in de hal bestaan uit eenvoudige geprofileerde platen. De leidingen liggen in het zicht, en de verlichting kan aan de wanden gemonteerd worden. De plafonds in het kantoorcomplex worden tussen de wanden gehangen. Boven de plafonds is ruimte voor leidingen. De verlichtingsarmaturen worden in de plafonds geplaatst.

Literatuur.

- [1] Ameyden L.J. van: De toekomstige vlootontwikkeling in de burgerluchtvaart. De Ingenieur 29-01-'76, nr 5.
- [2] Kentie J.M.D.: Het structuurschema burgerluchtvaartterreinen. De Ingenieur 10-01-'80, nr 2.
- [3] Ammeyden L.J. van: Evolutie of revolutie in de luchtvaart-industrie? Evolutie is nodig, revolutie niet gewenst. Wolkenridder/nr 7/ 12 okt. 1985.
- [4] Smolenaars J.: Hangar 12. Afstudeerverslag THE. 1984.
- [5] Spencer F.A.: Procedures, penalties and profits of noise abatement are focal points of U.S. study. Airport Forum '81 nr 2.
- [6] Rozema D.J.: Luchtvracht en Nederland. De ingenieur 29-01-76 nr 5.
- [7] Wolf P.: Airtransport in the Federal Republic of Germany. Airport Forum '85 nr 4.
- [8] Blankenship E.G.: Architecture-Urban Integration-Ecological Problems. 1974.
- [9] Klaauw van de B.: Vliegen ; Handboek voor luchtreizigers. 1979.
- [10] Wallin L.: A look at construction forms. Airport forum '83 nr 4.
- [11] Bosenberg W. , Heppding H.G. , Konig G.: Reinforced and pre-stressed concrete hangars. Airport forum '83 nr 4.
- [12] Carisson K.I.: Halle nr 2 der SAS auf dem Flughafen Arlande, Stockholm (Schweden). Acier-Stahl-Steel '74 nr 9.
- [13] Ramboll B.J.: Denmark is ready (SAS hangar V) Build international '71 nr 4.
- [14] Linder H.J.: Neubau der Flugzeugwartungshalle VI in Frankfurt-Main. Der Stahlbau '82 nr 10.
- [15] Pikaar G.J.: Hangar 12, Schiphol-Oost. Bouwen met staal '79 nr 48.
- [16] Taméza A., Paris J.: H1 facility 747 hangar. Acier-Stahl-Steel '82 nr 1.
- [17] Begier P., Dauner H.G., Dumusque P.A., Metzger P.: Der Bau einer Werfthalle für Grossraumflugzeuge in Zurich-Kloten. Acier-Stahl-Steel '73 nr 9.
- [18] redactie: Unique hangar design for Amman. Airport forum '80 nr 1.

- [19] redactie: Queen Alia International airport: a different approach to hangar design '82 nr 2.
- [20] kabelconstructie
Engineering news record 5 feb 1953
- [21] Paolini M.: Project "Voile Tendu" en câbles d'acier. Acier-Stahl-Steel '69 nr 1.
- [22] Blanco A.: Hangar H3. Acier-Stahl-Steel '80 nr1.
- [23] redactie: Pentaport - A flexible hangar systeem. Airport forum '81 nr 2.
- [24] Klauw van der B: Luchthaven Schiphol. (1979).
- [25] Eurocode 3
- [26] NEN 3851
- [27] NEN 3740
- [28] RSPS'80 uitgave Staalbouwkundig Genootschap.
- [29] Stark J.W.B.: Koud gevormde profielen.
- [30] Loo van de H.P.M.: Het optimaal dimensioneren van gelaste stalenplaatliggers zonder verstijvingen. Afstudeerverslag TUE 1987.
- [31] Steifenlose Stahlskeletttragwerke und dunnwandige Vollwandtrager: Uitgave Europaische Konvention fur Stahlbau.
- [32] Kamerling J., Siebelink J.: Het dimensioneren van skeletconstructies, TUE dictaat nr 7991
- [33] Castermans L., Teunissen H.: Hangar 12. Afstudeerverslag THE, 1979.

Bijlage 1

Dimensionering vlakkeplaatvloeren
kantoor gedeelte.

B 1.1 Dimensionering

B 1.2 Stabiliteit

Dimensionering :

Vlakke plaatvloer en kolommen
voor het kantoor gebouw.

Het stamien van deze constructie volgt
uit de stamienmaat, die voor het ontwerp
is toegepast.

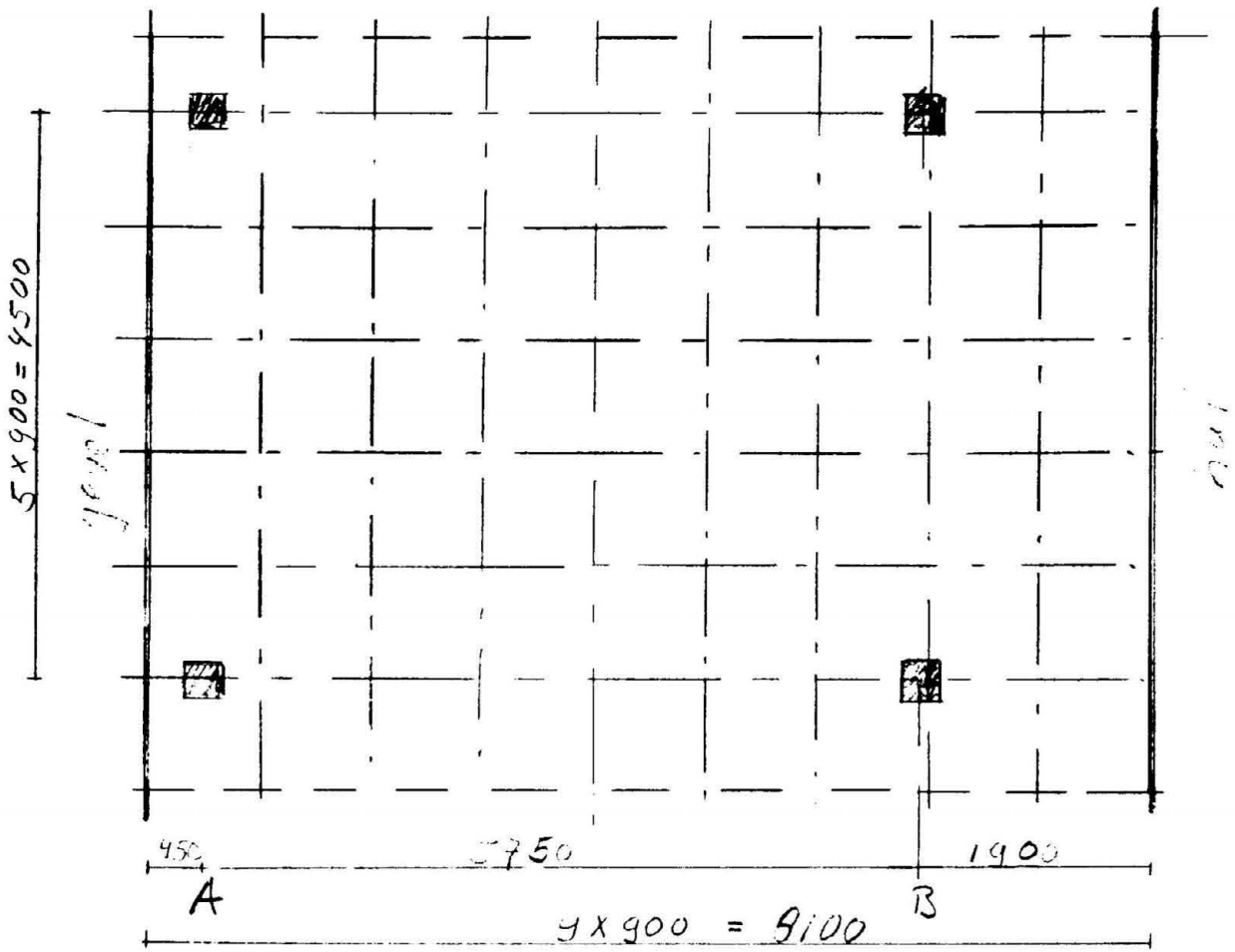
Vlakke plaat vloer :

vlaerdikte $h_f = 240 \text{ mm}$

kolommen $b \times h_f = 300 \times 300 \text{ mm}$

De stabiliteit wordt verhoogd door een
3-tal stabiliserende elementen die
op de schets zijn aangegeven.

1.1 Dimensionering vlakke plaat vloer en kolommen kantoor gebouws.



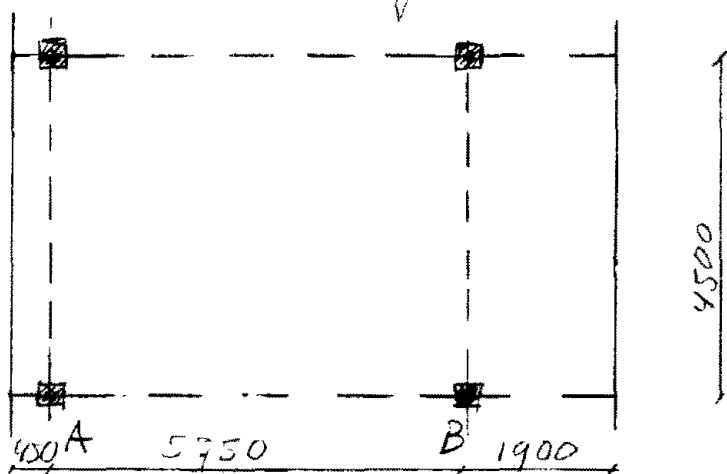
maten in mm.

De keuze van de toe te passen betonconstructie is gemaakt op basis van de stamienmaat van het ontwerp en de mogelijkheid om leidingen te kunnen leggen.

platen nodig. In de gang worden geen kolommen geplaatst zodat hier een looppad van 1700mm over blijft (100 mm wanddikte).

De randkolommen zijn 300 mm uit de gevel geplaatst i.v.m. leidingen.

Dimensionering



$$l_{min} = \frac{0.75(4.5)^2 + 0.85(5.75)^2}{\sqrt{5.75^2 + 4.5^2}} = 5.90 \text{ m.}$$

bij gebruik van FeB 400 $h = \frac{1}{30} l_{min} = 197 \text{ mm.}$

h_t benodigd = $197 + \frac{1}{2} \phi 16 + 15$ (dekking) = 220 mm

gekozen: $h_t = 240 \text{ mm}$ (i.v.m. pons)

kolommen 300×300 .

Belastingen.

vloerbelasting:

$$\begin{aligned} \text{e.g.} &= 0,24 \times 24 = 5,76 \text{ kN/m}^2 \\ \text{plafond} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 \\ \text{V.z. + wanden} &= 3,00 \text{ kN/m}^2 \\ \hline &9,76 \text{ kN/m}^2 + \end{aligned}$$

verdiepingshoogte 3,20m.

$$\text{e.g. kolom: } 24 \times 0,3 \times 0,3 \times 2,96 = 6,4 \text{ kN} \\ (\text{per verdieping})$$

dakbelasting:

$$\begin{aligned} \text{e.g. + kolommen (staaf/const)} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 \\ \text{plafond} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 \\ \text{belasting} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 \\ \hline &3,00 \text{ kN/m}^2 + \end{aligned}$$

gevel Randbelasting van 2 kN/m' per verdieping.

Belasting gangkolom systeem B

$$\begin{aligned} N'b &= (0,6 \times 5,75 + 1,90) \times 4,5 (2 \times 9,76 + 3) + \\ &+ 2 \times 6,4 = \underline{\underline{557 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

Belasting gevelkolom. systeem A.

$$\begin{aligned} N'b &= (0,6 \times 5,75 + 0,45) \times 4,5 (2 \times 9,76 + 3) + \\ &+ 2 \times 6,4 + 3 \times 2 \times 4,5 = \underline{\underline{432 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

Stijfheden.

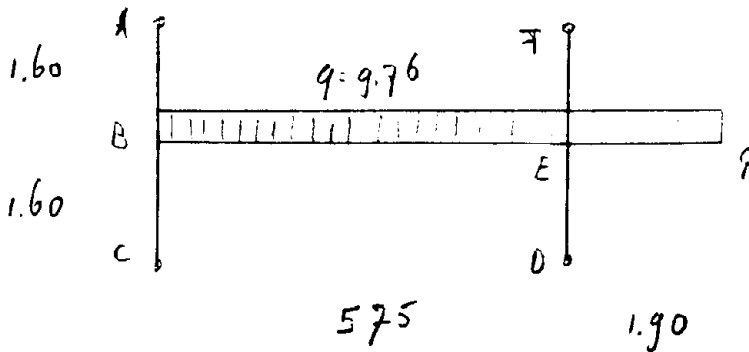
$$I_{\text{kolom}} = \frac{1}{12} \times 3^4 = 6,75 \text{ dm}^4$$

$$I_{\text{vloer}} = \frac{1}{12} \times 2,4^3 \times 4,5 = 51,84 \text{ dm}^4$$

$$\text{V.R. art E 206.5.3. } r_1 = 1,06 \times 150 = 159 \rightarrow r_1/r_2 = 0,035 \rightarrow \eta = 0,63$$

$$I = 0,63 \times 6,75 = 4,25 \text{ dm}^4$$

Raamwerk methode:



prim mom

$$\frac{1}{2} * 9.76 * 4.5 * 5.75^2 = 119 \text{ kNm}$$

$$\frac{1}{2} * 9.76 * 4.5 * 1.90^2 = 83.5 \text{ kNm}$$

$$k_{BA} : k_{BC} : k_{BE} =$$

$$\frac{3 * 4.25}{16} : \frac{3 * 4.25}{16} : \frac{4 * 51.84}{57} = 0.15 : 0.15 : 0.70$$

$$k_{EF} : k_{ED} : k_{EB} = 0.15 : 0.15 : 0.70$$

kn	B			E			
	EA	BC	BE	EB	EF	ED	EG
M	0.15	0.15	0.70	0.70	0.15	0.15	-
\bar{m}			119	-119			83.5
	-18	-18	-83	-41.5			
			27	54	11.5	11.5	
	-4	-4	-19	-9.5			
			3	6.5	1.5	1.5	
	-1	-1	-2				
M_{cross}	-23	-23	46	-109.5	13	13	83.5

Spanningen

-gevel kolom A: $N_d = 432 \text{ kN}$ $M = 23 \text{ kNm}$ $\gamma = 1.7$

$$\sigma_{gem} = 2 * \frac{432 * 1.7 * 10^3}{300 * 300} + \frac{23 * 1.7 * 6 * 10^6}{200 * 200 * 300} =$$

$$= 8.2 + 8.7 = 16.9 \text{ N/mm}^2 \text{ acc waf perc 1.9\%}$$

-Gangkolom: $N_d = 557 \text{ kN}$ $M = 13 \text{ kNm}$ $\gamma = 1.7$

$$\sigma_{gem} = 2 * \frac{557 * 1.7 * 10^3}{300^2} + \frac{13 * 1.7 * 6 * 10^6}{300^2} =$$

$$= 10.6 + 4.9 = 15.5 \text{ N/mm}^2 \text{ acc waf perc 1.8\%}$$

Pons

gevel kolom A

$$N'd = (0,6 * 5,75 + 0,45) * 4,5 * 9,76 + 2 * 4,5 * 1,7 = 304 \text{ kN}$$

$$M_1 = 22 * 1,7 = 39,1 \text{ kNm}$$

$$e_0 = \frac{39,1}{304} = 0,129 \text{ m}$$

$$d = \frac{2(300+300)}{\pi} = 382 \text{ mm}$$

$$d+h = 382 + 220 = 602 \text{ mm}$$

$$p = 2c + 0,5\pi(r-d)$$

$$= 900 + 0,5\pi * 602 = 1846$$

$$e_f = \frac{0,5(h+d)^2 - c^2}{p} = \frac{0,5 * 602^2 - 600^2}{1846} = +97 \text{ mm}$$

$$\tau = \frac{304 * 10^3}{1846 * 602} \left(1 + 106 \frac{226}{602}\right) = 1,29 \text{ N/mm}^2$$

oke $\tau < 22,5 \tau_a = 13 \text{ N/mm}^2$

gevel kolom B

$$N'd = (0,6 * 5,75 + 1,90) * 4,5 * 9,76 + 3 * 1,7 = 401 \text{ kN}$$

$$M_1 = 12 * 1,7 = 22,1$$

$$d = \frac{1200}{\pi} = 382$$

$$e_0 = \frac{22,1}{401} = 0,055 \text{ m}$$

$$d+h = 220 + 382 = 602$$

$$\tau = \frac{N'}{\pi h (d+h)} \left(1 + \frac{2e}{h+d}\right) = \frac{401 * 10^3}{\pi * 220 * 602} \left(1 + \frac{110}{602}\right) = 1,14 \text{ N/mm}^2$$

voldoet $< 1,3 \tau_a$

N.B. Bij deze berekening is gebruik gemaakt van CUR-rapport 65.

N.B. Door de afschuining aan de kopzijde wordt de trave maat vergroot van 4,50m naar 6,30 m.

Bij gebruik van Fe B 400 geldt (doorbuiging)

$$h = \frac{l_{min}}{30} = \frac{6300}{30} = 210 \text{ mm}$$

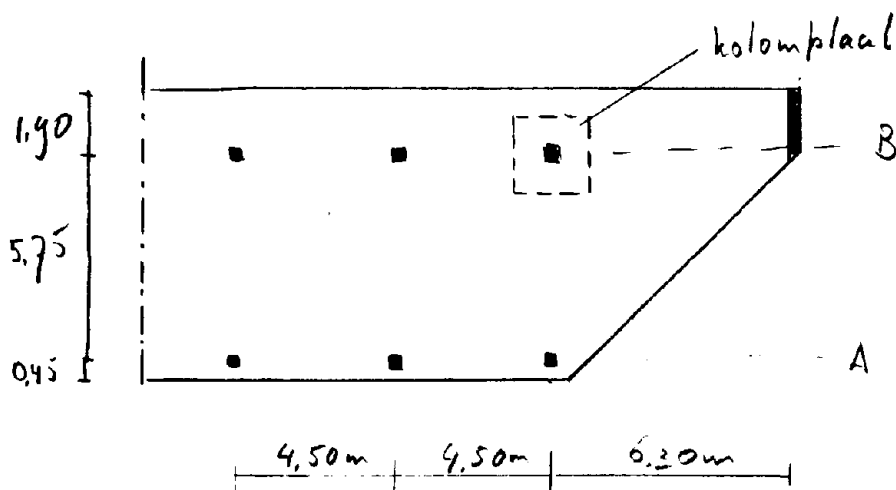
De vloedikte van $h_f = 240 \text{ mm}$ voldoet dus ook hier.

De gangkolom^(B) zal een extra normaal kracht krijgen en een extra moment.

Doordat de gang kolommen een zeer grote reserve hebben (bij $w_0 = 4\%$ $f_{ym} = 60 \text{ N/mm}^2$ zie tabel constructies of tabel nr.)

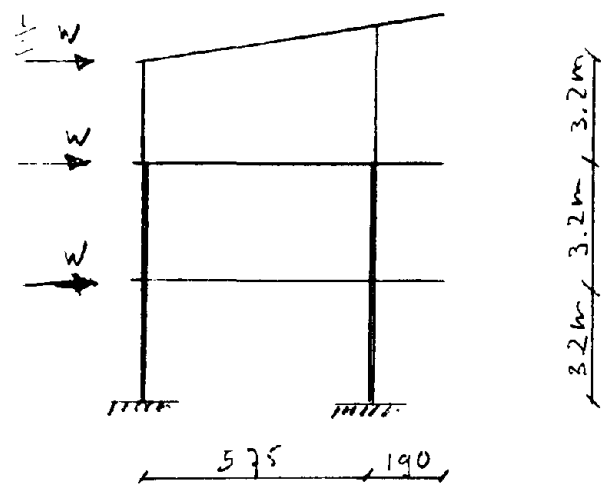
zal een $300 \times 300 \text{ mm}$ kolom ook hier voldoen.

T.g.v. het extra moment en t.g.v. de extra Normaalkracht zal echter een kolom kop plaat bij deze kolom nodig zijn. Deze is niet berekend:



kolommen $300 \times 300 \text{ mm}$
vloer $h_f = 240 \text{ mm}$

2.1 stabiliteit van het kantoor gedeelte.



Bij de bevelende dimensionaties voor de vloer en kolommen kan gekeken worden of de stabiliteit te waarborgen is met deze maten.

Daarom wordt gekeken wat de invloed is van de wind belasting.

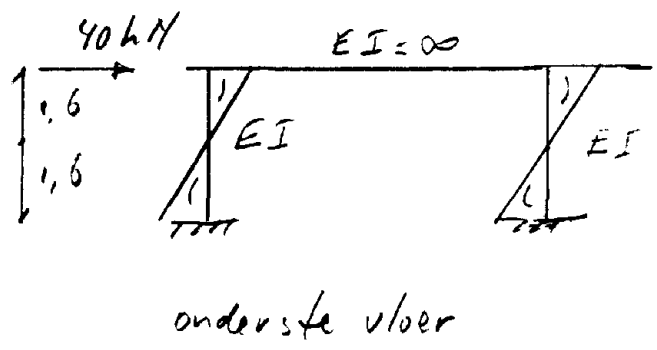
Aanname steekdruk = $0,9 \text{ kN/m}^2$

totale kantoor hoogte : $11,5 \text{ m}$

Winddruk + zuiging = $1,2 * 0,9 = 1,08 \text{ kN/m}^2$

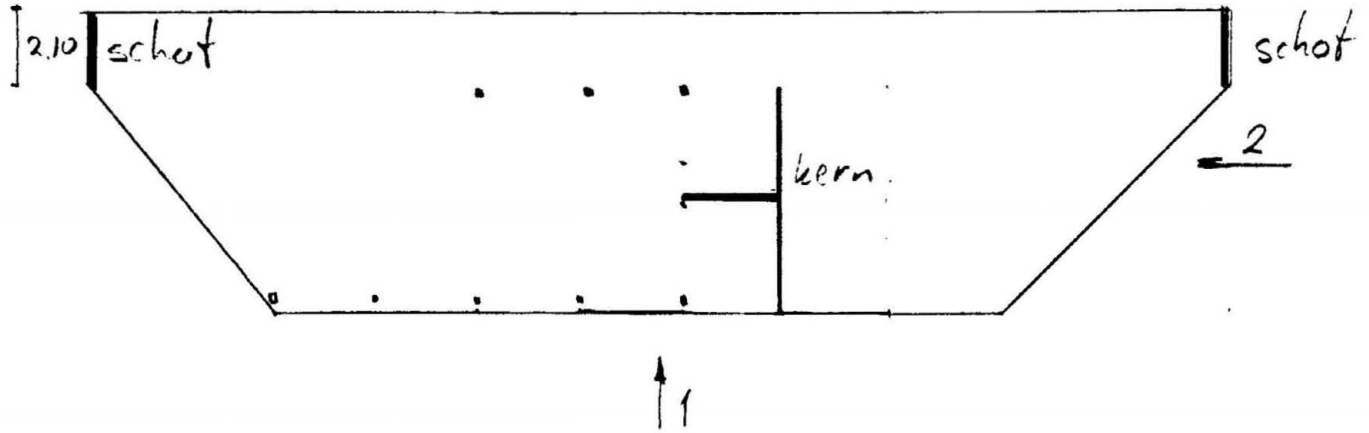
per trave per vloer: $16 \text{ kN} = 1,08 * 4,5 = 3,2 \text{ kN}$

Op de onderste verdieping = 40 kN



bij aanname dat EI vloer is ∞ .
 Berekend dit per kolom
 $M_w = 1,6 * 2,0 * \gamma = 54 \text{ kNm}$
 ($\gamma = 1,7$)

Dit extra moment in de kolommen is te groot (Door dit grote moment zullen de kolommen door de vloer ponsen) Daarom zullen een stijve kern en twee schotten aangebracht moeten worden.



De schotten zorgen dat het gebouw niet gaat torberen. En nemen een deel van de windkrachten (richting 1) op. De stijve kern neemt alle windkrachten met richting 2 op.

Aan deze stabiliteitsvoorzieningen is niet verder gevraagd. Gehele is naar een geschikte plaats.
 i.w. Rond de trap en toiletten → stijve kern
 kopwanden → schotten.

Bijlage 3

Dimensionering staal constructie
onderhoudshal incl. deuren
(ontwerp berekeningen)

- B2.1 Dimensionering dakplaten
- B2.2 Dimensionering hoofdliggers
- B2.3 Dimensionering zijgevel kolommen
- B2.4 Stabiliteit van de hal
- B2.5 De hangardeuren

Belastingen Onderhouds hal.

Voor de belastingen geldt NEN 3850

- veranderlijke dak belasting $0,50 \text{ kN/m}^2$
- stuwdruk $0,93 \text{ kN/m}^2$
- Overzicht dak
 - * Wind belasting neerwaards $(0,4+0,4) * 0,93 = 0,74 \text{ kN/m}^2$
 - * Wind belasting opwaards $(0,4+0,8) * 0,93 = 1,16 \text{ kN/m}^2$
 - * eg. dakplaat + isolatie + dakbedekking = $0,29 \text{ kN/m}^2$
 - * eg. plaatliggers = 5 kN/m
 - * installaties + verlichting (schatting) = $0,5 \text{ kN/m}^2$
installaties niet aan de dakplaat hangen
 - * veranderlijke belasting en wind belasting
niet combineren.
- Overzicht zijgevel
 - * wind belasting naar buiten $(0,4+0,8) * 0,93 = 1,11 \text{ kN/m}^2$
 - * wind belasting naar binnen $(0,3+0,8) * 0,93 = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- Overzicht kopgevel en deuren
 - * wind belasting $(0,4+0,8) * 0,93 = 1,11 \text{ kN/m}^2$
(\Rightarrow)

21 Dimensionering dakplaten.

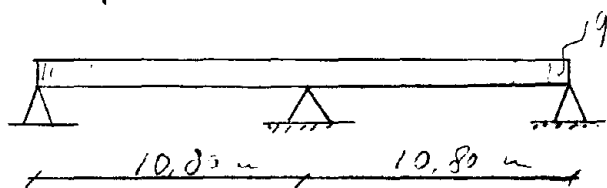
Voor het overspannen van 10,8 m komen 2 type dakplaten in aanmerking.

Uitgaande van 2-weldsplaten blijkt de

Plannija TRP 200 en

de Prince lang-span deck beiden in deze
reolge te liggen.

Bij de dimensionering is uitgegaan van de Prince
lang-span deck:



Voor de dakplaten geldt het bovenstaande
schema, en er zijn 3 belastinggevallen:

e.g. + isolatie + dakbedekking = $0,19 + 0,05 + 0,05 = 0,29 \text{ kN/m}^2$

geval 1 e.g. * γ + veranderlijke bel. * γ =

$$0,29 * 1,5 + 0,5 * 1,5 = 1,185 \text{ kN/m}^2 (b)$$

geval 2 e.g. * γ_1 - opw. druk * γ =

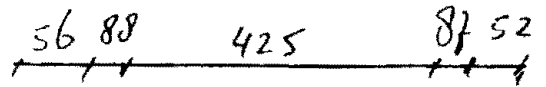
$$0,29 * 1,2 - 1,2 * 0,93 * 1,5 = -1,326 \text{ kN/m}^2 (o)$$

geval 3 e.g. * γ + neerw. druk * γ =

$$0,29 * 1,5 + 0,8 * 0,93 * 1,5 = 1,551 \text{ kN/m}^2 (b)$$

Belasting geval 3 is maatgevend!

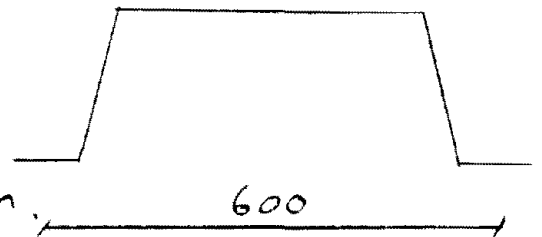
Prince long span plaat:



$$A = t(2 \times 56 + 425 + 2 \times 215) = 936t$$

ligging neutrale lijn t.o.v. bovenfl

$$z = \frac{2 \times 56 \times 210 + 2 \times 215 \times 105}{936} = 71 \text{ mm}$$



$$I = t \left\{ 2 \times 56 (210 - 71)^2 + 425 \times 71^2 + \frac{2}{12} \times 215^3 + 2 \times 215 (105 - 71)^2 \right\} = 6460000 t$$

$$\text{voor } t = 1,0 \rightarrow I = 646 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$t = 1,5 \rightarrow I = 969 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Uitgaande van 1 m' breedte wordt dit:

$$\text{voor } t = 1,0 \rightarrow I = 1082 \times 10^4 \text{ mm}^4/\text{m}'$$

$$t = 1,5 \rightarrow I = 1622 \times 10^4 \text{ mm}^4/\text{m}'$$

$$W_1 = 77841 \text{ mm}^3/\text{m}'$$

$$W_{1,5} = 116690 \text{ mm}^3/\text{m}'$$

Bij een belasting van $1,55 \text{ kN/m}'$ en een moment van $10 \times 1,55 \times 10,8^2 = 22,6 \text{ kNm}$ zou deze plaat dus voldoen! (2-veldsplaat sterkte maatgevend, $M_u = 27,3 \text{ kNm}$)

wanneer echter de door de fabriek geleverde ontwerpgrafiek wordt gebruikt, dan blijft dat

Dat bij een belasting van $1,55 \text{ kN/m}^2$ de maximale overspanning slechts $7,70 \text{ m}$ is. (ongesteund).
(voor een 2 velds plaat)

Bij navraag bij de fabrikant bleek dat de geleverde grafiek is gemaakt op basis van beproeving voor platen van 1 mm dik

Niet het moment maar de opleg reactie blijft maatgevend te zijn.
(binnen de $I_{\text{exp}} \approx 0,8 I_{\text{berekend}}$)

De grafiek kan voor andere plaatdikte ge-corrigeerd worden door de opleg reactie te verminderen met een correctiefactor: (Zie ook de nieuwe RSD),

$$R_{\text{st.r}} = k_f \cdot k_t \cdot R_{\text{bezw}}$$

R_{bezw} = de bezwijk belasting voor $t=1 \text{ mm}$.

k_f = correctie factor om de gegarandeerde vloei grens in rekening te brengen
in dit geval $k_f = 1$.

k_t = correctie factor om de nominale staaldikte in rekening te brengen.

volgens de Nieuwe RSD: $k_t = \frac{t_n}{t}$

met t_n = de nominale staaldikte
en t de beproefde staaldikte.

$$k_t = 1,5 / 1 = 1,5$$

de bezwijk belasting $R_{\text{st.r}} = 1,5 \cdot R_{\text{bezw}}$.

De oplegreactie kan dus bij een $1,5 \times$ grotere
staal dikte $1,5 \times$ groter worden. (volgens fabrikant)
(Rekenregels nieuwe RSD)

De oplegreactie (bij gelijke belasting)
evenredig groter met de overspanning

Dit houdt in dat bij gebruik van
 $1,5$ mm dikke longspan platen de
overspanning $1,5 \times 7,75 = 11,55$ m kan
zijn bij een belasting van $q_d = 1,55$ kN/m².

Doordat de constructie op een straal
van 90 m wordt geplaatst
wordt de h.o.h. afstand tussen de
plaatliggers:

$$12 \times 0,9 = 10,80 \text{ m.}$$

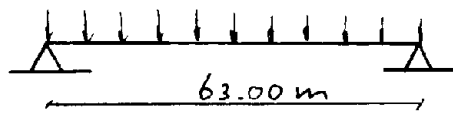
Gebruik Prince Long span platen. $t = 1,5$ mm.

Fabrikant Prince Cladding. (zie bijlage 5)
getest door: Evers Partnours B.V.

correctie berekening volgens de nieuwe RSD.

NB Het verdient overigens de aanbeveling om voor
dit project ook de $1,5$ mm dikke platen te testen
i.v.m. de studie erdit niet gedaan.

2.2 Hoofd liggers



hoog 10,9 m

3 belastinggevallen

eg. (sticht) 5 kN/m'

$$\text{dak + installaties} = (0,4 + 0,5) \times 10,9 = 9,81 \text{ kN/m'}$$

$$\text{rustende belasting} = 5 + 9,81 = 14,81 \text{ kN/m}$$

geval 1 $q_{rustend} \times \gamma + q_{verand.} \times \gamma =$

$$14,81 \times 1,5 + 0,5 \times 10,9 \times 1,5 = 30,4 \text{ kN/m'}$$

geval 2 e.g. $\times \gamma_1$ - opw. druk =

$$(5 + 0,4 \times 10,9) \times 1,2 - 1,116 \times 10,9 \times 1,5 = 8,0 \text{ kN/m'}$$

geval 3 $q_{rusten} + \text{neerw. druk} =$

$$14,81 \times 1,5 + 0,744 \times 10,9 \times 1,5 = 34,4 \text{ kN/m'}$$

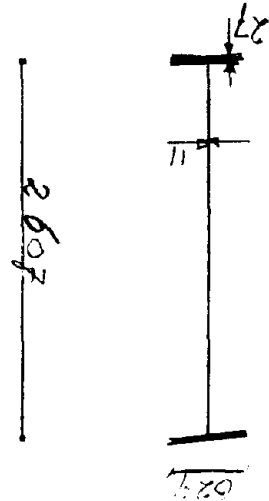
geval 3 maatgevend

$$M_d = \frac{1}{8} \times 34,4 \times 63^2 = 17067 \text{ kNm}$$

Berekening plaatliggers volgens Eurocode art 2.6.4
verdeling meewerkende breedte volgens onderzoek.

Bij gebruik van Fe 510

Controlle dwarskracht volgens art 2.5.4.
 $V_A = 1084 \text{ kN} \rightarrow E_A = \frac{V_A \cdot \frac{h}{\sqrt{3}}}{\sqrt{3}} = 378 \text{ N/mm}^2$
 $E_u = \frac{1.3082 \cdot \sigma_e}{\sqrt{\frac{E}{\sigma_e} \cdot \lambda^2 - 1.085}} = 47 \text{ N/mm}^2$ voldoet!



gewicht = 4.5 kN/m
 $d = 27 \text{ mm} \cdot 8 = 624 \text{ mm}$
 $A_{tot} = 62391 \text{ mm}^2$; $A_f = 16832 \text{ mm}^2$

$A_{st}/A_{bt} = 0.46$

$1440 > 666 \text{ mm}$ voldoet met zegg.

$h = 2607 \text{ mm}$ + $e = 0.60 \cdot h_{op} = 1440 \text{ mm}$
 naar $t = 11 \text{ mm} = 1.09 \text{ top}$
 $top = 10.10 \text{ mm}$

lees af in de ontwerp grafiek

Naam zegg: 200 mm

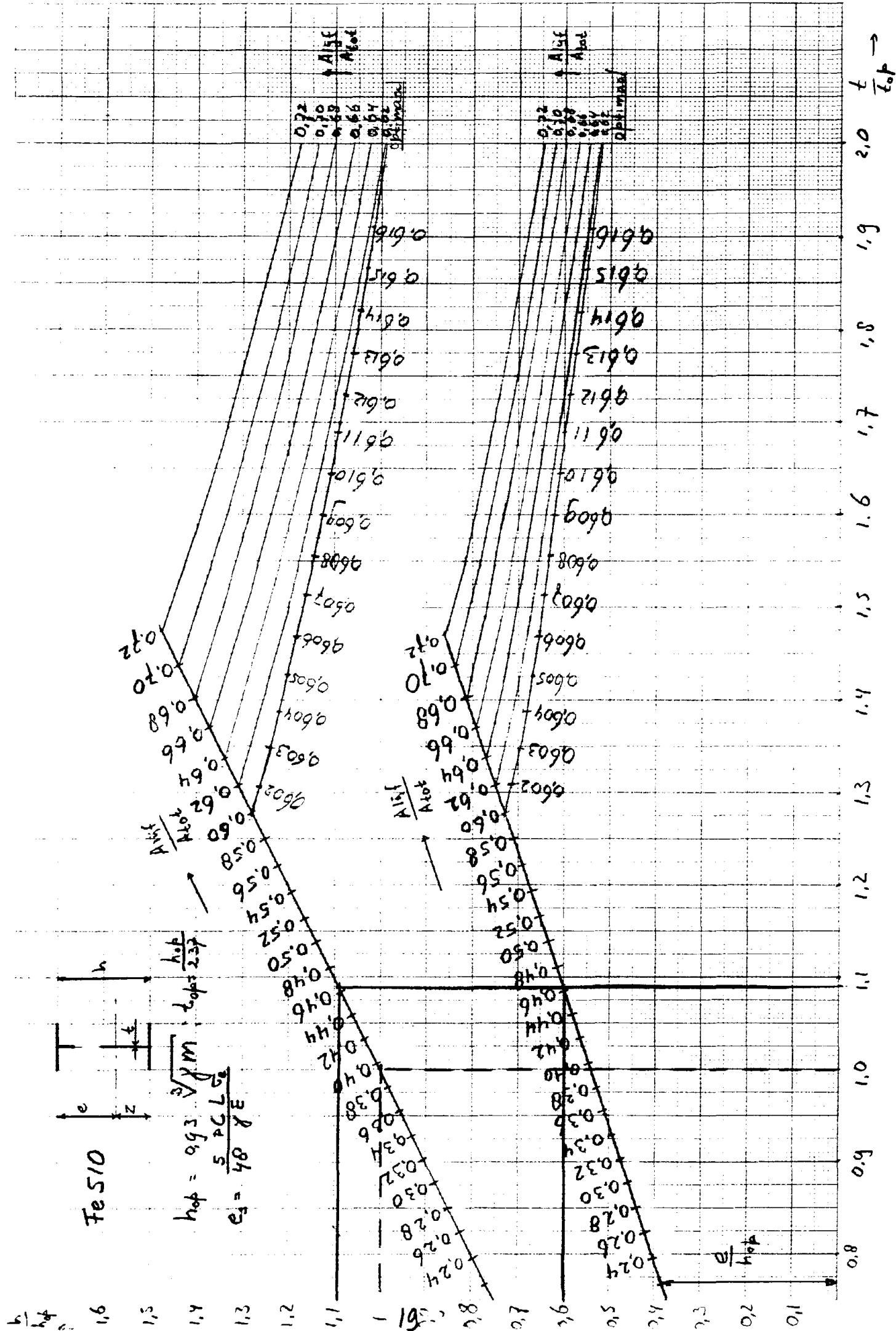
$e_s = \frac{5 \cdot 250 \cdot 0.36 \cdot 63000 \cdot 355}{48 \cdot 1.5 \cdot 2.1 \cdot 10^5} = 666 \text{ mm}$

met zegg $L = \frac{q_{tot}}{13} = \frac{36.4}{13} = 0.36$

zonder zegg $e_s = \frac{5 \cdot 250 \cdot 63000 \cdot 355}{48 \cdot 1.5 \cdot 2.1 \cdot 10^5} = 1850 \text{ mm}$

benodigde e-waarde:

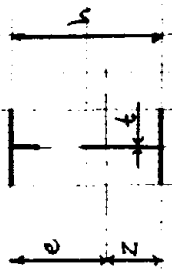
optimale hoogte: 2395 mm.



Fe510

$$h_{pl} = 0.93 \sqrt{M} \frac{\lambda}{\lambda_0}$$

$$e_1 = 48 \frac{\lambda}{\lambda_0}$$



$\frac{M}{M_{pl}}$

$\frac{M}{M_{pl}}$

$\frac{\theta}{\theta_{pl}}$

$\frac{\theta}{\theta_{pl}}$

$\frac{M}{M_{pl}}$

$\frac{M}{M_{pl}}$

1.6
1.5
1.4
1.3
1.2
1.1
1.0
0.9
0.8

2.0
1.9
1.8
1.7
1.6
1.5
1.4
1.3
1.2
1.1
1.0
0.9
0.8

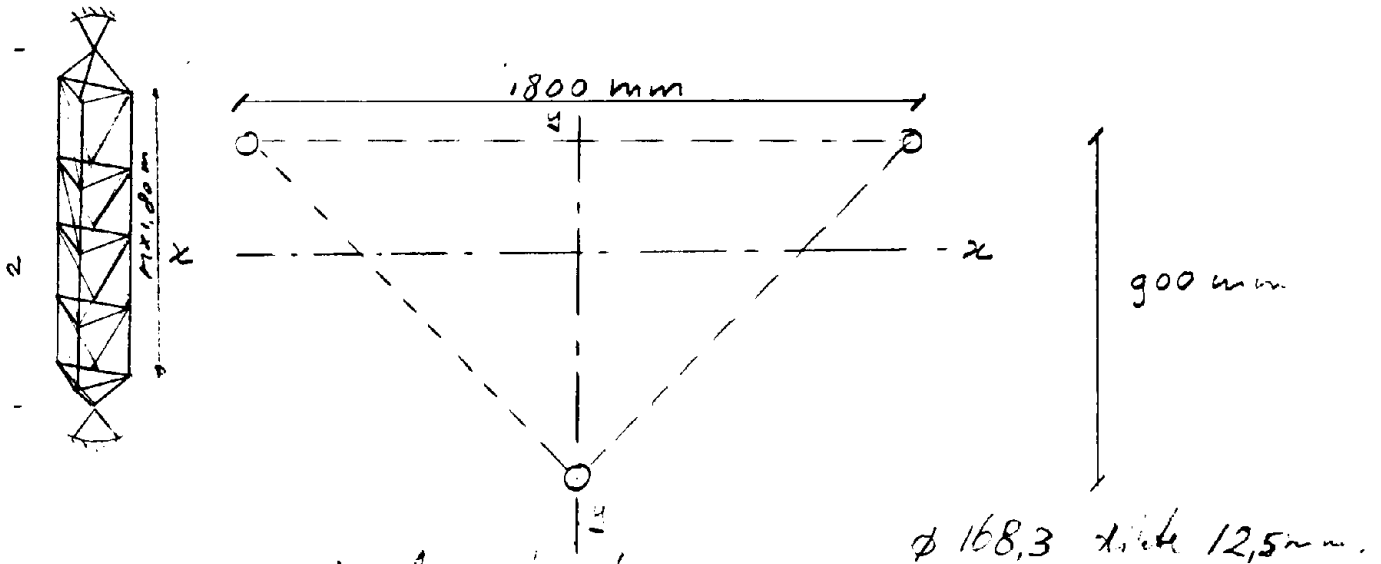
0.72
0.70
0.68
0.66
0.64
Optimal

0.72
0.70
0.68
0.66
0.64
Optimal

0.616
0.615
0.614
0.613
0.612
0.611
0.610
0.609
0.608
0.607
0.606
0.605
0.604
0.603
0.602
0.601
0.600
0.599
0.598
0.597
0.596
0.595
0.594
0.593
0.592
0.591
0.590
0.589
0.588
0.587
0.586
0.585
0.584
0.583
0.582
0.581
0.580
0.579
0.578
0.577
0.576
0.575
0.574
0.573
0.572
0.571
0.570
0.569
0.568
0.567
0.566
0.565
0.564
0.563
0.562
0.561
0.560
0.559
0.558
0.557
0.556
0.555
0.554
0.553
0.552
0.551
0.550
0.549
0.548
0.547
0.546
0.545
0.544
0.543
0.542
0.541
0.540
0.539
0.538
0.537
0.536
0.535
0.534
0.533
0.532
0.531
0.530
0.529
0.528
0.527
0.526
0.525
0.524
0.523
0.522
0.521
0.520
0.519
0.518
0.517
0.516
0.515
0.514
0.513
0.512
0.511
0.510
0.509
0.508
0.507
0.506
0.505
0.504
0.503
0.502
0.501
0.500
0.499
0.498
0.497
0.496
0.495
0.494
0.493
0.492
0.491
0.490
0.489
0.488
0.487
0.486
0.485
0.484
0.483
0.482
0.481
0.480
0.479
0.478
0.477
0.476
0.475
0.474
0.473
0.472
0.471
0.470
0.469
0.468
0.467
0.466
0.465
0.464
0.463
0.462
0.461
0.460
0.459
0.458
0.457
0.456
0.455
0.454
0.453
0.452
0.451
0.450
0.449
0.448
0.447
0.446
0.445
0.444
0.443
0.442
0.441
0.440
0.439
0.438
0.437
0.436
0.435
0.434
0.433
0.432
0.431
0.430
0.429
0.428
0.427
0.426
0.425
0.424
0.423
0.422
0.421
0.420
0.419
0.418
0.417
0.416
0.415
0.414
0.413
0.412
0.411
0.410
0.409
0.408
0.407
0.406
0.405
0.404
0.403
0.402
0.401
0.400
0.399
0.398
0.397
0.396
0.395
0.394
0.393
0.392
0.391
0.390
0.389
0.388
0.387
0.386
0.385
0.384
0.383
0.382
0.381
0.380
0.379
0.378
0.377
0.376
0.375
0.374
0.373
0.372
0.371
0.370
0.369
0.368
0.367
0.366
0.365
0.364
0.363
0.362
0.361
0.360
0.359
0.358
0.357
0.356
0.355
0.354
0.353
0.352
0.351
0.350
0.349
0.348
0.347
0.346
0.345
0.344
0.343
0.342
0.341
0.340
0.339
0.338
0.337
0.336
0.335
0.334
0.333
0.332
0.331
0.330
0.329
0.328
0.327
0.326
0.325
0.324
0.323
0.322
0.321
0.320
0.319
0.318
0.317
0.316
0.315
0.314
0.313
0.312
0.311
0.310
0.309
0.308
0.307
0.306
0.305
0.304
0.303
0.302
0.301
0.300
0.299
0.298
0.297
0.296
0.295
0.294
0.293
0.292
0.291
0.290
0.289
0.288
0.287
0.286
0.285
0.284
0.283
0.282
0.281
0.280
0.279
0.278
0.277
0.276
0.275
0.274
0.273
0.272
0.271
0.270
0.269
0.268
0.267
0.266
0.265
0.264
0.263
0.262
0.261
0.260
0.259
0.258
0.257
0.256
0.255
0.254
0.253
0.252
0.251
0.250
0.249
0.248
0.247
0.246
0.245
0.244
0.243
0.242
0.241
0.240
0.239
0.238
0.237
0.236
0.235
0.234
0.233
0.232
0.231
0.230
0.229
0.228
0.227
0.226
0.225
0.224
0.223
0.222
0.221
0.220
0.219
0.218
0.217
0.216
0.215
0.214
0.213
0.212
0.211
0.210
0.209
0.208
0.207
0.206
0.205
0.204
0.203
0.202
0.201
0.200
0.199
0.198
0.197
0.196
0.195
0.194
0.193
0.192
0.191
0.190
0.189
0.188
0.187
0.186
0.185
0.184
0.183
0.182
0.181
0.180
0.179
0.178
0.177
0.176
0.175
0.174
0.173
0.172
0.171
0.170
0.169
0.168
0.167
0.166
0.165
0.164
0.163
0.162
0.161
0.160
0.159
0.158
0.157
0.156
0.155
0.154
0.153
0.152
0.151
0.150
0.149
0.148
0.147
0.146
0.145
0.144
0.143
0.142
0.141
0.140
0.139
0.138
0.137
0.136
0.135
0.134
0.133
0.132
0.131
0.130
0.129
0.128
0.127
0.126
0.125
0.124
0.123
0.122
0.121
0.120
0.119
0.118
0.117
0.116
0.115
0.114
0.113
0.112
0.111
0.110
0.109
0.108
0.107
0.106
0.105
0.104
0.103
0.102
0.101
0.100
0.099
0.098
0.097
0.096
0.095
0.094
0.093
0.092
0.091
0.090
0.089
0.088
0.087
0.086
0.085
0.084
0.083
0.082
0.081
0.080

B2.3 Berekening zijgevel kolom.

De kolom moet dienst doen als plastisch element
neem buizen: $\phi 193,7$ $t = 10$ mm Fe 510



neem de langste kolom:

$$l_{kn} = 23,6 \text{ m}$$

$\phi 168,3$ dikte 12,5 mm.

$$A = 5771 \text{ mm}^2$$

$$I_{yy} = 2441 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$i_y = 65 \text{ mm}$$

knik \perp x-x als maatgevend

mat vrye as $\lambda_x = \sqrt{i_x^2 + a_{0x}^2}$

$$I_x = 2(2441 \times 10^4 + 5771 \times 300^2) = 600^2 \times 5771 + 2441 \times 10^4$$

$$= 5,19 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 429 \text{ mm.}$$

$$\lambda_{ix} = \frac{\sqrt{(23600)^2 - (1800)^2}}{429} = 62$$

Fe 510 \rightarrow
 $\omega_x = 1,55$

knik \perp y-y als

mat vrye as $\lambda_{iy} = \sqrt{i_y^2 + a_{0y}^2}$

$$I_{iy} = 2(2441 \times 10^4 + 5771 \times 900^2) + 2441 \times 10^4 = 9,42 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

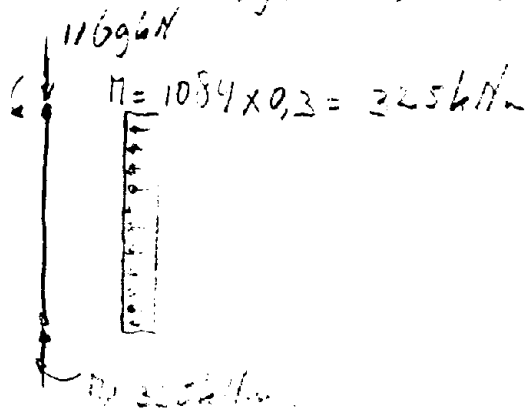
knik \perp x-x maatgevend.

controle berekening van kolom, lengte kolom (23,0 m)

Belasting kolom:

$$N_d = 1084 \text{ kN e.g. wand} = 85 \text{ kN (zakel)}$$

$$\text{Wind} = 0,93 \times (0,8 + 0,3) \times 10,8 \times 1,5 = 16,6 \text{ kN/m}$$



$$M_{d_x} = \frac{1}{8} \times 16,6 \times 23,0^2 = 1155 \text{ kNm}$$

$$w_x = 5,317 \times 10^{-4} \text{ mm}^2$$

$$\sigma_E = 541,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 8 \quad \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} = 1,14$$

Art 2.5.7.5 Norm 3851

$$\sigma = 1,55 \times \frac{1169 \times 10^3}{3 \times 5771} + 1,14 \times \frac{1156}{5,317} =$$

$$= 105 + 248 = 353 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}$$

Fe 510 $\phi 168,3$ $t = 12,5 \text{ mm}$

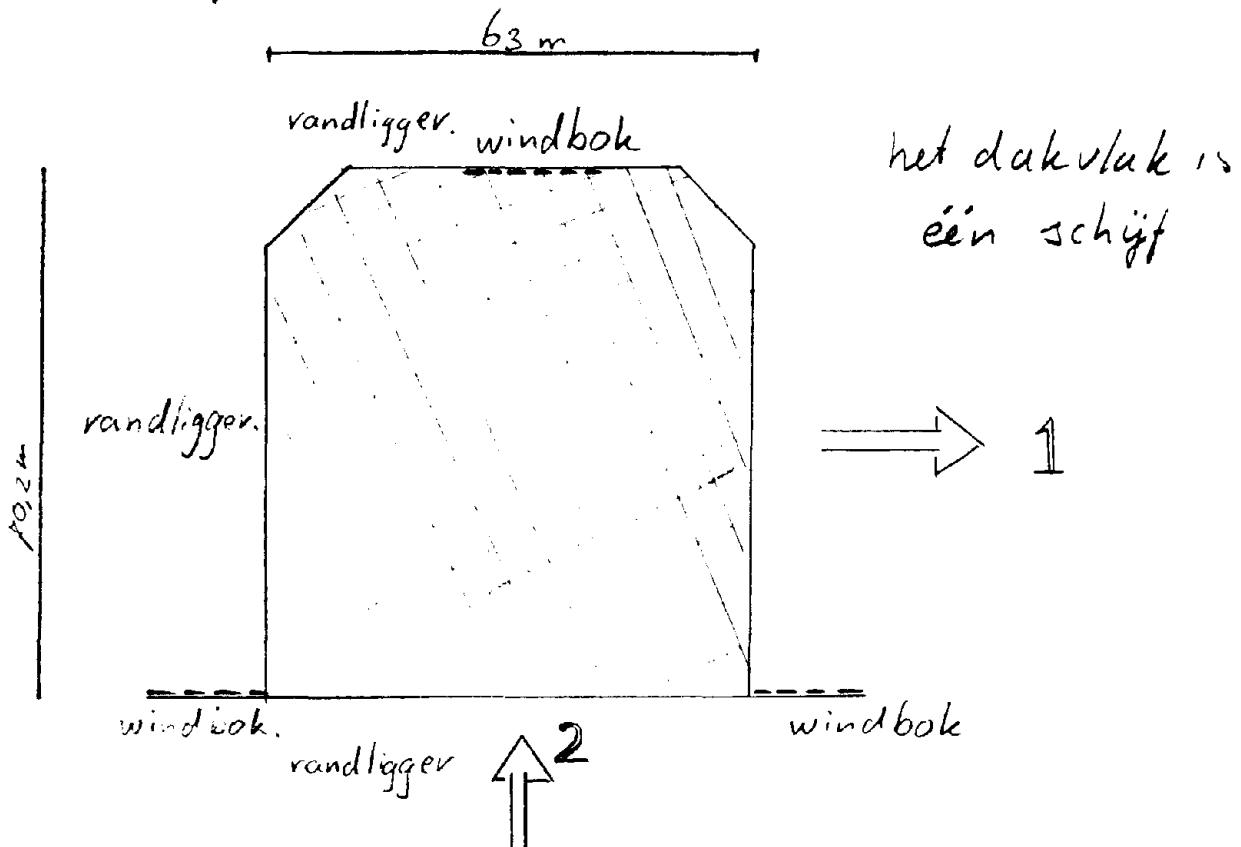
oldoet

kortere kolommen \rightarrow dunnere wanden

Neem koppel staven $\phi 139,7$ 8 mm dik

2.4 De stabiliteit van de hal

Door het toepassen van geprofileerde stalen platen is het mogelijk de stabiliteit van de onderhoudshal te verzekeren door uit te gaan van de schijfwerking van deze platen.



De stabiliteit in richting 1 wordt verzorgd door de wind bok in de kopgevel en de windbokken in de deuren kassen.

De stabiliteit in de richting 2 wordt verzorgd door de schijfwerking van de lang-span platen in de zijvlakken.

Alle krachten worden via het dakvlak aan de vandligger afgegeven.

Dimensionering

De dimensionering v.d. verbindingen en de controle op stijfheid van het dakvlak en de zijvlakken geschiedt op basis van de "RSPS" 1980.

Zijgevel

- Enkele aannames bij de dimensionering:

Het "afgeknotte" deel draagt niet bij aan de stabiliteit

- Hoewel er per kolom 2 bevestigingen zijn wordt deze als één "gording" beschouwd

- De zijgevel wordt als een rechthoek beschouwd, met de grootste hoogte (ongunstigst) (28 m).

Belasting

De grootste belasting in de richting z is de combinatie van geopende deuren en maximale wind zodat:

$$\text{breedte gebouw} = 63 + 16 = 79 \text{ m}$$

$$\text{hoogte gebouw} = 28.3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{totale belasting op het gebouw} &= 0.93 * (0.4 * 0.8) * 1.5 = \\ &= 1.674 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{totale kracht} = 3742 \text{ kN}$$

$$\text{aan de bovenzijde} = 3742 / 2 = 1871 \text{ kN}$$

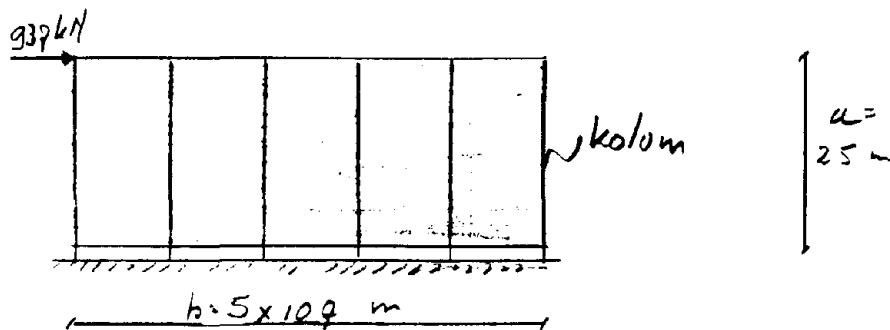
$$\text{per zijgevel} = 937 \text{ kN} \quad (\text{aan de bovenzijde})$$



de zijgevel als schijf.

- gebruik in de zijgevel "Prince Long Span Deck"
Sendzimir verzinkte plaat dikte 1,50 mm.
 - gebruik blindklinknagels $d = 4 \text{ mm}$.
 - gebruik voor bevestiging van kolommen en zandliggers
schroeven 5 mm.
 - staalkern dikte 1,5 mm. levert voor :
 - schroef : slip: $0,35 \text{ mm/kN}$
rekenswaarde : $5,67 \text{ kN}$.
 - blindklinknagel : slip: $0,35 \text{ mm/kN}$
rekenswaarde : $4,5 \text{ kN}$
- zie ook bijlage 5 en [29]

schema zijgevel



bij de langnaad in de onderflens geldt volgens:
appendix b1 RSPS 1980

$$Q_{\max} = \frac{(n_s F_s + n_p F_p)(2 n_s S_p + p_1 n_p S_s)}{2 n_s S_p + n_p S_s}$$

Bij gebruik van zelds platen hebben de symbolen de volgende waarden:

$$Q = 937 \text{ kN}$$

p_1 = aantal bevestigingspunten per plaatbreedte
is 2 $\rightarrow p_1 = 1.00$ (Tabel II RSPS '80)



n_s = aantal bevestigingsmiddelen over de langnaad

n_p = aantal gordingen $n_p = 6$

$$F_s = 4.5 \text{ kN}$$

$F_p = 11.3 \text{ kN}$ (2 schroeven per bevestigingspunt)

$$S_s = S_p = 0.35 \text{ mm/kN}$$

Substitutie in de formule levert voor n_s :

$$n_s \geq 197$$

d.w.z. over de gehele lengte van het gebouw zijn per plaat dus-
= de kolommen 40 blind klinknagels nodig.
dit betekent maximale hok afstand = 300 mm

Plaat-schuifkracht element verbinding
volgens appendix 61 RSPS 1980

$$Q_{max} = n_{sc} \cdot F_{sc}$$

als schuifkracht elementen worden 5 onder en boven
regels gebruikt

$$F_{sc} = F_p = 11,4 \text{ kN}$$

$$Q = 937 \text{ kN}$$

$$n_{sc} = \frac{937}{11,4} = 82$$

per schuifkracht element moeten ^{minstens} 17 schroeven
worden toegepast. (hoog 535 mm)

- zodat maximale hoh. 300 mm wordt gebruikt.

Controle aditionele bezwijk vormen.

$$Q_{max} = 937 \text{ kN}$$

$$a = 25000 \text{ mm}$$

$$b = 58500 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 6 \text{ kolommen} \rightarrow 0,71 \text{ (Tabel I RSPS '80).}$$

$$n_{sh} = \text{aantal plaat breedtes} : \frac{25000}{600} = 41,7 \rightarrow 41$$

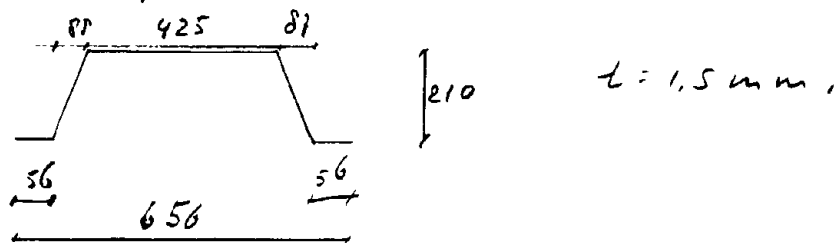
$$n_f = \text{aantal plaat-kolom bevestigingen} = 2. \quad \# \text{---} \#$$

$$\frac{1,25 * 937 * 25000 * 0,71}{41 * 53500 (1-1)} = 9,5 \text{ kN} < 11,4 \text{ kN}$$

oke.

Plooienschuifpaneel (appendix c RSPS 1980).

I: kwad. oppervlakte moment



$$\text{doorsnede: } t(2 \times 56 + 425 + 2 \times 215) = 967t$$

ligging neutrale lijn t.o.v. bovenfl.:

$$\frac{t(2 \times 56 \times 210 + 2 \times 215 \times 105)}{967t} = 71 \text{ mm.}$$

$$I = 1.5 \left\{ 2 \times 56 (210 - 71)^2 + 425 \times 71^2 + \frac{2}{12} \cdot 215^3 + 2 \times 215 (105 - 71)^2 \right\} = 9690000 \text{ mm}^4$$

$$1,25 \times 937 \leq \frac{18 D_x^{1/4} \cdot D_y^{3/4} (n_p - 1)^2}{b} = Q_{\text{arit}}$$

$$D_x = \frac{E t^3 \cdot b_2}{12(1-\nu^2)(b_2 + 2h)} = \frac{210 \times 1.5^3 \times 600}{12(1-0.3^2)(600 + 2 \times 210)} = 38 \text{ kN/mm}$$

$$D_y = \frac{E I}{b_2} = \frac{210 \times 9690000}{600} = 3391423 \text{ kN/mm}$$

$$n_p = 6$$

$$b = 58500 \text{ mm}$$

$$Q_{\text{arit}} = \frac{18 \cdot 38^{1/4} \cdot 3391423^{3/4} (6-1)^2}{58500} = 1510 \text{ kN}$$

$$1510 > 937 \text{ kN} \quad \text{oke.}$$

De kolommen aan de rand van het schuifpaneel moeten extra belast worden met :

$$937 * 25 / 58.5 = 400 \text{ kN} !$$

dit geeft geen problemen.

De rand elementen boven en onder moeten gedimensioneerd worden op:

$$937 \text{ kN} \approx \text{HEA 280 (schatting)}$$

wegens extra windkrachten
buiging!

Vervorming (gevel) schijf

* Buig vervorming:

$$c_{1,1} = \frac{\alpha \cdot b_c^{2,5} + \alpha_1 \cdot k}{E \cdot t^{2,5} + b_c^2} \cdot \frac{b_c^2}{a^2} \quad (\text{appendix 1 RSPS '80})$$

$$c_{1,1} = \frac{25000 + 600^{2,5} \cdot 0,6 \cdot 0,355}{210 \cdot 1,5^{2,5} + 53500^2} = 0,0237 \quad \text{mm/kN}$$

* schuif vervorming:

$$c_{1,2} = \frac{2 \alpha \cdot \alpha_c (1 + \nu) (b_c + 2h)}{b_c \cdot b_c \cdot E}$$

$$c_{1,2} = \frac{2 \cdot 25000 \cdot 0,55 (1,3) (600 + 2 \cdot 210)}{600 \cdot 53500 \cdot 1,5 \cdot 210} = 0,0033 \quad \text{mm/kN}$$

* vervorming plaat-kolom verbinding

(aanname 1 verbinden per kolom; alle panelen)

even lang (25 m)

$$c_{2,1} = \frac{2 \cdot a \cdot s_p \cdot p \cdot \alpha_3}{b^2}$$

$$c_{2,1} = \frac{2 \cdot 25000 \cdot 0,35 \cdot 600 \cdot 0,71}{53500} = 0,0022 \quad \text{mm/kN}$$

* vervorming in de langsnaad.

$$c_{2,2} = \frac{2 s_s \cdot s_p (n_{sc} - 1)}{2 n_s s_p + \beta_1 n_p s_s}$$

$$c_{2,2} = \frac{2 \cdot 0,35 \cdot 0,35 \cdot 40}{2 \cdot 5 \cdot 40 \cdot 0,35 + 1,4 \cdot 6 \cdot 0,35} = 0,012 \quad \text{mm/kN}$$

vervorming rand ligger-plaat

$$c_{2,3} = \frac{s_{sc}}{n_{sc}} + \frac{1}{n + n_b} \left(s_{pr} + \frac{s_b}{\beta_2} \right)$$

$$c_{2,3} = \frac{0,35}{5 \cdot 40} + \frac{1}{6,1} \left(0 + \frac{0,35}{1} \right) = 0,060 \quad \text{mm/kN}$$

kolommen met pasbouten bevestigen.

Vervormingen door de axiaal krachten in de kolommen wordt veroorzaakt! (oppervlak v.d. kolommen veel groter dan voor schuifspanning nodig!)

totale vervorming:

$$c_i = 0,10477 \text{ mm/kN}$$

$$\text{zodat } \Delta = Q/1,5 * c_i$$

verplaatsing van de bovenrand t.o.v de onderzijde schuif is gelijk aan:

$$\Delta = 937/1,5 * 0,10477 = 65 \text{ mm.}$$

$$\frac{\Delta}{25000} = \frac{1}{382} \quad \text{voldoet.}$$

deze waarde is eigenlijk een schatting die te groot is, omdat de zijgevel nog lager is en daus stijver zal de beplating op de zijgevel zeker voldoen als stabiliserend element!

Zijgevels: Prince langspan deks.

$$t = 1,5 \text{ mm.}$$

langstaad verbinding

blindklink nagels $d = 4 \text{ mm}$ hoh 300 mm .

bevestiging op kolommen

schroeven $d = 5 \text{ mm}$ in elk dal $\frac{2}{\text{hoh } 300}$.

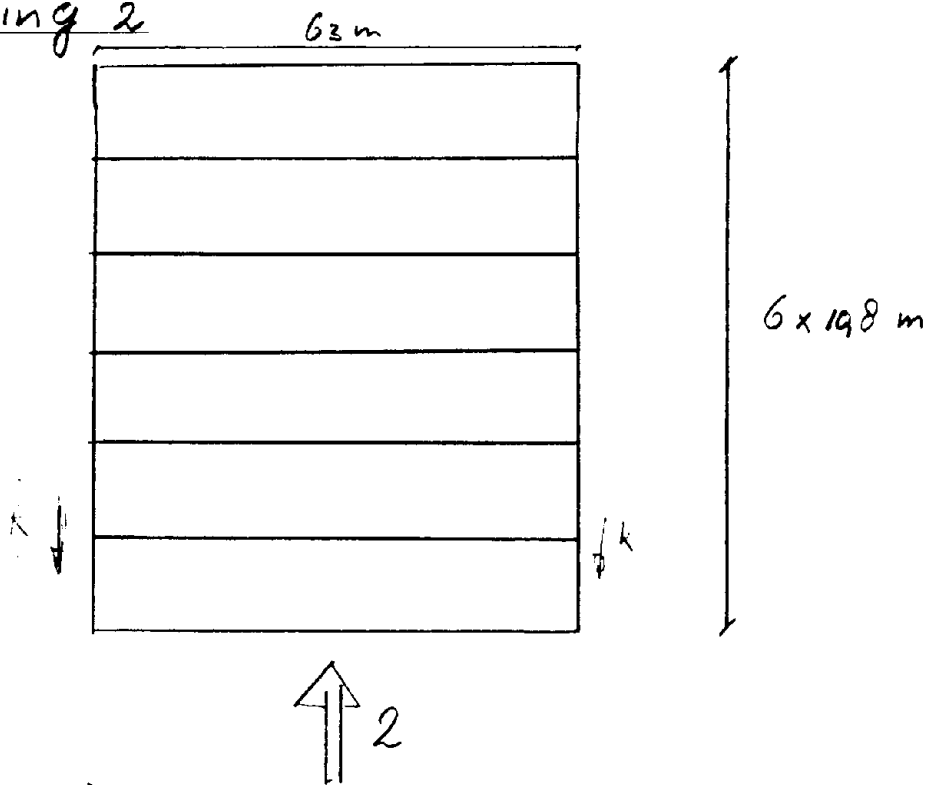
bevestiging op langs element

schroeven $d = 5 \text{ mm}$ 2 h.o.h. 300 mm .

Dimensionering dakvlak.

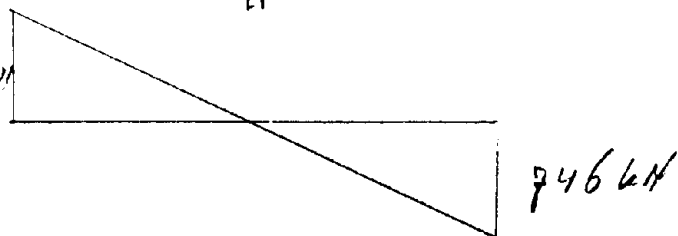
windrichting 2

schema:



Dwarskrachtenlijn:

746 kN



belasting:

$$\text{oppervlak} = 63 \times 28,3 = 1783 \text{ m}^2$$

$$v_l = 0,93 \times (0,8 + 0,4) \times 1,5 = 1,674 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \frac{1}{2} \times 28,3 \times 1,674 = 23,7 \text{ kN/m}$$

$$R = 746 \text{ kN}$$

* Langnaad.

$$Q_{\max} = \frac{(n_s \cdot F_s + n_p \cdot F_b) (2 n_s s_p + \beta_1 n_p s_s)}{2 n_s s_p + n_p s_s}$$

By 2 velds platen:

$$Q = 746 \text{ kN}$$

$$n_s = 1 \quad n_p =$$

n_s = aantal bevestigingsmiddelen over de langnaad.

$$F_s = 4,5 \text{ kN}$$

$$F_b = 11,4 \text{ kN}$$

$$s_s = s_p = 0,35 \text{ mm/kN}$$

$$n_s \geq 76 \quad (\text{aantal benodigde blind bolmoers})$$

de maximale h.o.h. afstand $\rightarrow 300 \text{ mm}$.

* Plaat-schuifkracht element verbinding

$$Q_{\max} = n_{sc} \cdot F_{sc}$$

$$F_{sc} = F_b = 11,4 \text{ kN}$$

$$Q = 746 \text{ kN}$$

$$n_{sc} \geq \frac{746}{11,4} = 65$$

ook nu geldt: maximale h.o.h. afstand 300 mm.

* Controle additionele bezwijk vormen

$$\frac{1,25 \cdot Q_{\max} \cdot a \cdot \alpha_3}{n_{sh} \cdot b \cdot (n_f - 1)}$$

$$Q = 150$$

$$a = 63000 \text{ mm}$$

$$b = 64800 \text{ mm}$$

$$\alpha_3: 7 \text{ verdiepingen} : \alpha_3 = 0,64$$

n_{sh} : aantal plaat breedtes: $\frac{63000}{600} = 105$

n_f : aantal plaat-gording bevestigingen = 2

$$\frac{1,25 * 746 * 63000 * 0,64}{105 * 64800 * 1} = 5,5 \text{ kN} < 11,4 \text{ kN}$$

oke

Plooiën = schuifpaneel: (appendix c RSPS 80)

$$1,25 * 746 \leq \frac{18 \cdot D_x^{1/2} \cdot D_y^{3/4} \cdot (n_p - 1)^2}{b}$$

$$P_x = 38 \text{ kNm/m}$$

$$D_y = 3391423 \text{ kNm/mm}$$

$$n_p = 2$$

$$b = 70200 \text{ mm}$$

$$Q_{krit} = \frac{18 * 38^{1/2} * 3391423^{3/4} * (2-1)^2}{64800} = 1963 \text{ kN}$$

$$1963 > 1,25 * 746 \text{ kN}$$

oke

Maximale axiale kracht in zandelement.

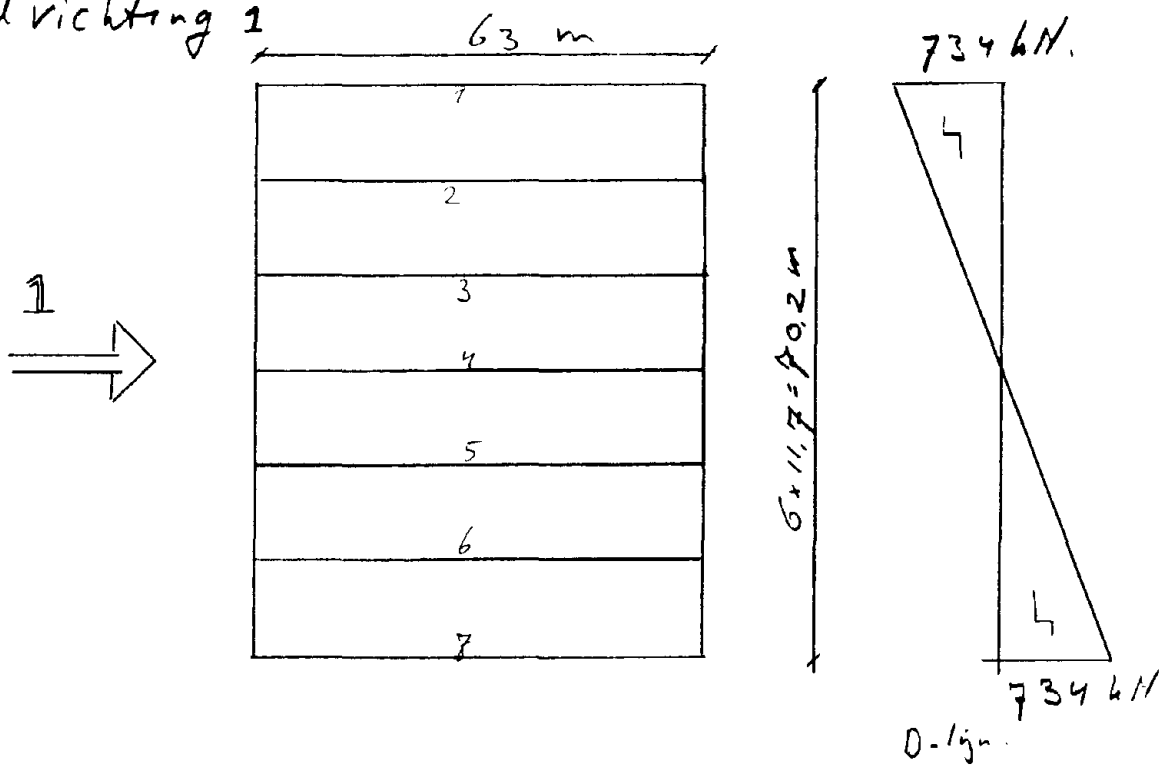
$$\frac{1}{8} \frac{q^2}{b} * \alpha_3 = \frac{23,7 * 63^2}{8 * 64,5} * 0,64 = 181 \text{ kN}$$

dit levert geen probleem voor de
bovenflens v.d. plaatliggers.
in verband met de 25% eis moet de zand-
gording worden gedimensioneerd op
 $1,25 * 167 = 226 \text{ kN}$

Gezien het bijna vierhante vlak worden de
vervormingen niet bevreemd!

Dimensionering Dakvlak

wind richting 1



Neem aan: gebouw één hoogte van 25 m.

belasting: oppervlak = $70,2 * 25 = 1755 \text{ m}^2$

$$W = 0,93 * (0,8 + 0,4) * 1,5 = 1,674 \text{ kN/m}$$

$$q = \frac{1}{2} * 25 * 1,674 = 20,9 \text{ kN/m}$$

$$R = 734 \text{ kN}$$

* langsgnaad bevestiging.

$$Q_{0 \max} = \frac{(n_s \bar{F}_s + n_p \bar{F}_p) (2 n_s S_p + \beta_1 n_p S_s)}{2 n_s S_p + n_p S_s}$$

Bij 2 velds platen.

$$Q_{0 \max} = \frac{10,8}{63} * 734 = 126 \text{ kN}$$

β_1 : aantal bevestigingsmiddelen per plaat.
breedte is 2 $\rightarrow \beta_1 = 1$

n_s : aantal bevestigingsmiddelen per langsgnaad

n_p : aantal plaat-dakligger bevestigingen = 2

$$\bar{F}_s = 4,5 \text{ kN}$$

$$\bar{F}_p = 11,4 \text{ kN} \quad (2 \text{ schroeven } 65)$$

$$S_s = S_p = 0,35 \text{ mm/kN}$$

het aantal blindklinknagels:

$$n_s \approx 20$$

dus maximale h.o.h. afstand 300 mm

* Plaat-randelement bevestiging

ook maximale h.o.h. afstand 300 mm

(schroeven $\bar{F}_p = 11,4 \text{ kN}$).

* Controle additionele bezwijk vormen.

Vereiste rekensterkte plaat-ligger bevestiging

$$1.25 \times Q_{\text{omax}} \times a \cdot \alpha_3 \\ n_{sh} \cdot b (n_f - 1)$$

$$Q_{\text{omax}} = 136 \text{ kN}$$

$$a = 63000 \text{ mm}$$

$$b = 11700 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 : 2 \text{ velds plaat} \rightarrow \alpha = 1$$

$$n_{sh} = \frac{63000}{600} = 105$$

$$n_f = \text{aantal plaat-dak-ligger bevestigingen per plaat} = 2$$

$$\frac{1.25 \times 136 \times 63000 \cdot 1}{105 \times 10800 \times (2-1)} = 9.5 \text{ kN} < 11.4 \text{ kN} \\ \text{oke}$$

* Plooiën schuifpaneel:

$$1.25 \times 734 \leq \frac{36 \times a \times D_x^{1/4} \times D_f^{3/4}}{b^2} = Q_{\text{krit}}$$

$$a = 63000 \text{ mm}$$

$$b = 11700 \text{ mm}$$

$$D_x = 38 \text{ kN/mm}$$

$$D_f = 3391423 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{krit}} = \frac{36 \times 63000 \times 38^{1/4} \times 3391423^{3/4}}{10800^2} = 3814 \text{ kN} > 1.25 \times 734 \text{ kN}$$

* Maximale kracht op de rand elementen

$$1/8 q l^2 / a = \frac{20.9}{8} \times 64.8^2 / 63 = 174 \text{ kN}$$

v.m. de 25% regel rand berekenen met:

$$1.25 \times 174 = 218 \text{ kN}$$

* De vervormingen worden ivm het bijna vierkant zij van het dakvlak niet berekend! (zie RSPS '80)

Concluderend kan vermeld worden dat:
de Prince longspan deks ($t=1.5\text{ mm}$)
met voor bevestiging op plaatliggers of rand-
elementen schroeven $5\text{ mm } 2 \times \text{h.o.h. } 300\text{ mm}$.

$$F_p = 11.4\text{ kN}$$

$$\text{slip} = 0.35\text{ mm/kN}$$

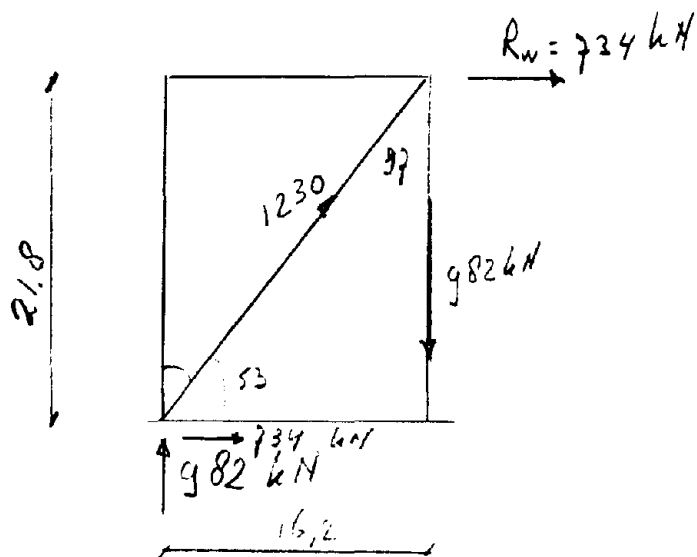
bevestiging plaat op plaat in de langspannen
blindklinknagels $4\text{ mm h.o.h. } 300\text{ mm}$

$$F_p = 4.5\text{ kN}$$

$$\text{slip } 0.35\text{ mm/kN}$$

voor zowel zijgevel als dak uitstekend
voldoet voor de stabiliteit!

Dimensionering trek-staaf deur box



$$F = 1230$$

$$A_b = 1230 / 0.24 = 5125 \text{ mm}^2$$

$$\text{Neem } \phi 168.3 \quad t = 12.5$$

$$A = 6118 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = 201 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta l = \frac{201 \times 27160}{2.1 \times 10^5} = 26 \text{ mm}$$



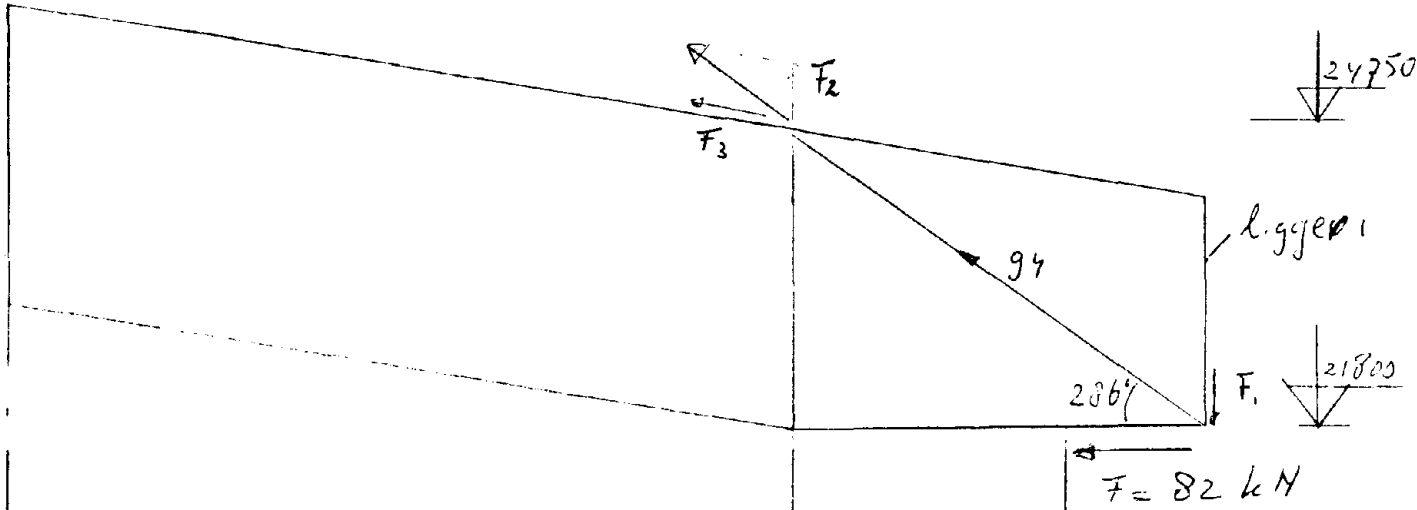
$$s = 26 \text{ mm} \approx \frac{1}{1000} h \quad \text{oké}$$

Doordat de deuren niet tot aan het dakvlak reiken zullen trekstaven worden aangebracht zodat de krachten op de deur worden afgevoerd via het dakvlak.

Daartoe worden drukstaven ook 4.5 m geplaatst.

belasting $1,1 \times 0,93 \times \gamma$
 $= 1,53 \text{ kN/m}$

hoogte: $24,150 +$
kracht/m' = $18,26 \text{ kN/m}$
per $4,5 \text{ m} = 82 \text{ kN}$



druckstaaf hoh $4,5 \text{ m}$.

$\tan \alpha = \frac{2950}{5400} \Rightarrow \alpha = 28,6$

$\frac{1}{\cos 28,6} = 1,15$

T per druckstaaf \rightarrow
 94 kN

$F_1 = 45 \text{ kN} \quad \downarrow = - F_2$ kniklengte $6,53 \text{ mm}$

\Rightarrow equivalent met 10 kN/m^2 bij HEA 140

extra belasting.

$\lambda_y = 175 \rightarrow w_y 5,91$

$F_3 = 85 \text{ kN}$

$\sigma = 180 \text{ N/mm}^2$

geen windverband boven de steel!

2.5 De hangandeuren

De deuren zijn onderrollende schuifdeuren.

Gekoren is voor een deur in 4 delen.

elk deel is dus $\pm 15,6$ m breed en

$\pm 21,8$ m hoog

Elk deel wordt ondersteund door 8 wielstellen, waarvan één electrisch wordt aangedreven

Als de motor van een deel uitvalt moet de trekker de taak overnemen.

De deuren hebben enkele voorzieningen

nodig : - onder en boven geleiding

- rollen

- stroomvoorziening.

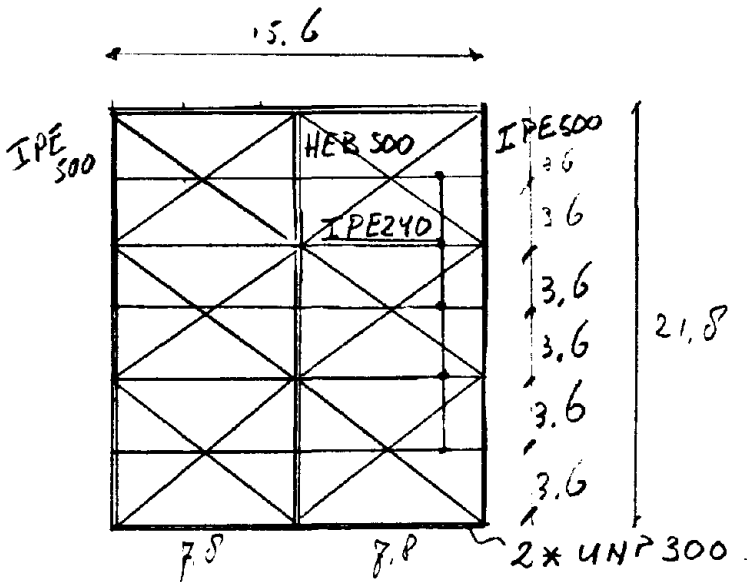
- De belasting op de (openstaande) deuren is

$$0,4 + 0,8 * q_{stuw}$$

$$\text{voor } q_{stuw} = 0,93 \text{ kN/m}^2$$

- In de vloer moet een rails worden aangebracht!

Dimensionering Deuren.



de regels aan de
strippen bevestigen!
bekleding P.C
isolatie bekleding.

a tussen stijl h.o.h. 7.8 m $1.2 \times 0.9 \times 7.8 = 8.42 \text{ kN/m}$

$$M_d = 1.5 \times \frac{1}{8} \times 8.42 \times 7.8^2 = 750 \text{ kNm}$$

$$W_{\text{ben}} = \frac{750}{247 \times 10^2} = 3127 \text{ cm}^3 \quad (\text{Fe 360})$$

$$I_{\text{ben}} = \frac{1250 M_d}{48 \gamma_E} = 8.8466 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\text{HEB 500} \rightarrow W_x = 7290 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 1.0718 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

b Rand stijl

$$M_d = \frac{1}{2} \times 750 = 375 \text{ kNm}$$

$$W_{\text{ben}} = 1564 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_{\text{ben}} = 4.4233 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\text{IPE 500} \rightarrow W_x = 1930 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_x = 4.820 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

c Regelwerk h.o.h. 3.6 m (in y-richting ophangen)

$$q/m = 1.2 \times 0.9 \times 3.6 = 3.89 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 1.5 \times \frac{1}{8} \times 3.89 \times 7.8^2 = 44 \text{ kNm}$$

$$W_{\text{ben}} = 185 \text{ cm}^3 \quad I_{\text{ben}} = 2.837 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{IPE 240} \quad W_x = 324 \text{ mm}^3 \quad I_x = 3.890 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

d. Boven regel

$$P \text{ in het midden} = 8,42 * 10,9 * 1,5 = 138 \text{ kN}$$

$$M_d = 1/4 * 138 * 15,6 = 539 \text{ kNm}$$

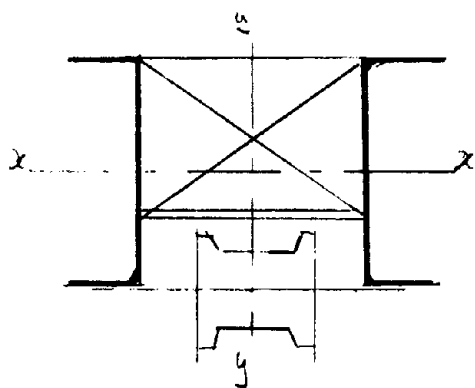
$$A_{req} = 539 / 24 * 10^3 = 2245 \text{ cm}^2$$

$$I_{req} = \frac{250 * 138 * 15600^2}{48 * 2,1 * 10^5 + 1,5} = 55528 * 10^4 \text{ mm}^4$$

Neem HEA 340 raatligger $i = 500$.

e. Onderregel

hier moeten de wielen en het aandrijfmechanisme geplaatst worden. Neem $2 * \text{UNP } 300$.



door de profielen te koppelen in de y richting stijf

totaal gewicht deur 18133 kg

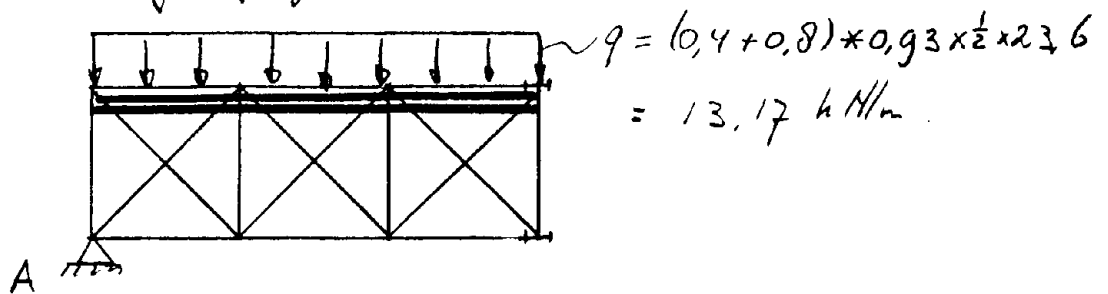
Om schrammen van de deur te voorkomen moet een staal strip worden aangebracht.

per wielstel 226 kN (8 wielen totaal)

Als de deuren open naast elkaar staan dan is $F = 452 \text{ kN}$. (zwaarste belasting.)

Dimensionering opvang box en boven geleiding.

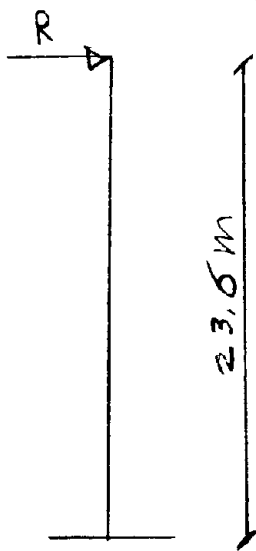
De windbelasting bij geopende deuren



De windkracht in A wordt aan de gevel afgegeven.

De belasting op de bok is:

$$R = \frac{1}{2} * 23,6 * 16 * 1,2 * 0,93 * \frac{1}{2} = 105 \text{ kN}$$



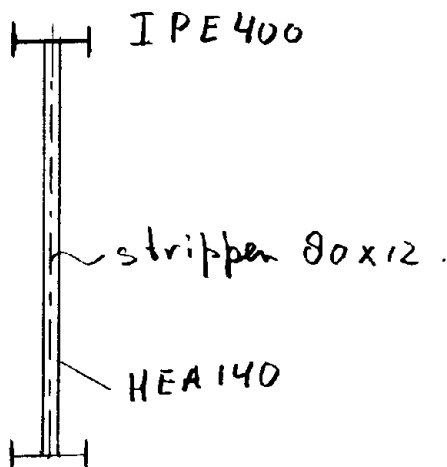
$$M_{voet} = 105 * 23,6 = 2486 \text{ kNm}$$

Maximale uitbuiging: $\frac{1}{500} h$
stel vergrotingsfactor fundering
10% dan

$$w_{max} = \frac{h}{550} = \frac{23600}{550} = 42,9 \text{ mm}$$

$$I_{ben} = \frac{105 * 23600^3 * 10^3}{3 * 2,1 * 10^5 * 42,9} = 5105000 * 10^4 \text{ mm}^4$$

Samen gesteld profiel.:



$$I = 2 * A_f * (\frac{1}{2} h)^2$$

$$\frac{1}{2} h = 2,70 \text{ m}$$

$$A_{fben} = 3501 \text{ mm}^2$$

Flenzen koppelen met een

vak werk 20% meer

$$\text{oppervlakte: } A = 4202 \text{ mm}^2$$

Neem IPE 400 i.v.m.
Lengte

Koppel staaf in de wind bok

$$F = 1,5 \times 105 = 157,5 \text{ kN}$$

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

Neem HEA140 $i = 5,98 \text{ cm}$

$$\lambda_y = 153 \quad \omega_y = 4,52$$

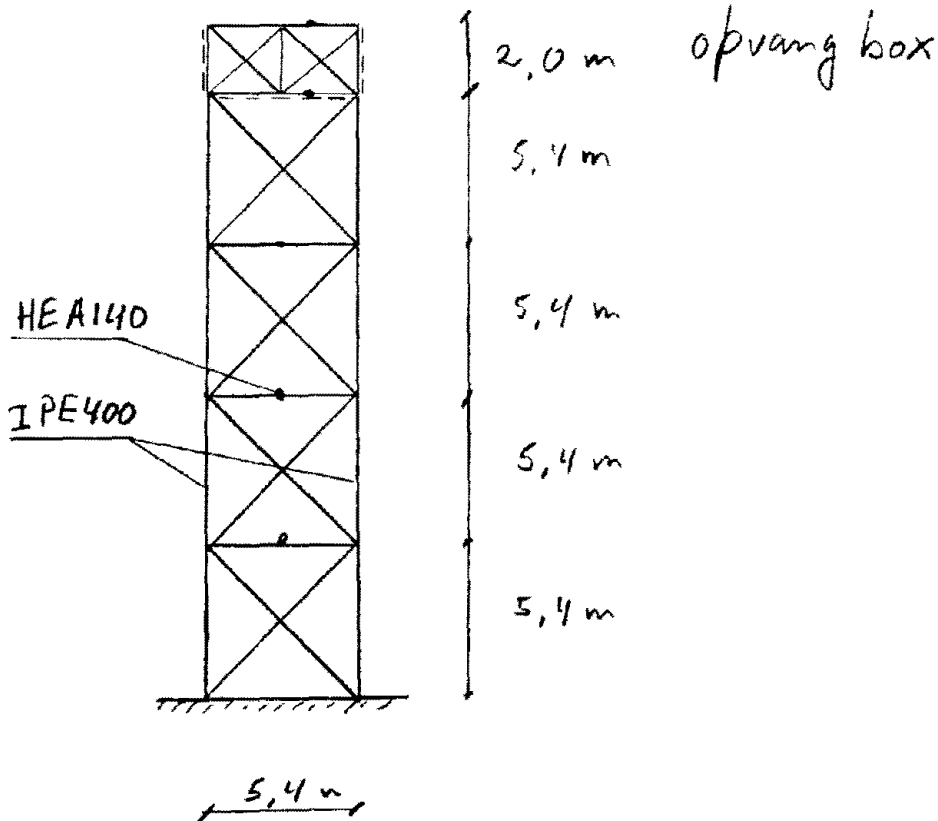
$$\sigma = \frac{\omega \times F}{A} = \frac{4,52 \times 157500}{3140} = 227 \text{ N/mm}^2$$

trek staven :

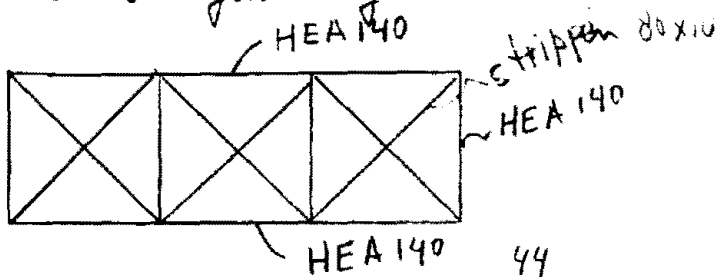
$$A_{\text{ben}} = \sqrt{2} \times 157500 / 240 = 925 \text{ mm}^2$$

Neem strippen $80 \times 15 \text{ mm}^2 = 1200 \text{ mm}^2$

(voldoende netto doorsn.)



Dimensies boven geleiding :



Bijlage 3

Bepaling zakkingen paalfunderingen

B3.1 Bepaling inheidiepte.

B3.2 Dimensionering palen.

B3.3 Bepaling zakkingen

3 Fundering.

Bij het ontwerpen van de hangar zijst de vraag of de fundering aan elkaar gefixt moet worden of niet. Daartoe moeten de zakkingen van de palen bekend zijn.

De kolommen van de onderhoudshal staan op poeren. Tussen de poeren ligt een onderlag balk.

Het kantoor gedeelte heeft een plaatvloer die op poeren rust. De begane grondvloer heeft ook een randbalk.

metingen: - randbalk kantoor:

$$0,4 * 1,0$$

gewicht $9,6 \text{ kN/m}$

- poer gang kolom:

$$1 * 1,5 * 0,75$$

gewicht 27 kN

- poer gang kolom:

$$1 * 1,5 * 0,75$$

gewicht 27 kN

- onderlag balk hal

$$0,4 * 1$$

gewicht $9,6 \text{ kN/m}$

- poer zij kolom

$$1 * 1,5 * 2$$

gewicht 72 kN

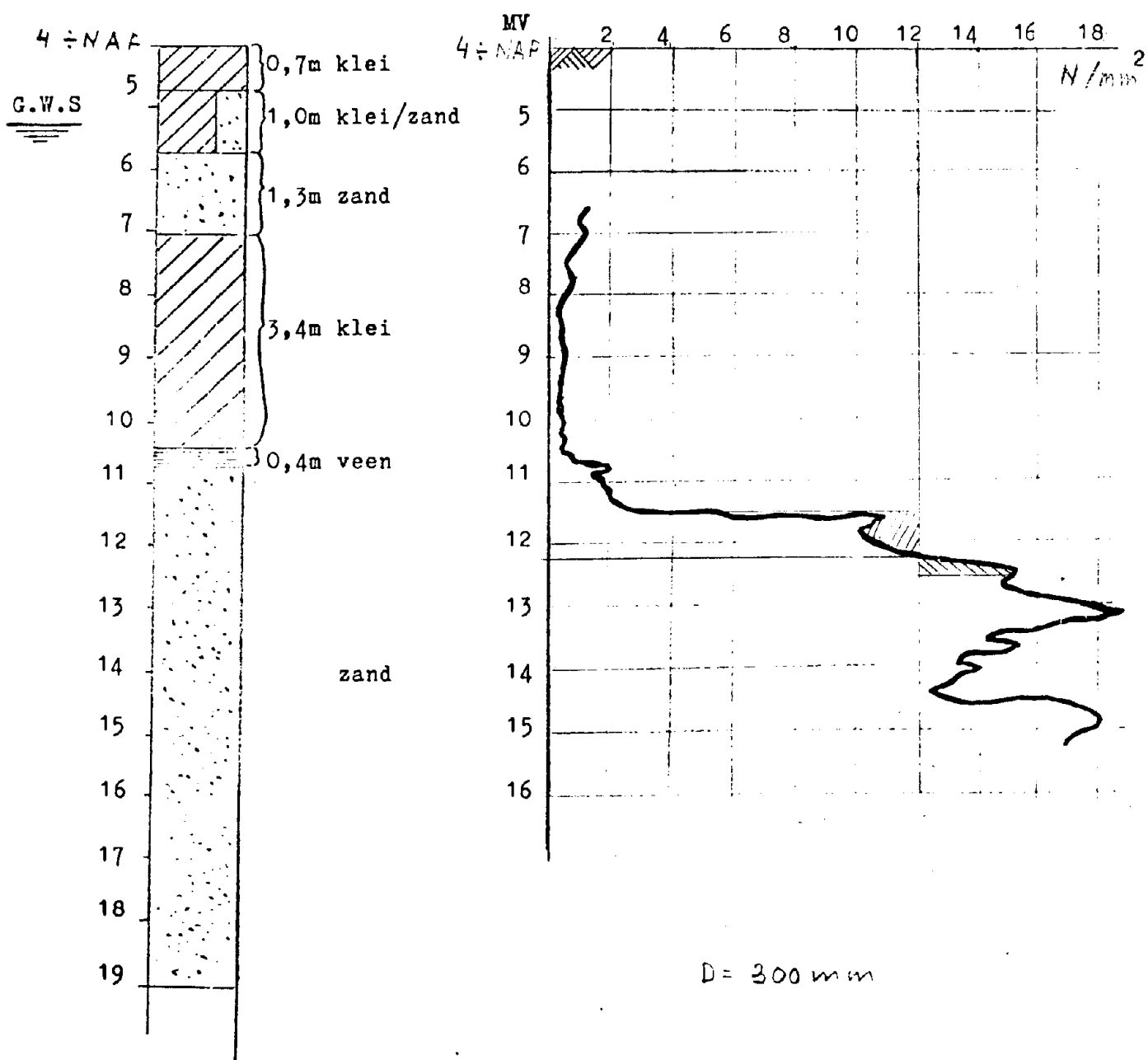
- geen poer loop kolom

3.1 Bepaling inheiddiepte

Bij de bepaling van de inheiddiepte is een draagkracht van 12 N/mm^2 aan gehouden.

M.b.v. van de $3,75 D - 1 D$ methode is voor een paal $\varnothing 300 \text{ mm}$ de inheiddiepte bepaald op $12,30 \text{ m}$.

Bij deze bepaling is uitgegaan van de sondeerwaarden op de volgende L12.



paallengte 12.30 m
 draagkracht 12 N/mm^2

3.2 Dimensionering vloeren

1 Dimensionering Fundering Holen (de lings) $N_d = 1169 / 1.5 = 780 \text{ kN}$

$N = 1.1 * 0.93 * 10.8 * 26.6 / 2 = 147 \text{ kN}$

elasting voor $1 * 1.5 * 2 * 29 = 72 \text{ kN}$

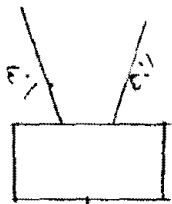
zandbalk $1 * 0.4 * 24 + 9.3 = 39 \text{ kN}$

$147 \text{ kN} + 72 \text{ kN} = 219 \text{ kN}$

fgv. N balasting =

990 kN

fgv wind 476 kN



$G_{gr} = 5 \text{ N/mm}^2$ (gebruikt)

1m x 4 panel $400 * 300 \text{ mm}$

$F_{tot} = 1466 \text{ kN}$ $F_{gr} = 366 \text{ kN}$

$A = \frac{5}{266 * 10^3} = 18300 \text{ mm}^2 \rightarrow \pm 270$
 $= \frac{266 * 10^3}{300 * 200} = 4.1 \text{ N/mm}^2$

2 Dimensionering Fundering kolom (hal)
 Nd = balasting + kolom + floor + poer + balk
 $= 9 * 34.4 / 1.5 / 2 + 40 + 89 = 226 \text{ kN}$

$C_{kr} = 5 \text{ kN/mm}^2$

Neem 1 paal $\phi 250 * 250$

$C = \frac{226000}{250 * 250} = 3.6 \text{ N/mm}^2$

3 Dimensionering Fundering gang kolom (kantoor)

belasting = $N_k + \text{vloer} + \text{poer}$

$$= 557 + (5,4 \times 0,6 + 1,95) \times 4,5 \times 9,76 + 27$$

$F_{\text{kolom}} = 793 \text{ kN}$.

Neem 2 palen: $\varnothing 300 \times 300$

$$\sigma_{\text{paal}} = \frac{793000}{2 \times 300 \times 300} = 4,4 \text{ N/mm}^2$$

4 Dimensionering remkolom

belasting = $N_k + \text{vloer} + \text{balk} + \text{poer}$

$$= 432 + (0,6 \times 5,7 + 0,45) \times 4,5 \times 9,76 + 0,4 \times 1 \times 24 \times 4,5 + 56 =$$

$F_{\text{kolom}} = 695 \text{ kN}$

Neem 2 palen: $\varnothing 300 \times 300$

$$\sigma_p = \frac{695000}{2 \times 300^2} = 3,9 \text{ N/mm}^2$$

Draagvermogen $\varnothing 300$ $Q_p = \gamma \times \sigma_g \times A$

$Q_p = 1125 \text{ kN}$

Draagvermogen $\varnothing 250$ $Q_p = 781 \text{ kN}$

3.3.2. Zakkingen: 1. olijvend $\Delta l = \frac{990/4 \times 10^3 \times 13000}{30000 \times 300^2} = 1,1 \text{ mm}$

Plantema: $\frac{14664}{1125} \times 100 = 33 \%$

→ grafiek $0,2 \times D/100$

$D = \frac{4 \times 300}{\pi} = 382 \text{ mm}$ dus 1 mm

totale zakking $1 + 1 = 2 \text{ mm}$.

2 kopgevel kolom zinking

$$\text{elastisch: } \Delta l = \frac{226 \times 10^3 \times 13000}{250^2 \times 30000} = 1,6 \text{ mm.}$$

$$\text{plantema} \rightarrow D = 318 \text{ mm}$$

$$304/781 \times 100 = 38\%$$

$$\text{zinking} = 0,2 \times 318/100 = 0,6 \text{ mm}$$

$$\text{tot zinking } 2,2 \text{ mm.}$$

3 gang kolom zinking

$$\text{elastisch: } \Delta l = \frac{4,4 \times 13000}{30000} = 1,9 \text{ mm.}$$

$$\text{plantema: } D = 352 \text{ mm}$$

$$396,5/1125 \times 100 = 35\%$$

$$\text{zinking} = 0,2 \times 382/100 = 0,8 \text{ mm}$$

$$\text{tot zinking } 2,7 \text{ mm}$$

4 gevel kolom zinking

$$\text{elastisch } \Delta l = \frac{3,9 \times 13000}{30000} = 1,7 \text{ mm}$$

$$\text{plantema: } D = 382 \text{ mm}$$

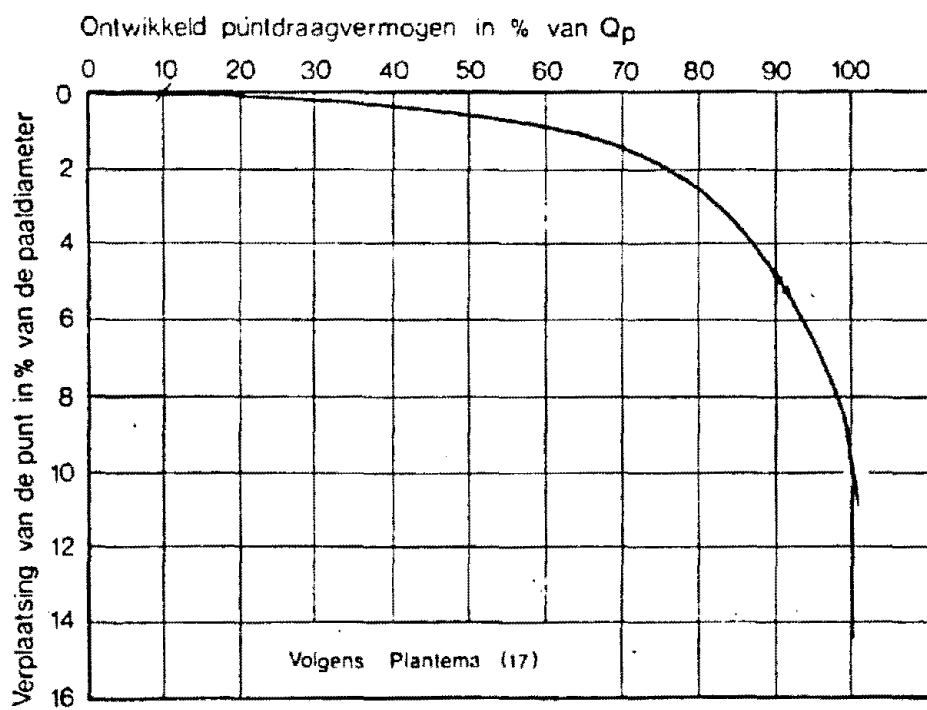
$$347,5/1125 \times 100 = 31\%$$

$$\text{zinking} = 0,2 \times 382/100 = 0,8$$

$$\text{totale zinking} = 2,5 \text{ mm.}$$

conclusie stort funderingspoeren on balke als één monoliet!

N.B. bij deze berekeningen zijn de kolommen 13 m lang dit is onjuist → ze zijn 12 m. De zinkingen zijn dus kleiner maar blijven i.d. zelfde orde grootte





Bijlage 4

De hangar vloer.

artikel over ~~de~~ testen op Schiphol
uit Public roads, april '56 no 4

Loading Tests on Concrete Slabs at Schiphol Airport

Essais de chargement sur dalles en béton à l'aéroport de Schiphol, Pays-Bas

by C. van der VLEN, Civil Engineer with the Amsterdam Department of Public Works, Graduate of Delft Technological University, Churchill laan 531, Amsterdam, Holland

Summary

The results are given of some loading tests on the aprons of Schiphol Airport, consisting of 14 cm thick reinforced and prestressed concrete slabs.

The load, which amounted to approximately 60 tons, was applied by means of a special loading apparatus in the centre, corner and edge of the slabs. A bearing plate of 75 cm diameter was used. A dynamometer provided with electrical resistance strain gauges made it possible to determine the applied load with great accuracy. The deflection of the slab was measured in a rather large number of points with aid of dial gauges with an accuracy of about $2 \cdot 10^{-3}$ mm. Strains in the upper side of the concrete slab were determined with electric-capacitance gauges as well as with electrical resistance strain gauges. The soil pressure immediately beneath the concrete pavement in the sand layer was indicated by soil pressure gauges in which electrical resistance strain gauges were used. It was possible to carry out all measurements successfully.

In the paper a description is given of laboratory and field tests.

The results of the investigation are represented in a series of graphs, which are interpreted in view of the theories concerning rigid pavement design (*Westergaard, Hogg, etc.*). A number of conclusions have been drawn as to the relations between load, deflections, strains and soil pressures.

Introduction

Schiphol Airport started as a military grass-covered airfield at the end of the first world war. In 1937 runways and aprons were constructed the latter being made of concrete slabs of 1 x 1 m. After the liberation the totally destroyed aprons were reconstructed and extended. The new slabs, which were about 12 x 12 m and 23 x 23 m large, consisted of 14 cm thick reinforced concrete, designed for a single wheel load of 25 tons.

In 1950 and 1951 new extensions were given to the apron, consisting of 14 cm thick, prestressed concrete slabs, 41.45 x 41.45 m large. In Fig. 1 a general view of the extension is

Sommaire

Cette communication expose les résultats de quelques essais de chargement exécutés sur la piste de l'Aéroport de Schiphol, celle-ci consistant en dalles de béton armé et précontraint d'une épaisseur de 14 cm.

La charge, qui ne dépassait pas un maximum de 60 tonnes, a été appliquée au milieu, au bord et à un des coins des dalles, à l'aide d'un appareil de chargement spécial. La plaque chargée avait un diamètre de 75 cm. Il a été possible de mesurer les charges avec grande précision au moyen d'un dynamomètre à extensomètres électriques à résistance. Les enfoncements ont été mesurés à l'aide d'un grand nombre de comparateurs. Les contraintes à la surface des dalles ont été mesurées avec des extensomètres capacitifs et des extensomètres électriques à résistance. La distribution des pressions du sol sous les dalles a été mesurée à l'aide des dynamomètres utilisés pour les mesures de pressions du sol.

La nature du sol est décrite par quelques paramètres physiques, tels que la teneur en eau, l'indice des vides et la courbe granulométrique. Les résultats de quelques essais de chargement du sol par l'intermédiaire de plaques de 50, 75 et 100 cm de diamètre sont exposés.

Les résultats des recherches ont été représentés à l'aide d'abaques qui sont interprétés avec les théories sur les revêtements rigides de *Westergaard, Hogg, etc.* L'auteur arrive à des conclusions sur les relations entre la charge, les enfoncements, les contraintes et les pressions du sol.

shown. Most of the slabs were designed for a single wheel load of 45 tons. The prestressing cables were laid in two directions at right angles, causing a normal stress of 48 kp per cm² in the slab after being tensioned.

The friction between slab and subgrade was virtually as eliminated by applying a 2 mm thick bituminous layer. Tests indicated that the coefficient of friction was as low as 0.25. This made it possible to make the slabs in the dimensions of 41.45 x 41.45 m, without the risk of dangerous temperature and shrinkage stresses.

Before the slabs were constructed a test slab was made, on which loading tests were performed. Also the new slabs were tested intensively, as is illustrated in Fig. 1. Valuable results were obtained from these tests, which are still being evaluated. From the many loading tests, some of the results are treated in this paper.

Nomenclature

- P - load acting on slab
- p - load per unit of area
- q - soil pressure
- a - radius of circular loaded area
- d - diameter of circular loaded area
- x, y - horizontal rectangular coordinates
- e - distance from centre of loading
- $z(e, a)$ - deflection of the slab at a distance e from the centre of the circular loaded area with radius a
- E_s - modulus of elasticity of slab material
- ν_s - Poisson's ratio of slab material
- k - modulus of subgrade reaction
- E_z - modulus of elasticity of soil material
- ν_z - Poisson's ratio of soil
- $I = \sqrt{\frac{E_s h^3}{12(1-\nu_s^2)k}}$ - radius of relative stiffness
- $R = \frac{2E_s(1-\nu_s)}{(1+\nu_s)(3-4\nu_s)} \left(-\frac{2}{3} E_s \text{ if } \nu_s = 0 \right)$ - stiffness of soil
- $D = \frac{E_s h^3}{12(1-\nu_s^2)}$ - stiffness of slab
- h - thickness of slab

Soil Conditions

Schiphol Airport lies in a polder, where the ground surface is about 4.20 m below Normal Amsterdam (sea) Level. Of the original top layer of peat, which in the course of centuries has disappeared at most of the places on the Airport, a layer of

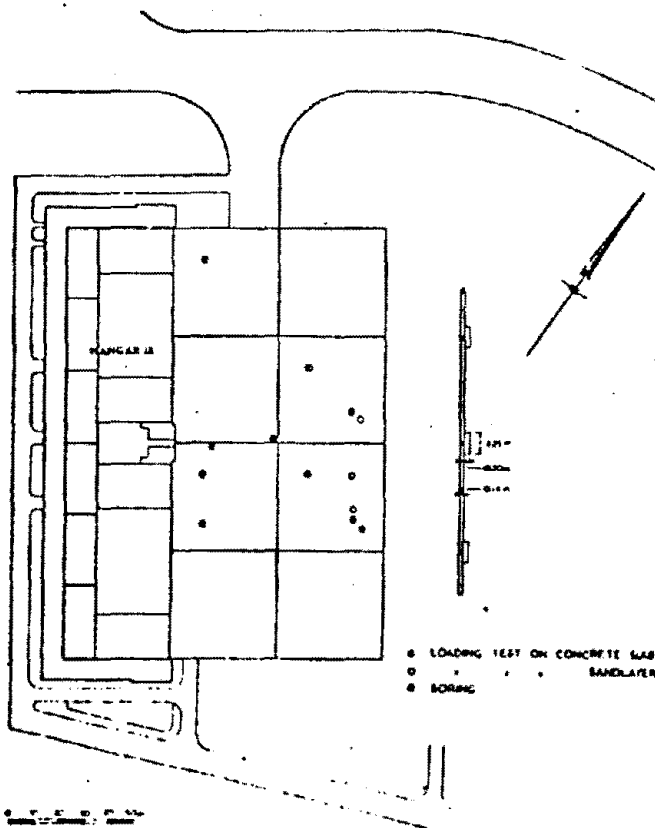


Fig. 1 General View of Prestressed Concrete Apron at Schiphol Airport
Piste en béton précontraint à l'Aéroport de Schiphol

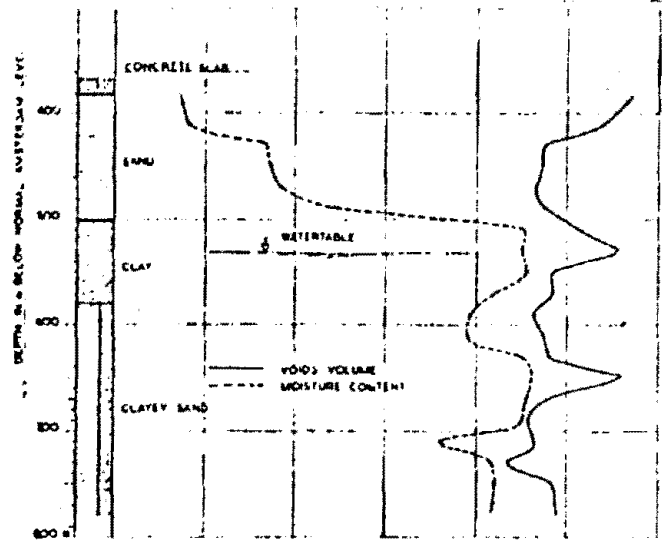


Fig. 2 Soil Profile Beneath Concrete Slabs with Measured Voids Volume and Water Content
Coupe du sol au-dessous de la dalle en béton précontraint

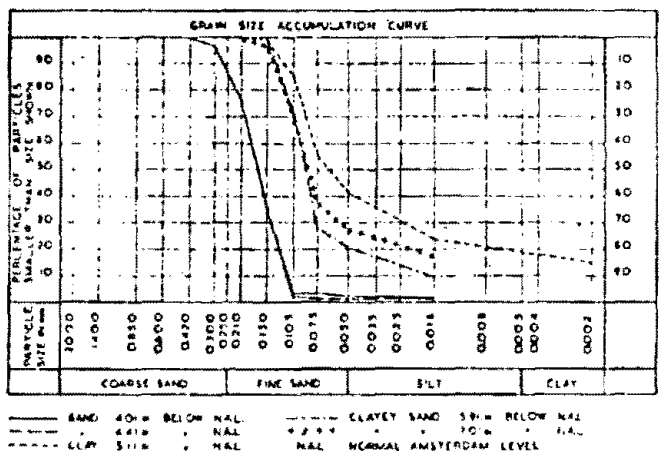


Fig. 3 Grain Size Distribution Curve of Samples Taken from the Sand Layer and the Subsoil
Courbes granulométriques du sable et de l'argile

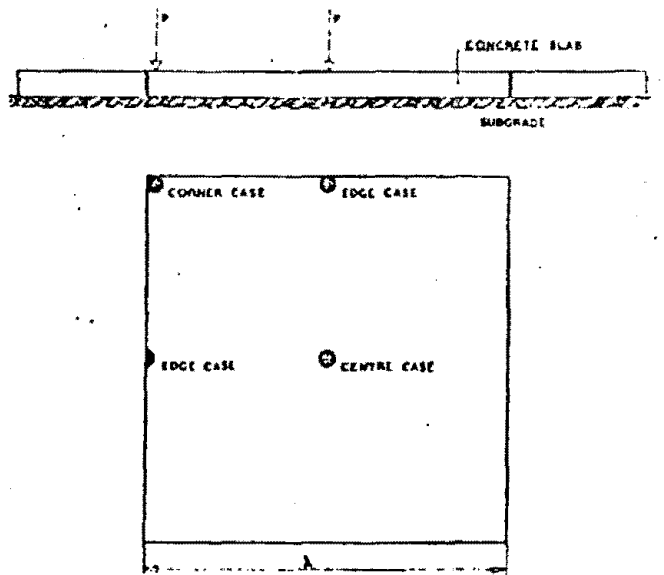


Fig. 4 Possibilities of Loading of a Concrete Slab
Schéma de chargement sur dalles de béton

about 0.50 to 1.00 m was still present on the spot where the new part of the apron had to be constructed. This layer had first to be removed. As is shown in the soil profile on Fig. 2 it has been replaced by a sand layer.

Below the original peat layer about 1 m of grey and blue clay is found. Then clayey sand is met in a layer of about 4 m thick. The grain size distribution curves of Fig. 3 may give an idea of the character of the soil layers.

Moreover undisturbed samples were taken over the whole depth to 8 m below N.A.L. of which the voids volume and the moisture content were determined. The result is represented in Fig. 2.

Theories of Hogg and Westergaard

Fig. 4 gives a picture of the possibilities of loading a concrete slab. The centre case is the most important to be considered and from a theoretical point of view also the most attractive.

Westergaard has developed a method of computing the deflections and stresses in a concrete slab lying on the soil by introducing a modulus of subgrade reaction, which he assumes to be equal to the soil pressure divided by the deflection:

$$q_{s,y} = k \cdot z_{s,y}$$

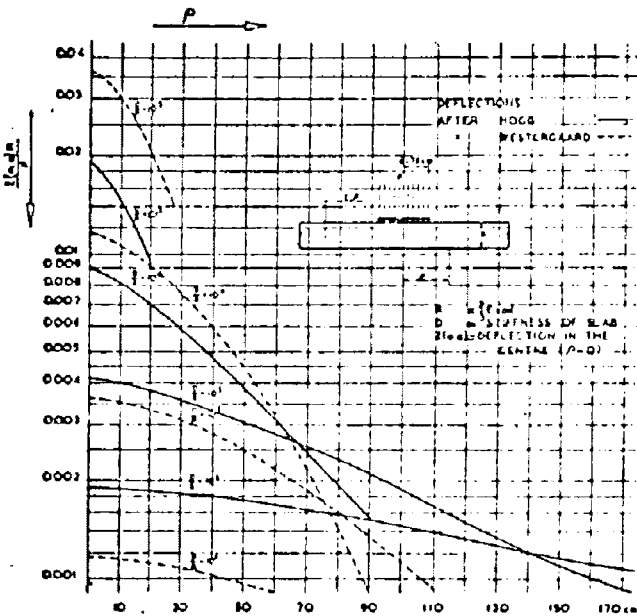


Fig. 5 Comparison of the Theories of Hogg and Westergaard for Deflections
Théories de Hogg et Westergaard pour les enfoncements

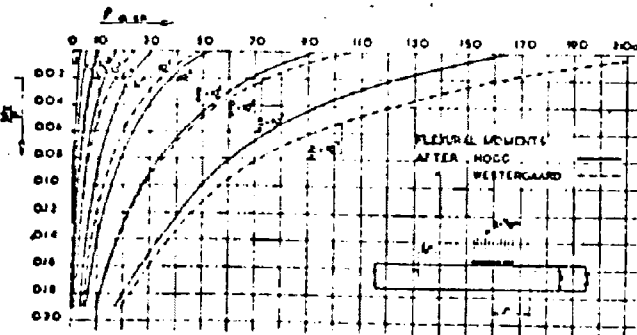


Fig. 6 Comparison of the Theories of Hogg and Westergaard for Radial Stresses
Théories de Hogg et Westergaard pour les contraintes radiales



Fig. 7 General View of Loading Test on Apron at Schiphol Airport, Holland
Vue générale d'un essai de chargement

This modulus of subgrade reaction is assumed to be constant at every load and at every point of the loaded plate.

Hogg has based his theory on the supposition that the soil behaves as a purely elastic material. The behaviour of the soil is expressed in E_s , the modulus of elasticity, and μ_s , Poisson's ratio of the soil.

It is possible to compare both theories, as is done in Fig. 5 for the deflections and in Fig. 6 for the radial stresses. The way in which this has been done is as follows.

If a medium with a modulus of elasticity E_s and a coefficient of Poisson μ_s is loaded over a circular area (radius a) with a pressure p , then after Boussinesq the average deflection is:

$$z_{av.} = \frac{16pa(1-\mu_s^2)}{3\pi E_s} = \frac{16pa(1-\mu_s)^2}{3\pi(3-4\mu_s)R}$$

If a is taken to be 75 cm, which seems to be acceptable for a comparison, then k (Westergaard) can be expressed in R (Hogg). The result given in Fig. 5 and 6 indicates that the theories show much resemblance. However there are differences as to the numerical values, dependant on the value of $\frac{D}{R}$.

If $\frac{D}{R} = 5 \cdot 10^4$ the curves for the deflections are very nearly the same and for $\frac{D}{R} = 5 \cdot 10^5$ this is the case for the stresses.

It must be emphasised that only the original theory of Westergaard is considered in this paper, because only this theory is based on the conception of a pure modulus of subgrade reaction.

Loading Tests on the Slabs

The loading tests were performed in order to determine the bearing capacity in the centre, the edge and at the corner of the slab and in order to control the deflections and stresses caused by the load in comparison with the theory.

In Fig. 7 a general view is given of a loading test at Schiphol Airport. As is shown in Fig. 8 the load is applied by a hydraulic jack. A special measuring device, consisting of a cylinder with electrical resistance strain gauges fixed at the inner side, placed between the hydraulic jack and loading frame makes possible a very accurate registration of the exerted load. The slab is loaded over a circular area with a radius of 37.5 cm.

In two directions and sometimes in three directions dials with an accuracy of $5 \cdot 10^{-3}$ cm were placed as well as strain gauges.

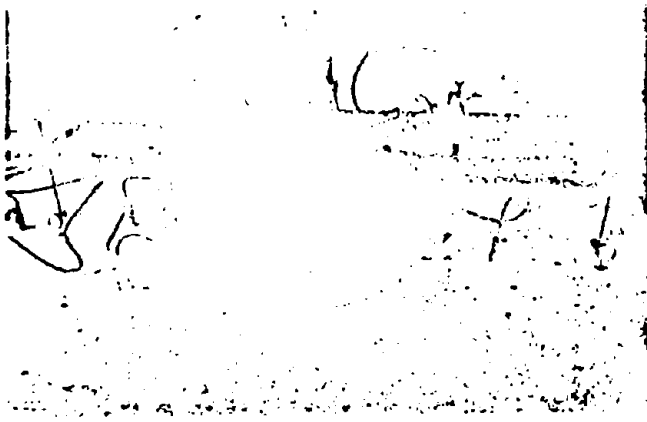


Fig. 8 Loading Plate with Dials, Electrical Capacity Strain Gauges, Hydraulic Jack and Electromechanical Dynamometer
 Plaque de chargement avec comparateurs, extensomètres capacitifs, vérin hydraulique et dynamomètre aux extensomètres électriques à résistance

Figs. 8 and 9 show strain gauges of an electrical capacitance type, which were used to determine the radial and tangential stresses at the surface of the slab. In some tests electrical resistance strain gauges were used to determine the stresses in the prestressed concrete slab. Both types of strain gauges gave entire satisfaction.

The most important indications could be given by the deflections and the strains in the centre of the load. Fig. 10 shows how it was done: the instruments are placed between the half circular wooden blocks which can be seen on Fig. 8.

The electrical resistance strain gauges, which were used on the concrete slab and in the dynamometer, were connected with the Wheatstone bridge in Fig. 11. The instrument shown on Fig. 12 is a recorder to register the strains measured by the electrical capacitance method. In total 10 strain gauges can be successively connected by means of a switch.

A well designed slab has to have the same strength at the centre, the edge and the corner. This is only the case if the slabs have been strengthened in one way or another along the edges and at the corners. This can be done e.g. by using dowels or by thickening the slab along the edges.

The tests at Schiphol Airport show that very good results can be obtained by applying supporting beams beneath the

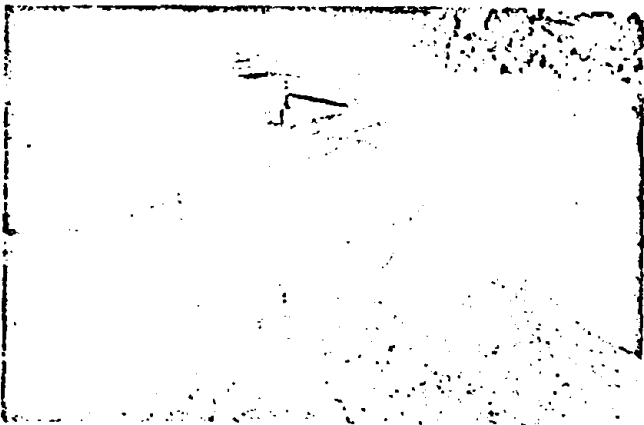


Fig. 9 General View of Dials and Radial and Tangential Strain Gauges
 Vue générale des comparateurs et extensomètres

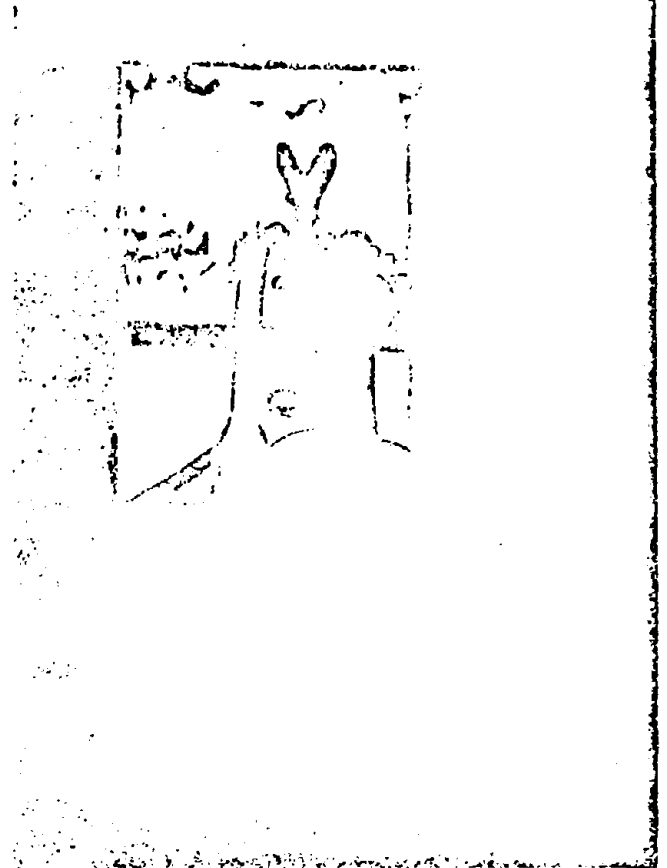


Fig. 10 Dial and Electrical Capacity Strain Gauge in the Centre of the Loaded Area
 Comparateur et extensomètre au centre de la surface chargée

joints as is indicated on Fig. 1 and 15. Fig. 14 gives the results of some tests on a slab constructed immediately after the Liberation, no supporting beams being used. There is a considerable difference in bearing capacity and rigidity of the slab in the centre, the edge and corner. The application of a 1×1 m supporting plate under the corner gives a much better result.

In Fig. 15 is shown that the supporting beams which were applied under the joints of the reinforced slabs constructed up

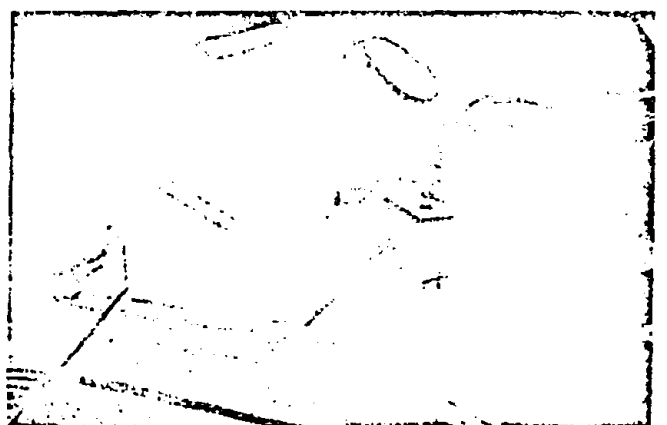


Fig. 11 Hydraulic Pump with Manometer and Wheatstone Bridge connected with Dynamometer
 Pompe hydraulique avec manomètre et appareillage de résistance pont de Wheatstone reliés aux extensomètres électriques



Fig. 12 Apparatus for Measuring Strains with Electrical Capacitance Strain Gauges
Appareil pour enregistrement des contraintes mesurées avec les extensomètres capacitifs

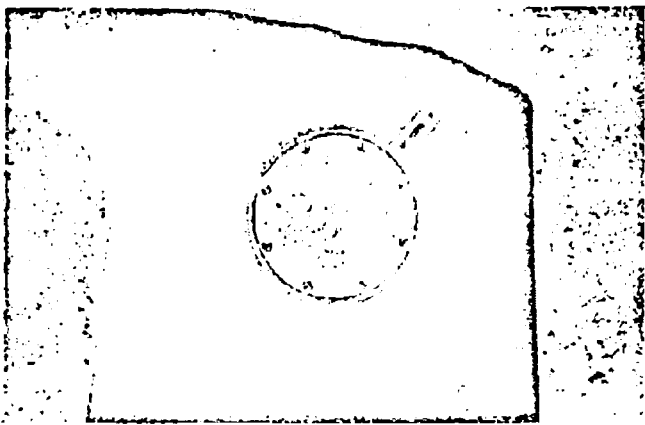


Fig. 13 Soil Pressure Cell with Electrical Resistance Strain Gauges Fixed in Sand Layer Beneath Concrete Slab
Dynamomètre utilisé pour les mesures de pressions du sol

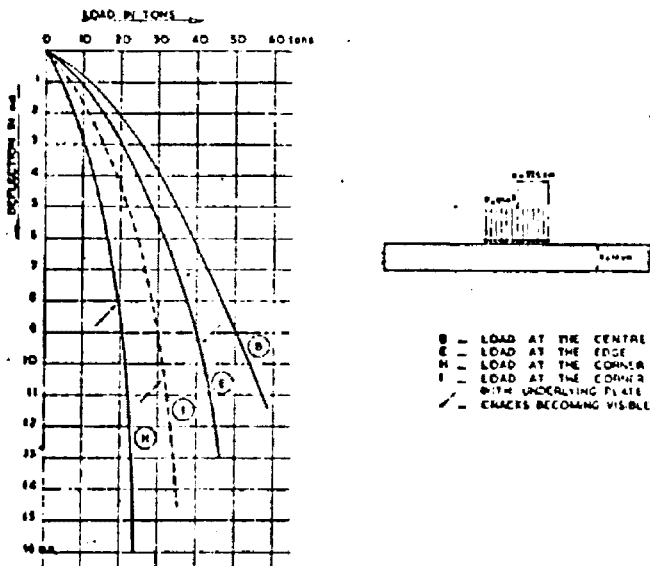


Fig. 14 Deflections in Centre of the Load, the Edge, Corner and Centre of the Slab Being Loaded
Enfoncements au milieu, à un coin et au bord de la dalle en fonction de la charge

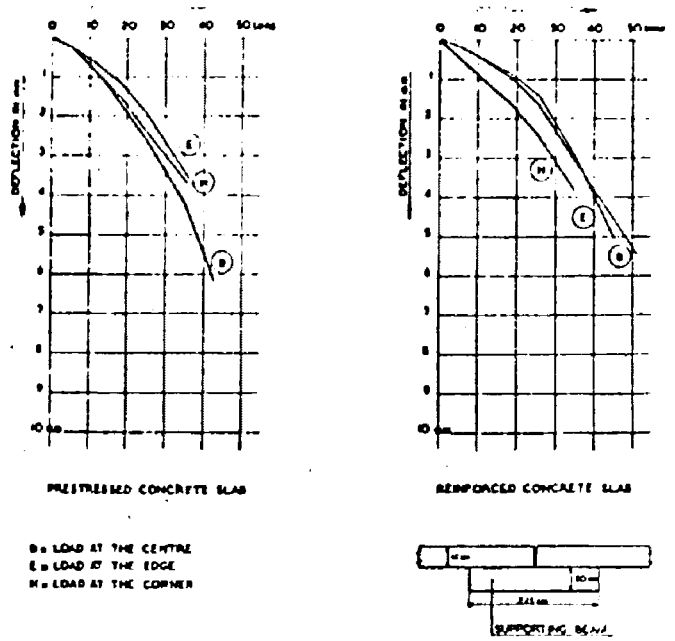


Fig. 15 Deflections in Centre of the Load, the Edge, Corner and Centre of the Slab Being Loaded, with Supporting Beam
Enfoncement en fonction de la charge, la bordure des dalles reposant sur un sommier en béton

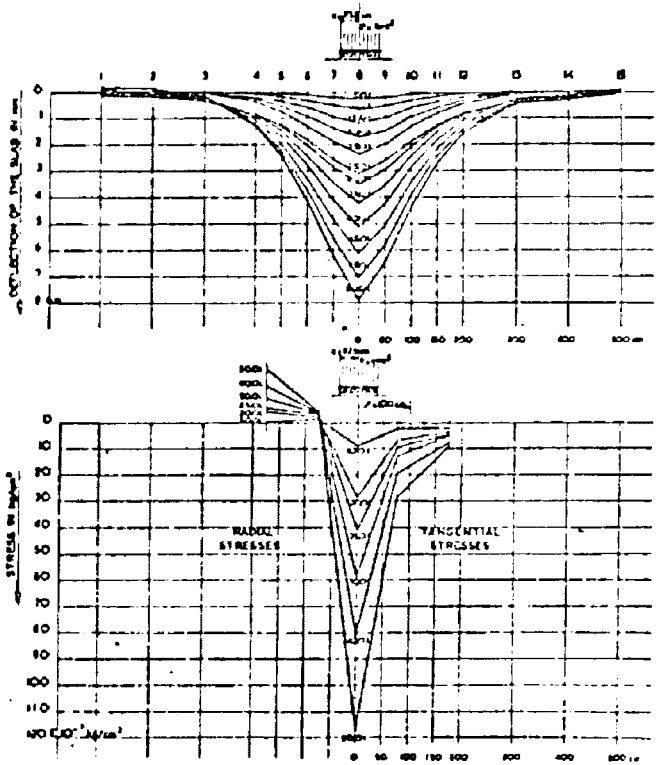


Fig. 16 Deflections and Stresses Measured in Loaded Prestressed Concrete Slab
Enfoncements et contraintes mesurées pendant le chargement

till 1950, are a considerable improvement. The best results were obtained as is also shown in Fig. 15 with the prestressed slabs constructed in 1950/51.

As already stated the most important case is if the centre of the slab is loaded. The centre is to be considered as that part of the slab which is not a corner nor an edge. In Fig. 16 the

results of one of the tests are shown. The deflections as well as the stresses are plotted. The deflections and the stresses at the centre of the loaded area have been drawn in Fig. 17. The loads of 25 and 45 tons were repeatedly applied; the tests indicate that the deflection increases rectilinearly with the logarithm of the number of repetitions.

If the deflections of the slab are plotted against the deflection in the centre of the loaded area a result is obtained as is shown in Fig. 18. It is easily to be seen that if the deflection in the centre of the loaded area becomes p times larger the deflections in all other points of the slab become p times larger. This means that the deflection curves at different loads have the same shape, are congruent. If this is so the curvature, and con-

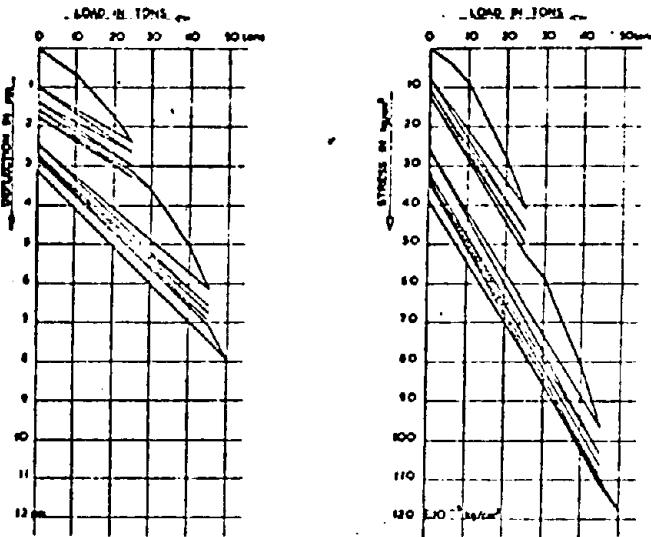


Fig. 17 Deflections and Stresses Measured at Centre of the Loaded Area
Enfoncements et contraintes au centre de la surface chargée

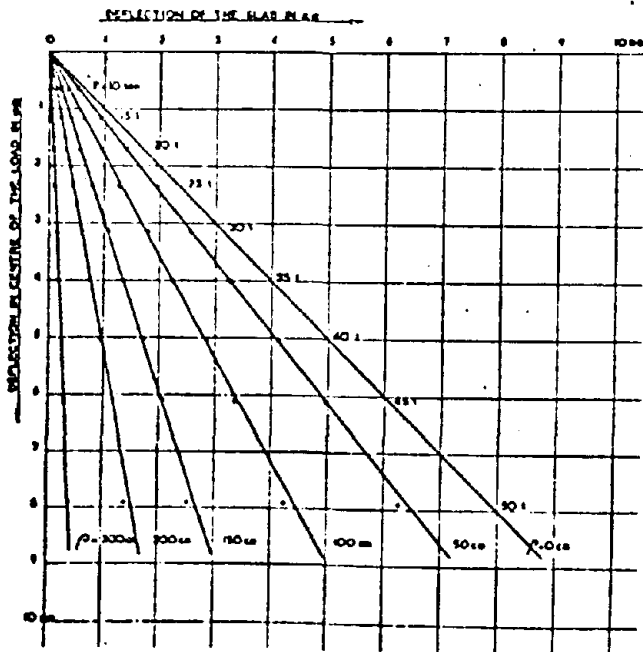


Fig. 18 Deflection of the Slab as a Function of Deflection in the Centre of the Loaded Area
Enfoncements de la dalle considérés en fonction de l'enfoncement au centre de la surface chargée

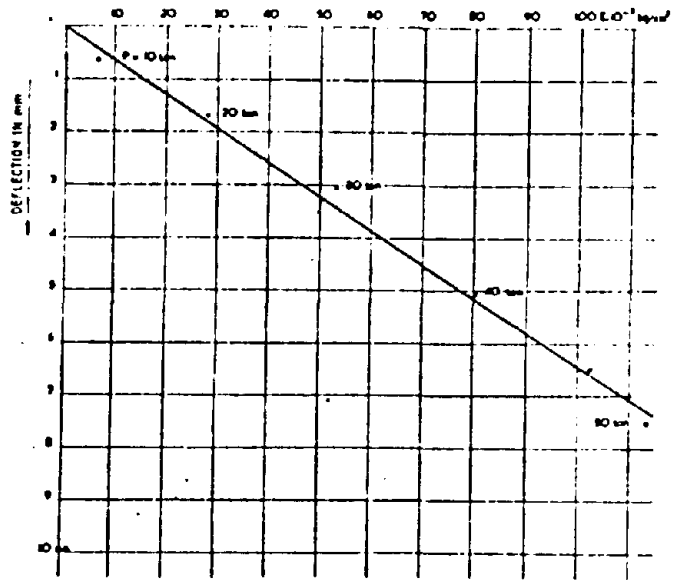


Fig. 19 Measured Stress as a Function of Measured Deflection in the Centre of the Loaded Area
Contraintes en fonction des enfoncements au centre de la surface chargée

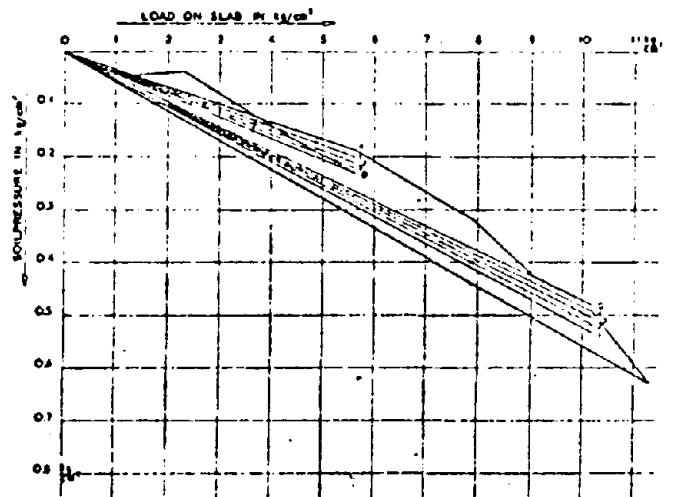


Fig. 20 Soil Pressure Measured at Centre of the Loaded Area
Pression du sol au centre de la surface chargée

sequently the stress, in each point is rectilinearly dependent on the deflection. Fig. 19 shows that this can be assumed to be indeed the case for the deflection and stress in the centre of the loaded area.

It seems that one very important conclusion can be drawn immediately from these measurements: if the deflection curves at different loads are congruent also the pressure distributions at upper and under side of the slab at different loads are to be congruent. This means that if in any point the soil pressure against the slab becomes p times larger, the soil pressure in all other points becomes p times larger.

The readings from the soil pressure cells learn however that this conclusion needs a certain correction.

The soil pressure was measured with aid of cells, designed by *Boiten* and *Plantema*, which were fixed in the sand layer immediately beneath the concrete slab. The wires connecting the cells with the Wheatstone bridge were put in small steel

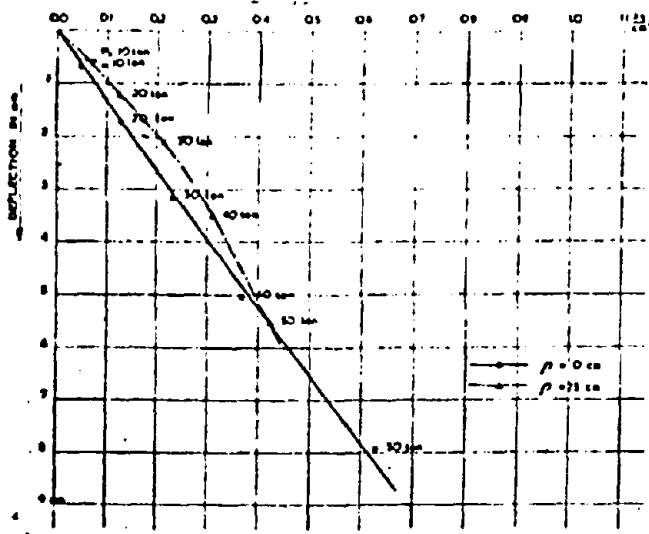


Fig. 21 Soil Pressures as a Function of the Deflection (in the Centre of the Loaded Area)
Pression du sol en fonction de l'enfoncement (au centre de la surface chargée)

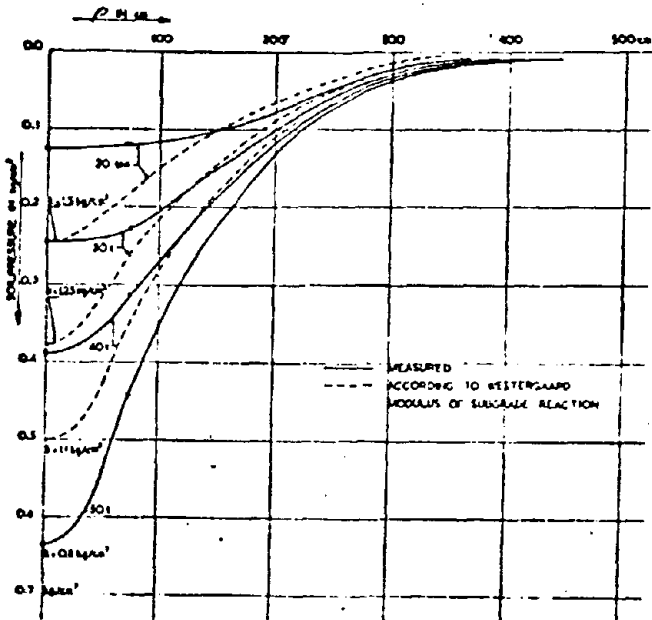


Fig. 22 Measured Soil Pressure Compared with Westergaard's Assumption of a Modulus of Subgrade Reaction
Pressions du sol comparées avec la théorie de Westergaard concernant le module de réaction

counter pressure of the soil beneath the slab would be congruent. That this conclusion is indeed not entirely true is also illustrated by Fig. 21. The soil pressure in the centre of the loaded area increases rectilinearly with the deflection in the centre of the loaded area, that means that it increases more than rectilinearly with the exerted load. As the total counter pressure of the soil must be equal to the exerted load, the deviation in the centre will be compensated in other points of the pressure bulb. This is e.g. the case with the pressure measured at a distance of 75 cm out of the centre of the loaded area, as is shown in Fig. 21.

In order to get a better idea of this compensation the measured counter pressure was compared (Fig. 22) with the pressure distribution if a modulus of subgrade reaction is accepted. Because only a few pressure cells were available and it was extremely difficult to get the cells in a good condition under the concrete slab, the pressure has been measured in only a limited number of places. The pressure bulbs belonging to the measured pressures were drawn as follows.

Fig. 21 shows that if P is about 50 tons, both measured pressures ($\rho = 0$ and $\rho = 75$ cm) are rectilinearly proportional in the same ratio to the deflection, that means that in both places the theory of a constant modulus of subgrade reaction is valid. If the same proportionality is assumed in all other places a

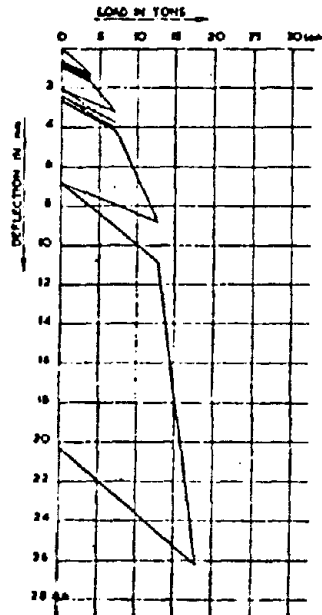


Fig. 23 Deflection in Centre of the Loaded Area, the Sandlayer being loaded
Enfoncements au centre de la surface chargée, la couche de sable étant sollicitée

tubes, which led from the cells to the nearest edge of the slab. Fig. 13 shows one of these cells.

The cells were tested and calibrated before they were used. It appeared to be necessary, if using the cells immediately beneath the concrete slab, to lay a thin rubber sheet on the cells in order to get an electrical output of some significance. The use of a rubber sheet had moreover the advantage that the calibration curve of the cell in the soil was about the same as the calibration curve of the cell under water pressure.

As will be seen in Fig. 20 which gives the soil pressure in the centre of the loaded area, there is no linearity between the load exerted on the slab and the soil pressure. This is in contradiction with the conclusion stated before that the curves of

pressure bulb results as is drawn for $P = 50$ tons in Fig. 22. If the total counter pressure is integrated, it appears to be exactly equal to 50 tons. This means that in this case the modulus of subgrade reaction theory may be valid.

The pressure bulbs if $P = 20, 30, 40$ tons were constructed considering the measured pressures, the general shape of the bulb if $P = 50$ tons and the condition that the integrated counter pressure has to be equal to the exerted load.

The pressure bulbs after the modulus of subgrade reaction theory are determined by the condition that the total counter pressure must be equal to the exerted load.

If comparing both sets of pressure bulbs there appear to be deviations especially in the centre of the loaded area. In view

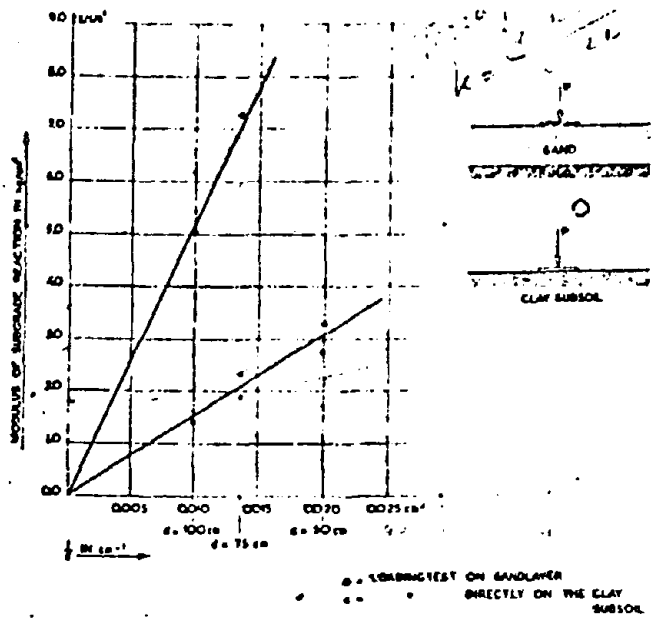


Fig. 24 Modulus of Subgrade Reaction as a Function of Plate Diameter, after Loading Tests on Subsoil and Sand Layer
 Module de réaction en fonction du diamètre de la plaque de charge

of the results represented in Figs. 18 and 19 it may however be assumed that the changes in the pressure bulb are of secondary influence as to the shape of the curves of deflection and stress. This means that a computation which is based on congruent pressure bulbs at every load, as the theories of Westergaard and Hogg are indeed, seems to be wholly justified.

Loading Tests on the Subsoil

In order to get more information concerning the bearing capacity of the subsoil and subgrade a series of loading tests directly on the soil was performed. Circular plates with a diameter of 50, 75 and 100 cm were used. In Fig. 23 the result is given of one of the tests on top of the sand layer in which a plate of 75 cm diameter was used.

Teller and Sutherland have suggested that the modulus of subgrade reaction should be determined as the pressure causing a deflection of 1.25 mm, divided by this deflection:

$$k = \frac{qz}{z} \quad (z = 1,25 \text{ mm})$$

If this is done for plates with different diameters there appears to exist, as is shown in Fig. 24, an inversely proportionality between the so defined modulus of subgrade reaction and the diameter of the loading plate. The modulus of subgrade reaction has substantially increased after application of the sand layer.

Fig. 24 demonstrates clearly that it is not possible to speak about a modulus of subgrade reaction without mentioning the diameter of the bearing plate with which it was determined.

On the contrary the modulus of elasticity of the subsoil determined at a deflection of 1.25 mm has a constant value. As

$$z(0, a) = \frac{2pa(1-\mu_s^2)}{E_s} \quad \text{and}$$

$$E_s = \frac{P}{z(0, a)} \cdot 2a(1-\mu_s^2) = kd(1-\mu_s^2)$$

$E_s = 150 \text{ kg per cm}^2$ for the subsoil and $E_s = 515 \text{ kg per cm}^2$ for the subgrade.

It must be emphasised that the modulus of elasticity is still dependant on the deflection which is chosen. If instead of $z = 1.25 \text{ mm}$ e.g. $z = 2 \text{ mm}$ is taken, E_s decreases.

The dependance of the modulus of subgrade reaction, as introduced into the theory of Westergaard, on the exerted load

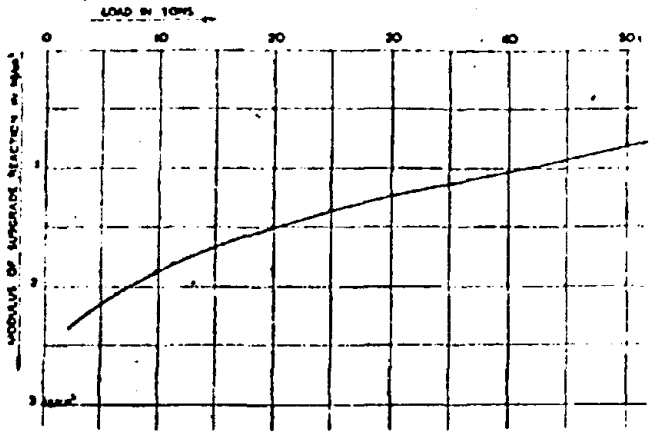


Fig. 25 Modulus of Subgrade Reaction as a Function of the Load, derived from Loading Test on Slab
 Module de réaction en fonction de la charge, découlant de l'essai de chargement d'une dalle

is illustrated by Fig. 25. Here k is computed by dividing the load on the slab by the volume of the deflection bulb of the slab:

$$k_{z,x,y} = \frac{q_{z,x,y}}{V}$$

$$k = \frac{\iint q_{z,x,y}}{\iint z_{z,x,y}} = \frac{P}{V}$$

When the load increases the modulus of subgrade reaction decreases. This means that it is impossible to use one modulus of subgrade reaction: each load has its own modulus of subgrade reaction! For design purposes that modulus of subgrade reaction or that modulus of elasticity has to be chosen that belongs to the largest, the critical load. It will be clear that at the same time this will be the lowest possible value in the range of the to be expected loads.

Comparison of Test Results with Theory of Hogg and Westergaard

In order to interpret the test results it was necessary to know the modulus of elasticity of the concrete. Measurements of beams sawn out of a finished concrete slab resulted in $E_c = 300,000 \text{ kg per cm}^2$. Now it is possible to convert the measured strains into stresses. In Fig. 26 this has been done for a load of 25 tons. This load has been chosen as the slab can be assumed to have no cracks and therefore to have in all points the same rigidity. This favours a comparison between test results and theory.

The theoretical curves of Fig. 26 are constructed by introducing:—

- $P = 25,000 \text{ kg}$
- $z(0, a) = 0.238 \text{ cm}$
- $a = 37.5 \text{ cm}$
- $E_c = 300,000 \text{ kg/cm}^2$
- $\mu_c = 0.15$
- $\mu_s = 0$

In the original theory of *Westergaard* a modulus of subgrade reaction $k = 1.55 \text{ kg/cm}^2$ is necessary in order to combine these data. According to Fig. 25 k should have been 1.4 kg/cm^2 . After the data given in Fig. 24 a plate with a diameter of about 330 cm should have been used in order to get that result.

In the theory of *Hogg* a modulus of elasticity $E_s = 515 \text{ kg/cm}^2$ is necessary to satisfy the formulae. This is exactly the value which has already been derived from the plate loading tests given in Fig. 24.

If $k = 1.55 \text{ kg/cm}^2$ and $E_s = 515 \text{ kg/cm}^2$ is taken the theoretical curves for the deflections, radial and tangential stresses shown in Fig. 26 are obtained. There appears to be a satisfying resemblance between the experimentally determined data and both theories.

It is as yet not possible to make a definite choice between the theory of *Hogg* and *Westergaard* on account of these data. The results of this test and the other tests which were performed on the prestressed slabs lead to the conclusion that

both theories give a sound base for the computation and design of rigid pavements. A disadvantage of *Hogg's* theory is that it has as yet not been finished so as to make an exact computation of the stresses in the centre of the load possible.

The greatest difficulty for both theories lies in the predetermination of the quality of the subsoil, be it expressed in a modulus of subgrade reaction or in a modulus of elasticity. The latter has the advantage that it is only dependent on the load which is applied, while the modulus of subgrade reaction is also dependent on the diameter of the bearing plate.

The test results indicate that a k seems to have to be taken determined with a large diameter of about some metres. For the determination of the modulus of elasticity by loading tests on the subsoil a E_s at a deflection of 1.25 mm seems to give quite reliable results.

Conclusions

At different loads on the centre of a loaded slab the bulb of counter pressure has a different shape, with the tendency the pressure becoming more concentrated in the centre of the loaded area as the applied load increases.

The difference in shape of the bulbs of counter pressure has so little influence on the mutual proportionality between the deflections at the same load in all points, that the deflection curves at different loads appear to have the same shape. As a consequence the stresses are rectilinearly proportional to the deflections.

Both the assumption of a counter pressure bulb according to the *Westergaard* original theory of a modulus of subgrade reaction as the theory of *Hogg*, etc. in which the soil is considered as a purely elastic medium seems to be quite acceptable for describing the phenomena which occur if a rigid pavement is loaded.

For design purposes the theory of *Westergaard* is more finished because it gives a better computation of the stresses in the centre of loading.

The most difficult point in both theories is to predetermine the modulus of subgrade reaction or the modulus of elasticity which have to be used for the computation of stresses and deflections. The tests at Schiphol Airport point to the use of loading tests on the subsoil or subgrade as a reliable method of predetermining k and E_s . As both depend on the load which is applied, a choice has to be made at which load k and E_s have to be determined. The acceptance of a load which causes a deflection of 1.25 mm in the centre of the loaded area does not seem to lead to wrong conclusions.

The modulus of subgrade reaction depends moreover on the diameter of the loaded plate which is used. The tests at Schiphol Airport point to the use of a diameter of about 3.5 m. As the modulus of subgrade reaction is inversely proportional to the diameter it is not necessary to use so large a plate in reality. If the modulus of subgrade reaction has been determined with a plate of 75 cm diameter e.g., it is possible to determine k with a plate of 350 cm diameter by extrapolation as shown in Fig. 24.

It must be emphasised that the above mentioned conclusions apply only to a slab which is really elastic, isotropic and homogeneous, as is the case with prestressed concrete before cracks occur. Reinforced concrete slabs are not homogeneous as the neutral axis of a loaded slab has a variable position and is highest where the flexural moment is a maximum, that is in the centre of the loaded area.

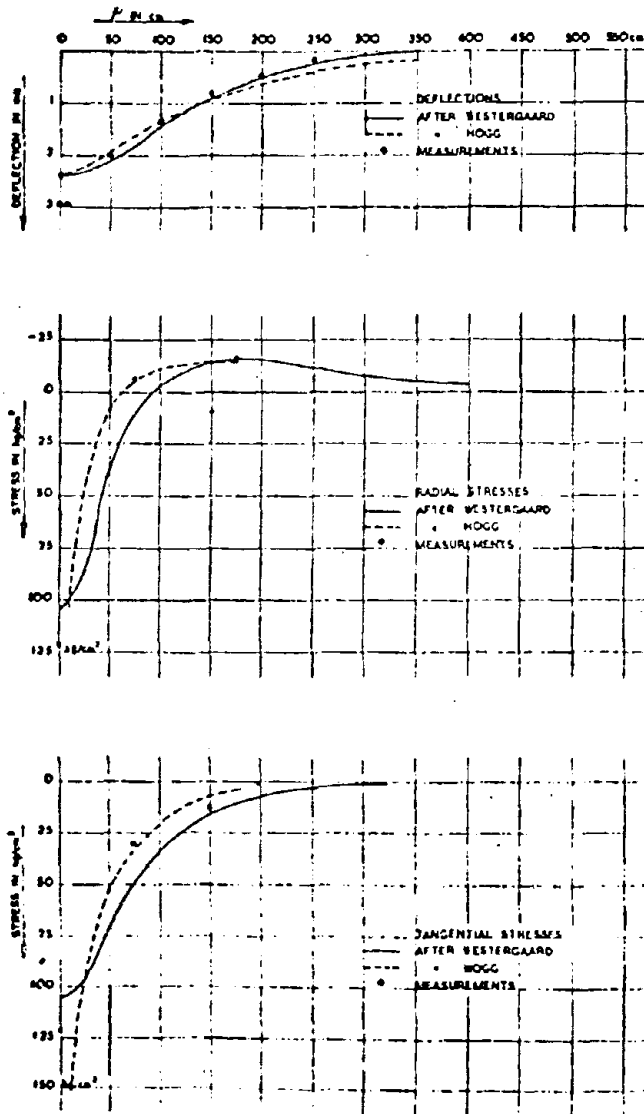


Fig. 26 Comparison of Test Results with the Theories of *Hogg* and *Westergaard* ($P = 25 \text{ tons}$)
 Comparaison des résultats d'essais avec théories de *Hogg* et *Westergaard*

References

- Begemann, H. K. S. P., Carstens, H. C., Ist, C., and Weinberg, L. J. H.* (1948): Determination of the Bearing Capacity of the New Combined Rigid-Flexible Runway Construction at Schiphol Airport with the Aid of Loading Tests. Proc. of the II. Int. Conf. on Soil Mechanics, Rotterdam; vol. IV, pp. 203-211.
- Cleix, J. W., and Weinberg, L. J. H.* (1948): Soil Investigations and Runway Construction at Schiphol Airport. Proc. of the II. Int. Conf. on Soil Mechanics, Rotterdam; vol. IV, pp. 197-204.
- Hertz, H.* (1884): Über das Gleichgewicht schwimmender elastischer Platten. Gesammelte Werke, pp. 288-294.
- Hogg, A. H. A.* (1938): Equilibrium of a Thin Plate, Symmetrically Loaded, Resting on an Elastic Foundation of Infinite Depth. Phil. Mag., March, vol. XXV.
- Hogg, A. H. A.* (1944): Equilibrium of a Thin Slab on an Elastic Foundation of Finite Depth. Phil. Mag., April, vol. XXXV.
- Kruyf, M. de, van der Poel, C., and Timman, R.* (1948): Calculation of Stresses in Road and Runway Constructions. Proc. of the II. Int. Conf. on Soil Mechanics, Rotterdam, vol. IV, pp. 181-189.
- Teller, L. W. and Earl Sutherland, C.* (1935-43): The Structural Design of Concrete Pavements. Public Roads; Oct., Nov., Dec. 1935; Sept., Oct. 1936; April, May, June 1943.
- Westergaard, H. M.* (1926): Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. Public Roads, April, vol. 7, pp. 25-35.
- Westergaard, H. M.* (1933): Analytical Tools for Judging Results of Structural Tests of Concrete Pavements. Public Roads, Dec., vol. 14, no. 10, pp. 185-188.
- Westergaard, H. M.* (1939): Stresses in Concrete Runways of Airports. Proc. Highway Research Board, Dec., pp. 197-202.
- Westergaard, H. M.* (1942): Stress Concentrations in Plates Loaded over Small Areas. Proc. A.S.C.E., pp. 509-534.
- Westergaard, H. M.* (1947): New Formulas for Stresses in Concrete Pavements of Airfields. Proc. A.S.C.E.
- van der Veen, C.* (1952): Hoe komt men langs theoretische weg, in verband met de eigenschappen van de ondergrond, tot de afmetingen van stijve wegdekken (the design of rigid pavements in view of the bearing capacity of the subsoil). De Ingenieur, no. 22, 30 May, pp. B 61-69.

Bijlage 5

Da te gebruiken materialen.

B5.1 Gyproc binnenwanden

B5.2 Gyproc Plafonds

B5.3 Nyhuis Alkona vliesgevels

B5. Reynotrade.

B5.6 Prince cladding platen.

+ bevestigings middelen.

GYPROC-Benelux
Schapendries 202
4901 HN OOSTERHOUT

Tel. 01620-33550
Telex 54409

SIB	(22)	X
NBD		nivo 3

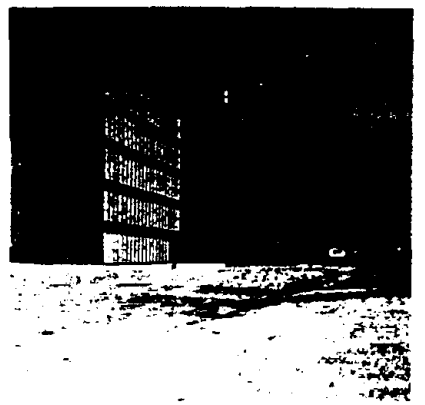
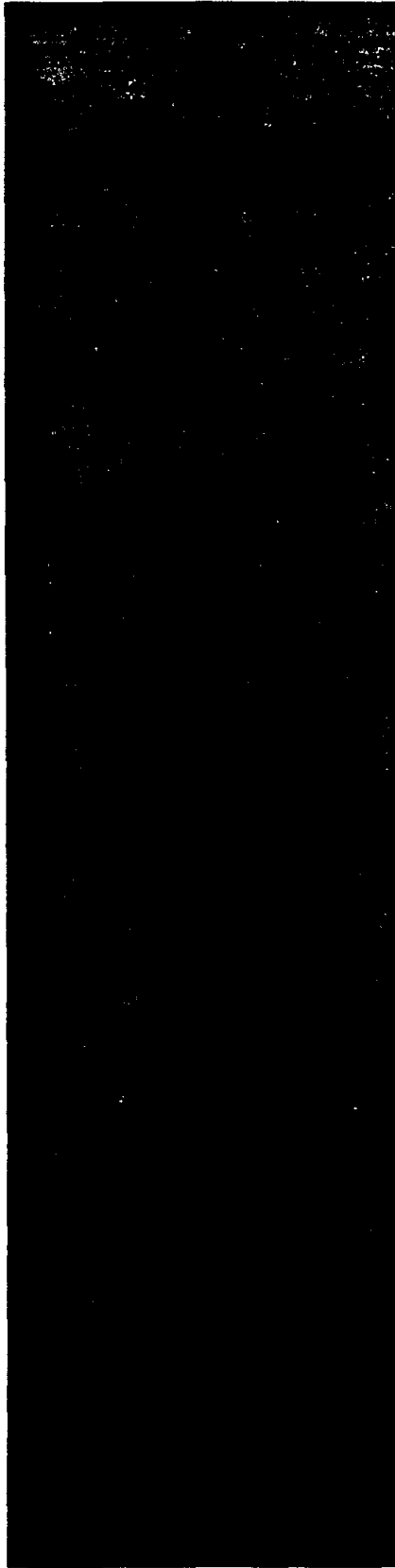
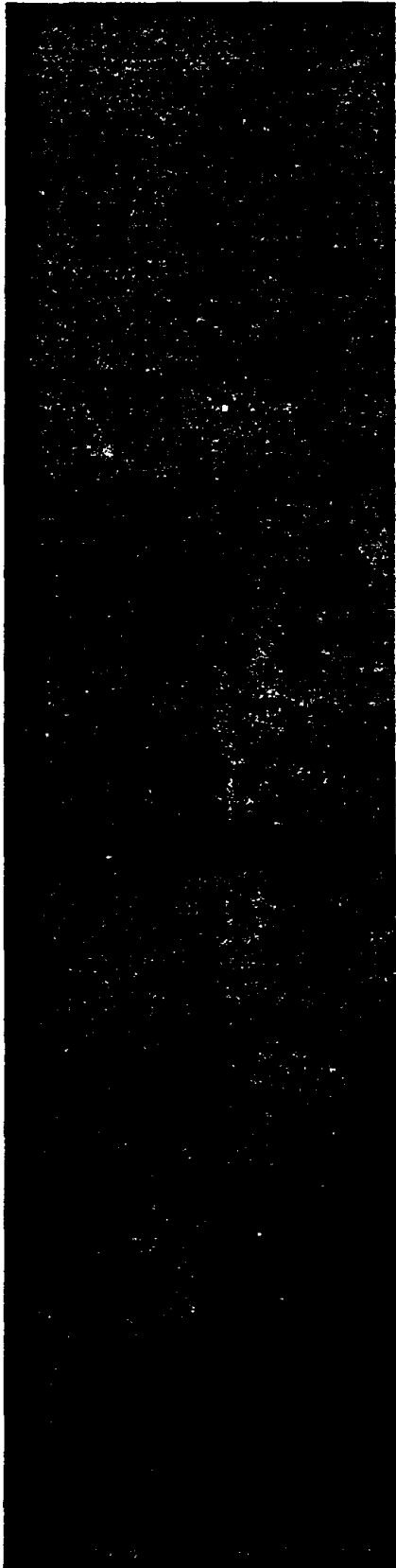
PDB Nr. 1066/05

Uitgave 84/85

GYPROC

Gyproc® scheidingswanden voor utiliteitsbouw

c. NED product-informationsystems B.V.



orte beschrijving (C)

De Gyproc® Metal Stud scheidingswanden hebben een bekleding van Gyproc gipskartonplaatmaterialen. De wand is opgebouwd uit een frame van metalen profielen, met aan weerszijden een enkele of dubbele bekleding.

menstelling (E)

steemopbouw
Metal Stud wand: Frame samengesteld uit U-profielen (MSH), bevestigd op afgewerkte vloer en tegen plafond, en C-profielen (MSV), op gelmatige afstand verticaal geklemd tussen U-profielen. Profielen voorzien van gaten voor doorvoeren van leidingen. Gipskartonplaten met afgeschuimde (ABA) langskanten, lengterichting verticaal tegen profielen, bevestigd met zelftappende schroeven. Wandtype Rf: dubbele bekleding van Gyproc Rf platen. Buitenste platen met L-gips bevestigd. Type MS 300 Rf/2 50 1.50 2 A opgebouwd uit een dubbele frame. Aan één zijde 2 lagen Rf platen, dik 15 mm, aan andere zijde, dik 18 mm. De binnenzijde eenzijdig voorzien van platen, dik 18 mm. Ter rhoging van thermische en akoestische isolatie en brandwerendheid kan een mineraalwoldeken in de spouw zijn opgenomen.

teriaal

Metal Stud wand: Bekleding van gipskartonplaatmaterialen: Gyproc, Gyproc Rf en WR platen. Frame van staalprofielen, Sendzimir verzinkt. Isolatiemateriaal van mineraalwol.

behoren Bevestigingsmaterialen, gipsen, afdichtingsband, voegwerkingsmaterialen.

opstukken Metalen of houten draagconstructie voor bevestiging zwaar voorwerpen.

accessoires Mineraalwoldekens, deurkozijnen, speciale wandcontactzelen, speciale wandbevestigingsmiddelen.

orm, afmetingen, gewicht (F)

afmetingen, gewicht Zie tabel op blz. 3.
afmeting afmeting Metal Stud wand profielafstanden 600 mm.

erlijk (G)

oppervlaktestructuur, kleur Voorzijde gipskartonplaten glad en ivoorkleur. Voegen onzichtbaar.

mechanische eigenschappen (J)

draagvermogen Niet-dragend. Max. belasting op gipskartonplaten: som verticale lasten 300 N/m² (30 kgf/m²). Max. 200 mm horizontale afstand tussen lasten > 150 N (15 kgf). Statistische puntlasten tot 300 N (40 kgf) voor dubbele beplatingen en 300 N (30 kgf) voor enkele beplatingen. De wanden kunnen, mits voorzien van de nodige voorzieningen, de belastingen dragen van aan de wand opgehangen apparatuur: meubilair en sanitair.
buigvermogen draagconstructie ≤ 1.300 van de overspanning. Bij afwerking met keramische tegels ≤ 1.1000.

risico, explosie (K)

risico bij brand Bekledingsplaten niet gemakkelijk ontvlambaar, klasse B1 s door bijdrage tot brandvoortplanting, gemiddeld rookgetal R₁ ≤ 5 (O-rapport B-84-144).

brandwerendheid
Brandwerendheid (in minuten) van de Metal Stud-wanden volgens tabel op blz. 3.

vocht, vloeistoffen, vaste stoffen (L)

bestendigheid Bekleding niet langdurig in contact met vocht. Tussen bekleding en afgewerkte vloer een voeg van 10 mm of een waterkerende laag.

thermische eigenschappen (M)

warmteweerstand Warmteweerstand R en R₁ (lucht op lucht R₁ + R₁ = 58) in m²·K/W. Metal Stud-wanden: zie tabel op blz. 3.

akustische eigenschappen (P)

geluidsisolatie Gemiddelde luchtgeluidsisolatie in laboratorium R_{gem} op frequenties 100-3150 Hz) van Metal Stud-wanden: zie tabel op blz. 3.

toepasbaarheid, ontwerp (T)

toepassingssector Utiliteitsbouw; nieuw- en vernieuwbouw.
toepasbaarheid, functioneel Niet-dragende scheidingswanden.
Metal Stud wand: Rf wanden voor verhoogde brandwerendheid. Gyproc WR platen in vochtige ruimten.
toepasbaarheid, economisch Niet verplaatsbaar. Zelfde wanddikten met verschillende eigenschappen door variatie in profielen en bekleding.

verpakking, verpakking (V)

verpakking Platen tijdens transport (bij regen) afdekken. Op de bouwplaats hoogkant dragen.
verpakking Platen droog stapelen op vlakke ondergrond of op balkjes h o h 100 mm.

Voorbereiding Vloer en aansluitende wanden afwerken. Wanden uitzetten volgens werktekening, kozijnen stellen. Platen en profielen op juiste lengte brengen.

Montage Hulp materiaal: Timmermans- en stukadoorsgereedschap. Speciaal gereedschap: elektrische schroevendraaier, eventueel ATT mechanische voegafwerker.

Metal Stud wand: Profielen (MSH) op houten regels of direkt op de vloer en tegen plafond bevestigen. Profielen (MSV) in horizontale profielen klemmen. Wandbekleding met ivoorkleurige zijde in het zicht tegen de stijlen bevestigen.

Voegen: Langskanten en inwendige hoeken met de hand of mechanisch afwerken met voegband Gyproc P 50 of G 50 en voegmateriaal (Jointfiller en eventueel Jointfinisher of Jointfinisher ATT).

Uitwendige hoeken en dilatatievoegen met speciale voegprofielen (Corner Bead 900, Flex Corner, Control Joint 093). Bevestigingspunten afwerken met voegmateriaal.

Oppervlakteafwerking: behang, verf, kunststofbekleding en tegelwerk. Voor behang en verf grondlaag gebruiken.

Materiaalverbruik Plaatoppervlak per bekledingslaag en paneeloppervlak gelijk aan wandoppervlak minus openingen > 2 m² en vermeerderd met 5% materiaalverlies. Bij bepaling volgens detailtekening 2% materiaalverlies. Hoeveelheden profielen, regels en bevestigingsmaterialen afhankelijk van wandtype (opgave fabrikant).

Montagetijd Volgens aard toepassing en omstandigheden.

Bewerkbaarheid Met normaal timmermansgereedschap. Platen met scherp mes.

Bediening, onderhoud (W)

Reparatie Met stukjes gipskarton en/of gips + Jointfiller.

Ekonomische, commerciële factoren (Y)

Prijzen Volgens opgave dealers en/of aannemers.

Leveringsvoorwaarden Volgens opgave dealers en/of aannemers.

Levering Via dealernet en/of aannemers.

Levertijd Nader overeen te komen.

Leveringsgebied Binnen- en buitenland.

Technische service Technische adviezen, projektbegeleiding mogelijk.

Referenties (Z)

Adressen Volgens opgave fabrikant.

Tabel

Afmetingen, gewicht, brandwerendheid, warmteweerstand, luchteluidisolatie

type*	Wand- dikte mm	Plaat- dikte mm	Plaat- type	Profiel- breedte mm	Massa kg/m ²	Max hoogte mm	Brand- werend min	Warmteweerstand m ² ·K/W R	Warmteweerstand R	Luchtgeluidisolatie (dB) R _{g,pm} (lab) (100-3150 Hz)
MS 75/1 50 1	75	12,5	ABA	50	25	3000	30	0,29	0,55	36
MS 75/1 50 1 A					26			1,38	1,64	46
MS 80/1 55 1	80	12,5	ABA	55	25	3200		0,29	0,55	36
MS 80/1 55 1 A					26			1,38	1,64	43
MS 100/1 70 1	100	15	ABA	70	31	3800		0,31	0,57	39
MS 100/1 70 1 A					32			1,41	1,67	47
MS 120/1 95 1	120	12,5	ABA	95	26	4500	30	0,29	0,55	38
MS 120/1 95 1 A					27			1,38	1,64	46
MS 125/1 95 1	125	15	ABA	95	31	4500		0,31	0,57	42
MS 125/1 95 1 A					32			1,41	1,67	48
MS 100/2 50 2	100	12,5+12,5	ABA	50	47	3600	60	0,41	0,67	45
MS 100/2 50 2 A					50			1,38	1,64	52
MS 100/2 55 2	100	12,5+9,5	ABA	55	42	3600	60	0,38	0,64	44
MS 100/2 55 2 A					43			1,47	1,72	49
MS 120/2 70 2	120	12,5+12,5	ABA	70	48	4300	60	0,41	0,67	47
MS 120/2 70 2 A					49			1,53	1,79	52
MS 125/2 70 2	125	15+12,5	ABA	70	53	4300		0,43	0,69	48
MS 125/2 70 2 A					54			1,53	1,79	54
MS 120 Rf/2 50 2	120	15+15	ABA Rf	50	66	4300	120	0,50	0,76	43
MS 120 Rf/2 50 2 A					67			1,59	1,85	49
MS 125 Rf/2 55 2	125	15+15	ABA Rf	55	66	4300		0,50	0,76	42
MS 125 Rf/2 55 2 A					67			1,59	1,85	46
MS 300 Rf/2 50.1 50 2 A	300	18+18 18+15+15	ABA Rf	50+50	94	3000	180	1,78	2,04	58

* Wandtype met mineraalwoldeken wordt aangeduid met toevoeging letter "A"

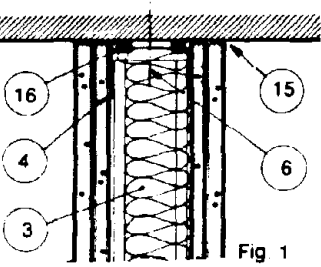


Fig. 1

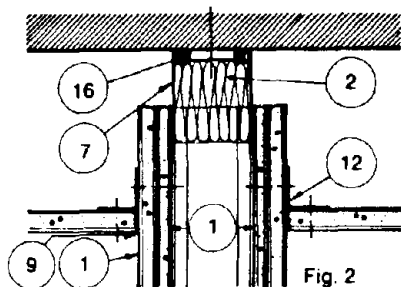


Fig. 2

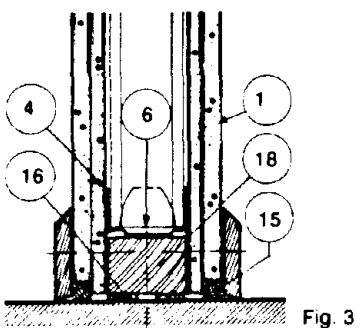


Fig. 3

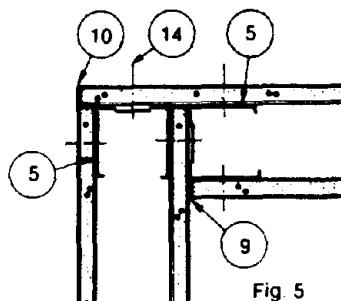


Fig. 5

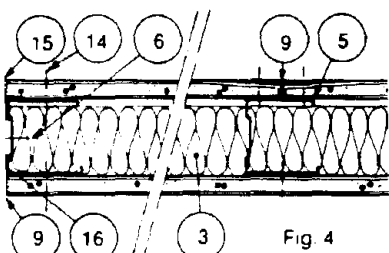


Fig. 4

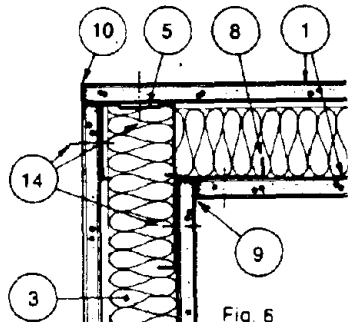


Fig. 6

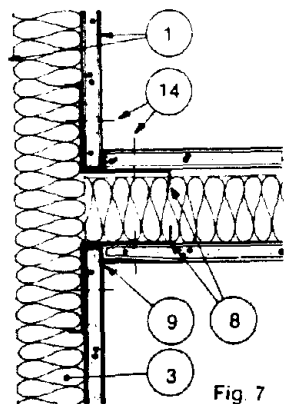


Fig. 7

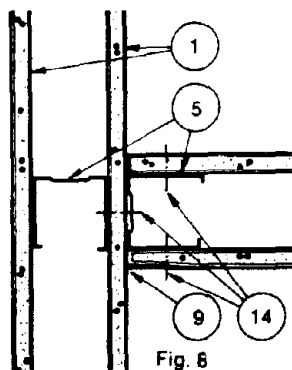


Fig. 8

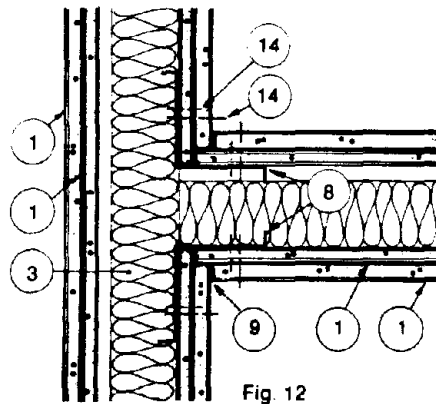


Fig. 12

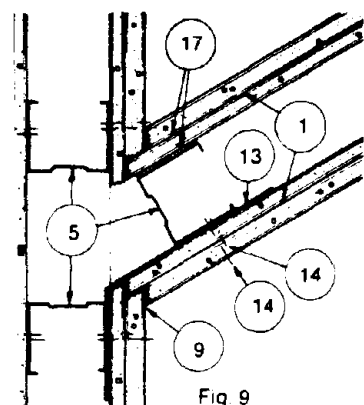


Fig. 9

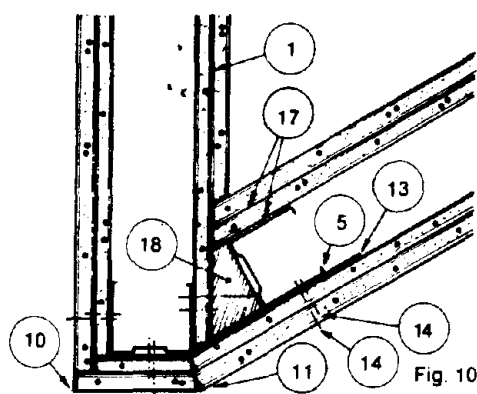


Fig. 10

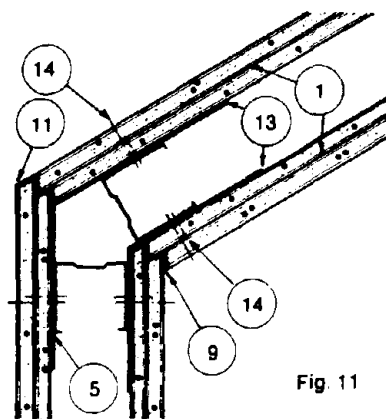


Fig. 11

Fig. 1 en 2 – plafondaansluitingen

Fig. 3 – vloeraansluiting

Fig. 4 – horizontale doorsnede

Fig. 5 tm/12 – wandontmoetingen

1. Gyproc-plaat
2. Mineraalwolvulling
3. Glaswolpaneel
4. Horizontaal U-profiel
5. Vertikaal C-profiel
6. Bevestiging aan het gebouw
7. MSP-profiel voor telescopische aansluiting
9. Naadafwerking
10. Flex Corner 13/13/55 of Corner-bead 900 - hoekversterking
11. Flex Corner 13/13/55 hoekversterking
12. Profiel of lat van de plafondconstructie
13. Geplooid metalen verbindingstuk
14. Zelftappende schroef
15. Akoestische dichtingskit
16. Akoestische dichtingsbanden
17. D 300 lijm
18. Houten lat

GYPROC-Benelux
Schapendries 202
4901 HN OOSTERHOUT

Tel. 01620-33550
Telex 54409

SfB

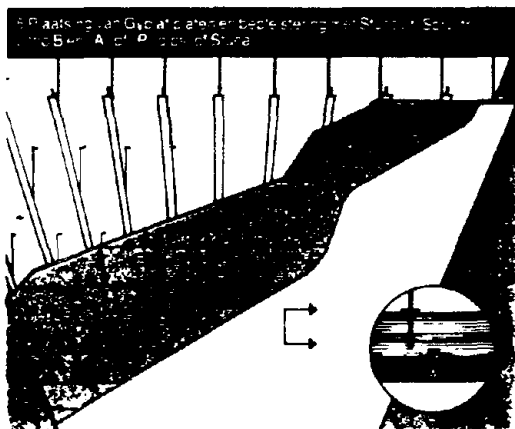
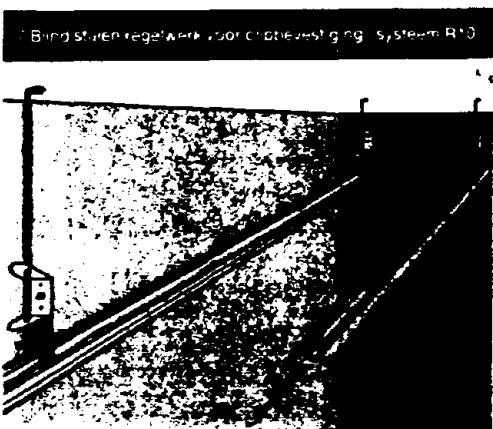
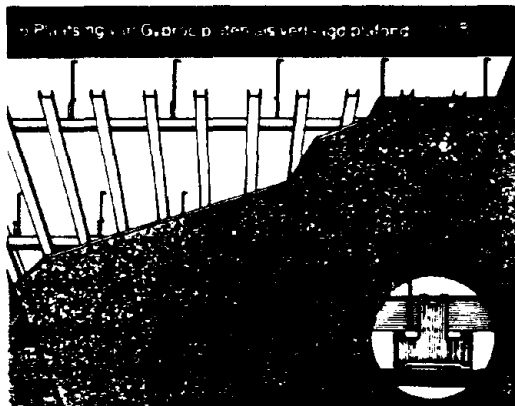
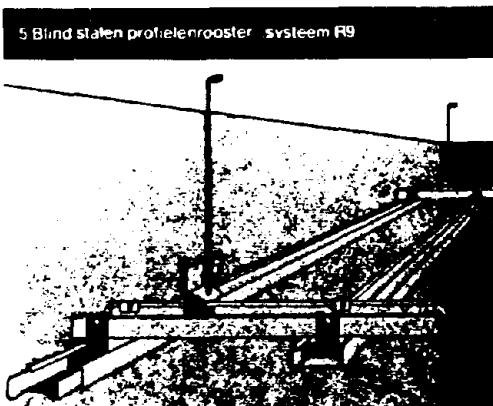
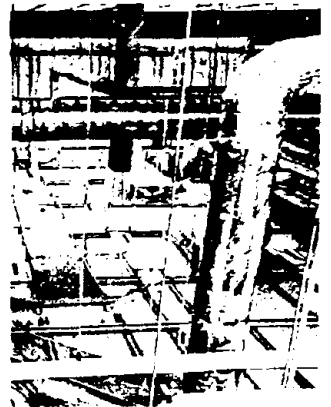
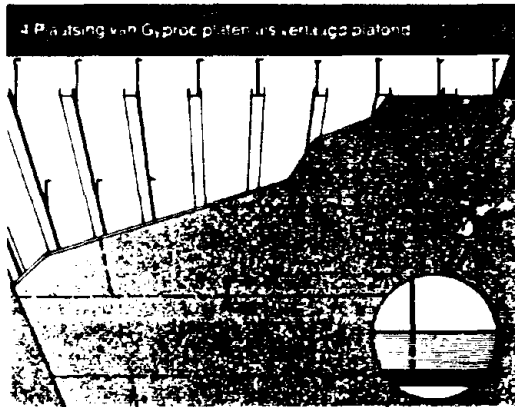
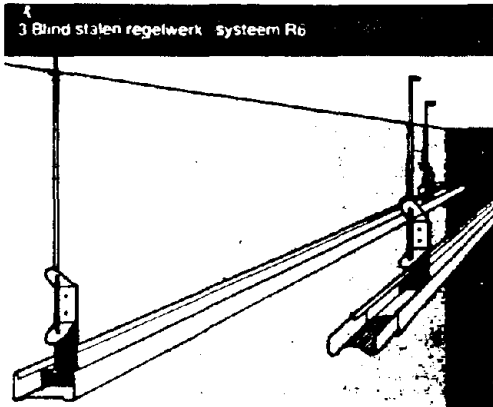
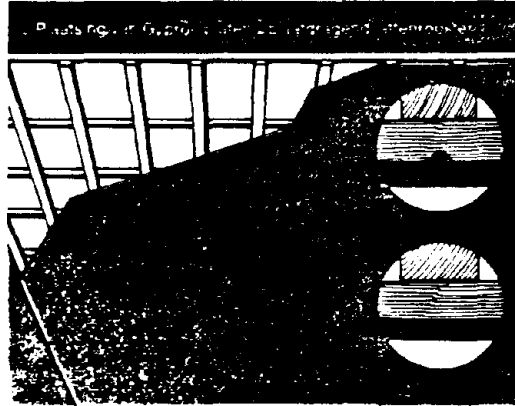
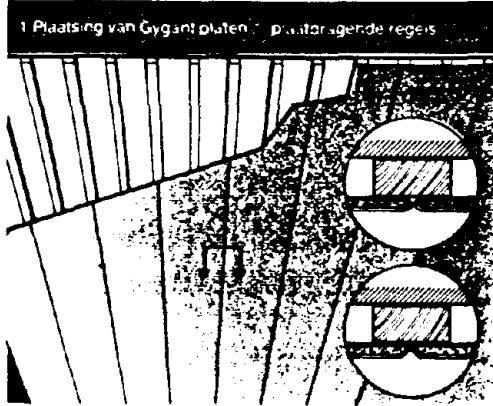
(35) X

NBD nivo 3

PDB Nr. 1066/06

Uitgave 82/83

Gyproc® plafondsystemen



© NBD product-informatiesystemen B.V.

nie beschrijving (C)

De Gyproc® verlaagde en niet-verlaagde plafondsysteemen bestaan uit een niet-zichtbare draagconstructie van latten of stalen profielen en plafondplaten van Gyproc gipskartonplaatmaterialen.

instelling (E)

stroomopbouw Niet-verlaagde plafonds: Plaatdragende latten direct op onderzijde vloer of roosterwerk van elkaar kruisende primaire en aatdragende latten. Verlaagde plafonds: Roosterwerk van primaire en plaatdragende latten opgehangen aan houten of stalen plafondhangers. Plaatdragende U-profielen (Systeem R6). Roosterwerk van elkaar kruisende primaire en plaatdragende U-profielen (Systeem R9). aatdragende T-profielen voor Gyplat platen (Systeem R10).

T-profielen gemonteerd met plafondhangers, klemveer en opengdraad. Plafondplaten met lengterichting // of ⊥ plaatdragende latten of profielen. Tegen latten bevestigd met Gyproc nagels of zelftappende schroeven. Thermogyp S met lijm; Gyplat platen ook met RVS schroeven. Tegen profielen met zelftappende schroeven; Gyplat platen en draaiclippen. Gyvertin platen met RVS nieten.

materiaal Plafondplaten van gipskartonplaatmaterialen: Gyproc, Gyproc en WR, Crystal MG-platen voor inlegmontage, Thermogyp S, Thermogyp N, Thermogyp G, Gyvertin, Gygant en Gyplat platen. Draagconstructie: houten latten, U- en T-profielen met bijbehorende hulpstukken van verzinkt staal.

behoren Bevestigingsmaterialen, gips, lijm, voegafwerkingsmaterialen.

rm, afmetingen, gewicht (F)

wicht Massa, zie thermische eigenschappen (M).

metingen Plaatdragende latten: breedte x dikte 40-47-60 x 24 mm, 47-60 x 30 mm, 40-60-63 x 38 mm. Primaire latten: 47 x 30, x 38, 38 x 63 mm. U-profielen (R1016): 27 x 60 x 27 x 0,63 mm. profielen (R1010): 26 x 30 x 0,56 mm. Ophangdraden (R150/250, 0, 1000): lengte 250, 500 en 1000 mm.

aatcoördinatie Plaatbreedte: Gyproc 1200, 1250 en 600 mm, Gyvertin 1200 en 600 mm, Thermogyp S en Thermogyp N 1200 mm, Thermogyp G 1200 en 600 mm, Gygant 600 mm, Gyplat 405 mm, Crystal 3, 1194 x 594

erlijk (G)

pervlaktestructuur, kleur Voorzijde gipskartonplaten glad en (voorkleur) Gyvertin platen Voorzijde met relief. Crystal MG: voorzijde uit witte rugzijde alu-fole. Gyplat platen fijn schuurwerk of glad pleisterwerk. Voegen zichtbaar (Gygant, Gyproc (FBB), Gyvertin platen) of onthbaar.

chanische eigenschappen (J)

erke Draagvermogen plafondhangers: Systeem R6, R9 en R10, max 10 N (24 kgf). Bevestigd aan platen: 50 N (5 kgf). Voorbuiging draagconstructie: ≤ 1/300 van de overspanning. Bij bestemde Gyplat platen ≤ 1/500.

ur, explosie (K)

drag bij brand Plafondplaten dragen niet bij tot vlamoverslag.

ndwerendheid Bekleding van Gyplat platen tegen houten vloerconstructie: 37 minuten (TNO-rapporten beschikbaar).

Renovatie houten vloerdelen + stucwerk met 9,5 mm Gyproc op houten trachels met steenwol: 73 minuten.

rm zonder stucwerk: 69 minuten.

rm Litho B op Gyplat onder houten vloer met steenwol: 94 minuten.

novatie houten vloer met 12,5 mm-plaatjes 600 x 600 mm in inlegmontage: 31 minuten. Idem met steenwol: 45 minuten.

ssen, vloeistoffen, vaste stoffen (L)

andheid Plafondplaten niet langdurig in direct contact met vocht.

rmische eigenschappen (M)

Warme weerstand	Warmte doorlaat weerstand (R) en gem. massa	Warme weerstand* massa	
type	plaatdikte	warmte weerstand* massa	
	mm	R: m ² ·K/W	
		R: m ² ·h ² ·°C/kcal	
		kg/m ²	
Gyproc	9,5	0,20(0,23)	13
	12,5	0,22(0,25)	16
	15	0,23(0,26)	18
	18	0,24(0,28)	20
Thermogyp S	25	0,78(0,91)	13
	35	1,17(1,37)	13
Thermogyp N	30	0,77(0,90)	13
	40	1,06(1,24)	13
	50	1,34(1,55)	13
Thermogyp G	30	0,77(0,90)	14
	40	1,09(1,27)	15
	50	1,40(1,63)	16
	60	1,71(1,89)	16
	70	2,01(2,19)	17
	80	2,32(2,50)	17
Gygant	9,5	0,20(0,23)	12
Gyplat	9,5 + afw.	0,22(0,25)	20
Gyvertin	12,5	0,22(0,25)	16

Verhogen met 0,043 m²·K/W (0,05 m²·h²·°C/kcal) voor berekenen van warmtestroom naar beneden gericht

Akoestische eigenschappen (P)

Luchtgeluidsisolatie Konstrukties, die voldoen aan de eisen van NEN 1070 zijn mogelijk. Renovatie-houten vloer + 12,5 mm Gyproc-plaat op stalen veerregels + steenwoldeken: I_n = 0 dB en I_∞ = - 2 dB. Idem met verende snelophangers: I_n = + 4 dB en I_∞ = + 4 dB. Renovatie-houten vloer met onafhankelijk plafond op houten structuur met steenwoldeken en 2 x 9,5 mm Gyproc-platen: I_n = 0 dB en I_∞ = + 3 dB.

Toepasbaarheid, ontwerp (T)

Toepassingssector Woning- en utiliteitsbouw; nieuw- en vernieuwbouw.

Bruikbaarheid, functioneel Bekleding onderzijde vloer- en dakconstructie, Gyproc WR platen in vochtige ruimten, Gyproc Rf, Thermogyp S en Thermogyp N platen ter verhoging van brandwerendheid, resp. thermische isolatie. Thermogyp G ter verhoging van thermische en/of akoestische isolatie.

Bruikbaarheid, economisch Niet-demonteerbaar. Gygant en Gyproc platen (FBB) "kamerbreed". Crystal MG-platen demonteerbaar.

Verwerkingskenmerken (V)

Transport Platen tijdens transport afdekken. Op de bouwplaats hoogkant dragen.

Opslag Platen afdekken. Droog stapelen op vlakke ondergrond of op balkjes h.o.h. 400 mm.

Voorbereiding Uittijnen, Leidingen aanbrengen, eventueel isoleren. Platen, latten en profielen op juiste lengte brengen. Plaats plafondhangers uitzetten.

Montage Hulpmateriaal: Timmermans- en stukadoorsgereedschap. Speciaal gereedschap: elektrische schroevendraaier, ATT mechanische voegafwerker.

Niet-verlaagde plafonds: Plaatdragende en primaire latten tegen onderconstructie bevestigen. Haaks op primaire latten de plaatdragende latten nagelen of schroeven. Plafondplaten aanbrengen.

Verlaagde plafonds: Plafondhangers bevestigen en op hoogte instellen. Roosterwerk van latten aanbrengen. Systeem R6 en R10: Plaatdragende U- en T-profielen ophangen. Systeem R9: Primaire U-profielen ophangen en haaks hierop plaatdragende U-profielen klemmen met verbindingsankers.

Afstanden plaatdragende latten en profielen			
platen type	platen//draggers dikte mm	platen//draggers afstand mm	platen ⊥ draggers
Gyproc	9,5	320	420
	12,5	420	500
	15	420	550
	18	420	625
Gygant, Gyproc (FBB)	9,5	300	420
	9,5	-	500
Gyplat	25, 35	600	650
Thermogyp S	30, 40, 50	400	500
Thermogyp N	30	300	500
Thermogyp G (600 mm)	30, 40, 50	400	500
Thermogyp G (1200 mm)	60, 70	420	500
Gyproc WR	12,5	420	420
Gyvertin	12,5	320	420
Crystal MG	9,5	600	1200

Plafondplaten: // draagconstructie, langskanten ondersteunen; ⊥ constructie, kopkanten ondersteunen. Gyplat platen op elke kruising met draaiclippen aan T-profielen bevestigen. Op de kopkanten met voegclipsen koppelen en langs de randen met randclipsen. Berapen met Stuccovit, Litho B gips, Sprylith, Sprytil of Stucal, uitvlakken, ruw maken en afwerken als glad pleisterwerk of fijn schuurwerk.

ABA-Voegen: Langsvoegen met afgeschuinde langskanten met de hand of mechanisch afwerken met Gyproc P-50 voegband, Jointfiller, Jointfinisher of Jointfinisher ATT. Dilatatievoegen met Control Joint 093. Bevestigingspunten afwerken.

Oppervlakteafwerking: Verf, behang en kunststofbekleding. Voor behang en verf grondlaag gebruiken.

Materiaalverbruik Plaatoppervlak gelijk aan plafondoppervlak vermeerderd met 2-5% materiaalverlies. Bepaling volgens detailtekening 1% verlies. Hoeveelheden draagconstructie en bevestigingsmiddelen afhankelijk van plafondstelsel (opgave fabrikant).

Montagetijd Volgens aard van toepassing en omstandigheden.

Bewikbaarheid Met timmermansgereedschap. Platen met scherp mes.

Bediening, onderhoud (W)

Reparatie Met stukjes gipskarton en/of gips.

Ekonomische, commerciële factoren (Y)

Prijzen Volgens opgave dealers en/of aannemers.

Leveringsvoorwaarden Volgens dealers en/of aannemers.

Levering Via dealernet en/of aannemers.

Levertijd Nader overeen te komen.

Leveringsgebied Binnen- en buitenland.

Technische service Technische adviezen; projectbegeleiding mogelijk.

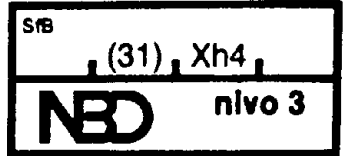
Referenties (Z)

Adressen Volgens opgave fabrikant.



Nijhuis-Alkono b.v.
Benedendorpsweg 75
Postbus 50
6860 AB OOSTERBEEK

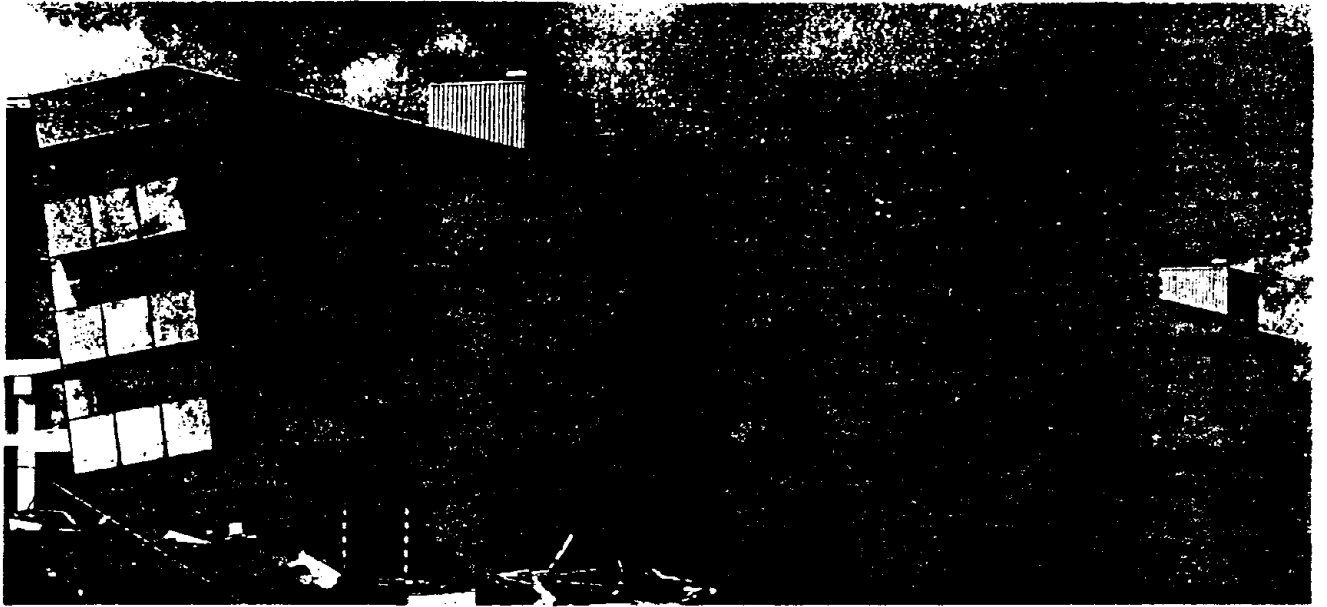
Tel. 085-333441
Telex 45146



Nijhuis Alkono

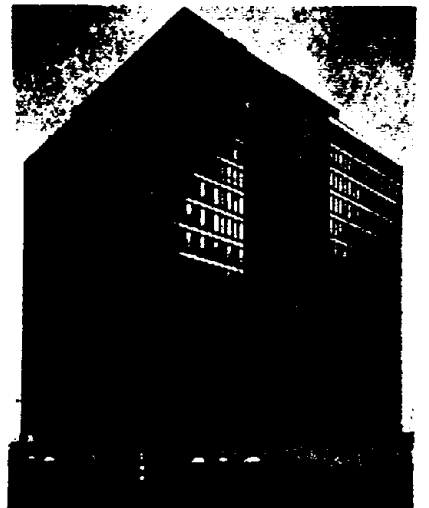
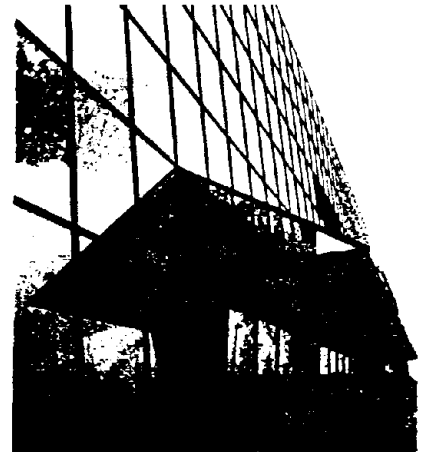
PDB Nr. 1120/55
Uitgave 84/85

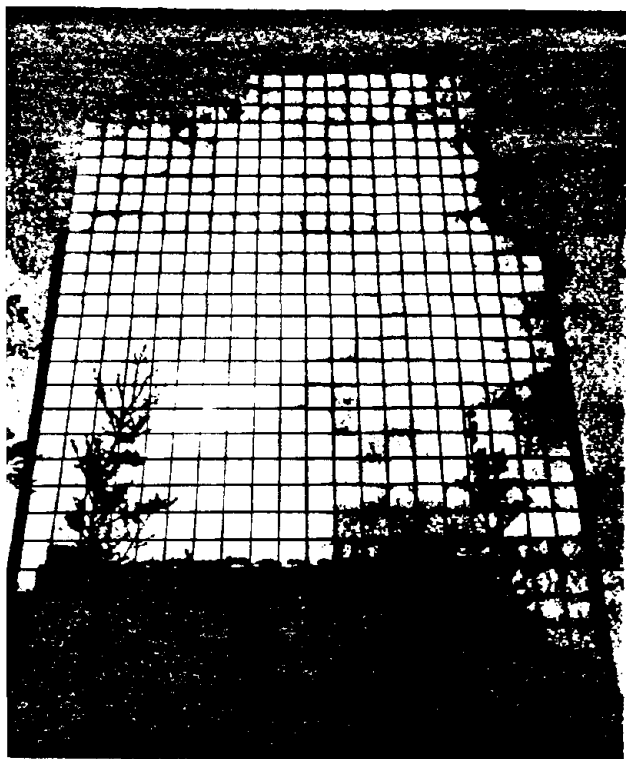
Fysika-Iso-Ster aluminium gordijngevels-glasgevels



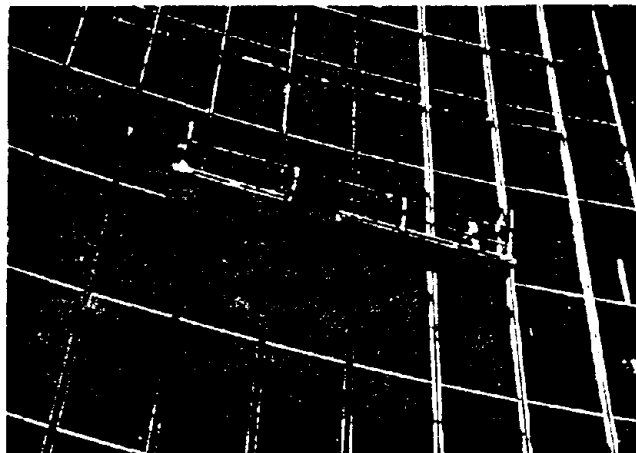
Voor verklaring der foto's: zie pagina 4

© NBD product-informationsystems B.V.

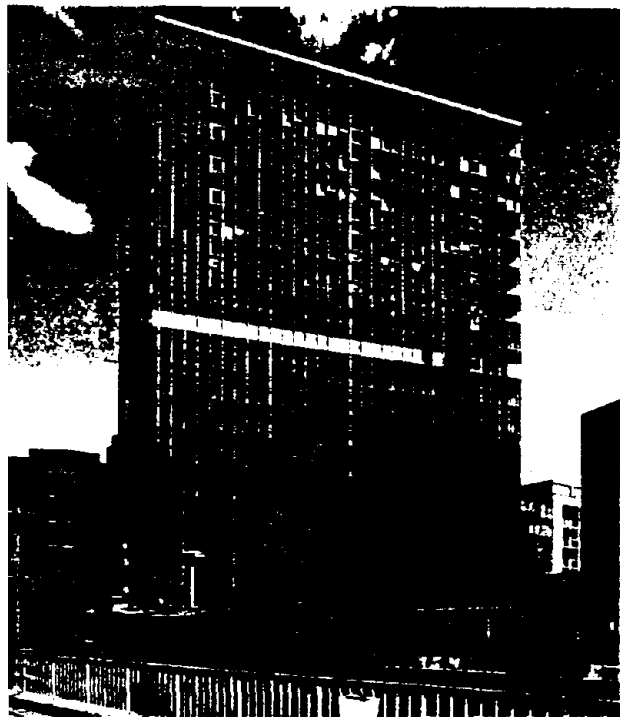




6

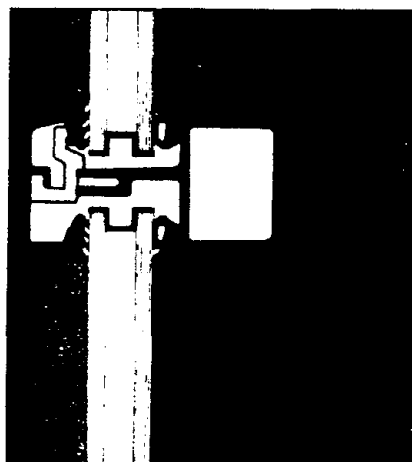
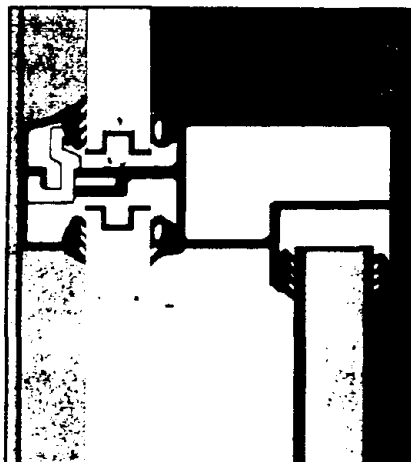
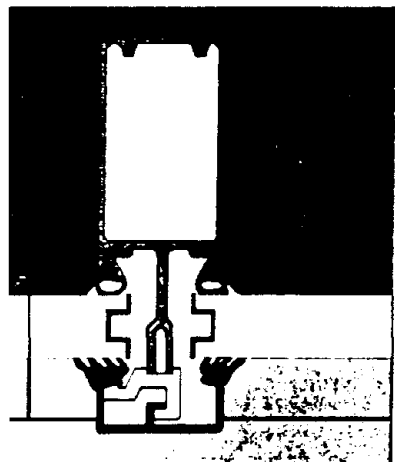


8

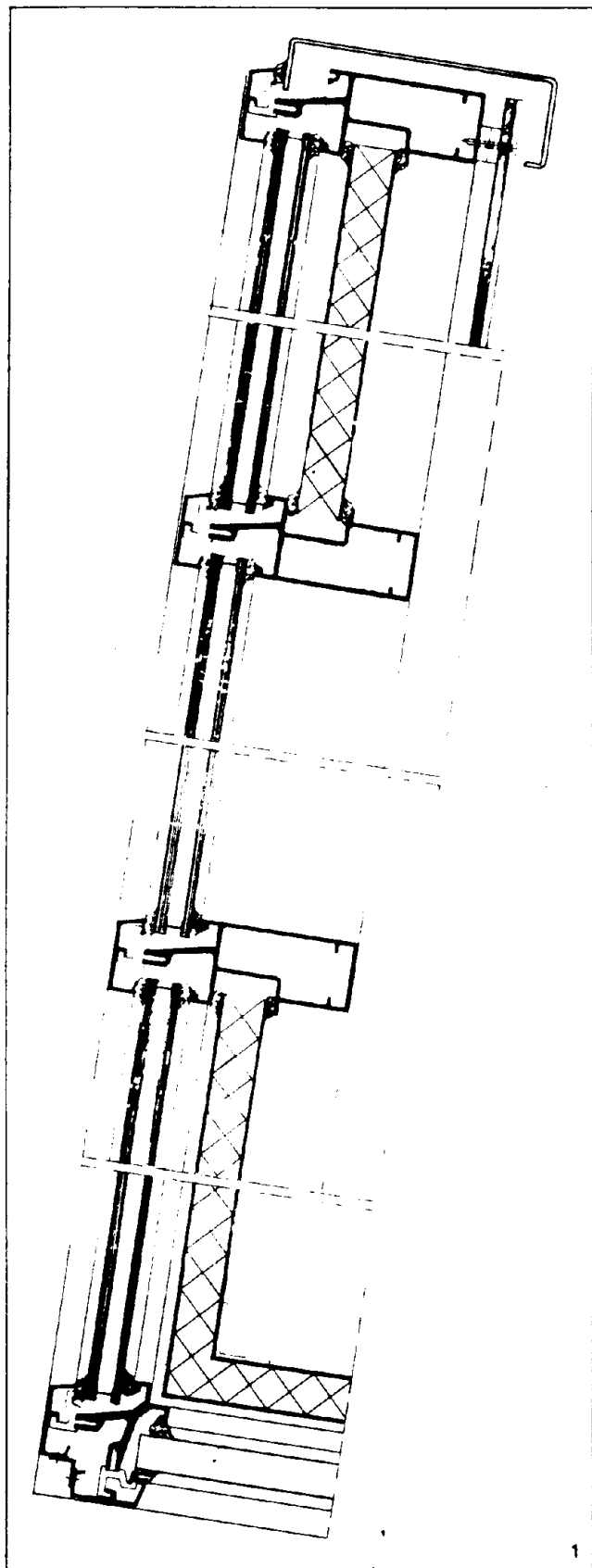


Bij de foto's

- 1, 3 Expeditie-knooppunt P.T.T., Amhem
Architekt: Articon B.V., Amersfoort
Aannemer: BAM, Amhem.
- 2 Hoofdkantoor Zurich Insurance, Portsmouth
Architekt: Gollins Melvin Ward Partnership, London
Aannemer: Sir Robert Mc. Alpine & Sons Ltd, London.
- 4 Atlantic House
Architekt: Bresseleers, Antwerpen
Aannemer: J.P. van Eesteren, Rotterdam.
- 5 Kantoorgebouw aan de Rijswijkseweg, Den Haag
Architekt: Yorke Rosenberg Mardal, London en Buro Groosman Partners, Rotterdam
Aannemer: v/h Boele en Van Eesteren B.V., Den Haag.
- 6 Academisch Medisch Centrum, Amsterdam
Architekt: Duintjer, Isha, Kramer en Van Willingen, Amsterdam
Aannemer: Bouwkombinatie Medicom-Zes, Amsterdam.
- 7 Renovatie IBM, 40 Basinghall Street, London EC2
Architekt: G.M.W. Partnership, London
Aannemer: Wates Construction Ltd.

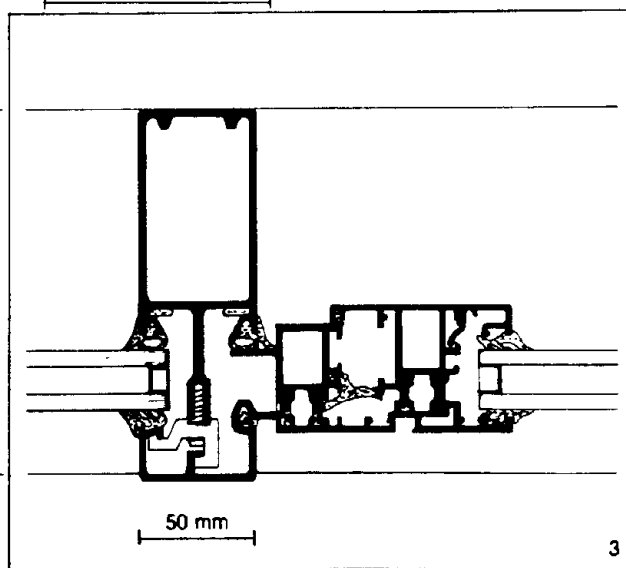
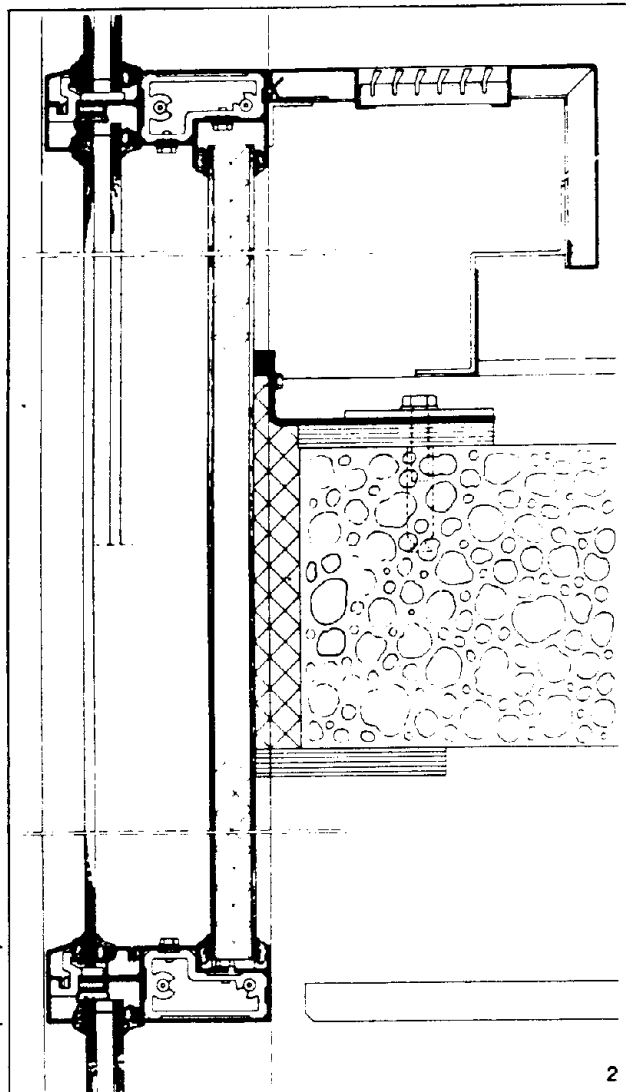


50 mm



1. Variant voor hellende gevels

Speciale eisen zijn voor Nijhuis-Alkono géén belemmering. Gevelkonstrukties met gebruikmaking van alle mogelijkheden van speciaal ontworpen profielen van geëxtrudeerd aluminium is de specialiteit van Nijhuis-Alkono.



2. Aluminium stijl- en regelwerkconstructie met geïsoleerde profielen

- speciaal borstweringspaneel tegen brandoverslag.
- tweevoudige afdichtingen met rubberprofielen.
- blijvend waterdicht zonder onderhoud.
- hoge warmteweerstand tegen condensvorming.
- gemakkelijk te reinigen.
- de conservering van het buitenprofiel behoeft niet hetzelfde te zijn als van het binnenprofiel.
- één-, twee- en drievoudige beglazing mogelijk.

3. Draairamen, draaivalramen en tuimelramen kunnen in de konstruktie worden opgenomen.

oorte beschrijving (C)

Thermisch geïsoleerde condensvrije aluminium vliesgeveelconstructie, speciaal ontwikkeld voor glasgevels met zo min mogelijk aluminium aan de buitenzijde (gemakkelijk te reinigen, hoge warmteweerstand tegen condensvorming). Geïntegreerd borstweringspaneel tegen brandoverslag maakt gemiddelde of betonnen borstwering overbodig. Blijvend lucht- en waterdicht door toepassing van tweevoudige afdichting (open-voeg-principe) met droge beglazing.

amenstelling (E)

Systeemopbouw Stijl- en regelwerkconstructie van aluminium profielen met tweevoudige afdichting volgens het Fysika-systeem (open-voeg-principe) en onderbreking d.m.v. isolator (geen koudebrug).

Materiaal Profielen: AlMgSi 0,5, afdichtingsprofielen van EPT-rubber (ethheenpropeentpolymeër)

Oppervlaktebehandeling Anodiseren en moffelen volgens V.M.R. Kwaliteitseisen en EWA-Keur

oebehoren

Beglazing: enkele, meervoudige, reflecterende en absorberende beglazing

Afdichtingen: afdichtings- en beglazingsprofielen van EPT-rubber. Bewegende delen als inzetraam.

Borstweringsconstructie tegen brandoverslag

orm, afmetingen, gewicht (F)

orm Zie voorzijde. Rechthoekige profielen: glas direct in stijl. I.v.m. onderhoud en voorkomen van condens op de profielen is het glas zo eel mogelijk buitenwaarts geplaatst. Profielbreedte 50 mm. Stijlen en regels dezelfde diepte, zodat aansluiting van plafonds, binnenwanden en vensterbanken in het zelfde vlak liggen.

afmetingen Stijlen vrijdragend van vloer tot vloer. Stijlengte: meestal twee verdiepingen overspannend. Maximale stijlafstand 2 m bij een windbelasting van ca. 1200 Pa en toepassing isolatieglas en verdiepinghoogte 3,5 m.

gewicht De stijlen en regels worden op de bouw samengesteld. Het gewicht speelt geen rol t.a.v. transport. Economisch overzee-transport.

iterlijk (G)

uur Combinaties van verschillende oppervlaktebehandelingen mogelijk: bijv. binnen blank geanodiseerd en buiten donkerbrons geanodiseerd of binnen gemoffeld en buiten geanodiseerd. Alle oppervlaktebehandelingen mogelijk volgens vooraf overeengekomen monsters en kwaliteits.

ur, explosie (K)

brandwerendheid Borstweringen van steenachtig materiaal zijn overbodig t.a.v. brandoverslag.

standaard voorzieningen voor het aanbrengen van een brandwerend borstweringspaneel.

tpaneel wordt bevestigd aan de stalen hoekprofielen die over de he- vloeromtrek aangebracht worden. De naad tussen betonvloer en paneel wordt gevuld met mineraalwol.

issen, vloeistoffen, vaste stoffen (L)

luchtdoorlatendheid, waterdichtheid Klasse B 100 en K 40, volgens NEN 361.

it geldt ook voor draai-vaalramen die in de constructie opgenomen innen worden.

ijvend lucht- en waterdicht door toepassing van tweevoudige afdichting (open-voeg principe) met droge beglazing.

ijtoetsingsdruk 450 Pa is de luchtdoorlatendheid van

iden < 0,05 liter lucht per m/s

eren < 1 liter lucht per m/s

standheid Goed bestand tegen corrosie onder normale atmosferische omstandigheden. Geanodiseerde uitvoering: gevoelig voor alkalische stoffen zoals cement; bescherming hiertegen b.v. door Ensistijd.

ermische eigenschappen (M)

leiding De isolatie van de profielen wordt bereikt door een luchtouw, die binnen- en buitenprofiel scheidt. De specifieke warmte-eerstand (Rc) varieert van 0,18 - 0,28 (m²·K)/W, afhankelijk van de ofielvorm. De gemiddelde warmtetransmissiecoëfficiënt (Kgem) in de gehele vliesgevel is bij toepassing van isolatieglas altijd kleiner in 2 (Kgem < 2) als gevolg van de gunstige isolatie van het borstweringspaneel.

ij 40% doorzicht glas en 60% borstwering geldt:

Borstwering - binnen isolatiepaneel met 30 mm PUR schuim en 50 mm luchtspouw

- buiten isolatieglas

K borstwering < 0,60 W/(m²·K)

K glas < 3,10 W/(m²·K)

K gevel < 1,65 W/(m²·K)

2. Borstwering - binnen brandpaneel - spouw met 80 mm mine-raalwol.

- buiten sandwichpaneel met 20 mm PUR schuim.

K borstwering < 0,35 W/(m²·K)

K glas < 3,10 W/(m²·K)

K gevel < 1,55 W/(m²·K)

3. Bij toepassing van speciale isolatieglasoorten is het mogelijk dat

K gevel < 1,00 W/(m²·K)

Optische eigenschappen (N)

Kleurechtheid Metoxal (elektrolytisch inkleuren) en moffellakken: kleurecht.

Reflektievermogen Bij toepassing van zonreflektierend glas is het mogelijk hetzelfde uiterlijk voor de doorkijkruiten en de borstweringsruiten te bereiken door de juiste kleur te kiezen voor de borstwering binnenpanelen.

Akoestische eigenschappen (P)

Geluidsabsorptie Absorptie van (geluids)trillingen doordat glas en panelen verend tussen twee EPT beglazingsprofielen zijn geplaatst. Overigens afhankelijk van glasdikte en paneelkeuze.

Rw > 32 dB bij toepassing van isolatieglas 6-12-4.

Elektriciteit, magnetisme, straling (Q)

Bliksembeweiiging Doorverbinding van de stijlen met behulp van de inwendige ofverbinding.

Toepasbaarheid, ontwerp (T)

Bruikbaarheid, functioneel Door een speciale methode van koppelen van de stijlen onderling en de stijlen met de regels, is uitzetting en krimp door grote temperatuurschommelingen mogelijk. Tengevolge hiervan geen hinderlijke geluiden. Dus grote oppervlakken van precies dezelfde structuur mogelijk. Bovendien vele varianten in glas, panelen en isolatiewaarden. Vooral toegepast voor glasgevels en vaste beglazing (ventilatieopeningen mogelijk).

Bruikbaarheid, economisch Geen onderhoud aan de afdichting voor lucht- en waterdichtheid. Geen last van moeilijke bouw aansluitingen. Door gladde buitenstructuur eenvoudig afwasbaar. Energiebesparing door hoge isolatiewaarde van de borstweringen.

Bruikbaarheid, voorschriften Behalve de in nivo 2 vermelde normen voldoet de constructie aan de normen van het British Standard Institution, o.a. BS 1615, BS 3987, BS 4873, DD 4-1971 CP 152.

V.M.R. Kwaliteitseisen.

Verwerkingskenmerken (V)

Transport Met eigen vervoer.

Montage Montage en beglazing door fabrikant. Daardoor volledige verantwoordelijkheid voor transport, levertijd, montagetijd en kwaliteit tot aan de oplevering.

Bediening, onderhoud (W)

Onderhoud Onderhoudsvrij. Rubber afdichtingen

Blijvend lucht- en waterdicht door toepassing van tweevoudige afdichting (open-voeg principe) met droge beglazing.

Schoonmaken Glas en aluminium met schoon water; bij gebruik van huishoudelijk afwasmiddel met schoon water naspoelen. Zie V.M.R. Kwaliteitseisen.

Economische, commerciële factoren (Y)

Prijzen Volgens opgave fabrikant

Leveringsvoorwaarden Volgens V.M.R. Leveringsvoorwaarden.

Levering Door fabrikant.

Leveringsgebied Binnen- en buitenland.

Garanties Volgens V.M.R. Kwaliteitseisen en Leveringsvoorwaarden, 10 jaar op luchtdoorlatendheid en waterdichtheid.

Technische service Constructietekeningen worden door ontwerpbureau van Nijhuis-Alkono uitgevoerd. Nijhuis-Alkono draagt zorg voor: advies, ontwerp, levering, transport, montage, beglazen, afwerking, eventuele reparaties en onderhoudskontrolé. Constructietekeningen van uitgevoerde werken op aanvraag verkrijgbaar.

Referenties (Z)

Adressen Zie achterzijde.

Uitvoerige lijst op aanvraag

Nijhuis-Alkono is lid van de Vereniging van Metalen Ramenfabrikanten.



Reynotrade
Volkastraat 2
Postbus 30
3840 AA HARDERWIJK

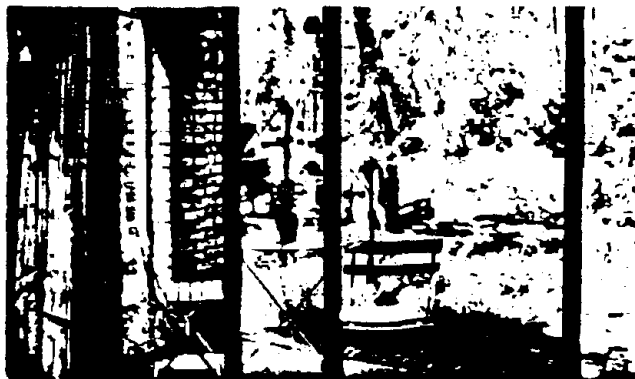
Tel. 03410-16824
Telex 47178

S18
(31) Xh4
NBD nivo 3

PDB Nr. 9400/01
Uitgave 86/87

Reyno en Reynotherm profielsystemen

e. NBD product-informationsystems B.V.



Algemeen Reyno en Reynotherm profielsystemen, voor het vervaardigen van alle soorten en maten ramen, deuren en gevels. Met en zonder thermische derbreking. Zowel voor binnen- als buitenbeglazing.

Materialen Aluminiumlegering AlMgSi 0,5 (50 ST) 6063 F 22.

Verwerking Afhankelijk van de serie, met geschroefde of geperste verbindingen.

Oppervlaktebehandeling Anodiseren volgens het Euras/EWAA kwaliteitslabel, laagdikte 20 µm. Lakken, door elektrostatisch opbrengen van een poedercoating, en noffelen.

Accessoires Ten behoeve van de fabricage van ramen, deuren en puien Reyno en Reynotherm profielsystemen levert de fabrikant: alle soorten hang- en sluitwerk, dichtingsborstels, -rubbers en beglazingsrubbers, bewerkingsspels en -machines.

Maten, afmetingen, gewicht

Uit het Reyno en Reynotherm systeem kunnen delen worden samengesteld tot iedere gewenste afmeting. Profielhoogtes, zie tabel.

Finishing Geanodiseerde profielen: technisch blank of bronskleurig. Gelakte profielen: volgens de RAL-kleurenwaaier.

Mechanische eigenschappen

Alle Reyno en Reynotherm series voldoen aan de door de V.M.R. (Vereniging van Metaalramen fabrikanten) gestelde eisen en met name luchtdoorlatendheid en waterdichtheid getest door T.N.O. en 'Institut für Fenstertechnik' in Rosenheim. Rapporten zijn op aanvraag beschikbaar.

Thermische eigenschappen

Bij de Reynotherm profielen is tussen de binnen- en buitenkant een thermische onderbreking aangebracht, waardoor condensvorming op de binnenzijde wordt tegengegaan.

Toepasbaarheid, ontwerp

Bruikbaarheid, functioneel Woning- en utiliteitsbouw, nieuwbouw en renovatie.

Ontwerpdetails Vele van de series zijn onderling te koppelen, zie tabel. Uitgebreide documentatie en tekenhulpen staan ter beschikking.

Verwerkingskenmerken

Montage, verwerking Door fabrikanten van ramen en deuren. Voor de verwerking van Reyno en Reynotherm series staan productie- en accessoire-inbouwtekeningen ter beschikking.

Bediening, onderhoud

Onderhoud Schoonmaken volgens instructieblad: 'Reinigen en onderhoud van aluminium', verkrijgbaar bij de fabrikant.

Ekonomische, commerciële factoren

Prijzen Profielen: volgens opgave Reynotrade.

Ramen, deuren en puien: volgens opgave van de fabrikant van ramen, deuren en puien.

Leveringsvoorwaarden Algemene verkoop- en leveringsvoorwaarden gepubliceerd ter griffie van de arrondissementsrechtbank te Amsterdam.

Levertijd Uit voorraad, af fabriek; grote hoeveelheden en niet-standaard uitvoeringen volgens opgave fabrikant.

Leveringsgebied Europa.

Garanties Reynotrade verleent uitsluitend garantie op de kwaliteit van de profielen en het geleverde hang- en sluitwerk. De verwerker van Reyno en Reynotherm systemen dient garant te staan voor de deugdelijkheid van de door hem uitgevoerde werkzaamheden.

Technische service Indien gewenst worden speciale uitvoeringen en bouwafsluitingen ontworpen en vervaardigd.

Referenties

Adressen Een referentielijst van architecten, aannemers, gemeente- en andere overheidsbedrijven wordt op aanvraag verstrekt.

Profielnummer	Raam	Deur	Kozijn- diepte	Vleugel- diepte	Maximale glasdikte	Isolatie-systeem	Serie te kombineren met	Div. profielen onderling uitwisselbaar verwerkbaar
85	schuif- schuif-	schuif- schuif-	85 85	29 31	19 23	- Polyurethaan hars	RT 700 GT 45 RT 700	x -
V 100	schuif-	schuif-	100	35	24	Polyurethaan schuim	RTK 450 RTK 600 RT 700	-
V 110 45	schuif- draai- uitzetzak-	schuif- aanslag- stolp-	110 45	45 45	29 21	Polyurethaan schuim Polyurethaan hars	RT 700 RT 700 GT 85 RTK 450 RT 700	- 0
50	draai- uitzet- val- uitzetzak- stolp- draaikiep- tuimel- taats-	aanslag- doordraai- vouw- stolp-	45	45/52	29	-	Euro-50 RT 700	0
K 450	draai- uitzet- val- uitzetzak- stolp- draaikiep- schuifkiep-	aanslag- vouw- stolp- schuifkiep-	45	45/52	29	Glasvezel polyamide steeg	RTN 100 RTK 600 GT 85 GT 45 RT 700	0
10	draai- uitzet- val- uitzetzak- draaikiep-	aanslag- vouw- stolp-	60	60/67	44	-	RT 700	0
600	draai- uitzet- val- uitzetzak- stolp- draaikiep- schuifkiep- tuimel- taats-	aanslag- vouw- stolp- schuifkiep-	60	60/67	44	Glasvezel polyamide steeg	RTK 450 RTN 100 RT 700	0
00	gevel-systeem				80	EPDM	zie boven	-
00	gevel-systeem				80	EPDM	zie boven	-
'50	gevel-systeem				24	-	-	-
5	serre-systeem				24	-	Euro-50 Midi R 450 R 600	-

prince cladding

Prince Cladding b.v. ★ Postbus 15 ★ 2380 AA Zoeterwoude ★ Tel. 071 - 89 92 23 ★ Telex: NL 39106 Priclad

BSC COLORCOAT[®] PLASTISOL

beschermd stalen profielplaten

B- Serie Gevel- en dakplaten

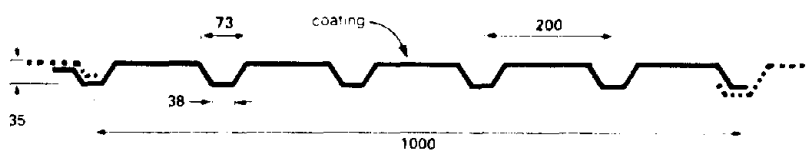
GEVELBEPLATING

1050/20 BW

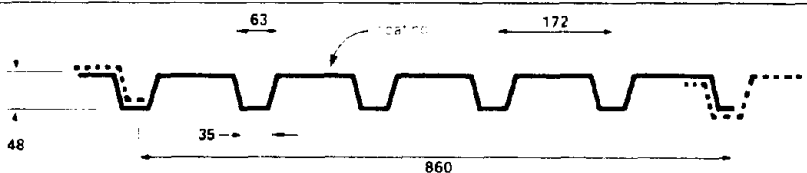


5,48 m max. lengte

1000/35 BW



860/48 BW



10,96 m max. lengte

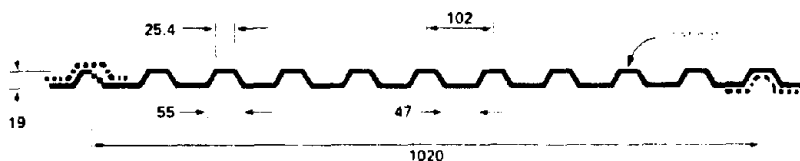
800/63 BW



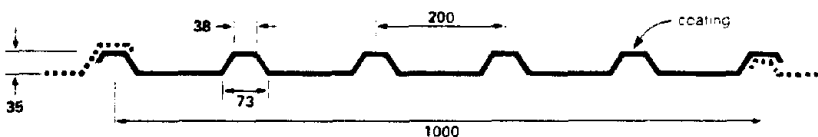
10,96 m max. lengte

DAKBEPLATING EN/OF GEVELBEPLATING

1020/19 BD*



1000/35 BD*

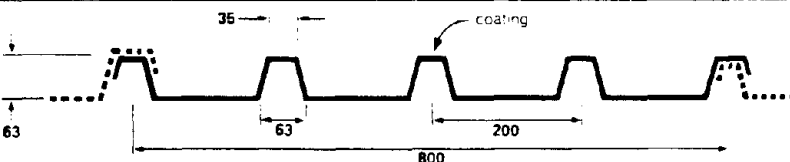


860/48 BD*



10,96 m max. lengte

800/63 BD*



10,96 m max. lengte

* Smalle ribzijde boven ten behoeve van 'koud' dak.

Leveringsprogramma		Wandplaten Kleurcoatingzijde													Dak- (of wandplaten Kleurcoatingzijde)						
Smalle ribzijde boven ten behoeve van 'koud' dak																					
Profiel type PC	Kleurcodering BSC 1)													Technische gegevens							
	00 A 05	08 B 29	10 B 19	12 B 29	18 B 25	18 C 39	12 B 21	00 E 53	04 C 39	00 E 55	08 C 35	18 C 37	04 E 53 Poppy Red	06 E 53 Ingenieur Orange	10 E 55 Aztec Yellow	12 E 53 Linden Green	14 E 53 Verona Green	Dikte S.V.S. in mm	Gew. kN/m ²	Ix cm ⁴ /m ¹	Wx cm ³ /m ¹
50/20 BW	2	0	2	0	0	0	2	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0,55	4,99	3,04	2,49
	2	0	2	0	0	0	2	0	0	2	0	0	4	4	4	4	4	0,70	6,36	4,26	3,79
	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,90	8,19	5,99	5,57
00/35 BW	2	0	2	0	0	0	2	0	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0,55	5,21	8,31	3,88
	2	0	2	0	0	0	2	0	0	2	0	0	4	4	4	4	4	0,70	6,64	11,59	5,79
	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,90	8,56	16,29	8,53
50/48 BW	2	0	2	0	0	0	2	0	0	0	0	0	4	4	4	4	4	0,70	7,75	25,85	9,69
	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,90	9,98	36,21	14,09
00/63 BW	2	0	2	0	0	0	2	0	0	0	0	0	4	4	4	4	4	0,70	8,22	42,31	12,04
	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,90	10,59	59,14	17,43
0/70 BW	2	0	2	0	0	0	2	0	0	0	0	0	4	4	4	4	4	0,70	8,07	68,19	15,29
	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,90	10,39	94,90	22,02
20/19 BD*	2	0	2	0	0	0	2	0	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0,55	5,06	3,82	3,15
	2	0	2	0	0	0	2	0	0	0	0	0	4	4	4	4	4	0,70	6,46	4,94	4,41
00/35 BD*	2	0	2	0	0	0	2	0	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0,55	5,21	11,36	4,12
	2	0	2	0	0	0	2	0	0	2	0	0	4	4	4	4	4	0,70	6,64	15,84	5,90
	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,90	8,56	20,88	8,47
0/48 BD*	2	0	2	0	0	0	2	0	0	0	0	0	4	4	4	4	4	0,70	7,75	34,23	10,07
	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,90	9,98	44,61	14,21
0/63 BD*	2	0	2	0	0	0	2	0	0	0	0	0	4	4	4	4	4	0,70	8,22	59,09	13,03
	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,90	10,59	77,00	18,20

Zie kleurkaart en/of set kleurmonsters BSC Colorcoat[®] Plastisol, met aan de achterzijde een lichtgrijze washcoat. Aangegeven zijn de voorraad kleuren, overige op aanvraag.

Hitte-reflecterende kleuren speciaal van toepassing bij dakbeplatingen.

Plastisol coating aan beide zijden van de beplating.

Accentkleuren: speciaal ontworpen om gedeeltes van gebouwen te accentueren.

Bij grote ononderbroken vlakken wordt toepassing in de witte kleur (00 E 55) sterk ontraden.

MEERVELD OVERSPANNINGEN

Profiel type PC	Dikte S.V.S. in mm	Gelijkmatig verdeelde belasting in kN/m ²									Max doorb. f =
		Overspanning in meters									
		1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	
50/20 BW	0,55	2,23	1,55	1,14	0,87	0,62	-	-	-	-	1/150 l
	0,70	3,26	2,26	1,66	1,22	0,86	0,64	-	-	-	
	0,90	4,73	3,28	2,41	1,75	1,24	0,91	0,70	-	-	
00/35 BW	0,55	3,69	2,56	1,88	1,44	1,14	0,92	0,76	0,64	-	1/150 l
	0,70	5,29	3,67	2,70	2,06	1,63	1,32	1,09	0,92	-	
	0,90	7,59	5,27	3,87	2,96	2,34	1,90	1,56	1,32	-	
0/48 BW	0,70	-	-	-	3,52	2,78	2,25	1,86	1,56	1,33	1/150 l
	0,90	-	-	-	4,97	3,93	3,18	2,63	2,21	1,88	
0/63 BW	0,70	-	-	-	4,56	3,60	2,92	2,41	2,02	1,72	1/150 l
	0,90	-	-	-	6,37	5,03	4,08	3,37	2,83	2,41	
0/70 BW	0,70	-	-	-	-	4,16	3,37	2,78	2,34	1,99	1/150 l
	0,90	-	-	-	-	6,04	4,89	4,04	3,40	2,89	
20/19 BD*	0,55	2,89	2,00	1,45	0,97	0,68	-	-	-	-	1/150 l
	0,70	4,14	2,88	1,87	1,26	0,88	0,64	0,48	-	-	
00/35 BD*	0,55	3,48	2,42	1,78	1,36	1,07	0,87	0,72	-	-	1/200 l
	0,70	5,18	3,60	2,64	2,02	1,60	1,30	1,07	0,90	-	
	0,90	7,64	5,31	3,90	2,98	2,36	1,91	1,53	1,18	-	
0/48 BD*	0,70	-	-	-	3,39	2,68	2,17	1,79	1,50	1,28	1/200 l
	0,90	-	-	-	4,93	3,90	3,16	2,60	2,19	1,86	
0/63 BD*	0,70	-	-	-	4,21	3,32	2,70	2,22	1,87	1,59	1/200 l
	0,90	-	-	-	6,10	4,82	3,90	3,22	2,71	2,31	

vet gedrukte belasting is gebaseerd op de toelaatbare sterkte maximale plaatlengte beperkt het aantal meerveld overspanningen.

HORIZONTALE GEVELBEPLATING

810/70 BW
7,60 m max. lengte

Een uniek profiel speciaal ontworpen voor horizontale toepassing van de gevelbeplating.

Volledige service
Prince Cladding biedt u nog meer mogelijkheden. Niet alleen het voordeel van in eigen fabriek vervaardigde hulpstukken, ook de montage kan met eigen vaklieden worden uitgevoerd volgens eveneens in eigen tekenkamer volledig uitgewerkte tekeningen. Lichtdoorlatende, gebogen of anderszins gevormde speciale elementen, afsluitstroken en bevestigingsmiddelen zijn in ruime schakering leverbaar.

HBT - P.O. Box 15 - 2230 AA Rijnsburg/Holland

86.05.03 M

prince cladding

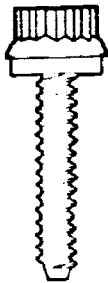
Prince Cladding b.v. ★ Postbus 15 ★ 2380 AA Zoeterwoude ★ Tel. 071 - 89 92 23 ★ Telex: NL 39106 Priclad

Sela[®] niet roestende bevestigingsmiddelen

Staal geadmeerd en met door en door gekleurde koppen in alle Colorcoat Plastisol standaardkleuren voor Priclad[®] konstrukties.

Selascrews[®]

Sela-metaalschroeven zijn 6,3 mm (14 sg) zelftappende bevestigingsmiddelen voor de montage van dak- en gevelbeplating.



Kopvormen

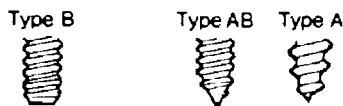


Standaard

Sela 20

Sela 35

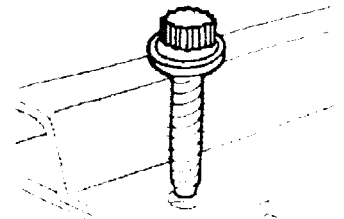
Draadvormen



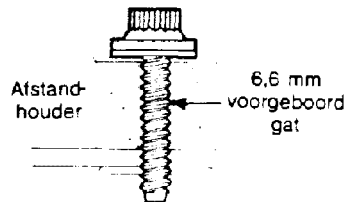
wordt standaard geleverd

op aanvraag

Standaard lengten in mm
16
20
25
30
40
50
60
70
80
90
100
120
140
Vanaf 140 tot 220 mm op aanvraag



Bemerking:
Voor isolerende toepassingen met houten afstandhouders moet een 6,6 mm gat voorgeboord worden.



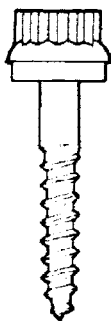
Trekbelasting van Sela-schroeven

Staal dikte in mm	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	6.0	8.0	10.0	15.0
Geadviseerde boorgaten in mm	4.9	4.9	4.9	5.3	5.3	5.8	5.8	5.8	5.9	5.9
Maximale trekbelasting in kg	545	727	909	772	909

* Schroef bezwijkt

Selawoodscrews[®]

Sela-houtschroeven voor het bevestigen van dak- en gevelbeplating op een houten onderkonstruktie



Kopvormen



Standaard

Sela 20

Sela 35

Draadvormen



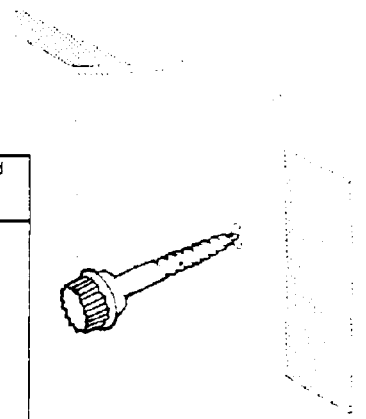
6,3 mm (14 sg) gewalste draad

5,6 mm (12 sg) gesneden draad

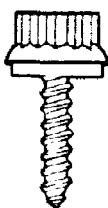
Geadviseerde gat diameters

Hout	6,3 mm (14 sg)	5,6 mm (12 sg)
Hardhout	3,5	3,0
Zachthout	2,5	2,0

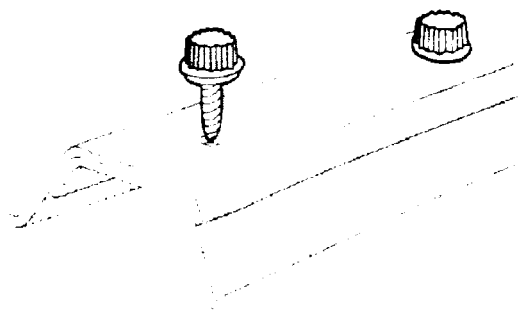
Standaard lengten in mm
25
30
40
50
60
70
80
100
120
140
160
Maximale draadlengte 50 mm. Voor algemeen gebruik is 40 mm lengte voldoende.



Selastitchers[®]



Sela-plaatschroeven 20 mm x 4,9 mm (10 sg) met vaste kunststof „standaard“ kleurkoppen, voor zij-overlappen van metalen beplating, metalen beplating op binnenpanelen, hulpstukken, e.d. Niet geschikt voor kunststof- of asbest-cementplaten. Indien voorgeboorde gaten gewenst zijn, is de geadviseerde boordiameter 2,5 mm.



prince cladding

duurzame metalen bouwconstructies

PRINCE LONG-SPAN DECK

Onlangs werd een nieuwe profileermachine overgedragen aan PRINCE CLADDING B.V. die daarmee in de toekomst de Europese markt van een uniek dakelement ten behoeve van grote overspanningen zal voorzien.

Het is zeker niet de eerste keer dat een aanvankelijk spontaan idee werd uitgewerkt tot een waardevol product ten dienste van duurzame metalen bouwconstructies.

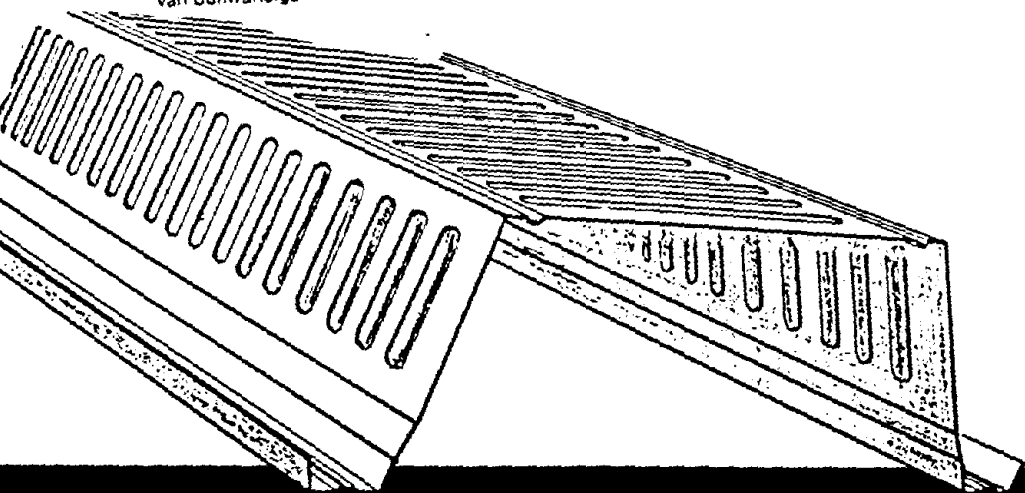
Ruim vijftien jaar geleden introduceerde PRINCE CLADDING in Nederland reeds met stijgend succes het thans alom toegepaste en hooggewaardeerde Colorcoat materiaal.

Met enige regelmaat werden daarna noviteiten gelanceerd, waaronder akoestische bouwpanelen (baffles) alsmede haaks over de profilering rondgebogen geprofileerde Colorcoat-platen 'Floctad', die bij vele belangrijke bouwprojecten werden toegepast.

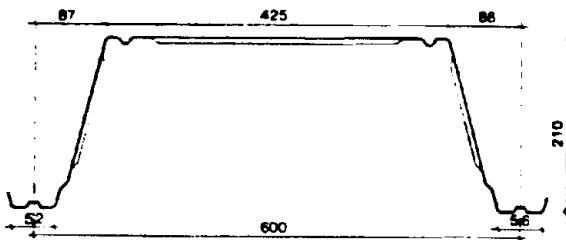
En, dan nu weer PRINCE LONG SPAN DECK, een geprofileerd dakelement dat gelaboreerd kan worden uit sendzimir-verzinkt staal in dikten van 0,75 t/m 1,50 mm, en dat geschikt is om in de industriële bouw bij zeer grote overspanningen te worden toegepast.

Als bijzonder geldt bij dit dakelement dat - door de zowel in de bovenkants als in de opstaande zijden aangebrachte dwarsribbels - de dwarsdoorsnede van het trapeziumvormig profiel wordt verstijfd. Op de methode van produceren en op het eindproduct werd inmiddels octrooi aangevraagd.

De ontwikkeling van nieuwe producten verschaffen aan PRINCE CLADDING een blijvende voorsprong in de techniek van dunwandige metalen bouwconstructies.



PRINCE LONG-SPAN DECK



Sendzimir verzinkt staal

Materiaaldikten in mm	0,75	1,00	1,25	1,50
Gewichten in kN/m ²	0,10	0,13	0,16	0,19

Uitvoerige informatie met betrekking tot uitvoeringen in andere materialen en/of afwerkingen b.v. aluminium, Colorcoat-plastisol e.d., wordt op verzoek gaarne verstrekt.

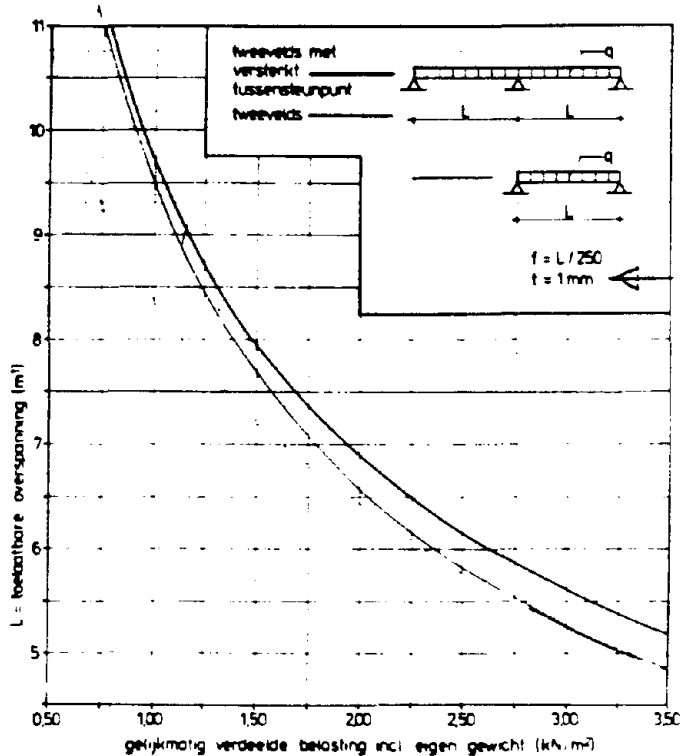
Overspanningen

De in de grafiek aangegeven belastingen zijn karakteristiek en gelden inclusief eigen gewicht.

De toelaatbare overspanningen voor enkelvelds platen zijn gebaseerd op roefbelastingen.

Voor het bepalen van de toelaatbare overspanningen bij tweevelds platen werd voor de sterkte van het tussensteunpunt een roef uitgevoerd, waarna deze vervolgens via de rekenwijze werden vastgesteld.

Bij hogere belastingen heeft het praktisch geen zin om tweevelds platen toe te passen. Door de grote hoogte van het profiel is dan de interactie tussen steunpuntsmoment en oplegreactie maatgevend.



HET OPTIMAAL DIMENSIONEREN VAN
GELASTE STALEN PLAATLIJGERS ZONDER
VERSTIJVINGEN

TECHNISCHE UNIVERSITEIT EINDHOVEN
FACULTEIT BOUWKUNDE
VAKGROEP BKO

Examencommissie:
Prof. dr. ir. H.S. Rutten,
Prof. ir. J.W.B. Stark,
Ir. F. van Pelt,
Ir. R de Groot.

Student:
H.P.M. van de Loo.

Eindhoven, januari 1987.

Symbolen.....	3
0. Inleiding.....	4
1. Het toepassingsgebied van plaatliggers.....	5
1.1 De invloed van de loon- materiaal relatie.....	6
1.2 De invloed van de automatisering en mechanisatie op de productie.....	7
1.3 De invloed van het toepassen van nieuwe rekenmodellen.....	7
2. Doelstelling.....	8
3. De Eurocode.....	9
3.1 De slanke profielen.....	9
3.2 Artikel 2.5.4.....	11
3.3 Artikel 2.6.4.....	14
4. Het optimaal dimensioneren van plaatliggers.....	18
4.1 De minimale doorsnede bij gebruikmaking van de spanningsreductie-methode.....	18
4.2 De optimale doorsnede volgens de doorsnedereductie-methode.....	53
5. Samenvatting en conclusies.....	73
Appendix.....	75
A.1 K-waarden van platen.....	75
A.2 De na-critische sterkte.....	76
A.3 Het berekeningsmodel volgens Winter.....	78
A.4 De kwantitatieve bepaling van de meewerkende breedte.....	81
A.5 De benaderingsformule voor het effectieve weerstandsmoment.....	83

A.6 De compacte, semicompacte en slanke optimale doorsnede.....	86
A.7 De oplossingen van formule (4.30).....	87
A.8 De bepaling van de optimale doorsnede op basis van art. 2.6.4 (met constante λ).....	97
A.9 De bepaling van de optimale doorsnede op basis van art. 2.6.4 (met constante t).....	101
A.10 De berekening van de relatieve A_{ij} / A_{tot} , h/h_{op} , t/t_{op} en de e/h_{op} bij verschillende λ	107
Literatuur.....	118

HET OPTIMAAL DIMENSIONEREN VAN
GELASTE STALEN PLAATLIJGERS ZONDER
VERSTIJVINGEN

TECHNISCHE UNIVERSITEIT EINDHOVEN
FACULTEIT BOUWKUNDE
VAKGROEP BKO

Examencommissie:

Prof. dr. ir. H.S. Rutten,

Prof. ir. J.W.B. Stark,

Ir. F. van Pelt,

Ir. R de Groot.

Student:

H.P.M. van de Loo.

Eindhoven, januari 1987.

Symbolen

A_{drsn}	Oppervlakte doorsnede.
A_{fl}	Oppervlakte flens.
A_{lijf}	Oppervlakte lijf.
b	Plaat breedte.
b_e	Meewerkende breedte.
C	De zeegfactor
C_r	De vergrotings-factor voor buiging.
e	Afstand van zwaartepunt tot bovenzijde profiel.
f	Doorbuiging.
$f_{b\bar{y}}$	De doorbuiging t.g.v. de bijkomende belasting.
f_{perm}	De doorbuiging t.g.v. de permanente belasting.
h	Liggerhoogte.
h_{eff}	Meewerkende hoogte.
h_{op}	Optimale (lijf) hoogte.
h_c	Stijfheidshoogte.
I_x	Kwadratisch oppervlakte-moment.
I_{eff}	Effectief kwadratisch oppervlakte-moment.
K_d	Plooi-coëfficiënt.
L	Lengte (overspanning).
M	Buigend moment.
p	Doorbuigings-grootheid ($f \leq L/p$).
P	Kracht.
P_{Kr}	Plooi-kracht.
$q_{b\bar{y}}$	De gelijkmatigverdeelde bijkomende belasting.
q_{tot}	De totale gelijkmatigverdeelde belasting.
S	Statisch moment.
t	Plaatdikte.
t_{min}	De minimale plaatdikte. (lijf)
t_{op}	De optimale plaatdikte. (lijf)
T	Afschuifkracht.
W_x	Weerstands-moment.
W_{eff}	Het effectieve weerstands-moment.
z	Afstand van zwaartepunt tot onderzijde profiel.
γ	Veiligheidsfactor (belastingsfactor).
X_p	Plaat-plooi-reductie-coëfficiënt.
λ	Plaatslankheid (h/t).
λ_p	Slankheids-parameter.
ν	Dwarscontractie-coëfficiënt.
σ	Spanning.
σ_e	Vloeispanning.
σ_{pl}	Plooispanning.
τ	Schuifspanning.
τ_e	Vloeschuifspanning ($0.577 \sigma_e$).
ψ	De verhouding van de randspanningen.

0 Inleiding.

Ontwerpers en constructeurs krijgen in moderne voorschriften voor het dimensioneren van plaatliggers de beschikking over nieuwe rekenmodellen die gebruik maken van de zogenoemde "na-critische" sterkte. Door het incalculeren van deze na-critische sterkte wordt het plooiën van een liggerlijf toegelaten. Hierdoor kunnen dergelijke liggers lichter geconstrueerd worden.

Men kan zich afvragen hoe een gelaste plaatligger bij een bepaalde overspanning, belasting, en doorbuigingseis optimaal gedimensioneerd moet worden. Daarbij kan men zich baseren op twee rekenmodellen t.w. :

- Het nacritische model (doorsnedereductiemethode) en.
- Het klassieke model (spanningsreductiemethode)

Beide rekenmodellen zijn in twee verschillende artikelen beschreven in de Eurocode 3. Op basis van deze twee artikelen zijn twee ontwerpmethoden ontwikkeld. (Voor elk model een).

In hoofdstuk 1 wordt het toepassingsgebied van plaatliggers beschreven en wordt aangegeven in welke context dit onderzoek geplaatst moet worden. Nadat de relevantie van plaatliggers bekend is kan vervolgens worden ingegaan op de exacte doelstelling van de studie, hetgeen in hoofdstuk 2 gebeurt.

De studie is gebaseerd op de rekenmodellen die beschreven staan in de Eurocode 3 (zowel "klassiek" als na-critisch). Aangezien de Eurocode zich nog in de critiek-fase bevindt, worden in hoofdstuk 3 de beide methoden behandeld en zijn er tevens enkele aanbevelingen gedaan voor wijzigingen van het voorschrift.

De eigenlijke optimalisatie wordt in hoofdstuk 4 uitgewerkt. Dit hoofdstuk is opgebouwd uit twee delen welke gebaseerd zijn op de twee rekenmodellen uit de Eurocode. (art. 2.5.4 en art. 2.6.4). In elk van de twee delen zijn achtereenvolgens, een aantal basisformules, de optimalisatie, en een ontwerpmethode voor plaatliggers beschreven.

Ten slotte worden in hoofdstuk 5 enkele conclusies ten aanzien van dit onderzoek getrokken.

1 Het toepassingsgebied van plaatliggers.

Bij het overspannen van een ruimte met behulp van een staalconstructie kan gebruik worden gemaakt van liggers. Men kan dan denken aan warmgewalste liggers (HE en IPE), raatliggers, plaatliggers en vakwerkliggers. Elk van deze liggers heeft zijn eigen economisch overspanningsgebied. Dit wil zeggen dat bij kleinere overspanningen voornamelijk de warmgewalste profielen gebruikt worden, en naarmate de overspanningen groter worden, achtereenvolgens de raatligger, de plaatligger en de vakwerklijger toegepast zullen worden.

Het zal duidelijk zijn dat dit een gevolg is van verschillende kostenaspecten. Voor een gegeven belastingsgeval (en overspanning) is de gewalste ligger relatief het zwaarst, maar zijn zijn bewerkingskosten vrijwel nihil. Wordt daarentegen het relatieve gewicht van een vakwerklijger bezien, dan zal dit het kleinst zijn, maar zijn de bewerkingskosten het hoogst.

In figuur 1.1 staat de verschillende liggertypen gerangschikt naar opklimmende bewerkingskosten en dalend materiaalverbruik [1].

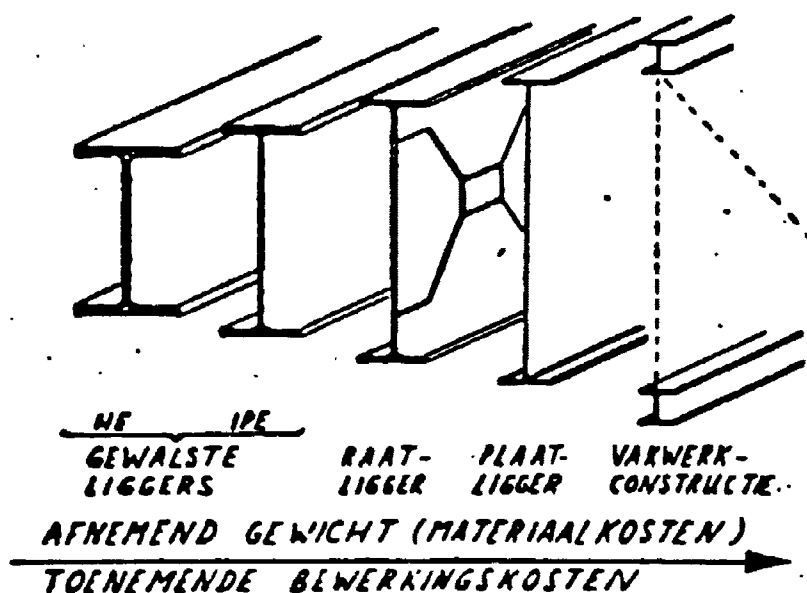


fig 1.1 Verschillende typen liggers, gerangschikt naar kosten.[1]

Figuur 1.2a en 1.2b laten kwalitatief het verloop van de materiaal- en bewerkingskosten zien als functie van de overspanning. Uit deze twee grafieken kan figuur 1.2c afgeleid worden [1].

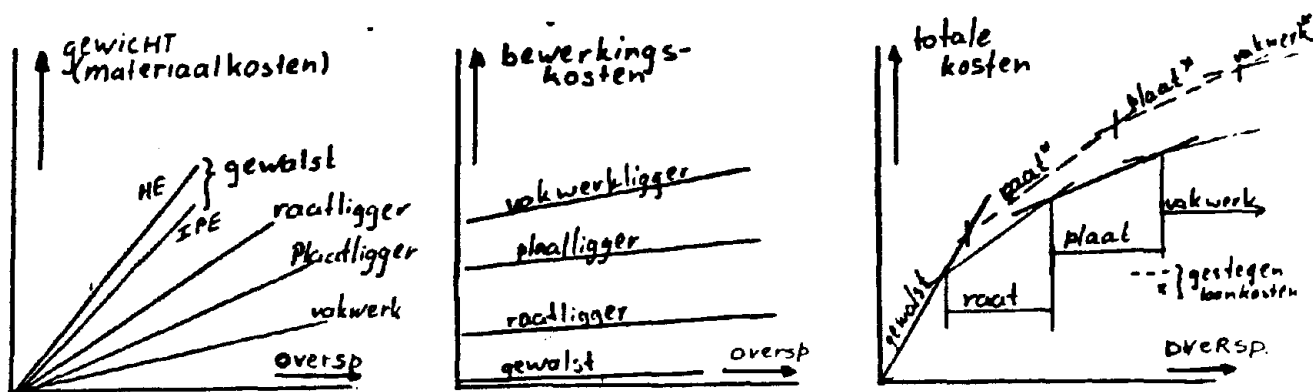


fig 1.2a,b,c Afzonderlijke en gezamenlijke kosten van een ligger.

Er blijkt, zoals voorheen al is vermeld, voor elk type ligger een afzonderlijk economisch overspanningsgebied te bestaan.

Op het moment vinden gelaste stalen plaatliggers steeds meer toepassingen in o.a. bruggen, kraanbanen, hallen enz. en het toepassingsgebied zal naar alle waarschijnlijkheid nog groter worden. Deze trend kan verklaard worden door factoren als:

1. Loon/materiaalprijs relatie.
2. Automatisering en mechanisatie van de productie.
3. Nieuwe rekenmodellen.

Een analyse zal dit aantonen.

1.1 De invloed van de loon- materiaalprijs relatie.

Zolang de verhouding tussen loon- en materiaalkosten onveranderd blijft, zal het toepassingsgebied van de ligger niet veranderen, en figuur 1.2c blijft ongewijzigd. Het zal echter duidelijk zijn dat deze verhouding voortdurend wijzigt. De loonkosten zijn de laatste jaren aanzienlijk gestegen en de consequentie van de wijziging van de loon- materiaal verhouding is te zien in figuur 1.2c. Bij stijgende loonkosten zal de kosten/overspanning relatie lopen volgens de stippellijn en de snijpunten in de figuur verschuiven naar rechts: Het economisch toepassingsgebied van plaatliggers verschuift naar de grote overspanningen ten gunste van de raatliggers en ten koste van de vakwerkliggers. M.a.w. grotere overspanningen worden economischer voor plaatliggers. [1].

1.2 De invloed van de automatisering en mechanisatie van de productie.

Bij stijging van de loonkosten wordt op een gegeven moment een stadium bereikt waarin de geautomatiseerde productie tot dezelfde prijs leidt als fabricage met de hand. Wanneer op dat moment overgeschakeld wordt, zullen daarna de bewerkingskosten langzamer gaan stijgen. (zie fig 1.3a). Hoewel dit in principe voor alle typen liggers geldt, is in de praktijk te zien dat alleen bij raat- en plaatliggers wordt overgegaan op de mechanisatie van de productie. De automatisering van de productie van vakwerkliggers is nog te geavanceerd en dus te duur om hierop over te stappen.

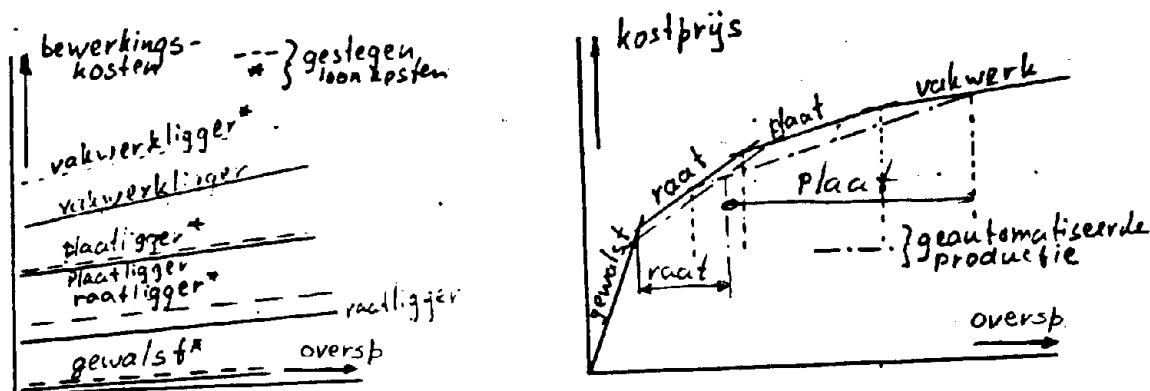


fig. 1.3a,b. Gevolgen van het stijgen van de loonkosten en het invoeren van automatisering.

Figuur 1.3b laat zien dat de invoering van de automatisering zal leiden tot een vergroting van het economisch toepassingsgebied van zowel raat- als plaatliggers.

Ten gevolge van de mechanisatie van de productie van plaatliggers, kan een uitbreiding van het toepassingsgebied verwacht worden, voornamelijk ten koste van de vakwerken. [1].

1.3 De invloed van het toepassen van nieuwe reken-modellen.

De constructeur heeft bij het vormgeven van stalen plaatliggers een grote vrijheid in het kiezen van de maten. Tijdens het kiezen moet hij te werk gaan volgens de in voorschriften gestelde normen. Zo moet bij het dimensioneren worden voldaan aan technische- en veiligheidsaspecten, zoals de sterkte, de stijfheid, de plooiestabiliteit en de kipstabiliteit. De gestelde eisen leiden vaak niet in dezelfde richting. Het is namelijk wenselijk ten aanzien van de sterkte en de stijfheid het materiaal zo ver mogelijk van de neutrale lijn te brengen, hetgeen inhoudt dat de verhouding van de lijfhoogte (h) en de lijfdikte (t) zo groot mogelijk gekozen moet worden, terwijl i.v.m. de plooiestabiliteit de plaatslankheid (h/t) binnen bepaalde grenzen moet liggen. Hetzelfde geldt voor de flens. Hier is het wenselijk dat in verband met de kipstabiliteit, de verhouding

flensbreedte (b) en de flensdikte (d) zo groot mogelijk moet zijn, terwijl ook hier de plooiestabiliteit deze verhouding beperkt.

De grenzen van de breedte-dikte-verhoudingen kunnen worden bepaald uit rekenmodellen en theorieën t.a.v. het plooien van platen. De huidige in gebruik zijnde modellen zijn vastgelegd in voorschriften en gaan in principe uit van plooi-initiatie. Dit betekent dat wanneer er volgens de theorie plooien gaat optreden de ligger zijn grensdragkracht heeft bereikt.

Er is echter uit proeven gebleken dat er ook na het plooien een aanzienlijke sterkte-reserve aanwezig is (Zie ook appendix 2), maar deze na-critische sterkte wordt in de huidige voorschriften nagenoeg niet gebruikt. (Meestal wordt in geval van plooien van het lijf de veiligheidsfactor verlaagd).

In de vliegtuigbouw (waar het belangrijk is zo min mogelijk gewicht mee te nemen) wordt de na-critische sterkte al jaren in rekening gebracht en vanuit de Verenigde Staten zijn nieuwe rekenmodellen "overgewaaid", die ook bij civiele en bouwkundige liggers de na-critische sterkte in rekening brengen.

Door toepassing van zulke nieuwe rekentechnieken, bij welke de na-critische sterkte van een plaatlijger wél wordt gebruikt kan het plooien van het lijf worden toegelaten. Dit houdt in dat in dat geval de lijfhoogte/dikte verhouding groter zou kunnen worden en er dus minder materiaal nodig zal zijn. De lijn uit figuur 1.2a zal dan vlakker gaan lopen (zie fig 1.4a) en in fig 1.4b is te zien dat dit een vergroting van het economisch toepassingsgebied betekent, voornamelijk ten koste van de vakwerklijger.

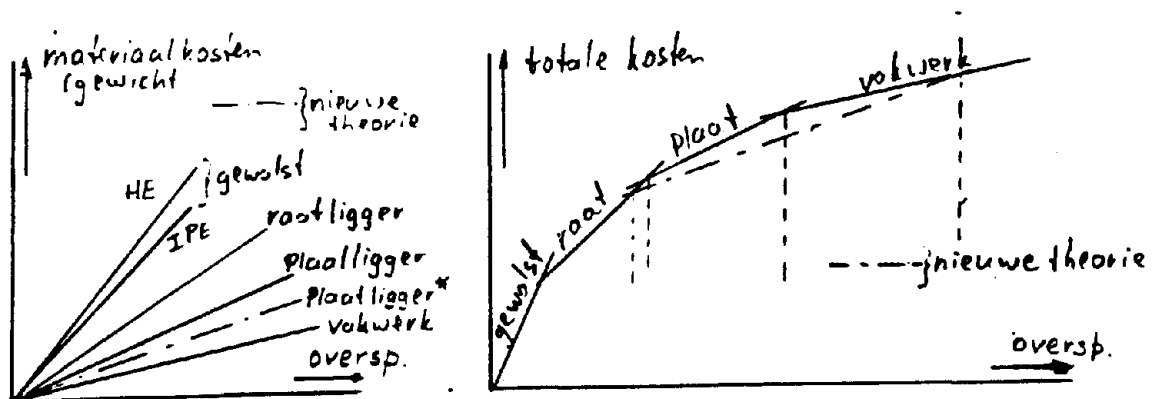


fig 1.4a.b Gevolgen van de invoering van nieuwe rekenmodellen.

2 doelstelling

Het zal duidelijk zijn dat de vergroting van het economisch toepassingsgebied ten gevolge van de invoering van nieuwe rekenmodellen pas goed tot zijn recht komt als de dimensionering optimaal is. Nu is optimaal een veelzijdig begrip: Men kan optimaal dimensioneren naar de totale kosten van het gebouw, de totale kosten van de constructie, de laagst mogelijke staalkosten enz. Het is derhalve noodzakelijk om de doelstelling nader te specificeren. Daar de bewerkingskosten per strekkende meter

ligger van twee verschillende plaatliggers (zonder verstijvingen) nagenoeg hetzelfde zijn, is het doel van het komende onderzoek het ontwikkelen van een methode voor het optimaal dimensioneren van een plaatligger op basis van nieuwe, en klassieke voorschriften. (Optimaal houdt in een zo klein mogelijk oppervlak, dus een zo laag mogelijk staalverbruik)

De methoden zijn uitgewerkt voor symmetrische plaatliggers, terwijl er rekening wordt gehouden met de sterkte, stijfheid en plooi-stabiliteit.

3 De Eurocode.

In het voorgaande is gesteld dat de theorie voor het berekenen van plaatliggers en dus het te gebruiken voorschrift van belang is bij het dimensioneren van plaatliggers.

Alvorens enige uitspraken te kunnen doen t.a.v. de optimalisatie zal er dus in eerste instantie een voorschrift gekozen moeten worden waar de na-critische sterkte in rekening wordt gebracht. In het optimaliseringsonderzoek wordt uitgegaan van de Eurocode3: De T.G.B. Staal (Nen 3851) en de V.O.S.B. (Nen 1008) zijn aan vervanging toe en voor de berekening van plaatliggers worden op het ogenblik de "richtlijnen van het Staalbouwkundig genootschap" gebruikt. In deze richtlijnen wordt de na-critische sterkte echter niet behandeld. In de Eurocode wordt de na-critische sterkte wél in rekening gebracht. Bovendien is dit het nieuwste voorschrift en, hoewel de Eurocode zich nog in de kritiek-fase bevindt, kan er dus verwacht worden dat hier de meest recente stand van de techniek is weergegeven.

Om alvast te leren omgaan met het nieuwe voorschrift, het vinden van eventuele onduidelijkheden in het voorschrift en om een bijdrage te leveren aan het goed dimensioneren van plaatliggers is de Eurocode 3 gekozen als het voorschrift waar van uitgegaan zal worden.

3.1 De slanke profielen

Bij de kwalitatieve beschouwing van de Eurocode valt als eerste op, dat de doorsneden van de profielen zijn gerangschikt in vier categorieën:

1. De plastische doorsnede.
2. De compacte doorsnede.
3. De semi-compacte doorsnede.
4. De slanke doorsnede.

Deze klassificatie is ontstaan door afspraken over het op te nemen moment en de rotatiecapaciteit. Zo kan men de profielen uit de klasse 1 berekenen met de plasticiteitstheorie. Er is tevens voldoende rotatiecapaciteit aanwezig, zodat de momenten kunnen herverdelen.

Bij de profielen uit de klasse 2 kan men voor wat de doorsnede-berekening betreft, uitgaan van de plasticiteits-theorie, maar men moet bij de momentenverdeling de elasticiteits-theorie aanhouden. (Er is in vergelijking met klasse 1 minder rotatiecapaciteit aanwezig).

De profielen met de semi-compacte doorsnede zijn alleen geschikt voor berekening volgens de elasticiteits-theorie (tot aan de vloeigrens), terwijl de profielen uit de klasse 4 zelfs het elastisch moment niet zullen bereiken, omdat bij een dergelijk moment delen van de doorsnede al geplooid zijn. In dit geval zal het opneembare moment dan ook kleiner zijn dan M_e .

Een en ander kan met behulp van figuur 3.1 duidelijker gemaakt worden.

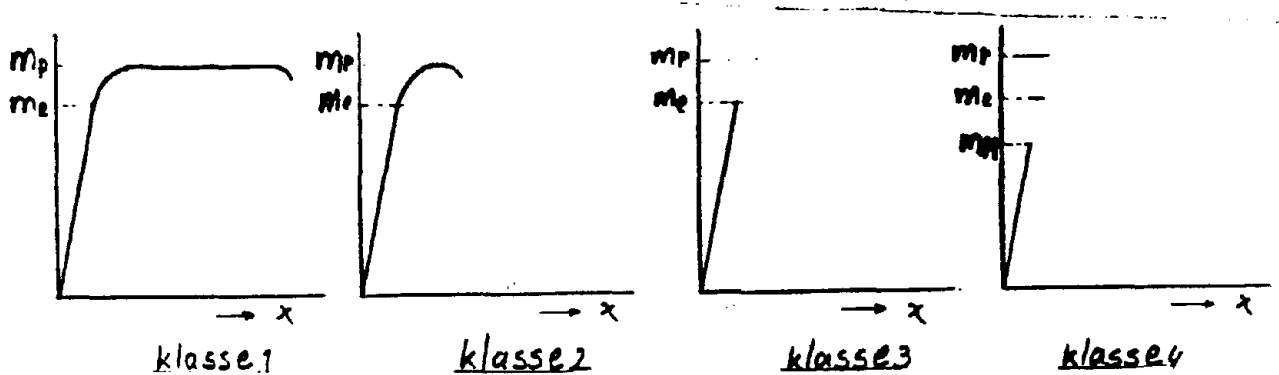


fig 3.1a,b,c,d Opneembare momenten afhankelijk van de rotatiecapaciteit ingedeeld naar klassen.

Zoals al uit de voorgaande analyse is gebleken, zijn plaatliggers alleen economisch interessant als ze grote slankheden hebben. Dit kan ook rekenkundig worden aangetoond en in appendix 6 is bewezen dat optimaal gedimensioneerde plaatliggers in klasse 4 vallen. Derhalve zal er dieper ingegaan worden op deze klasse en in eerste instantie zal de overgang van klasse 3 naar klasse 4 nader beschouwd worden.

In de Eurocode worden grenswaarden van de breedte-dikte-verhouding van platen gegeven, die het beginnen van plooiën aangeven. Bij grotere b/t -verhoudingen zal de draagkracht gereduceerd worden. De grenswaarden kunnen worden afgeleid met de gemodificeerde formule van Winter. Deze formule wordt in appendix 3 uitgewerkt. Hier wordt volstaan met het aangeven van de formule:

$$b_e/b = \sqrt{\sigma_{kr} / \sigma_b} [1 - 0.2 \sqrt{\sigma_{kr} / \sigma_b}] \quad (3.1)$$

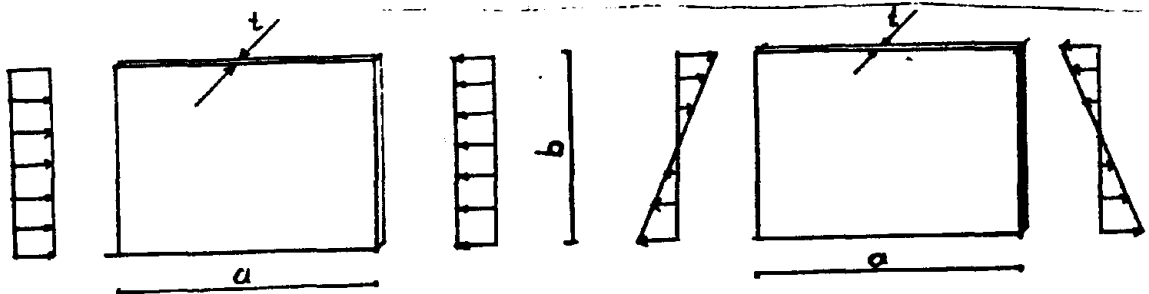


fig 3.2a,b Een gedrukte plaat en een op buiging belaste plaat.

Voor een zuiver gedrukte plaat is de b/t -verhouding waarbij nog

net geen plooien optreedt en waarvoor nog geldt $b_e/b = 1$ en $\lambda_p = 1.38$ (zie appendix 4):

$$\lambda = b/t = 41.1 \sqrt{235/\sigma_e}$$

Voor een op buiging belaste plaat ligt deze verhouding op:

$$\lambda = b/t = 100.5 \sqrt{235/\sigma_e}$$

Dit houdt in dat profielen die op druk respectievelijk op buiging belast worden, en een lijfplaat hebben met een grotere slankheid dan de bovengenoemde waarde, in de klasse 4 vallen. (zie fig. 3.3)

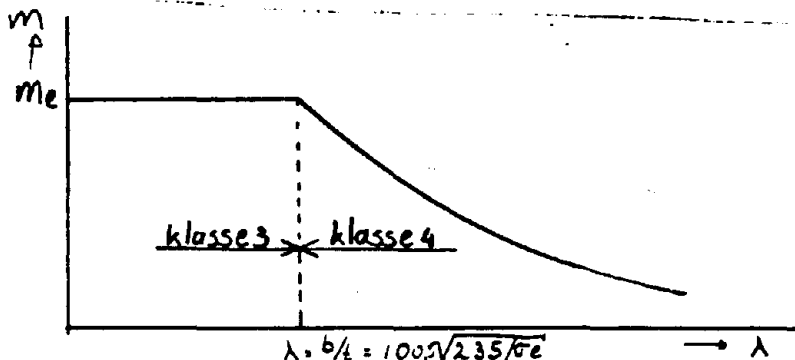


fig 3.3 De reductie van het opneembare moment t.g.v. plooien van het lijf.

De Eurocode laat voor de berekening van slanke profielen uit de Klasse 4 twee methoden toe, die separaat behandeld zullen worden.

3.2 Artikel 2.5.4

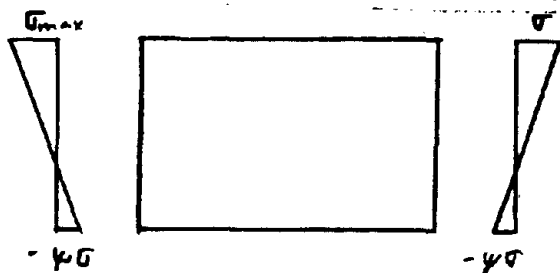
In artikel 2.5.4 wordt gebruik gemaakt van de plooï-initiatie methode, zoals die min of meer bekend is uit de "oude" voorschriften. De methode komt neer op het volgende:

Voor lange onverstijfde platen geldt:

$$\sigma_{\max} = C_\sigma \chi_p \sigma_e \quad (3.2)$$

$$\text{met } \chi_p = 0.6 / \sqrt{\lambda_p^2 - 0.13} \leq 1.0 \quad (3.3)$$

$$\text{en } \lambda_p = \sqrt{4/K_d} \sqrt{\sigma_e/E} b(1.9 t) \quad (3.4)$$



Hierin is C_σ een constante die het verloop van de drukspanning in de plaat in rekening moet brengen. (zie fig 3.4).

$$C_\sigma = 1.25 - 0.25 \psi \leq 1.25 \quad (3.5)$$

D.w.z. Bij zuivere druk is $C_\sigma = 1$, terwijl bij buiging $C_\sigma = 1.25$ zal gelden.

fig. 3.4 Het drukspanningsverloop over een plaat.

K_d is de ploofactor van de plaat (zie appendix 1), zoals die ook bekend is uit de T.G.B.

Door de vergelijkingen 3.3 en 3.4 in te vullen in de vergelijking 3.2 wordt de vergelijking voor de plooispanning verkregen.

Deze luidt:

$$\sigma_{pl} = \frac{C_\sigma \cdot 0.6 \sigma_e}{\sqrt{(1.108 \sigma_e)(b/t)^2 / (K_d E) - 0.13}} \quad (3.6)$$

Door invulling van C_σ en K_d voor een specifiek geval en randvoorwaarden kan hier de plooispanning rechtstreeks worden afgelezen. Wanneer nu echter voor een gedrukte scharnierend opgelegde plaat de betreffende $C_\sigma = 1$ en $K_d = 4$ wordt ingevuld vindt men:

$$\sigma_{pl} = \frac{1.14 \sigma_e}{\sqrt{(\sigma_e/E)\lambda^2 - 0.469}} \quad (3.7)$$

zodat bij $\sigma_{pl} = \sigma_e$:

$$\lambda = b/t = 39.75 \sqrt{235/\sigma_e}$$

hetgeen niet overeenstemt met de waarde die berekend zou worden volgens de gemodificeerde formule van Winter (3.1). t.w:

$$\lambda = b/t = 41.1 \sqrt{235/\sigma_e}$$

Om deze reden zou het voorschrift dan ook aangepast moeten worden. Er is gekozen voor de volgende aanpassing in het voorschrift:

$$\chi_p = 0.627 / \sqrt{\lambda p^2 - 0.13} \quad (3.8)$$

Dit is een verandering van vergelijking 3.3. (zie de Eurocode 3). Hierdoor verandert ook de vergelijking voor de plooispanning:

$$\sigma_{pl} = \frac{C_\sigma \cdot 0.627 \sigma_e}{\sqrt{(1.108/K_d)(b/t)^2 (\sigma_e/E) - 0.13}} \quad (3.9)$$

In geval van $C_\sigma = 1.0$ en $K_d = 4$ geldt nu:

$$\sigma_{pl} = \frac{1.19 \sigma_e}{\sqrt{(\sigma_e/E)\lambda^2 - 0.469}} \quad (3.10)$$

In figuur 3.5 is te zien dat bij een gedrukte scharnierend opgelegde plaat met een breedte-dikte-verhouding die groter is dan $\lambda = b/t = 41.1 \sqrt{235/\sigma_e}$ een plooispanning kleiner dan de vloeispanning gaat optreden.

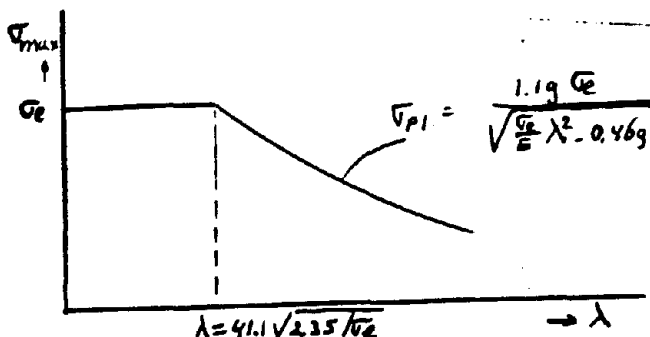


fig. 3.5 Plooispanning bij constante drukspanning.

Bij het beschouwen van de nieuwe vergelijking voor de plooispanning is door invulling van $C = 1.25$ en $K = 23.9$ de plooispanning bepaald voor het specifieke geval van buiging:

$$\sigma_{pl} = \frac{3.64232 \sigma_e}{\sqrt{(\sigma_e/E)\lambda^2 - 2.804}} \quad (3.11)$$

Het valt op dat de reductie van de spanning pas begint bij:

$$\lambda = b/t = 120 \sqrt{235/\sigma_e}$$

Hoewel dit in eerste instantie niet logisch lijkt, is het niet in strijd met de voorheen gestelde voorwaarde van Winter, die de grens van de klasse 4 vastlegt. In paragraaf 3.2 wordt hier dieper op ingegaan. (zie fig 3.14).

Dit betekent dat, hoewel een profiel een slanke doorsnede heeft (klasse 4), en op buiging wordt belast, soms als volelastisch kan worden berekend! Het is duidelijk dat de naam plooiinitiatie-methode een verkeerde naam is en dat spanningsreductie-methode een betere is.

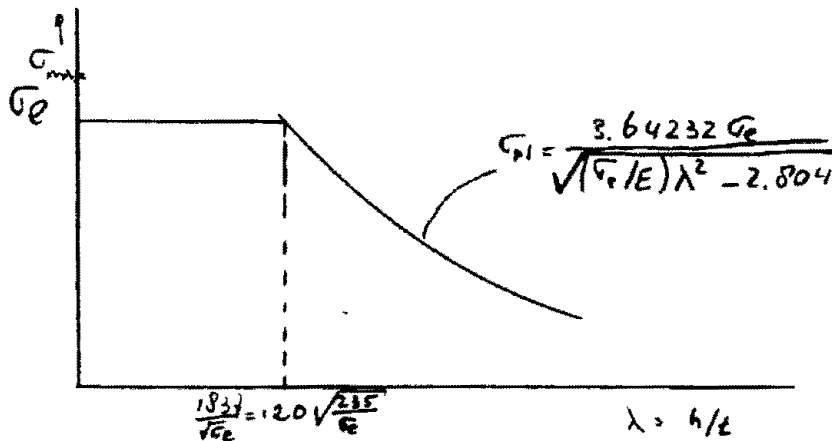


fig. 3.6 plooispanning bij constante buiging.

3.2 Artikel 2.6.4

In artikel 2.6.4 wordt de methode van Winter gepresenteerd. In appendix 2 en 3 is te zien dat de spanning na het plooien van een plaat niet meer gelijkmatig verdeeld is over de breedte van een plaat. Wordt, als voorbeeld, een gedrukte plaat beschouwd dan kan de spanningsverdeling over een plooi-top als volgt worden weergegeven:

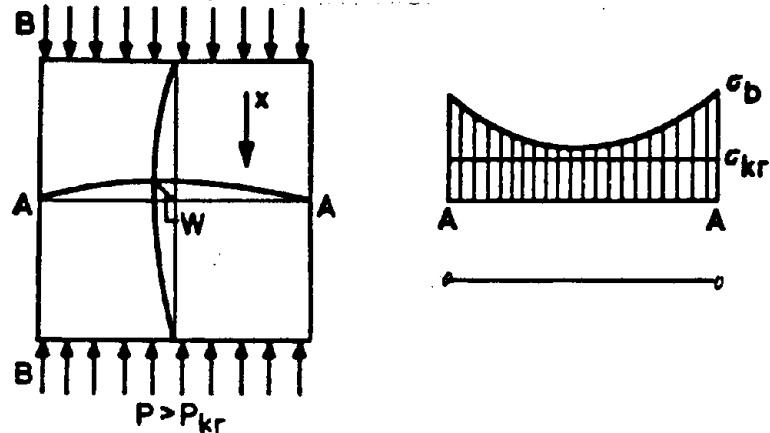


fig 3.7 de spanningsverdeling van een geplooide op druk belaste plaat.

Bij de methode Winter wordt de kromlijnige spanningsverdeling over de golf-top vervangen door een gelijkmatige spanningsverdeling ter grootte van de randspanning over een gedeelte van de doorsnede (fig 3.8). Dit gedeelte wordt de meewerkende breedte (b_e) genoemd. De meewerkende breedte die gehanteerd wordt in de Eurocode no 3 is iets aangepast en in appendix 3 is de afleiding te vinden voor de:

$$b_e/b = \sqrt{\sigma_{kr}/\sigma_b} [1 - 0.2 \sqrt{\sigma_{kr}/\sigma_b}] \quad (3.1)$$

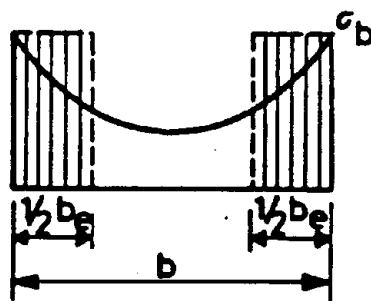


fig 3.8 de geschematiseerde spanningsverdeling m.b.v. de meewerkende breedte

In het geval van een zuiver gedrukte plaat is het evident dat de meewerkende breedte in twee gelijke delen ($\frac{1}{2} b_e$) over de plaat verdeeld moet worden. (fig 3.8)

Plaatliggers worden echter op buiging belast. Wanneer nu een op buiging belaste ligger wordt beschouwd (fig 3.9), dan zal het

gedrukte gedeelte van het lijf, boven een bepaalde kritische spanning, willen uitplooien. (zie appendix 1).

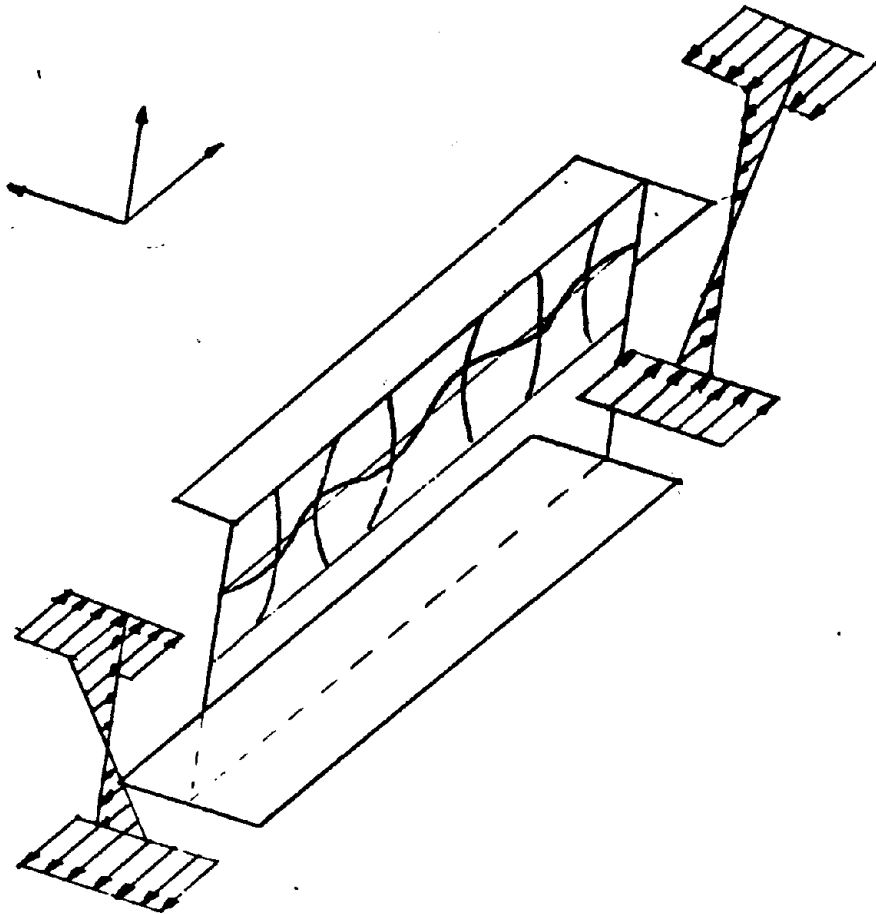


fig 3.9 Een op buiging belaste geplooide ligger.

De buigdrukspanning zal dus niet meer lineair afnemen over de hoogte van de lijfplaat en de spanningsverdeling in een dwarsdoorsnede over een golftop is schematisch weergegeven in figuur 3.10

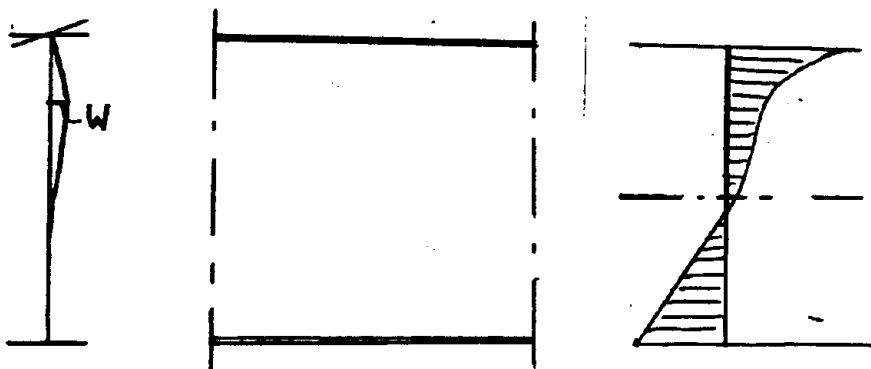


fig 3.10 De kwalitatieve spanningsverdeling in een geplooide ligger.

Ook nu kan m.b.v. de methode Winter de werkelijke spanningsverdeling over de golftop vervangen worden door een geschematiseerde spanningsverdeling als aangegeven in figuur 3.11.

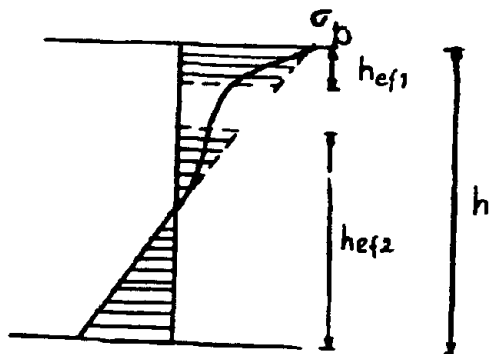


fig 3.11 De geschematiseerde spanningsverdeling voor een op buiging belaste plaat.

Het probleem bij deze geschematiseerde spanningsverdeling is dat niet bekend is hoe de meewerkende breedte verdeeld moet worden over de doorsnede.

Aangezien ook de Eurocode 3 nog geen formule heeft voor de verdeling van de meewerkende breedte voor een op buiging belaste plaat, is er in appendix 4 een afleiding gegeven voor een geschematiseerde spanningsverdeling op basis van de gemodificeerde formule van Winter.

Hier wordt volstaan met de verdeling:

$$h_{eff1} = 0.95 t \sqrt{E/\sigma_e} \left[1 - 0.38 t/h \sqrt{E/\sigma_e} \right] \quad (3.12)$$

$$h_{eff2} = 3.69 t \sqrt{E/\sigma_e} \left[1 - 1.07 t/h \sqrt{E/\sigma_e} \right] \quad (3.13)$$

In figuur 3.12 is te zien dat bij een op buiging belaste plaat met een hoogte/dikte verhouding die groter is dan $\lambda = h/t = 100.5 \sqrt{235/\sigma_e}$ een herverdeling van de spanningen gaat optreden.

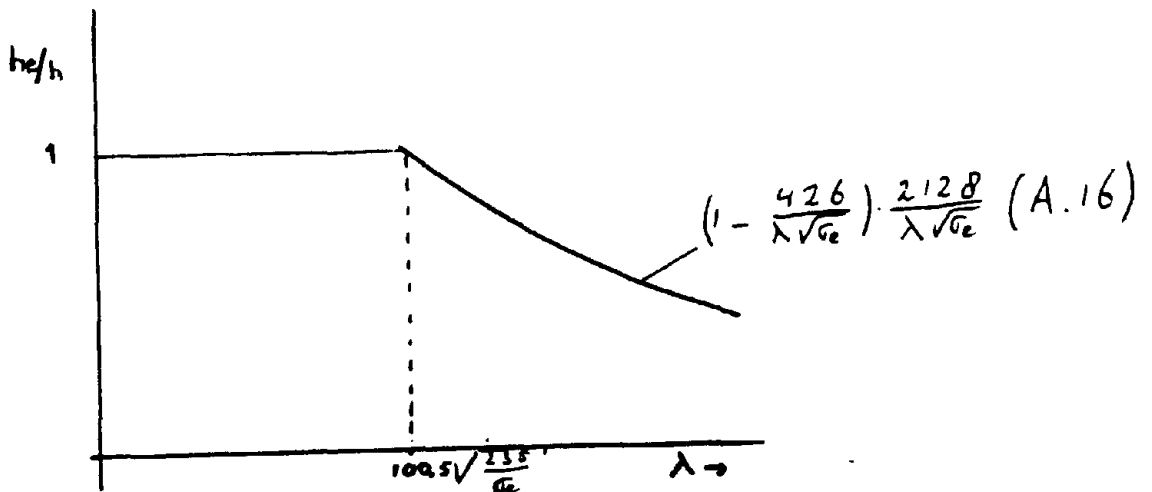


fig 3.12 De reductie van de lijfdoorsnede t.g.v. de meewerkende hoogte.

Door de geschematiseerde spanningsverdeling, wordt eigenlijk aangenomen dat de doorsnede gereduceerd is. Deze methode gaat dus niet uit van een gereduceerde spanning, maar van een gereduceerd weerstandsmoment (bij grotere slankheid van het lijf). Het grote voordeel van deze methode, boven de spanningsreductie-methode is dat hier nog steeds de flenzen optimaal

gebruikt worden. Dit in tegenstelling tot de spanningsreductie-methode. De vermindering van het opneembaar moment is bij de methode Winter afhankelijk van de doorsnede van de ligger. T.w. de lijfdoorsnede t.o.v. de flensdoorsneden.

In figuur 3.14 is de reductie van het weerstandsmoment gegeven voor verschillende liggerdoorsneden. Tevens is de vermindering van het opneembaar moment volgens artikel 2.5.4 weergegeven. Te zien is dat bij $\lambda = 120\sqrt{235/\sigma_e}$ de vermindering van de draagkracht bij gebruikmaking van de methode Winter zeer gering is.

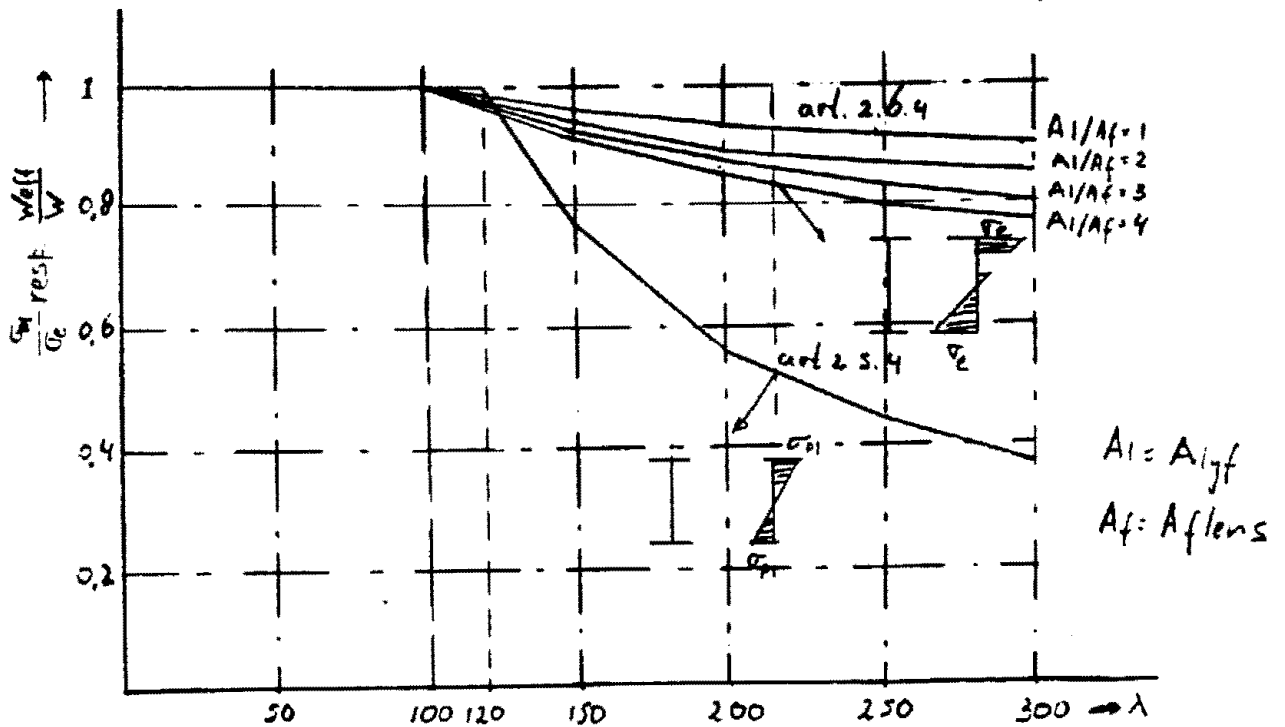


fig 3.14 De reductie van de draagkracht voor zowel art. 2.5.4 alsook art. 2.6.4.

4 Het optimaal dimensioneren van plaatliggers.

Na de beschouwing van de Eurocode 3 kan, op basis van artikel 2.5.4 en artikel 2.6.4, een minimale doorsnede bepaald worden voor een plaatligger, met een zekere overspanning, gelijkmatig verdeelde belasting, doorbuigingseis en staalsoort.

Bij de optimalisering zijn geen beperkingen ingebouwd met betrekking tot b.v. een beperkte constructiehoogte of een bepaalde kipsteunafstand. Toch is een extra randvoorwaarde meegenomen in de beschouwing. Het betreft hier een minimale plaatdikte. I.v.m. lassen, walsprocessen, corrosie e.d. kunnen platen aan een minimale diktemaat gebonden zijn. Wanneer hiermee bij de optimalisering van de doorsnede geen rekening gehouden wordt, zou dit kunnen leiden tot een theoretische lijfdikte, die in de praktijk niet gemaakt kan worden. Het resultaat van de optimalisatie zou dan slechts een theoretisch gegeven zijn, dat in de praktijk niet bruikbaar is.

Allereerst zal het optimaal dimensioneren volgens artikel 2.5.4 van de Eurocode 3 behandeld worden.

4.1 De minimale doorsnede bij gebruikmaking van de spanningsreductie-methode

4.1.1 Basisformules

Voor aan de eigenlijke optimalisatie te kunnen beginnen zal men eerst bekend moeten zijn met een aantal basisformules. Deze formules zijn bekend uit de mechanica maar worden omwille van de te leggen verbanden en relaties nog eens vermeld.

Een, op twee punten opgelegde statisch bepaalde ligger, die belast wordt met een gelijkmatigverdeelde belasting, heeft een dwarskrachten- en momentenlijn als in figuur 4.1.

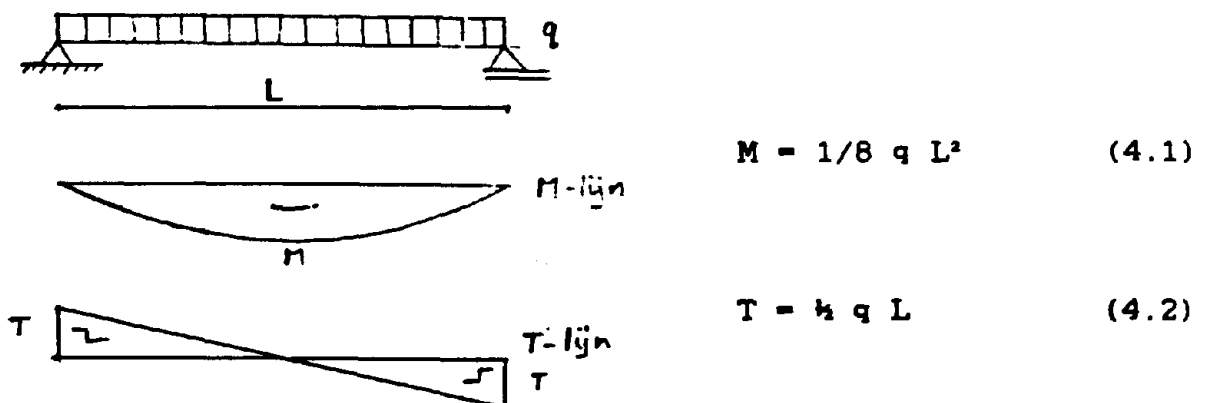
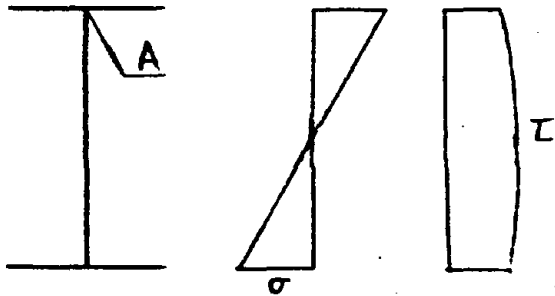


fig. 4.1 Dwarskrachtenlijn en momentenlijn.

In de doorsnede werken een buigspanning en een schuifspanning van respectievelijk:

$$\sigma = \gamma M/W \quad (4.3)$$

$$\tau = \frac{1}{t} \frac{TS}{I} \quad (4.4)$$



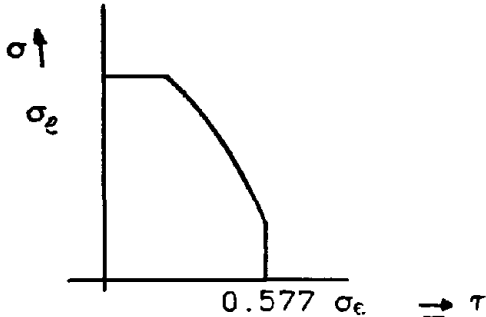
Als wordt uitgegaan van een I-vormig profiel (figuur 4.2) en gedimensioneerd wordt volgens de Eurocode 3 dan moet volgens het voorschrift gelden:

$$\sigma = \gamma M/W \leq \sigma_e \quad (4.5)$$

$$\tau = \frac{T S}{I} \leq \tau_e \quad (4.6)$$

fig 4.2 Een I-vormig profiel.

Voor punt A moet gelden: (zie figuur 4.3)



$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \tau^2} \leq 1.2 \sigma_e \quad (4.7)$$

Met deze vergelijkingen kan alleen de sterkte van de ligger beschouwd worden.

fig.4.3 De Vloeicontour voor punt A.

Bij het dimensioneren van een ligger zijn er twee criteria in het geding n.l. de sterkte en de stijfheid. Het sterkte-kriterium moet garanderen dat de spanningen niet te groot worden (vergelijkingen 4.3 t/m 4.7), terwijl het stijfheids-kriterium moet garanderen dat de vervormingen niet te groot worden.

Uit de mechanica is bekend dat de doorbuiging gelijk is aan:

$$f = \frac{5 q L^4}{384 E I} \quad \text{of na invulling van (4.1)}$$

$$f = \frac{5 M L^2}{48 E I} \quad (4.8)$$

De Eurocode 3 heeft maximale waarden geformuleerd voor de vervormingen. In artikel 4.2 staan waarden voor, zowel de bijkomende doorbuiging als de zakking. Deze waarden zijn afhankelijk van de soort constructie.

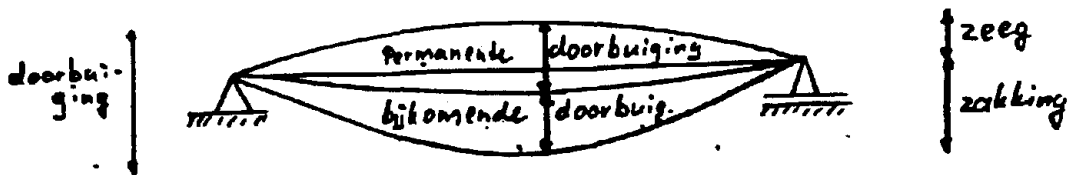


fig. 4.4 zeeg, zakking, bijkomende doorbuiging, permanente doorbuiging en doorbuiging.

De bijkomende doorbuiging is ontstaan ten gevolge van de veranderlijke belasting. De vergelijking voor de bijkomende doorbuiging is:

$$f_{by} = \frac{q_{to} \gamma}{q_{to} t} \frac{5 M L^2}{48 E I} \quad (4.9)$$

Wanneer een zeeg wordt toegepast die net zo groot is als de permanente doorbuiging zal de zakking gelijk zijn aan de bijkomende doorbuiging.

Als er geen zeeg wordt toegepast is de vergelijking voor de zakking gelijk aan vergelijking (4.8).

Bij toepassing van een zeeg die groter is dan de permanente doorbuiging is de vergelijking voor de bijkomende doorbuiging bepalend voor de stijfheid, terwijl bij toepassing van een zeeg die kleiner is dan de permanente doorbuiging de zakking maatgevend wordt.

De vergelijking voor de zakking is in dit geval:

$$f = \frac{C 5 M L^2}{48 E I} \quad (4.10)$$

$$\text{met } 1 \geq C \geq q_{bij} / q_{tot}$$

Men kan zich afvragen wanneer de stijfheid bij een bepaald profiel een rol gaat spelen. Om dit te kunnen beoordelen is het nodig de vervormingseisen van artikel 4.2 te beschouwen.

In art. 4.2 staat vermeld dat de bijkomende doorbuiging en de zakking van een dakconstructie niet groter mogen zijn dan 0.004x de overspanning. Voor vloerconstructies geldt dat de bijkomende doorbuiging niet groter mag zijn dan 0.003x de overspanning, terwijl een zakking groter dan 0.004x de overspanning niet meer toelaatbaar is.

Aangezien men bij het gebruik van plaatliggers bijna altijd te maken heeft met dakconstructies, kan gesteld worden dat door dezelfde eisen t.a.v. de bijkomende doorbuiging en de zakking de vergelijking voor de stijfheidscontrole gelijk is aan:

$$\frac{C 5 M L^2}{48 E I} \leq \frac{L}{250} \quad (4.11)$$

met: $C = 1$, zonder zeeg,

$C = q_{bij} / q_{tot}$, bij een zeeg groter dan f_{perm}

$C = \text{zeeg} / f_{tot}$, bij een zeeg kleiner dan f_{perm}

Voor symmetrische profielen geldt:

$$h = 2 I / W \quad (4.12)$$

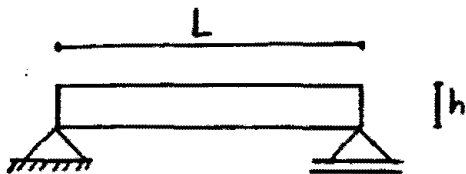
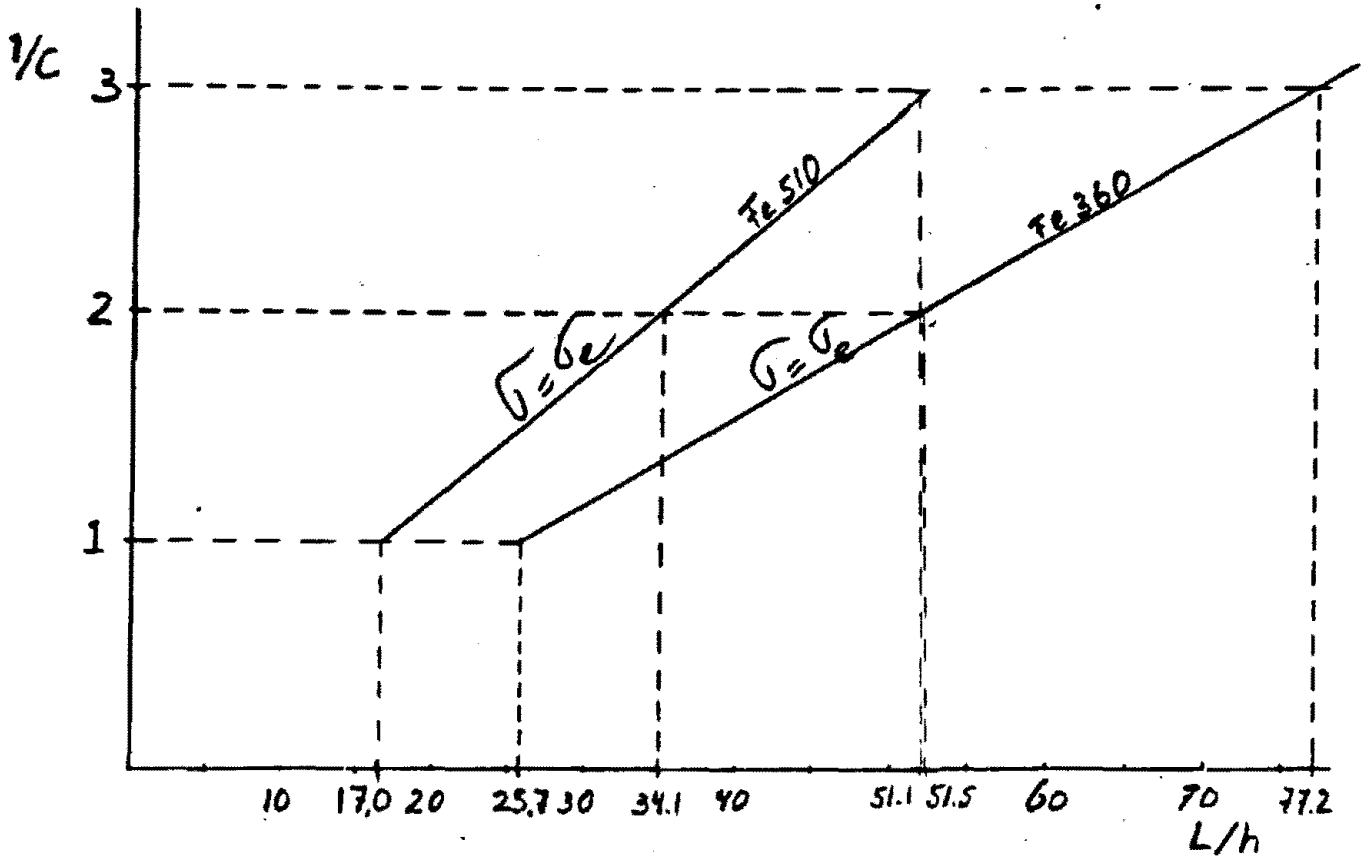
M.b.v. de vergelijkingen 4.5, 4.11 en 4.12 kan na enige bewerkingen een relatie gevonden worden voor die profielhoogte, waarbij de stijfheid een rol speelt:

$$h \leq \frac{10 C \sigma L p}{48 \gamma E} \quad (4.13)$$

met $p = 250$.

M.a.w. als de profielhoogte groter is dan deze waarde is het niet nodig de doorbuiging te controleren.

In figuur 4.5 is deze relatie weergegeven voor σ is σ_e .



Zakking = $L/250$
 f_{bij} = $L/250$

Fe 510 σ_e = 355 N/mm²
 Fe 360 σ_e = 235 N/mm²

$\gamma = 1.5$

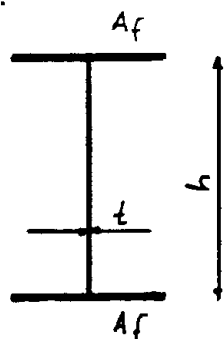
met: C = 1, zonder zeeg,

C = q_{bij} / q_{tot} , bij een zeeg groter dan f_{perm}

C = $zeeg / f_{tot}$, bij een zeeg kleiner dan f_{perm} .

fig 4.5 De benodigde overspanning/profielhoogte verhouding t.b.v. de stijfheid.

Na de beschouwing over de stijfheid rest nog de uitdrukking te vinden voor het oppervlak van een profieldoorsnede. Hiertoe zullen eerst de, uit de mechanica bekende, formules voor het traagheidsmoment en weerstandsmoment voor een I-ligger bekeken worden:



$$I = \frac{1}{2} A_f h^2 + \frac{1}{12} t h \quad (4.14)$$

$$W = A_f h + \frac{1}{6} t h^2 \quad (4.15)$$

fig. 4.6 Een I-profiel.

Omdat $A_{drsn} = 2 A_f + h t$, kan er simpel gevonden worden dat:

$$A_{drsn} = 2 W/h + \frac{2}{3} t h \quad (4.16)$$

of door invulling van vergelijking 4.5:

$$A_{drsn} = \frac{2 \gamma M}{\sigma h} + \frac{2}{3} t h \quad (4.17)$$

Deze relatie is geschetst in figuur 4.7. De spanning (σ) en het moment (M) zijn hier constant gehouden.

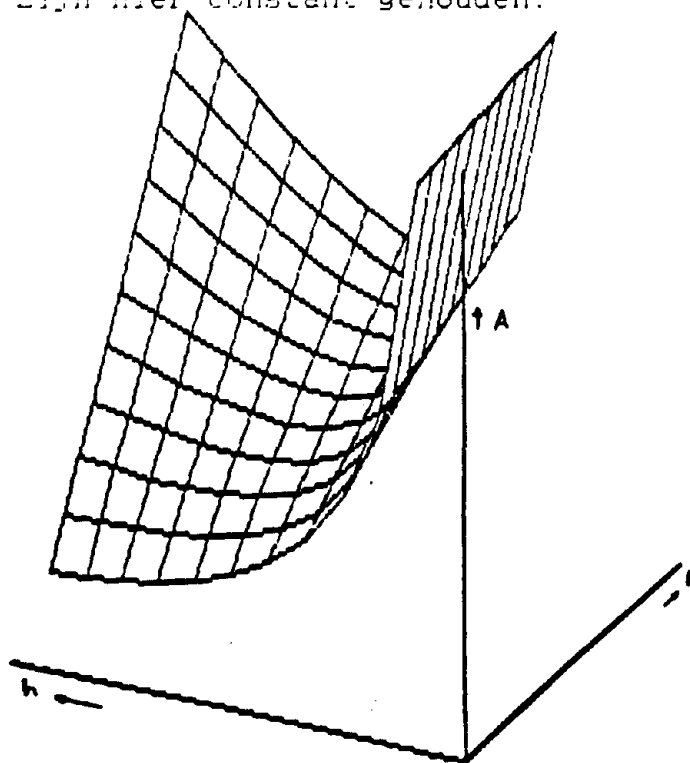


fig.4.7 De relatie tussen het oppervlak, de hoogte en de lijfdikte.

4.1.2 De optimale doorsnede

Nu de vergelijkingen voor de spanning, het oppervlak van de profiel doorsnede en het stijfheids criterium bekend zijn, moet gezocht worden naar de kleinste (=optimale) doorsnede. Wanneer figuur 4.7 nader beschouwd wordt, dan is te zien dat het gekromde vlak een minimum heeft bij een lijfdikte van 0 ($t=0$) en een hoogte van oneindig ($h = \infty$). Ook is te zien dat het oppervlak van de doorsnede dan nul is. Dit houdt in dat er geen profiel is. Dit kan natuurlijk niet. Er moet een doorsnede zijn en deze kan geminimaliseerd worden. De minimum doorsnede zal echter afhankelijk zijn van de verschillende randvoorwaarden met betrekking tot de sterkte, de stijfheid, de plooi stabiliteit enz. De randvoorwaarden bepalen dus de plaats van het minimum op het gekromde vlak in figuur 4.7. Om het een en ander overzichtelijk te houden zal derhalve in eerste instantie de optimale doorsnede gezocht worden, zonder dat het stijfheids criterium in de beschouwing wordt opgenomen.

4.1.2.1 Randvoorwaarde 1: $h/t = \text{constant}$.

Wanneer de lijfdikte vrij gekozen kan worden is de beste oplossing, die oplossing waar de spanning nog net niet gereduceerd is (fig 3.6):

$$\lambda = h/t = 1837/\sqrt{\sigma_e}$$

Dit is gemakkelijk aan te tonen:

Stel $\lambda = h/t$, dan is door invulling in de vergelijking 4.17:

$$A_{drsn} = \frac{2 \gamma M}{\sigma h} + \frac{2 h^2}{3 \lambda} \quad (4.18)$$

Differentieren van het oppervlak naar de hoogte en gelijk aan nul stellen levert ($dA/dh = 0$):

$$h_{op} = \sqrt[3]{\frac{3 \gamma M \lambda}{2 \sigma}} \quad (4.19)$$

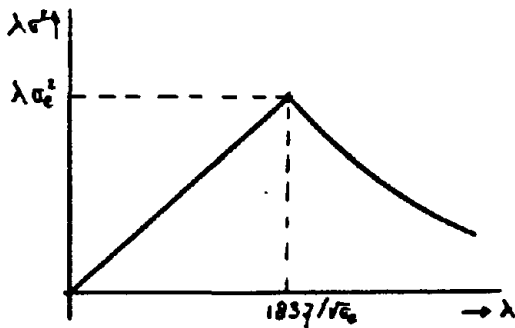
Invullen van 4.19 in 4.18 geeft:

$$A_{op} = \sqrt[3]{\frac{18 \gamma^2 M^2}{\lambda \sigma^2}} \quad (4.20)$$

($\lambda \sigma^2$ zo groot mogelijk).

$$\text{of:} \quad A_{op} = 2 h_{op}^2 / \lambda \quad (4.21)$$

Door gebruikmaking van de veranderde plooi-kromme van artikel 2.5.4 (vergelijking 3.11) is in figuur 4.8 te zien dat $\lambda \sigma^2$ zijn maximale waarde bereikt bij: $\lambda = 1837/\sqrt{\sigma_e}$.



en dus bij $\lambda = 1837/\sqrt{\sigma_e}$

$$A_{op} = \frac{0.2140}{\sqrt{\sigma_e}} \sqrt[3]{\gamma M^2}$$

A	$[mm^2]$
σ_e	$[N/mm^2]$
γM	$[Nmm]$

fig. 4.8 de relatie $\lambda / \lambda \sigma^2$.

Uit de vergelijkingen 4.19 en 4.20 is te berekenen dat de minimale doorsnede bereikt wordt als de verhouding van het lijfoppervlak/ totaal oppervlak gelijk is aan:

$$A_{lijf} / A_{tot} = 0.5$$

Als $\lambda = 1837/\sqrt{\sigma_e}$ wordt gesubstitueerd in de vergelijking 4.19 vindt men voor de optimale plaatdikte:

$$t_{op} = 0.00763 \sqrt[3]{\gamma M} \quad (4.22)$$

In figuur 4.9 is dit punt aangegeven in de ruimtelijk geschetste weergave en de bijhorende doorsnede wordt het absolute optimum genoemd.

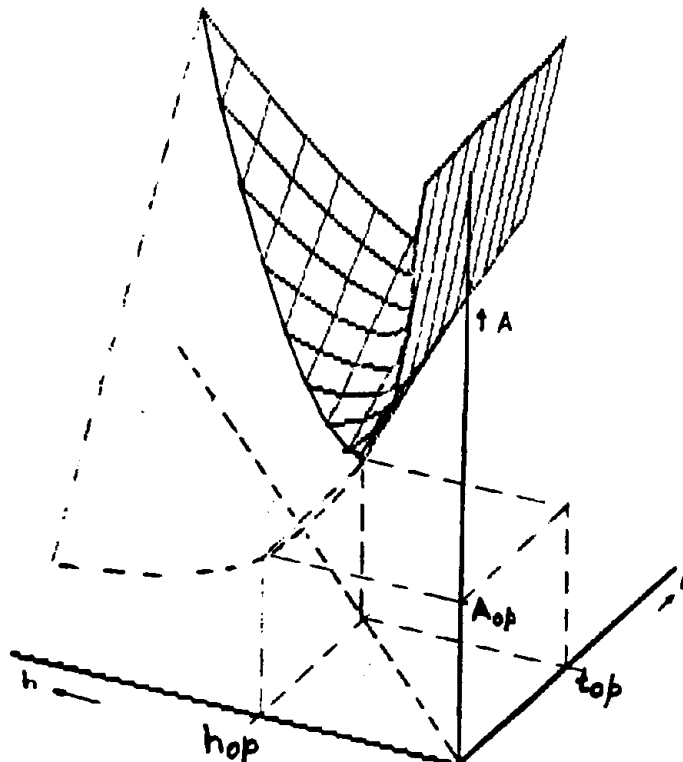


fig 4.9 De optimale lijfdikte en hoogte

4.1.2.2 Randvoorwaarde 2: de stijfheid.

De volgende stap is het invoeren van de stijfheid in de beschouwing. Zoals blijkt uit het eerste gedeelte van dit hoofdstuk is de profielhoogte een belangrijke maat voor de stijfheid. Uit de vergelijking 4.13 is op te maken dat als geldt:

$$(4.13) \quad h_{op} \leq \frac{10 C \sigma L p}{48 \gamma E} = h_s$$

met $p = 250$

en h_{op} uit de vergelijkingen 4.19.

het profiel niet zal voldoen aan het stijfheids-criterium. Aangezien gebleken is dat in een op sterkte geoptimaliseerd profiel altijd de vloeispanning moet heersen, gaat de vergelijking 4.13 over in:

$$h_{op} \leq \frac{10 C \sigma_e L p}{48 \gamma E} \quad (4.23)$$

Er zijn twee manieren om aan het stijfheids-criterium te voldoen:

Methode 1.

De hoogte h_s kan bereikt worden door de in paragraaf 4.1.2.1 gevonden optimale hoogte te vergroten, bij een gelijke spanning (σ_e). Als gevolg van het feit dat in de ligger nog steeds de vloeispanning heerst, zal de hoogte h_s niet veranderen. In dat geval wordt de kromme van figuur 4.7 doorsneden met het vlak $h = h_s$, en het kleinste profieloppervlak ligt op het snijpunt van $\lambda = 1837/\sqrt{\sigma_e}$ en $h = h_s$. Door dit te doen zal de verhouding A_{ij}/A_{tt} = 0.5 groter worden en het "optimale punt" zal verschuiven zoals is aangegeven in figuur 4.10.

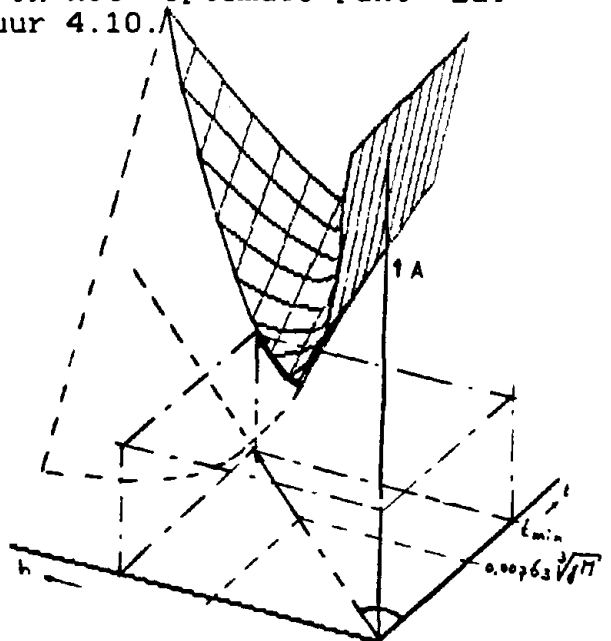
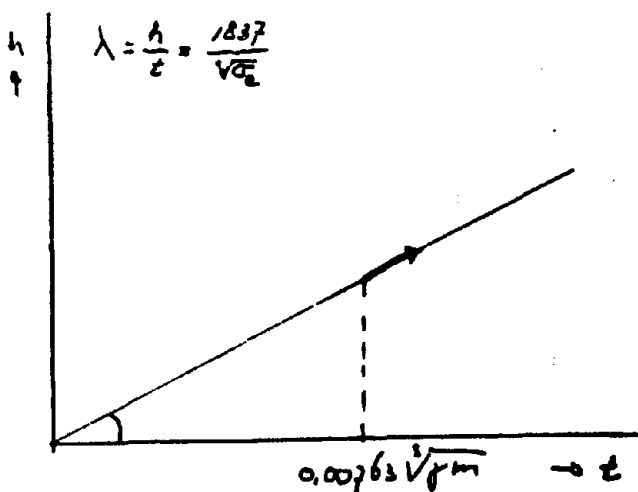


fig. 4.10 De verschuiving van het optimum, bij gelijke spanning.

Methode 2.

Een andere manier om aan het stijfheids-criterium te voldoen kan bereikt worden door de hoogte h_s te veranderen. De ongelijkheid 4.13 kan een gelijkheid worden ($h_{op} = h_s$), door de gevonden profielhoogte groter te maken en tevens de spanning (en dus ook h_s) te verlagen. Dit is te realiseren door de hoogte/dikte verhouding (λ) te vergroten. (fig 4.11).

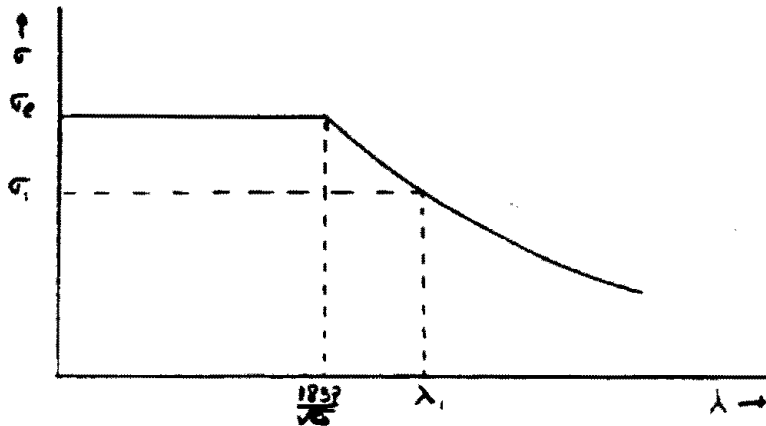
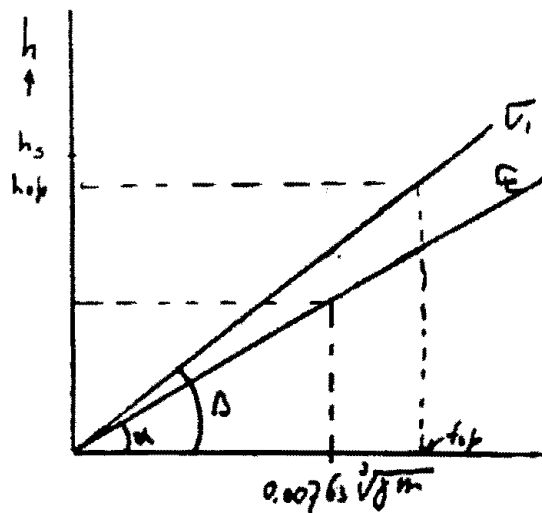


fig 4.11 vergroting van h_{op} , en verkleining van h_s door verlaging van de spanning.

Immers, door de slankheid te vergroten (zie 4.19) zal de optimale hoogte (h_{op}) groter worden, terwijl de maximale spanning lager zal worden. Dit betekent dat de nieuwe hoogte ergens tussen de hoogte van 4.23 en h_{op} in zal liggen, hetgeen te zien is in fig 4.12.



$$\tan \alpha = 1837/\sqrt{E}$$

$$\tan \beta > \tan \alpha$$

fig 4.12 de optimale hoogte bij verlaagde spanning.

De nieuwe hoogte kan met behulp van vergelijking 3.11 gevonden worden:

$$(3.11) \rightarrow \lambda = \sqrt{13.266 \sigma_e E / \sigma_{pl}^2 + 2.804 E / \sigma_e} \quad (4.24)$$

zodat voor de hoogte gevonden kan worden:

$$h = t \sqrt{13.266 \sigma_e E / \sigma_{pl}^2 + 2.804 E / \sigma_e} \quad (4.25)$$

Omdat tevens geldt dat:

$$(4.13) \quad h = \frac{10 C \sigma_{pl} L p}{48 \gamma E}$$

kan door gelijkstelling van vergelijking 4.25 aan vergelijking 4.13 de (optimale) plooispanning verkregen worden:

$$\sigma_{pl} = \left(\sqrt{1.402^2 + \frac{3.64232 \sigma_e}{0.5758 \frac{L^2 C^2 p^2}{\gamma^2 t^2} (\sigma_e/E)}} - 1.402 \right)^{1/2} \leq \sigma_e \quad (4.26)$$

Of enigzins benaderd:

$$\sigma_{pl} = \frac{3.64232 \sigma_e}{\sqrt{\frac{0.759 \sigma_e L C p}{\gamma t E} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}} - 1.402}} \leq \sigma_e \quad (4.27)$$

De vergelijkingen 4.13 en 4.17 geven een nieuwe vergelijking voor het oppervlak (A) :

$$A_{drsn} = \frac{20 t L \sigma_{pl} C p}{144 \gamma E} + \frac{96 \gamma^2 M E}{\sigma_{pl}^2 10 L C p} \quad (4.28)$$

Door invulling van de plooispanning (4.27) gaat de vergelijking 4.28 over in:

$$A_{drsn} = \frac{0.50588 Q t}{t \sqrt{\frac{0.759 Q}{\sigma_e E} - 1.402}} + \frac{0.5492 \gamma M \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}}}{\sigma_e} - \frac{1.0145 \gamma M}{\sigma_e Q} \quad (4.29)$$

$$\text{met } Q = \frac{\sigma_e C L p}{\gamma E}$$

De minimale doorsnede kan nu gevonden worden door het oppervlak te differentieren naar t , en gelijk aan nul te stellen. ($dA/dt = 0$):

$$0 = \frac{0.50588 Q}{\sqrt{\frac{0.759}{t} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}} - 1.402}} + \frac{0.19198 Q^2 \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}}}{t \left(\frac{0.759 Q}{t} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}} - 1.402 \right)^{3/2}} - \frac{0.54923 \gamma M \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}}}{t^2 \sigma_e} \quad (4.30)$$

$$\text{met } Q = \frac{\sigma_e C L p}{\gamma E}$$

Uit vergelijking 4.30 kan de nieuwe optimale lijfdikte worden bepaald. (hetgeen numeriek wordt gedaan in Appendix 7) Vervolgens kan met de vergelijking 4.27 de spanning worden bepaald, waardoor de hoogte ook vast ligt:

$$(4.13) \rightarrow h = \frac{10 C \sigma_{bl} L p}{48 \gamma E}$$

De optimale doorsnede wordt in dit geval gevonden bij een slankheid die groter is dan $\lambda = 1837/\sqrt{\sigma_e}$. Uit de berekeningen van appendix 7 blijkt dat wanneer er geldt:

$$h_s < 1.12 h_{op}$$

$$\text{Met: } h_{op} = \sqrt[3]{\frac{3 \gamma M \lambda^3}{2 \sigma_e}} \quad \text{en} \quad \lambda = \frac{1837}{\sqrt{\sigma_e}}$$

de methode 1 tot een kleinere doorsnede leidt. Terwijl wanneer er geldt dat:

$$h_s > 1.12 h_{op}$$

$$\text{Met: } h_{op} = \sqrt[3]{\frac{3 \gamma M \lambda^3}{2 \sigma_e}} \quad \text{en} \quad \lambda = \frac{1837}{\sqrt{\sigma_e}}$$

het vergroten van de profielhoogte bij verlaging van de spanning tot een kleinere profieldoorsnede leidt. (methode 2).

Dit is aangegeven in figuur 4.12. Bij de nieuwe optimale hoogte hoort tevens een nieuwe lijfdikte. Methode 1 geeft dus een lijfdikte van:

$$t = h_s / (1837 / \sqrt{\sigma_e})$$

terwijl de lijfdikte uit methode 2 volgt uit de vergelijking 4.30.

Het een en ander is kwalitatief weergegeven in figuur 4.13.

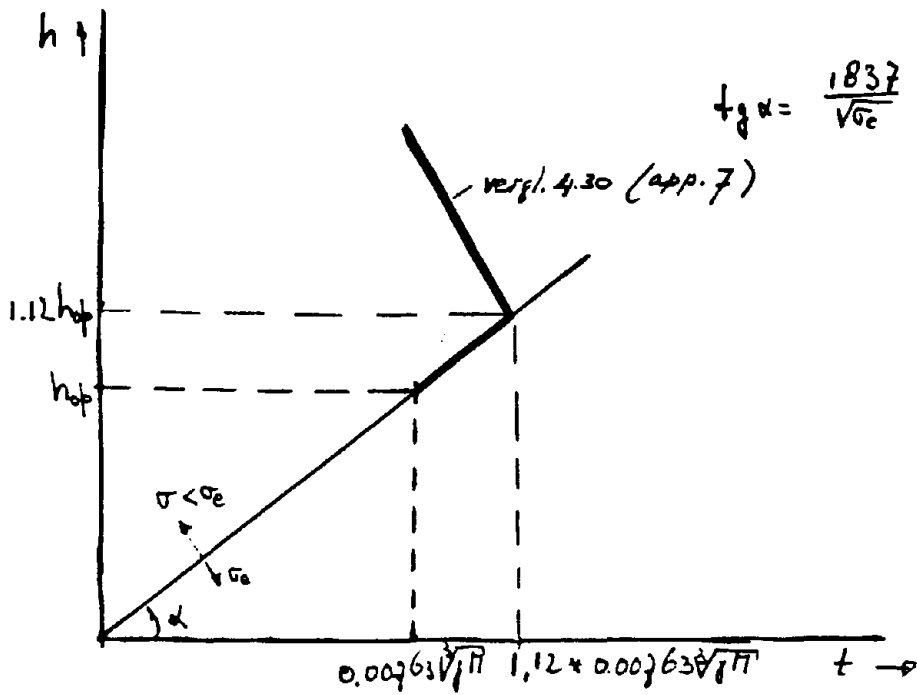


fig. 4.13 De optimale hoogte met in begrip van de stijfheidseis.

4.1.2.3 Randvoorwaarde 3: Een minimale lijfdikte (zonder stijfheidseis).

Zoals al is vermeld in het begin van dit hoofdstuk kan de lijfdikte in formule (4.17) niet altijd vrij gekozen worden. In verband met lassen, constructieve aspecten, of fabricageprocessen kan voor de lijfdikte een minimale maat (t_{min}) gelden. Wanneer deze minimale lijfdikte kleiner is dan de optimale lijfdikte (t_{op}), dan kan t_{op} worden toegepast en als zodanig is de optimale doorsnede m.b.v. de vergelijkingen 4.19 t/m 4.22 bepaald.

Het kan echter voorkomen dat de gevonden optimale plaatdikte (t_{op}) kleiner is dan de minimale plaatdikte (t_{min}).
M.a.w.:

$$t_{op} < t_{min}$$

$$\text{of: } t_{min} > 0.00763 \sqrt{t M} \quad (4.31)$$

Deze situatie is geschetst in fig 4.14. In dat geval ligt de lijfdikte vast (n.l. $t = t_{min}$). Nu moet er een nieuw optimum bepaald worden op basis van $t = t_{min}$. Daartoe wordt de vergelijking 4.17 naar de hoogte gedifferentieerd en gelijk aan nul gesteld. ($dA/dh = 0$).

Men vindt voor de (nieuwe) optimale hoogte:

$$h_{op} = \sqrt{\frac{3 t M}{\sigma_e t_{min}}} \quad (4.32)$$

en een optimaal oppervlak van:

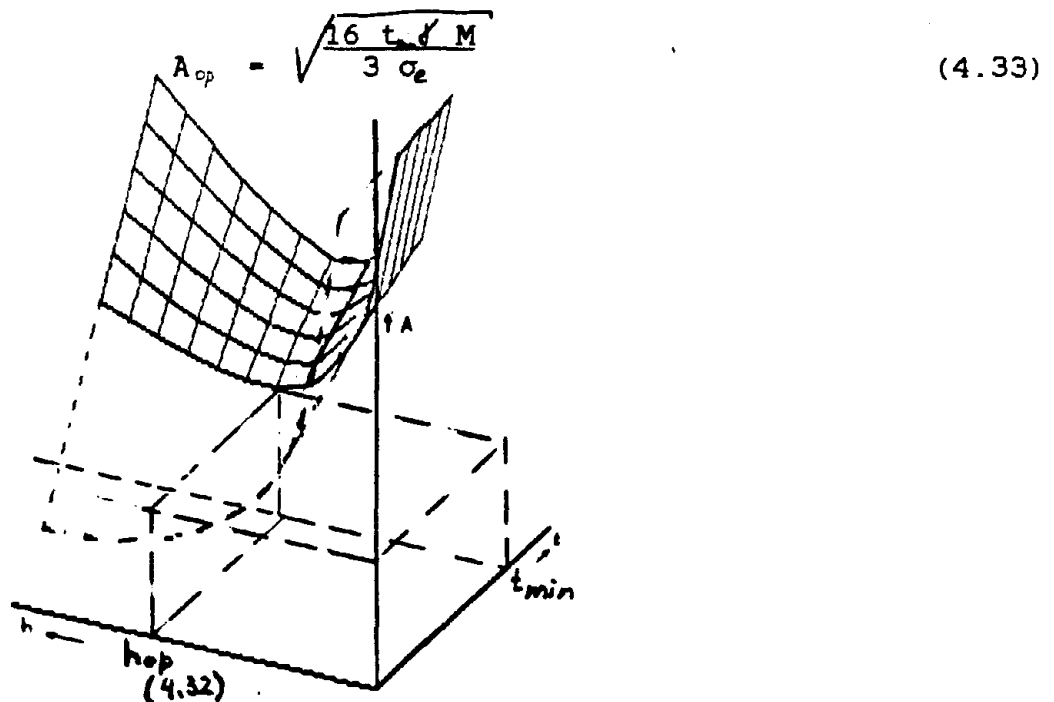


fig 4.14 het optimum bij een minimale plaatdikte

Ook is m.b.v. de vergelijkingen 4.32 en 4.33 weer de verhouding van het lijf-oppervlak en het totale oppervlak te berekenen:

$$A_{lijf} / A_{tot} = 0.75$$

M.b.v. vergelijking 4.32 kan de optimale slankheid bepaald worden:

$$\lambda = \sqrt{\frac{3 \gamma M}{\sigma_e t^3}} \quad (4.34)$$

Deze relatie van de hoogte/dikte is weergegeven in fig 4.15.

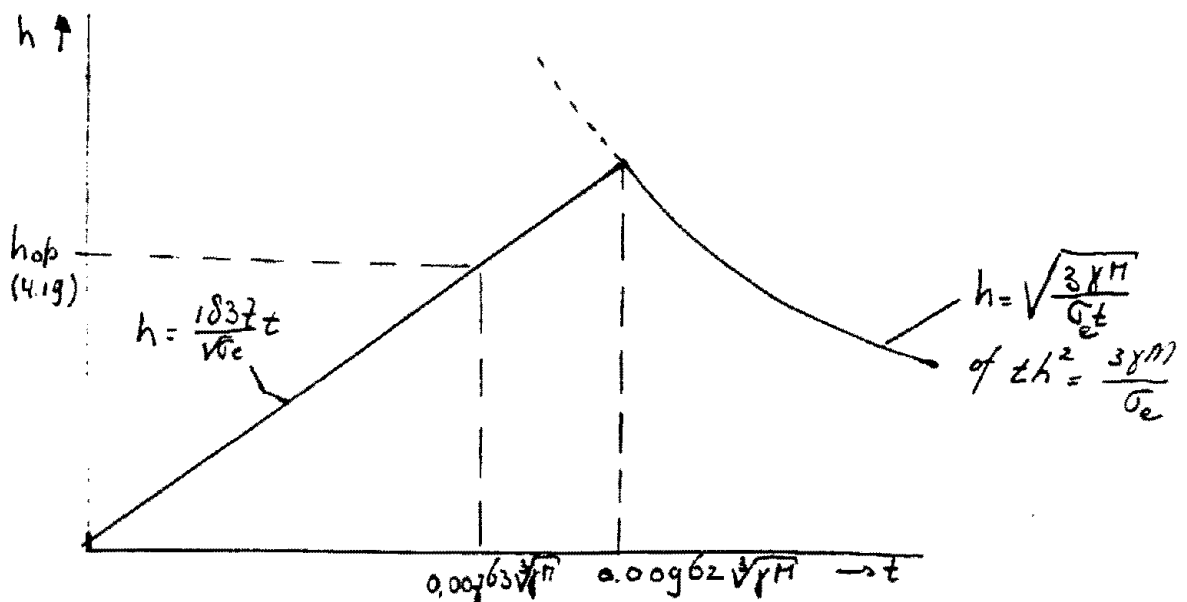


fig 4.15 De geprojecteerde optimale h/t verhouding

In fig 4.15 is ook de relatie $\lambda = h/t = 1837/\sqrt{\sigma_e}$ aangegeven. Te zien is dat wanneer:

$$t < 0.00962 \sqrt{\gamma M} \quad (4.35)$$

de slankheid (λ) groter wordt dan $1837/\sqrt{\sigma_e}$. Dit houdt in dat de spanning dan gereduceerd moet worden. Uit fig 4.8 blijkt echter dat, in geval de sterkte maatgevend is, het verlagen van de spanning niet tot de kleinste doorsnede leidt.

Derhalve heeft deze waarde (4.35) een speciale betekenis: Als de minimale plaatdikte groter is dan deze waarde wordt de optimale doorsnede verkregen met een lijfhoogte/lijfdikte verhouding die

kleiner is dan:

$$\lambda = 1837 / \sqrt{\sigma_e}$$

$$(4.34) \rightarrow \text{n.l.} \quad \lambda = \sqrt{\frac{3 \gamma M}{\sigma_e t^3}}$$

Het absolute optimale oppervlak heeft een lijfdikte van:

$$(4.22) \rightarrow t = 0.00763 \sqrt[3]{\gamma M}$$

Hieruit volgt dat wanneer geldt:

$$0.00763 \sqrt[3]{\gamma M} \leq t_{min} \leq 0.00962 \sqrt[3]{\gamma M} \quad (4.36)$$

de optimale hoogte gelijk is aan:

$$h = 1837 t_{min} / \sqrt{\sigma_e} \quad (4.37)$$

Het optimale oppervlak kan, omdat de spanning gelijk is aan de vloeispanning, bepaald worden m.b.v. vergelijking 4.17. Bij de berekening van de verhouding van het lijfoppervlak en het totaal oppervlak valt af te leiden dat:

$$0.5 < A_{lijf} / A_{tot} < 0.75$$

Een en ander kan verduidelijkt worden met behulp van figuur 4.16. Deze figuur geeft de projectie van alle "optimale" oppervlakten bij een gegeven lijfplaatdikte.

Te zien is dat bij elk gekozen plaatdikte een hoogte hoort die tot een optimum leidt.

Er zijn, op basis van de keuze van de gewenste lijfdikte, drie gebieden op de t-as te onderscheiden:

Gebied a: De lijfdikte wordt groter dan t_{min} , $h = 1837 t_{op} / \sqrt{\sigma_e}$

Gebied b: De lijfdikte is t_{min} , $h = 1837 t_{min} / \sqrt{\sigma_e}$.

Gebied c: De lijfdikte is t_{min} , $h = \sqrt{(3 \gamma M) / (\sigma_e t_{min})}$.

In het profiel heerst de vloeispanning.

Het oppervlak kan bepaald worden door de betreffende parameters te substitueren in vergelijking 4.17.

$$(4.17) \rightarrow A_{dren} = \frac{2 \gamma M}{\sigma_e h} + 2/3 h t$$

4.1.2.4 Randvoorwaarde 4: De lijfdikte is groter dan een bepaalde maat en het stijfheids criterium is maatgevend.

Er rest nog de optimale doorsnede te bepalen voor het geval de stijfheid maatgevend is en er een gewenste lijfdikte is. Zoals al vermeld is, gaat de stijfheid een rol spelen als het profiel niet hoog genoeg is.

In de vorige paragraaf is te zien dat, wanneer de minimale lijfdikte kleiner is dan de optimale lijfdikte (zijnde $t_{op} = 0.00763 \sqrt{\gamma M}$), de optimale lijf-dikte zal leiden tot de kleinste doorsnede. Tevens blijkt dat wanneer de minimale lijfdikte groter is dan de optimale lijfdikte, de minimale lijfdikte leidt tot de kleinste doorsnede. (eigenlijk ligt de lijfdikte dan vast). Dit geldt ook nu weer: wanneer de minimale lijfdikte kleiner is dan de optimale lijfdikte (die bepaald is in paragraaf 4.1.2.2), dan levert de optimale lijfdikte de kleinste doorsnede. Als echter de minimale lijfdikte groter is dan de optimale dan ligt ook nu in principe de lijfdikte vast, en er is feite niets meer te optimaliseren.

Aangezien de lijfdikte (t) nu niet bepaald hoeft te worden (met vergelijking 4.30), kan de spanning (σ) meteen bepaald worden:

$$(4.27) \quad \sigma_{pl} = \frac{3.64232 \sigma_e}{\sqrt{\frac{0.759 \sigma_e L C p}{\gamma t E} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}} - 1.402}} \ll \sigma_e$$

Na invulling van de spanning (4.27) in de vergelijking 4.13 kan de optimale hoogte bepaald worden:

$$(4.13) \quad h = \frac{10 C \sigma_{pl} L p}{48 \gamma E}$$

Doordat nu de spanning, de hoogte, en de lijfdikte vast liggen kan m.b.v. vergelijking (4.17):

$$(4.17) \quad A_{drsn} = 2 M / \sigma_{pl} h + 2/3 t h$$

de doorsnede en de flensafmetingen bepaald worden.

Het zal natuurlijk duidelijk zijn dat de spanning die met behulp van vergelijking 4.27 wordt berekend nooit groter mag zijn dan de vloeispanning. ($\sigma_{pl} \leq \sigma_e$) Als de berekende spanning toch groter is dan de vloeispanning dan moet de vloeispanning aan- gehouden worden.

4.1.2.5 Randvoorwaarde 5: de $A_{lijf} / A_{tot} = 0.75$

In de voorgaande paragraaf is afgeleid dat bij een gegeven lijfdikte (t_{min}) en stijfheidshoogte (h_s) er niet meer geoptimaliseerd hoeft te worden. In principe kan door invulling in de betreffende vergelijkingen, de kleinst mogelijke doorsnede bepaald worden (bij die randvoorwaarden).

Dit kan echter tot complicaties leiden, omdat de verhouding lijfoppervlak/totaaloppervlak te groot kan gaan worden. (In het extreme geval wanneer $t_{min} > t_{op}$ zal dit zelfs leiden tot een ligger zonder flenzen. Een en ander is geïllustreerd in fig 4.16. Te zien is dat bij elke spanning, hoogte en dikte een A_{lijf} / A_{tot} verhouding te berekenen is. Zoals bekend is heeft het absolute optimum een A_{lijf} / A_{tot} verhouding van 0.5. Bij groeiende lijfdikten zal deze verhouding (ongeacht de spanning) oplopen.

Bij $t = 1.58$, geldt:

$$A_{lijf} / A_{tot} = 1$$

Dit is echter niet toelaatbaar, daar voor de lijfplaat moet gelden dat de randen scharnierend zijn opgelegd. Er zijn dus flenzen nodig.

Arbitrair is nu gesteld dat:

$$A_{lijf} / A_{tot} \leq 0.75$$

Dit houdt in dat het oppervlak van een flens minstens een achtste deel van het totale oppervlak moet hebben. Door deze extra randvoorwaarde verandert de figuur 4.16. De nieuwe gedaante is weergegeven in figuur 4.17.

Doordat voor de A_{lijf} / A_{tot} -verhouding 0.75 als maximale waarde is gekozen kan de spanning en de benodigde (minimale hoogte) snel berekend worden. Indien in eerste instantie gevonden is dat:

$$A_{lijf} / A_{tot} \geq 0.75$$

moet de A_{lijf} / A_{tot} verhouding "gecorrigeerd" worden. Dit gaat als volgt:

De spanning is gelijk aan:

$$(4.27) \rightarrow \sigma_{pl} = \frac{3.64232 \sigma_e}{\sqrt{\frac{0.759 \sigma_e L C P}{\gamma t E} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}} - 1.402}} \leq \sigma_e$$

Door deze spanning in te vullen in de vergelijking 4.32:

$$(4.32) \rightarrow h_{op} = \sqrt{\frac{3 \gamma M}{\sigma_{pl} t_{min}}}$$

wordt de hoogte gevonden waarvoor geldt dat:

$$A_{lijf} / A_{tot} = 0.75$$

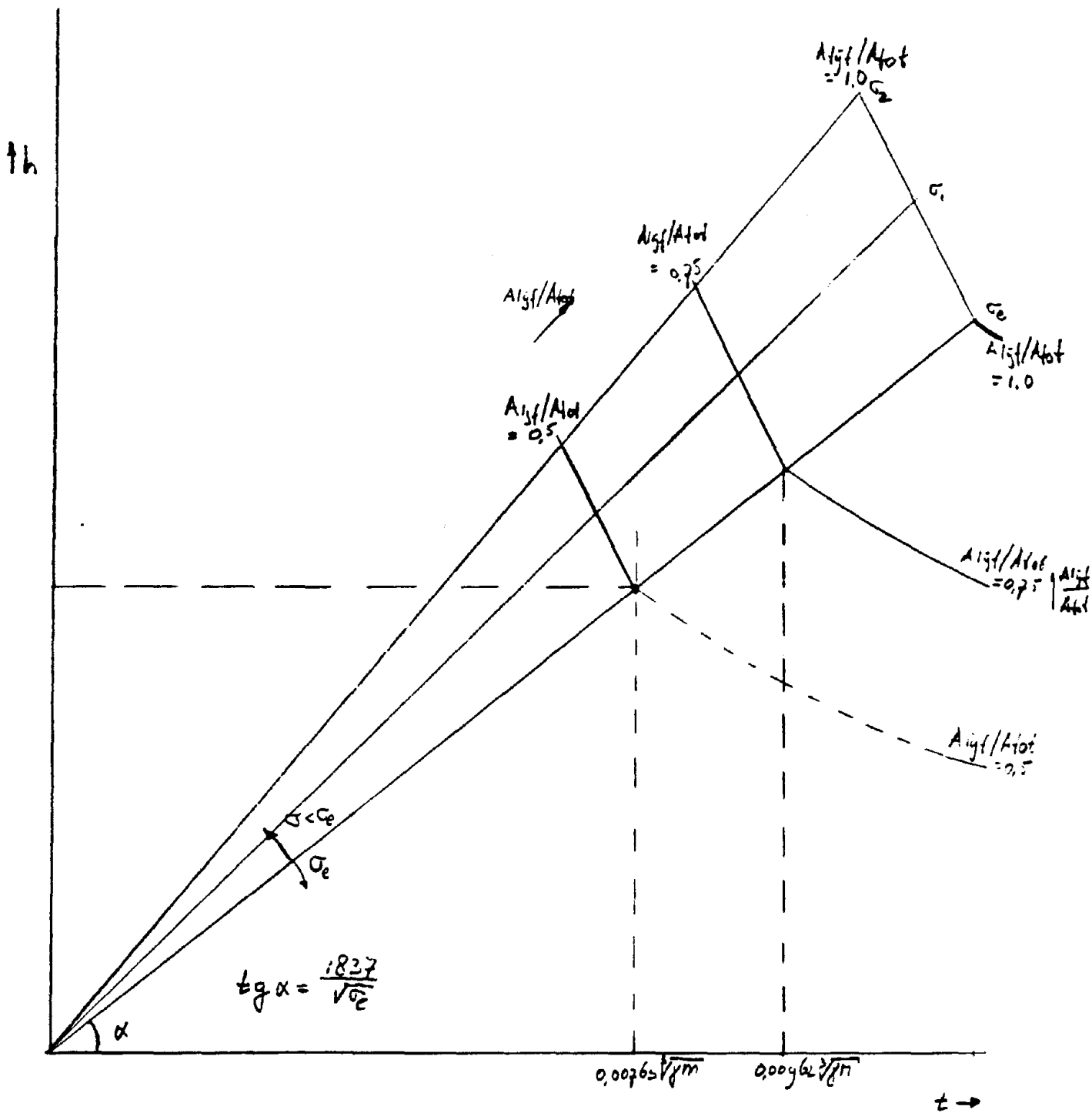


fig 4.16 Bij een vaste lijfdikte ligt de spanning, de hoogte, en de A_{lijf}/A_{tot} vast.

Met behulp van vergelijking 4.33 kan snel de kleinste doorsnede berekend worden (met de verschillende randvoorwaarden).

→ (4.33) $A_{op} = \sqrt{\frac{16 t \sqrt{M}}{3 \sigma_{pl}}}$ met σ_{pl} uit 4.27

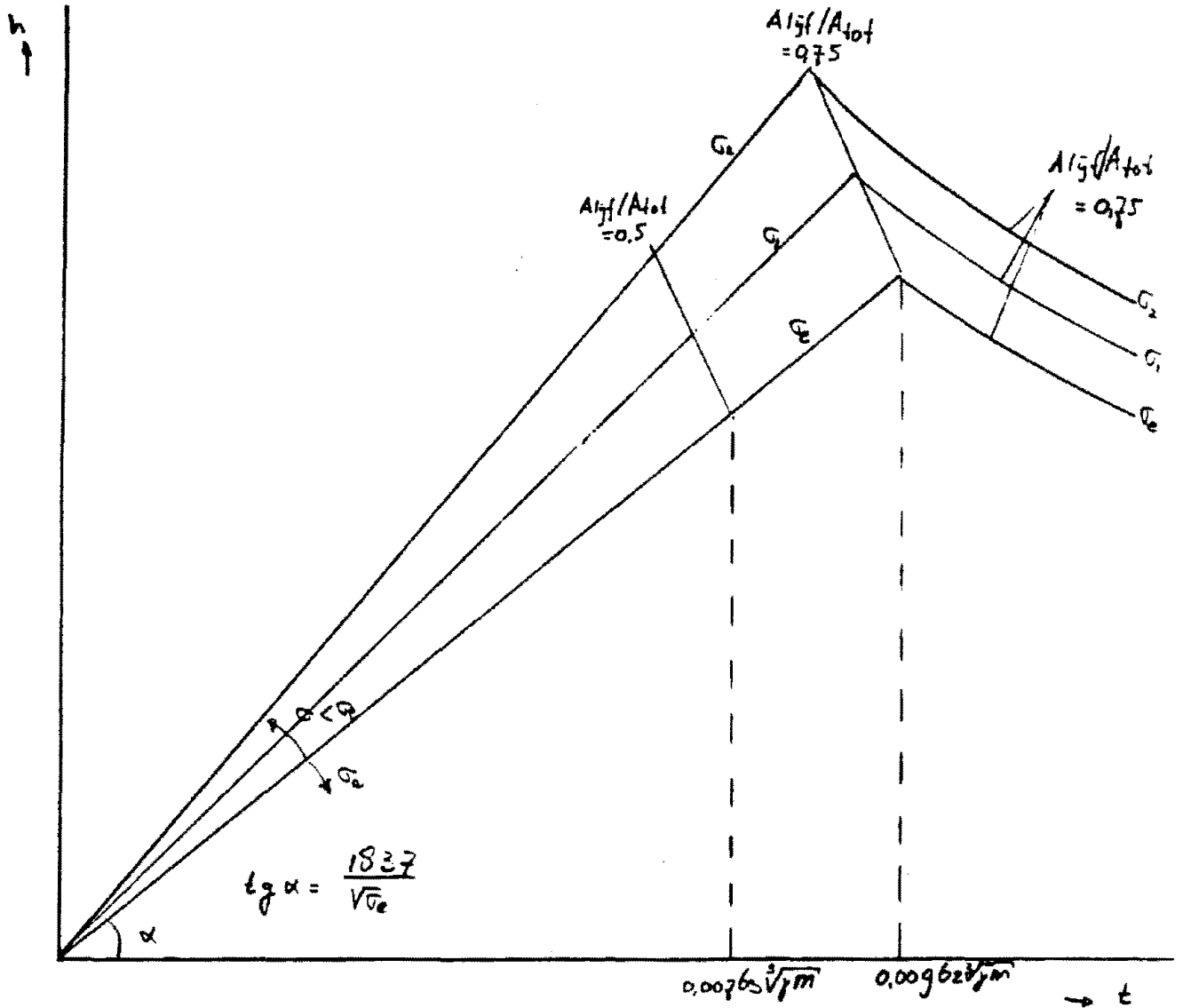


fig 4.17 $A_{ijf} / A_{tot} \leq 0.75$ (vergelijk 4.16)

4.1.3 De ontwerpprocedure

Op basis van de gegevens uit de paragraaf 4.1.2 is een nomogram samengesteld, waarmee de lijfhoogte, lijfdikte en spanning bepaald kan worden. Het nomogram stelt een ontwerper in staat om bij gegeven parameters zoals moment, overspanning, doorbuigingseis, minimale lijfdikte en eventueel gewenste hoogte steeds een optimale (symmetrische) ligger doorsnede te bepalen op basis van sterkte, stijfheid en plooiestabiliteit van het lijf volgens art. 2.5.4.

4.1.3.1 Het nomogram.

Het nomogram geeft bij de gegeven parameters de spanning in het profiel, de lijfdikte en zijn hoogte. Door invulling in de vergelijking (4.17)

$$(4.17) \rightarrow \text{Adrsn} = h \sigma + 2/3 h t$$

kunnen vervolgens het flensoppervlak, het weerstandsmoment, en het kwadratisch oppervlaktemoment bepaald worden.

Het nomogram is opgebouwd uit twee afzonderlijke figuren. (zie fig 4.19). In de linker figuur staat de hoogte uitgezet die nodig is om aan het stijfheidskriterium te voldoen.

N.1 Op de horizontale as is:

$$(4.23) \rightarrow h_s = \frac{10 C \sigma_e L p}{48 \gamma E}$$

uitgezet, en op de bijbehorende verticale as is nu te zien hoe hoog het profiel moet zijn, bij een bepaalde spanning, om aan het stijfheidskriterium te voldoen.

$$(4.13) \rightarrow h = \frac{10 C \sigma L p}{48 \gamma E}$$

N.b. Let op dat bij de vloeispanning (σ_e), $h = h_s$.

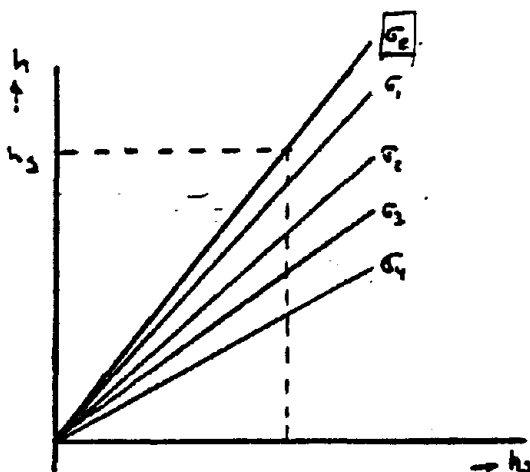


fig 4.18 De linkerhelft van het nomogram.

In de rechterfiguur staat de hoogte uitgezet tegen de lijfdikte. Deze afbeelding is een combinatie van figuur 4.13 en 4.17.

Hier staan de relaties die in de voorgaande paragraaf zijn afgeleid afgebeeld.

T.w.:

$$(4.25) \rightarrow h = t \sqrt{13.266 \sigma_e E / \sigma^2 + 2.894 E / \alpha_e}$$

$$(4.32) \rightarrow h = \sqrt{3 \gamma M / \sigma t}$$

met:

$$(4.27) \rightarrow \text{opt} = \frac{3.64232 \alpha_e}{\sqrt{0.759 \frac{\sigma_e L C P}{\gamma t E} \sqrt{\frac{\sigma}{E}} - 1.402}}$$

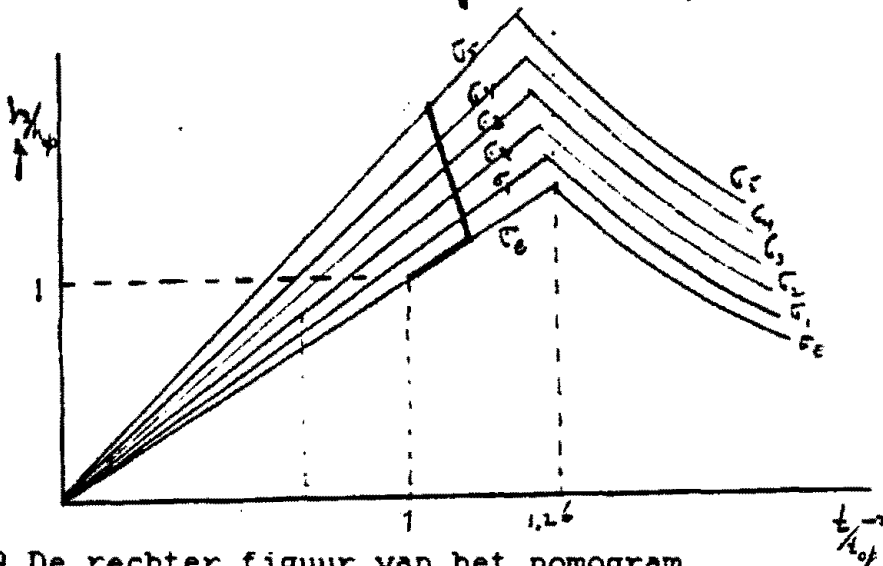


fig 4.19 De rechter figuur van het nomogram.

Tevens is de hoogte van het absolute optimum aan-gegeven:

$$(4.19) \text{ hop} = \sqrt{\frac{3 \gamma M \lambda}{2 \sigma_e}} \quad \text{met } \lambda = 1837 / \sqrt{\sigma_e}$$

Voor het geval dat de stijfheid maatgevend is moet de hoogte aangepast worden. Zoals bleek kan dit op twee manieren n.l.:

- 1) door het profiel te verhogen zonder de (vloei)spanning te verlagen.
- 2) door de profielhoogte te vergroten met een verlaging van de spanning (hierdoor wordt h_s aangepast).

M.b.v. het computerprogramma uit appendix 7 is de betrekking 4.30 voor een aantal gevallen opgelost, en deze zijn weergegeven op de dikke lijn.

$$(4.30) \rightarrow O = \frac{0.50588 Q}{\sqrt{0.759 \frac{Q}{t} \sqrt{\frac{Q}{E}} - 1.402}} + \frac{0.19198 Q^2 \sqrt{\frac{Q}{E}}}{t \left(0.759 \frac{Q}{t} \sqrt{\frac{Q}{E}} - 1.402\right)^{3/2}} - \frac{0.54923 \gamma M}{t^2 \sigma_e} \sqrt{\frac{Q}{E}}$$

$$\text{met } Q = \frac{\sigma_e C L P}{\gamma E}$$

Alle relaties met betrekking tot het optimum staan dus afgebeeld in de rechterfiguur. Ergens in de rechter figuur ligt het optimum en de plaats wordt bepaald met de linker figuur.

De beide figuren hebben op hun verticale as een hoogte uitgezet. Aangezien, zowel in de rechterfiguur als in de linkerfiguur de profielhoogte een functie van de spanning is, zijn de twee afbeeldingen gekoppeld: De spanning, en de hoogte die een profiel moet hebben om aan een stijfheids criterium te voldoen (links), moet gelijk zijn aan de spanning en hoogte die een profiel moet hebben om aan de sterkte te voldoen (rechts).

Om voor elke willekeurige overspanning en moment één ontwerpfiguur te creëren, zijn de hoogte en dikte gedeeld door resp. h_{op} (4.19) en t_{op} (4.22).

De werking van het nomogram is als volgt:

1. In eerste instantie wordt h_{op} , t_{op} , h_s/h_{op} en eventueel, als t vast ligt, t/t_{op} berekend.
2. In de linker figuur wordt op de horizontale as h_s/h_{op} uitgezet. Vanuit dit punt wordt een verticale lijn naar boven getrokken. Bij het snijpunt van deze lijn met een spanningslijn is op de verticale as af te lezen welke hoogte een profiel moet hebben, bij een bepaalde spanning, om aan de stijfheidseis te voldoen.
3. Er zijn vervolgens twee mogelijkheden:
 1. De lijfdikte ligt vast.
In dat geval wordt de verhouding t/t_{op} uitgezet en er wordt van uit dit punt een verticale lijn getrokken. De hoogte kan bepaald worden:
Als h/h_{op} die op de verticale as vanuit de rechter figuur bij σ_e wordt afgelezen groter is dan de h/h_{opt} die vanuit de linker figuur bij σ_e wordt afgelezen dan is alleen de sterkte van belang. In dat geval zal de vloeispanning heersen. Omdat de stijfheid nu geen rol speelt is de hoogte meteen uit de rechterfiguur af te lezen (de spanning is σ_e). (De stippellijn in de rechterfiguur 4.20)

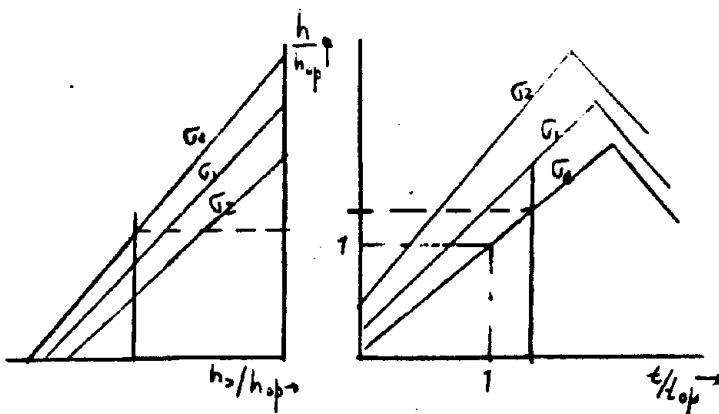


Fig 4.20 het nomogram stijfheid niet maatgevend. (t vast)

Wanneer h/h_{op} (rechts) $> h/h_{op}$ (links) dan is de stijfheid maatgevend. De hoogte kan nu bepaald worden door die hoogte/ h_{op} te nemen waarvoor geldt dat de spanning links gelijk is aan de spanning rechts (zie figuur 4.21).

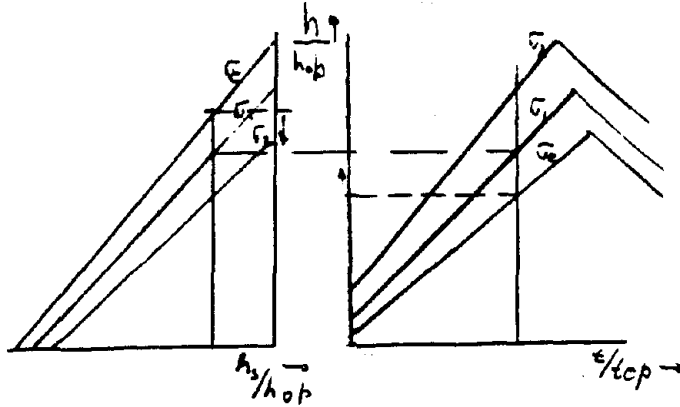


fig 4.21 het nomogram stijfheidmaatgevend en aangepaste spanning.

- Zowel de hoogte als de lijfdikte is vrij te kiezen. In dit geval ligt de optimale oplossing op de dikke lijn. (fig 4.22 rechts). Nu geldt dat als $h_s/h_{op} < 1$, de beste oplossing voor de hoogte al berekend is m.b.v. vergelijking 4.19. Wanneer echter geldt dat $h_s/h_{op} > 1$, dan kan de hoogte weer in het midden worden afgelezen, zoals hierboven al beschreven is. Met dienverstande dat nu de spanning in de rechterfiguur niet op de verticale lijn wordt afgelezen doch op de dikke lijn. (de spanning links gelijk is aan de spanning rechts op de dikke lijn). (zie 4.22). Zolang geldt dat $h_s/h_{op} \leq 1.12$ zal in het profiel de vloeispanning heersen.

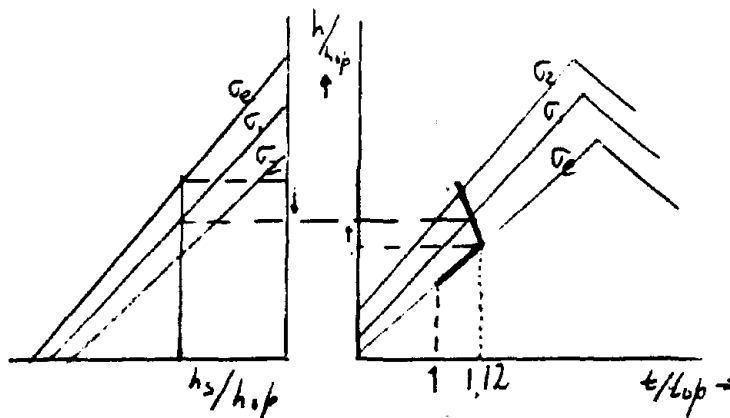


Fig 4.22 het nomogram (de optimale t)

4. M.b.v. het nomogram kan de hoogte, lijfdikte en spanning worden bepaald zonder dat de computer nodig is. Al deze parameters zijn terug te vinden in vergelijking 4.17:

$$(4.17) \rightarrow A_{dvsn} = \frac{2 M}{h \sigma} + 2/3 h t$$

Nadat het oppervlak bekend is geworden kan de doorsnede van de flensen worden bepaald:

$$A_f = (A_{dvsn} - h t)/2$$

5. Het profiel is hiermee bekend. M.b.v. de vergelijkingen 4.14 en 4.15 kunnen vervolgens de spanning en de doorbuiging gecontroleerd worden.

$$(4.14) \quad I = 1/2 A_f h^2 + 1/12 t h^3$$

$$(4.15) \quad w = A_f h + 1/6 t h^2$$

In figuur 4.23 en 4.24 zijn de nomogrammen weergegeven voor resp. Fe 360 en Fe 510. E.e.a. zal aan de hand van een aantal voorbeelden verder uitgewerkt worden.

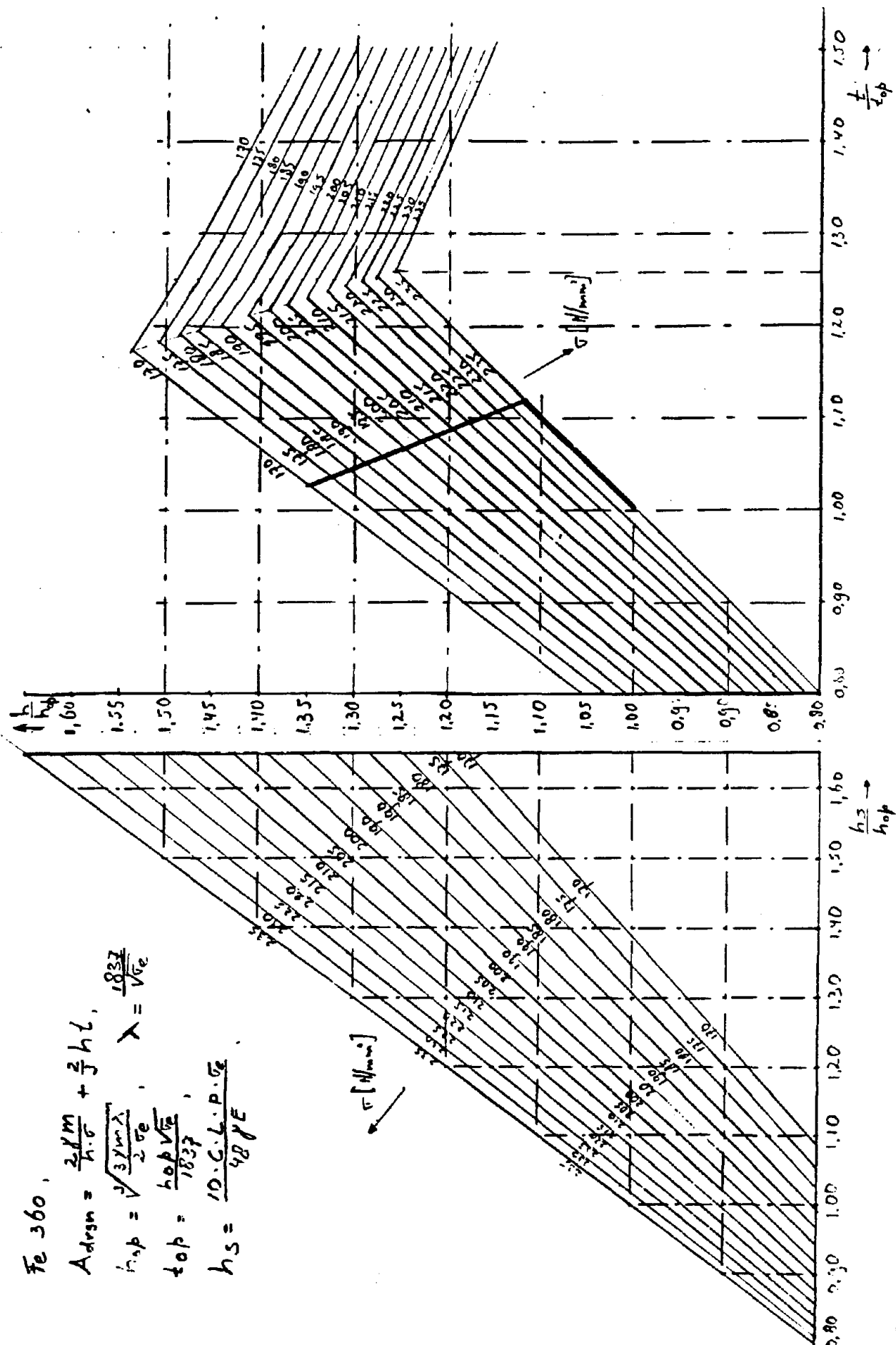
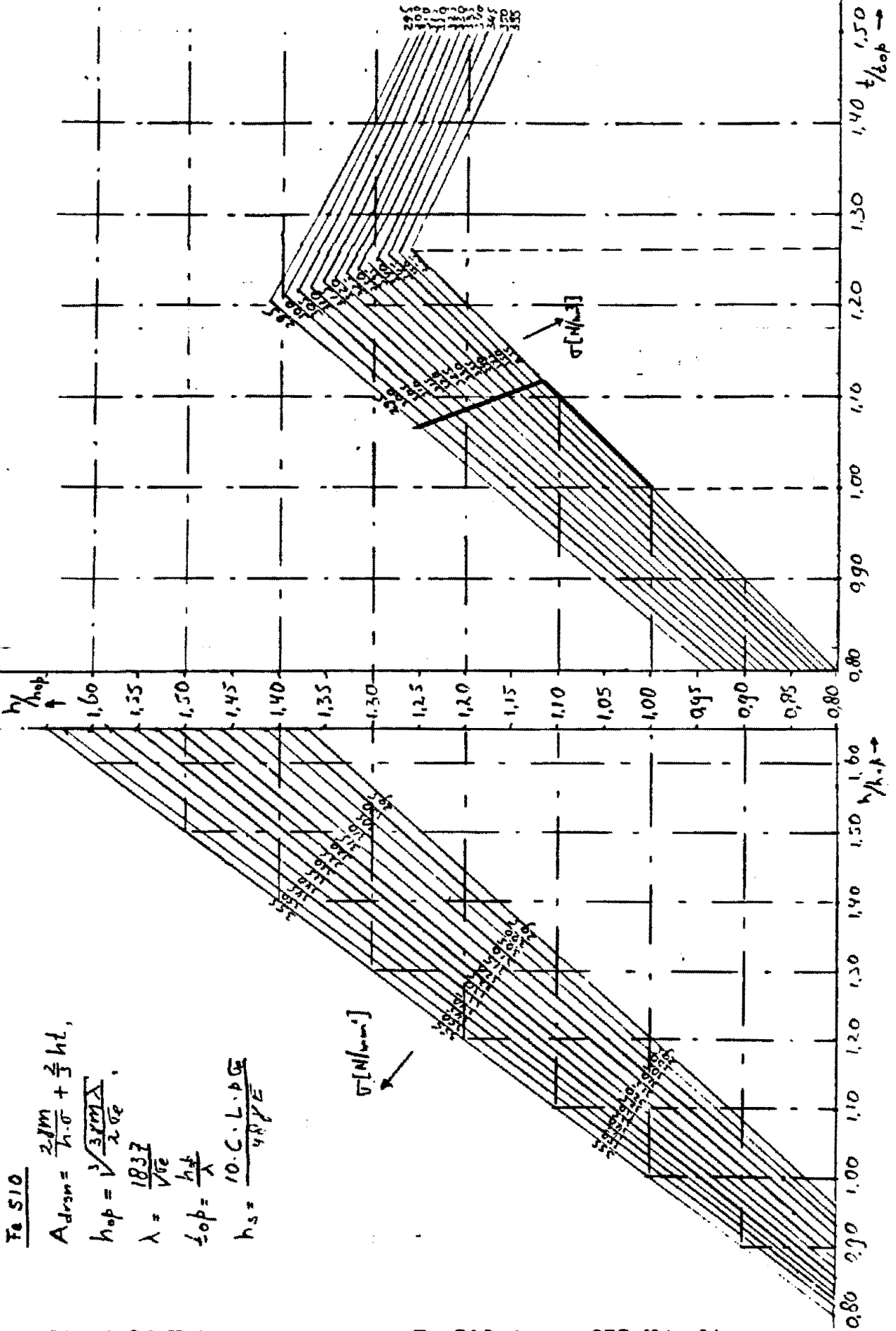


fig 4.23 Het nomogram voor Fe 360 ($\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$)



Fe 510
 $A_{dross} = \frac{2M}{h \cdot \sigma} + \frac{1}{2} h t$
 $h_{op} = \sqrt[3]{\frac{3M \lambda}{2 \sigma E}}$
 $\lambda = \frac{1837}{\sqrt{\sigma E}}$
 $f_{op} = \frac{h_{op}}{\lambda}$
 $h_s = \frac{10 \cdot C \cdot L \cdot D \cdot G}{4 N \gamma E}$

fig 4.24 Het nomogram voor Fe 510 ($\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$).

4.1.3.2 Voorbeelden

Voorbeeld 1

Fe360

L = 25 m.

M = 1000 kNm.

$f_{max} = 100$ mm.

bereken: $h_{op} = 1047$ mm.

$h_s = 971$ mm.

$t_{op} = 8.73$ mm.

De sterkte is maatgevend ! $\frac{h_s}{h_{op}} = 0,93$

Bereken met 4.17

A_{drsn} = 18286 mm²

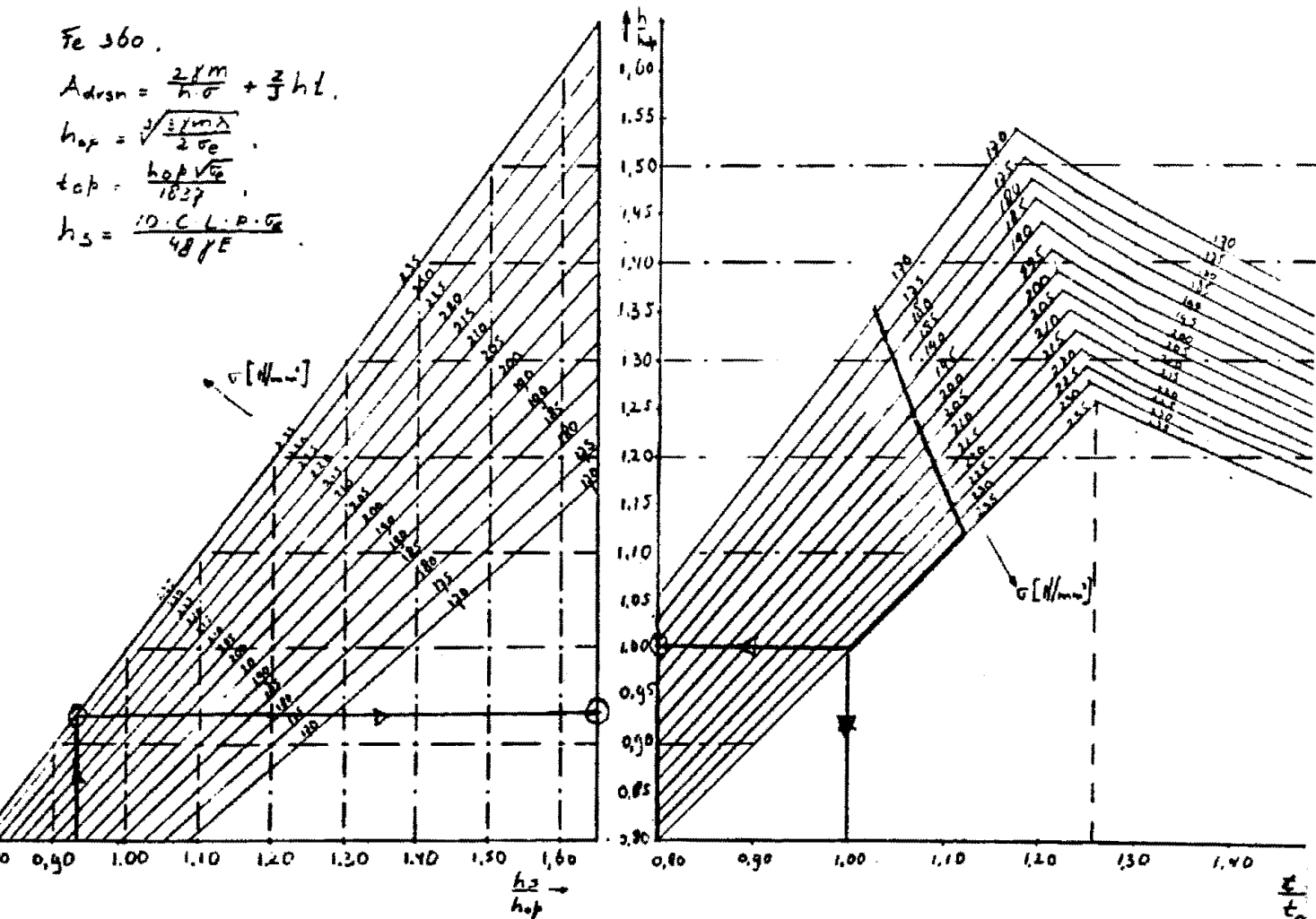
A_{flans} = 4573 mm²

W = 6.38 × 10⁶ mm³
I = 3.34 × 10⁹ mm⁴

γM = 1500 kNm.

f = 93 mm.

voldoet.



Voorbeeld 2

Fe 360

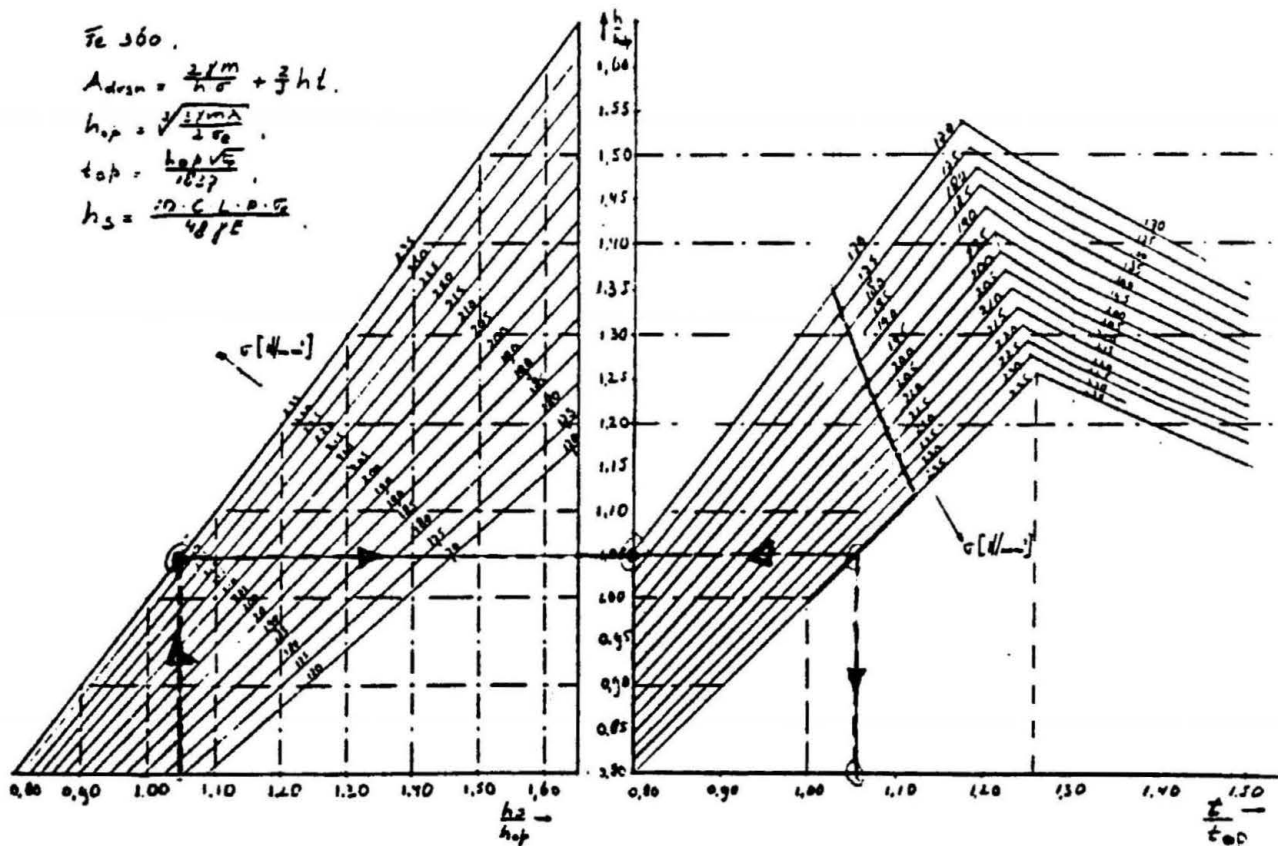
$L = 28 \text{ m.}$
 $M = 1000 \text{ kNm}$
 $f_{max} = 112 \text{ mm}$

bereken: $h_{op} = 1047 \text{ mm.}$
 $h_s = 1088 \text{ mm } (= 1.04 h_{op}).$
 $t_{op} = 8.73 \text{ mm.}$

Lees af: $\sigma = 235 \text{ N/mm}^2$
 $h = 1.04 h_{op} = 1088 \text{ mm}$
 $t = 1.04 t_{op} = 9.07 \text{ mm.}$

Bereken met 4.17:
 $A_{dren} = 18315 \text{ mm}^2.$
 $A_{fl} = 4223 \text{ mm}^2.$

Controleer: $W = 6.385 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
 $I = 3.473 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$
 $(M = 1500 \text{ kN.})$
 $f = 112 \text{ mm}$ voldoet.



Voorbeeld 3

Fe360

L = 28 m.

M = 1000 kNm.

f_{max} = 112 mm

Stel t_{min} = 10 mm.

bereken: h_{op} = 1047 mm.

h_s = 1088 mm (= 1.04 h_{op}).

t_{op} = 8,73 mm $\frac{t}{t_{op}} = 1,146$

Lees af: σ = 235 kN/mm².

h = 1.146 h_s = 1200 mm. (profiel hoog genoeg!)

t = 10 mm.

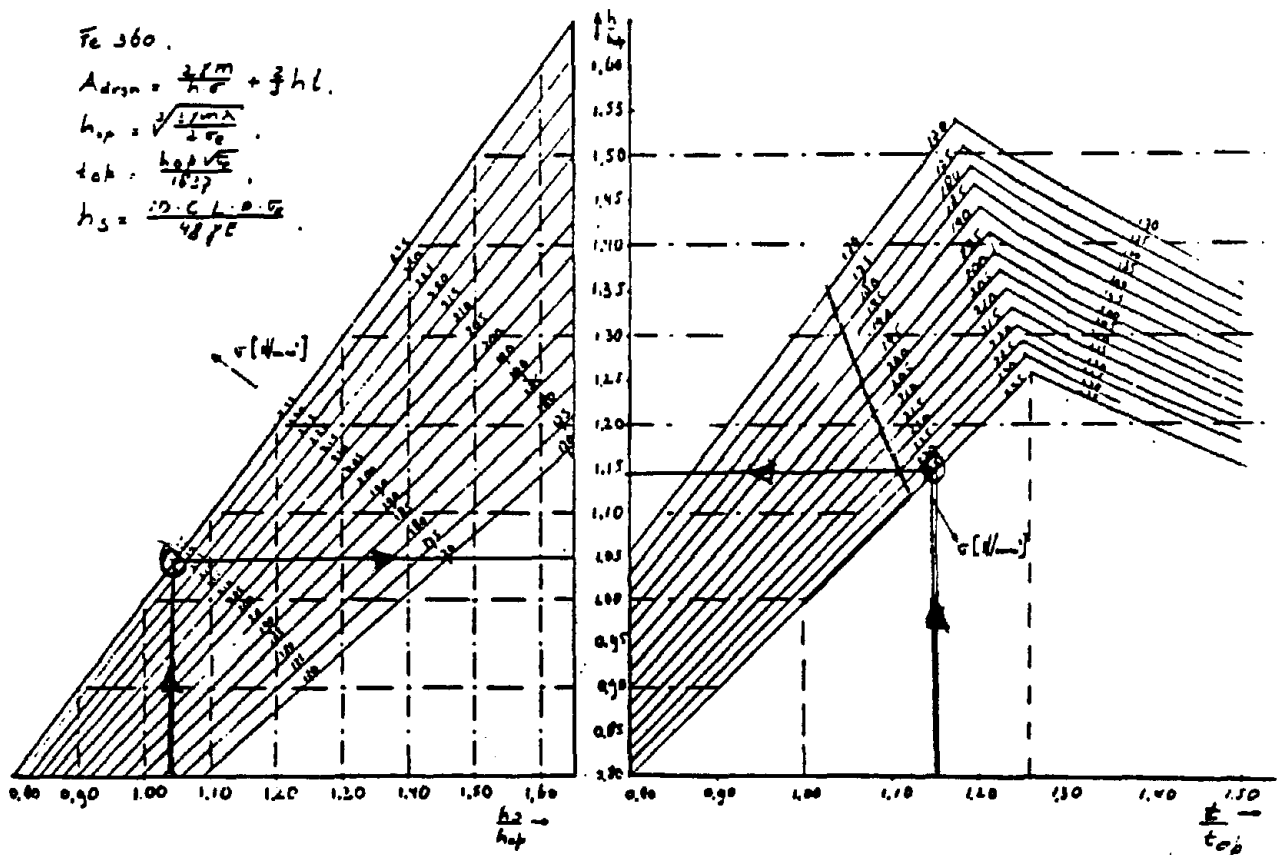
bereken: A_{drsn} = 18638 mm²

A_{fl} = 3319 mm²

Controleer: W = 6.385 · 10⁶ mm³.

I = 3.83 · 10⁸ mm⁴

voldoet.



Voorbeeld 4

Fe 360

L = 28 m.

M = 1000 kNm.

f_{max} = 112 mm

Stel een beperkte hoogte: 1000 mm. (= 0.96 h_{op}).

$$h_{op} = 1047 \text{ mm}$$

$$h_s = 1088 \text{ mm}$$

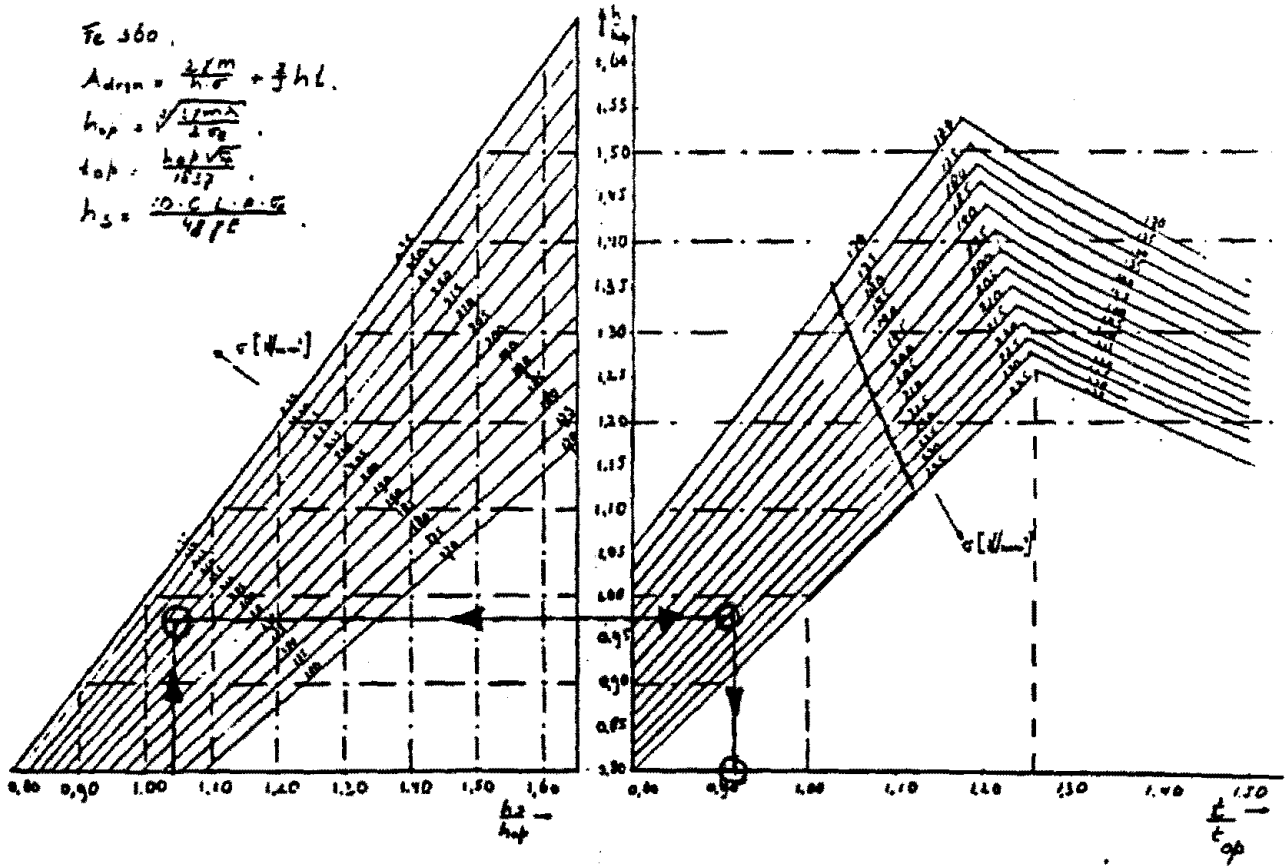
$$\frac{h_s}{h_{op}} = 1,04$$

$$t_{op} = 8,73 \text{ mm}$$

Lees af: $\sigma = 218 \text{ N/mm}^2$.
 $t = 0.915 \cdot 8.73 = 7.98 \text{ mm}$

Bereken: $A_{dren} = 19080 \text{ mm}^2$
 $A_{fl} = 5550 \text{ mm}^2$.

Controleer: $W = 6.88 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ $\gamma M = 1500 \text{ kNm}$.
 $I = 3.44 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$ $f = 112 \text{ mm}$ **voldoet.**



Voorbeeld 5

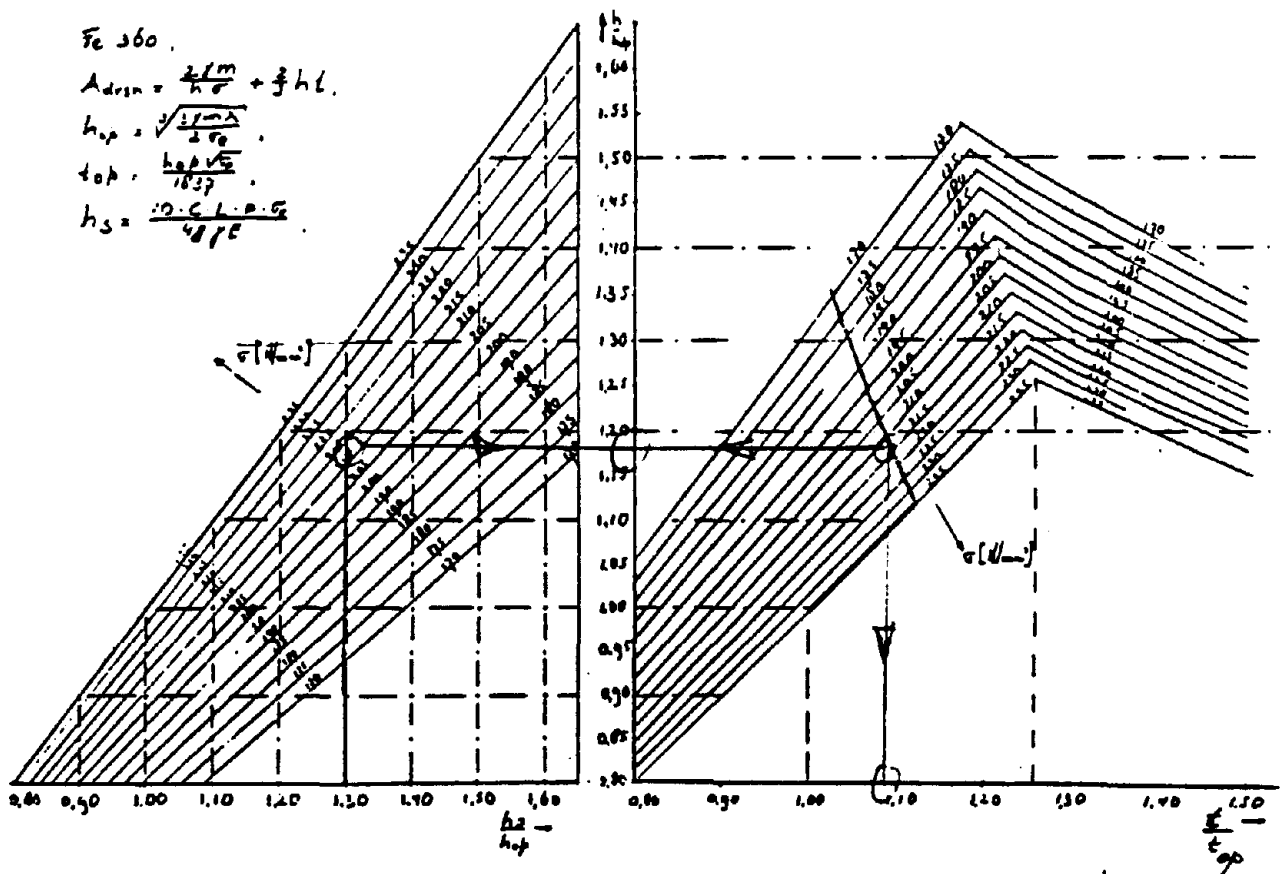
Fe 360
 L = 35 m.
 M = 1000 kNm
 f_{max} 140 mm

bereken: h_{opk} = 1047 mm.
 h_s = 1360 mm (-1.30 h_{op}).
 t_{op} = 8.73 mm.

Lees af: σ = 214 N/mm²
 h = 1.19 h_{op} = 1246 mm
 t = 1.09 t_{op} = 9.64 mm

Bereken: A_{dren} = 19258 mm²
 A_f = 3624 mm²

Controleer: W = 7.01 · 10⁶ mm³ (M = 214 · 7.01 · 10⁶ = 1500 kNm
 I = 4.34 · 10⁹ mm⁴ f = 140 mm voldoet.



Voorbeeld 6

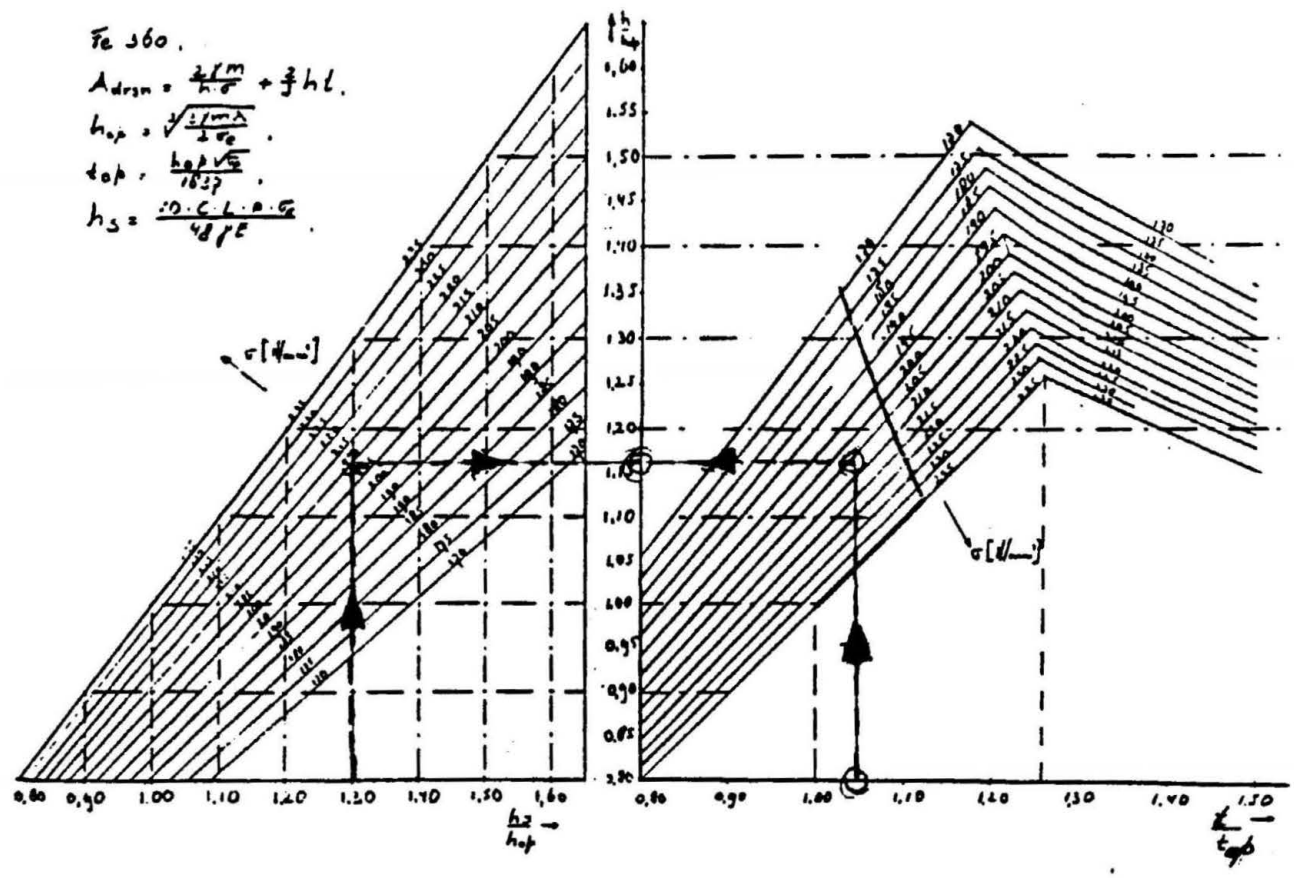
Fe360
 L = 35 mm
 M = 1000 kNm
 $f_{max} = 140$ mm

neem $t = 9$ mm. (= 1.03 t_{op})
 $t_{op} = 8,73$ mm
 $h_s = 1360$ mm = 1,3 h_{op}
 $h_{op} = 1047$ mm

Lees af: $\sigma = 208$ N/mm²
 $h = 1205$ mm = 1,15 h_{op}

Bereken $A_{drs} = 19199$ mm²
 $A_f = 4177$ mm²

Controleer: $W = 7.212 \cdot 10^6$ mm³ $M = 1500$ kNm
 $I = 4.345 \cdot 10^9$ mm⁴ $f = 140$ mm voldoet.



Voorbeeld 7

Fe360

L = 35 m

M = 1000 kNm

f_{max} = 140 mm.

neem t = 10 mm (= 1.145 t_{op}).

$h_s = 1360 \text{ mm} = 1,30 h_{op}$

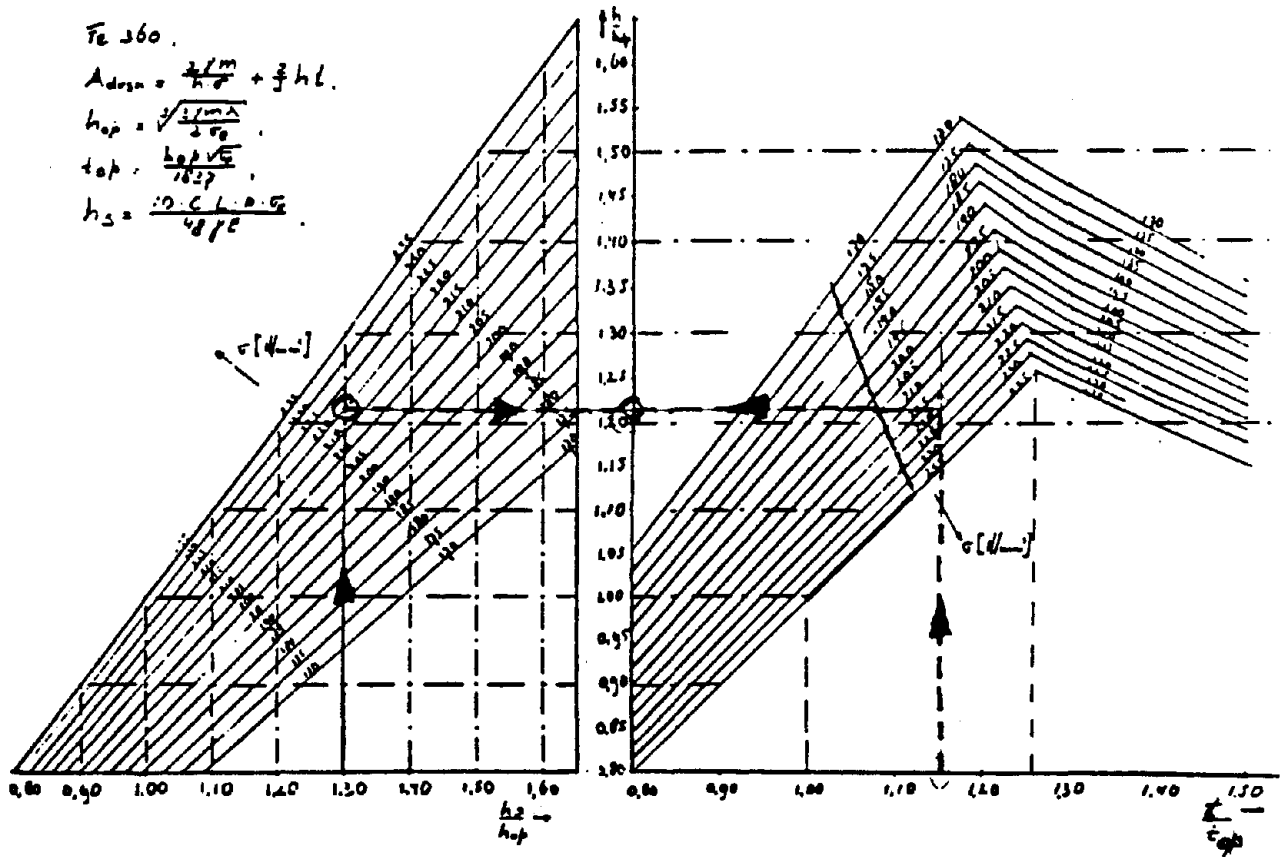
$h_{op} = 1047 \text{ mm}$

$t_{op} = 8,73 \text{ mm}$

Lees af: $\sigma = 218 \text{ N/mm}^2$
 $h = 1267 \text{ mm} = 1,21 h_{op}$

bereken: $A_{dren} = 19308 \text{ mm}^2$
 $A_f = 3319 \text{ mm}^2$

Controleer: $W = 6.88 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ $\sqrt{M} = 1500 \text{ kNm}$
 $I = 4.35 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$ $f = 140 \text{ mm}$ **voldoet.**



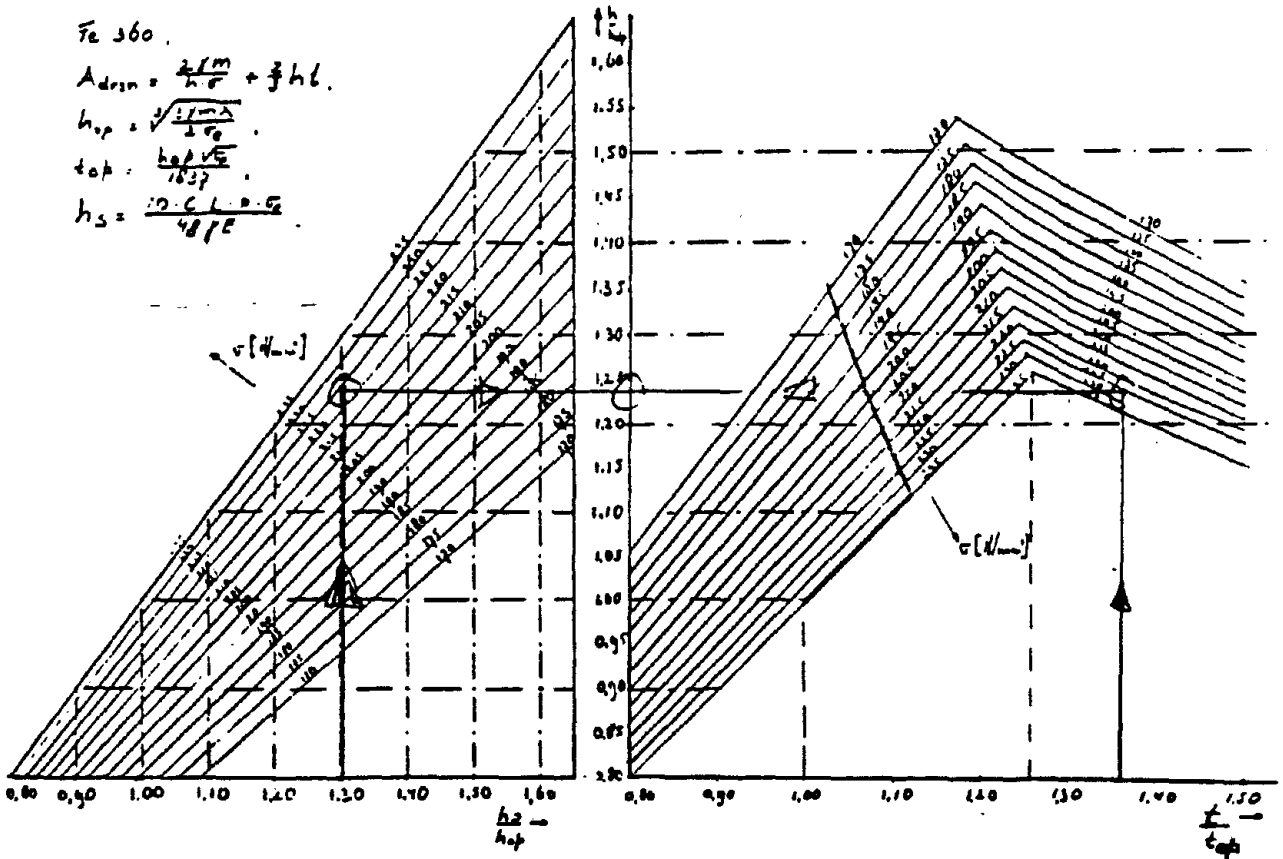
Voorbeeld 8

Fe 360
 M = 1000 kNm.
 L = 35 m
 f = 140 mm
 geen zeeg. stel t = 12 mm (= 1.37 t₉₀)

bereken h₉₀ = 1047 mm.
 h_s = 1360 mm. = 1.30 h₉₀
 t₉₀ = 8.73 mm

lees af: σ = 225 N/mm²
 h = 1.24 h_{op} = 1298 mm
 bereken: A_{drsn} = 20656 mm²
 A_f = 2540 mm²

controleer: W = 6.66 × 10⁶ mm³ (M = 1500 kNm.
 I = 4.34 × 10⁹ mm⁴ f = 140 mm. voldoet.



4.2 De optimale doorsnede volgens de doorsnede-reductie-methode

4.2.1 Basisformules

Alvorens aan deze optimalisatie te beginnen, zal men ook nu weer bekend moeten zijn met een aantal (soms nieuwe) basisformules.

De formules die in paragraaf 4.1.1 zijn vermeld blijven natuurlijk geldig. De vergelijkingen 4.12 en 4.13 kunnen echter niet meer toegepast worden, omdat de doorsnede asymmetrisch is geworden door het "wegvallen" van een gedeelte uit het lijf.

$$(4.12) \quad h = 2 I / W$$

$$(4.13) \quad h \leq \frac{10 C \sigma L p}{48 \gamma E}$$

In figuur 4.25 is een profieldoorsnede te zien met een meewerkende hoogteverdeling. Voor deze doorsnede is een zwaartepunt, een kwadratisch oppervlaktemoment en een weerstandsmoment te bepalen:

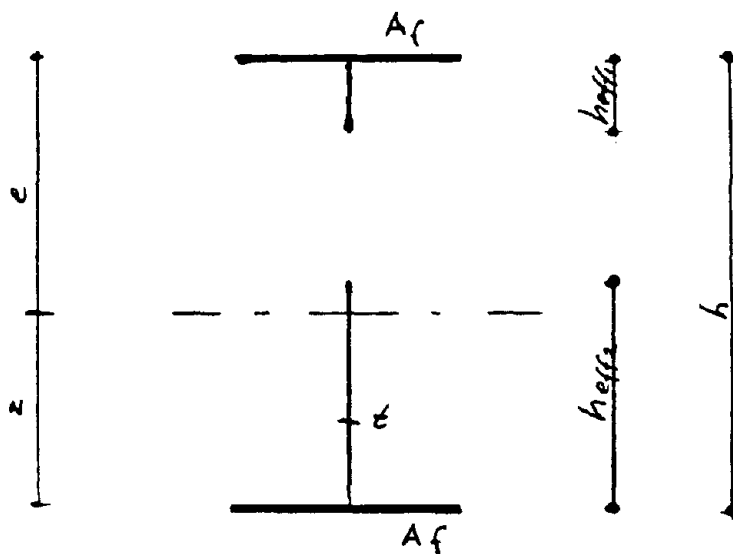


fig 4.25 doorsnede met meewerkende hoogteverdeling.

$$z = \frac{A_f h + \frac{1}{2} h_{eff2}^2 t + h_{eff1} t [h - \frac{1}{2} h_{eff1}]}{2 A_f + t [h_{eff1} + h_{eff2}]} \quad (4.38)$$

$$e = h - z \quad (4.39)$$

$$I = A_f [e^2 + z^2] + \frac{1}{12} t \cdot h_{eff1}^3 + \frac{1}{12} t h_{eff2}^3 + h_{eff1} t [e - \frac{1}{2} h_{eff1}]^2 + h_{eff2} t [z - \frac{1}{2} h_{eff2}]^2 \quad (4.40)$$

$$W = I / e \quad (4.41)$$

De vergelijking 4.41 gaat voor een bovenstaand profiel over in:

$$e = I / W \quad (4.42)$$

Omdat de afleiding voor de doorbuiging (vergelijking 4.11) nog steeds geldt, kan door invulling van de vergelijkingen 4.5 en 4.11 in de betrekking 4.42, een relatie voor "e" bepaald worden waarbij de stijfheid een rol gaat spelen:

$$(4.5) \quad \sigma = \gamma M/W$$

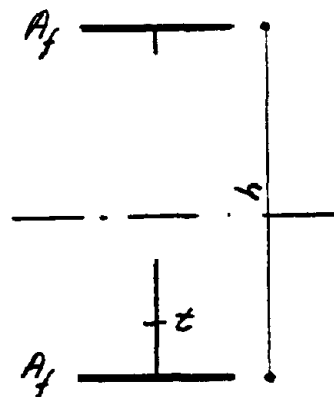
$$(4.11) \quad \frac{5 C M L^2}{48 E I} \leq L / 250$$

$$e \leq \frac{5 C \sigma_e L P}{48 \gamma E} = e_s \quad (4.43)$$

(zie 4.13)

M.a.w. als de afstand tussen het zwaartepunt en de bovenflens groter is dan de bovengenoemde waarde (e_s), dan is het niet nodig de doorbuiging te controleren. Eerlijkheidshalve moet vermeld worden dat, t.g.v. het feit dat bij de gebruiksbelasting de randspanningen in de lijfplaat lager zijn dan de vloeispanning, de meedewerkende hoogte iets groter is en het profiel dus iets stijver. Omdat de reductie van de stijfheid bij de vloeispanning nog slechts in de orde van grootte van maximaal 15% ligt, zal de fout die hierdoor gemaakt wordt slechts klein zijn. Bovendien zal de ligger iets te stijf gedimensioneerd worden, hetgeen dus veilig is.

Na de beschouwing over de stijfheid rest nog een uitdrukking te vinden voor het oppervlak van de doorsnede. Hiertoe zijn in appendix A.5 benaderingsformules bepaald voor zowel het weerstandsmoment als het kwadratisch oppervlaktemoment.



$$(4.15) \quad W = A_f h + \frac{1}{6} t h^2$$

$$(A.8) \quad W_{eff} = \left\{ 1 - \left[X \frac{A_{fl}}{A_{tot}} + Y \right] \cdot \left[1 - \frac{R}{\lambda} \right] \right\} \cdot W \quad (4.44)$$

met voor Fe 360

X = 0.55,
Y = -0.03,
R = 100.5.

voor Fe 510

X = 0.47,
Y = -0.025,
R = 81.5.

fig 4.26 Een I-profiel

Wanneer men niet wil overdimensioneren moet er gelden:

$$W_{eff} = \gamma M / \sigma_e \quad (4.45)$$

Door omzetting van 4.44 en substitutie in vergelijking 4.16 kan een benaderingsformule voor het oppervlak bepaald worden:

$$(4.16) \rightarrow A_{drsn} = 2 W/h + 2/3 t h$$

$$A_{drsn} = \frac{\left\{ \frac{2}{3} + \left[1 - \frac{R}{\lambda} \right] \left[x - \frac{2}{3} y \right] \right\} \frac{h^2}{\lambda} + \frac{2 \gamma m}{\sigma_e h} + \sqrt{A}}{2 \left\{ 1 - y \left[1 - \frac{R}{\lambda} \right] \right\}} \quad (4.46)$$

Door invulling van $t = h/\lambda$ kan deze formule ook geschreven worden als:

$$A_{drsn} = \frac{\left\{ \frac{2}{3} + \left[1 - \frac{Rt}{h} \right] \left[x - \frac{2}{3} y \right] \right\} ht + \frac{2 \gamma m}{\sigma_e h} + \sqrt{B}}{2 \left\{ 1 - y \left[1 - \frac{Rt}{h} \right] \right\}} \quad (4.47)$$

$$A = \left[\left\{ \frac{2}{3} + \left(1 - \frac{R}{\lambda} \right) \left(x - \frac{2}{3} y \right) \right\} \frac{h^2}{\lambda} + \frac{2 \gamma m}{\sigma_e h} \right]^2 - \frac{8x}{3} \left(1 - \frac{R}{\lambda} \right) \frac{h^4}{\lambda^2} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{R}{\lambda} \right) y \right\}$$

$$B = \left[\left\{ \frac{2}{3} + \left(1 - \frac{Rt}{h} \right) \left(x - \frac{2}{3} y \right) \right\} ht + \frac{2 \gamma m}{\sigma_e h} \right]^2 - \frac{8x}{3} \left(1 - \frac{Rt}{h} \right) t^2 \frac{h^2}{h^2} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{Rt}{h} \right) y \right\}$$

$$A_{drsn}^2 \left\{ 1 - \left(1 - \frac{Rt}{h} \right) y \right\} + A_{drsn} \left\{ - \frac{2 \gamma m}{\sigma_e h} - \frac{2}{3} t h - \left(1 - \frac{Rt}{h} \right) ht \left(x - \frac{2}{3} y \right) \right\} + \frac{2}{3} x t^2 \frac{h^2}{h^2} \left(1 - \frac{Rt}{h} \right) = 0$$

4.2.2 De optimale doorsnede

Alvorens aan de optimalisatie te beginnen blijkt dat, bij nadere beschouwing van vergelijking 4.47, de profieldoorsnede steeds kleiner wordt naarmate de lijfslankheid groter wordt. Dit houdt in dat de kleinste doorsnede wordt bereikt bij een slankheid die oneindig groot is.

De Eurocode heeft echter in art. 2.6.4 de maximale slankheid van het lijf bepaald op:

$$\lambda \leq 0.4 \quad E/\sigma_e \quad (4.48)$$

hetgeen inhoudt:

$$\lambda_{\max} = 357 \quad \text{voor Fe 360}$$

$$\lambda_{\max} = 237 \quad \text{voor Fe 510}$$

Omdat ook hier de kleinste doorsnede wordt gevonden bij een maximale lijfslankheid, is er een zekere analogie te vinden met de voorgaande methode. Daarom zullen ook nu weer bij de optimalisering enkele randvoorwaarden worden ingevoerd.

4.2.2.1 Randvoorwaarde 1: $h/t = \text{constant}$.

De minimale doorsnede kan bepaald worden door in de vergelijking 4.47 de maximale slankheid te substitueren, vervolgens het oppervlak te differentieren naar de hoogte en de uitkomst gelijk aan nul te stellen. ($dA/dh = 0$).

Daar dit niet met de "hand" gedaan kan worden, is het in appendix A.8 numeriek gedaan. Er is, zoals verwacht, een zekere analogie met de voorgaande methode. Uit de bestudering van de in appendix A.8 berekende waarden voor de hoogte, blijkt dat de optimale hoogte altijd gelijk is aan:

$$h_{op} = 1.20 \sqrt[3]{\gamma M} \quad (\text{voor Fe 360}) \quad (4.49a)$$

$$h_{op} = 0.93 \sqrt[3]{\gamma M} \quad (\text{voor Fe 510}) \quad (4.49b)$$

dit betekent dat de optimale lijfdikte ligt op resp.:

$$t_{op} = 0.00336 \sqrt[3]{\gamma M} \quad (\text{Fe 360}) \quad (4.50a)$$

$$t_{op} = 0.00392 \sqrt[3]{\gamma M} \quad (\text{Fe 510}) \quad (4.50b)$$

De absolute doorsnede heeft een waarde van:

$$A_{op} = 1/92.5 \sqrt[3]{\lambda^3 M^2} \quad (\text{Fe 360}) \quad (4.51a)$$

$$A_{op} = 1/109 \sqrt[3]{\lambda^3 M^2} \quad (\text{Fe 510}) \quad (4.51b)$$

Zoals is vermeld zal de minimale doorsnede liggen op de lijn $\lambda = 0.4 E / \sigma_e$.

Op deze lijn is, analoog aan 4.1, voor elke combinatie van een profielhoogte met een lijfdikte, een verhouding van A_{ijf} / A_{tot} te vinden die geen overdimensionering oplevert.

M.b.v. de vergelijkingen 4.46 t/m 4.48 is echter te berekenen dat de minimale doorsnede wordt bereikt als de verhouding van het lijfoppervlak / totaaloppervlak gelijk is aan respectievelijk:

$$A_{ijf} / A_{tot} = 0.373 \quad (\text{Fe 360})$$

$$A_{ijf} / A_{tot} = 0.399 \quad (\text{Fe 510})$$

Deze optimale verhouding is in figuur 4.27 weergegeven voor Fe 360.

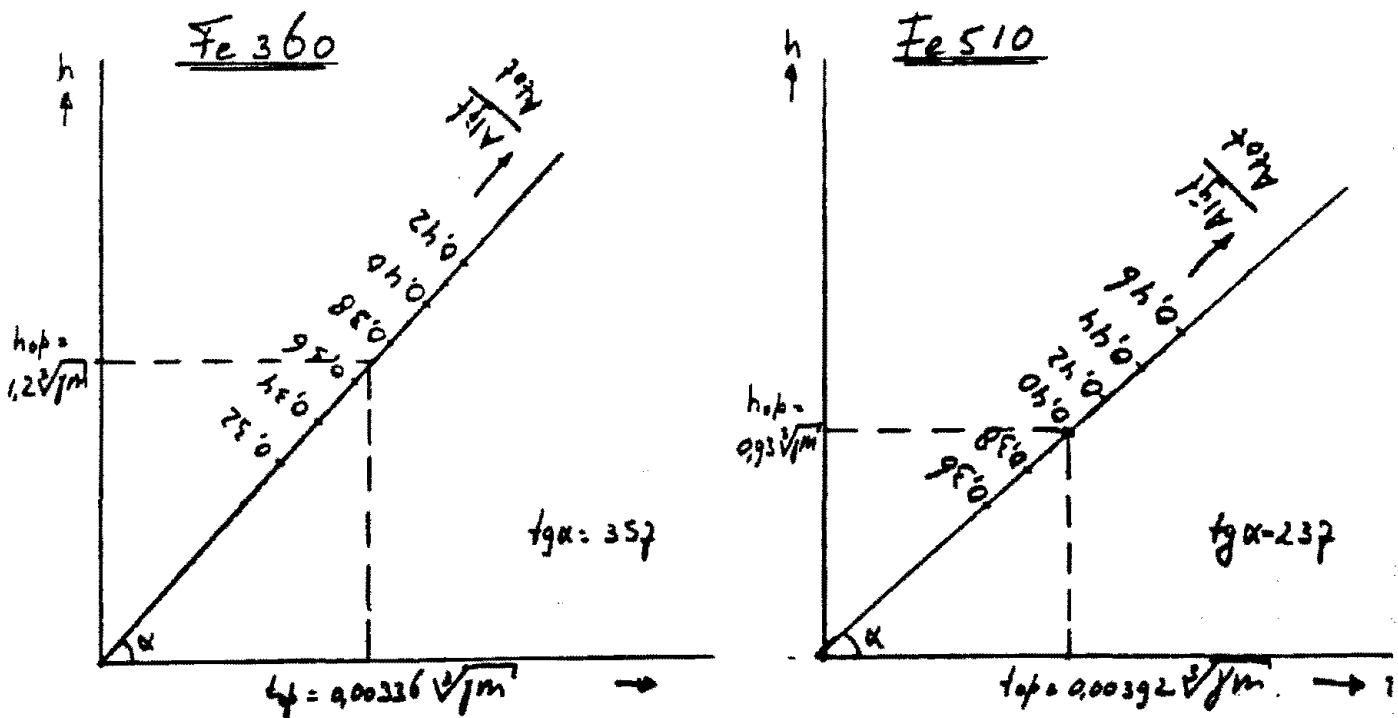


fig 4.27 de kleinste doorsneden bij verschillende A_{ijf} / A_{tot} verhoudingen. ($h/t = 0.4 E / \sigma_e$). Het absolute optimum ligt bij $A_{ijf} / A_{tot} = 0.373$ resp. 0,399

4.2.2.2 Randvoorwaarde 2: de stijfheid.

De volgende stap is nu de invoering van de stijfheid. Zoals al gesteld, begint de stijfheid een rol te spelen als geldt:

$$(4.39) \rightarrow e < \frac{5 C \sigma_e L p}{48 \delta E} = e_s$$

M.b.v. de vergelijkingen 4.38 en 4.39 kan voor een bepaald profiel, waarvan het lijf geplooid is, de afstand van het zwaartepunt tot aan de uiterste bovenvezel (de "e-waarde") worden berekend.

Wanneer blijkt dat het profiel niet stijf genoeg is (m.a.w. $e < e_s$), dan zal het profiel een grotere "e-waarde" moeten krijgen. Aangezien de spanning niet gereduceerd wordt ligt de waarde:

$$e_s = \frac{5 C \sigma_e L p}{48 \delta E}$$

vast.

Er zit niets anders op dan het profiel een zwaartepuntafstand te geven die gelijk is aan e_s .

$$e = e_s$$

Er valt in dit geval niets meer te differentieëren.

Aangezien, zoals al gesteld, de kleinste doorsnede een lijfslankheid heeft van $\lambda = 0.4 E / \sigma_e$, zal, wanneer de stijfheid maatgevend is, de minimale profieldoorsnede en "e-waarde" hebben die gelijk is aan e_s , én een hoogte/lijfdikte verhouding hebben van $0.4 E / \sigma_e$.

De optimale doorsnede zal dus analoog aan methode 1 uit paragraaf 4.1.2.2 verplaatsen over de lijn $\lambda = 0.4 E / \sigma_e$. Analoog aan de voorgaande methode geldt ook hier dat de A_{lyf} / A_{tot} -verhouding groter wordt.

In appendix 10 zijn een aantal "e-waarden" uitgerekend voor een aantal profielen met een maximale slankheid en een aantal verschillende A_{lyf} / A_{tot} -verhoudingen. De resultaten zijn weergegeven in figuur 4.28. Tevens zijn in deze figuur op de lijn $\lambda = 0.4 E / \sigma_e$ de A_{lyf} / A_{tot} waarden uitgezet.

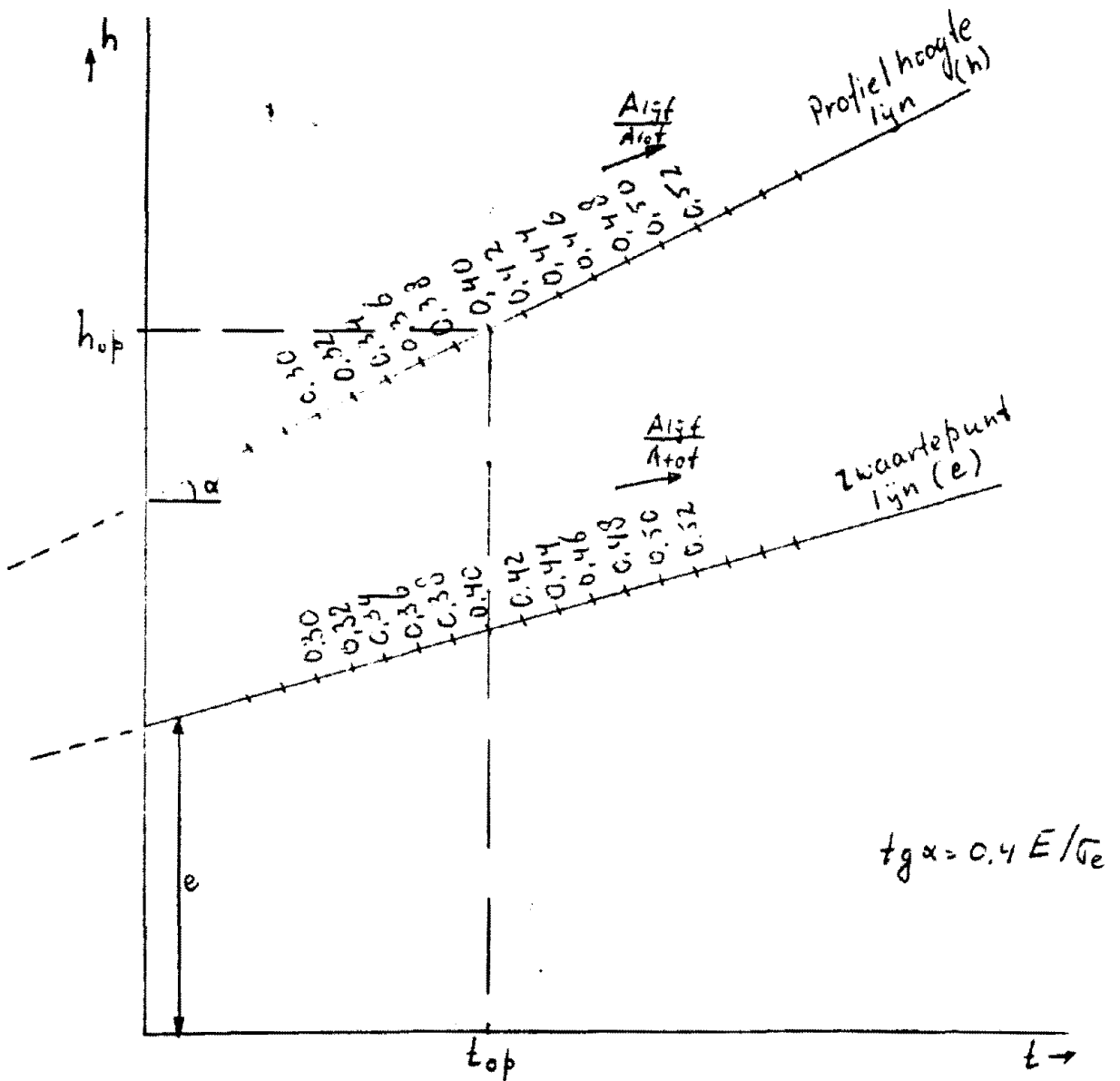


fig 4.28 De "e-waarden" en hoogten van een profiel bij verschillende A_{ljff}/A_{drsn} verhoudingen ($\lambda = 0.4 E / \sigma_2$).

4.2.2.3 Randvoorwaarde 3: Een minimale lijfdikte.

Analoog aan de optimalisatie uit H 4.1.23 kan ook nu gesteld worden dat de lijfdikte niet altijd vrij gekozen kan worden. Wanneer dit het geval is zal, om nu het nieuwe optimum te vinden de vergelijking 4.47 naar de hoogte gedifferentieerd moeten worden, en gelijk worden gesteld aan nul ($dA/dh = 0$). Het differentieëren van deze vergelijking is numeriek gedaan. De differentiatie is in appendix 9 uitgevoerd.

Hoewel er nu geen "harde" formule te vinden is voor de optimale hoogte en de bijbehorende minimale dikte t , kan er wel een kromme (in het h-t vlak) voor worden uitgezet. (fig 4.29).

Bij nadere beschouwing van deze kromme is te zien dat bij een lijfdikte kleiner dan respectievelijk:

$$t = 0.00417 \sqrt[3]{M} \quad (\text{Fe 360}) \quad (4.49a)$$

$$t = 0.00500 \sqrt[3]{M} \quad (\text{Fe 510}) \quad (4.49b)$$

de slankheid groter wordt dan $0.4 E / \sigma_e$.

Er geldt echter dat de slankheid niet groter mag worden dan deze maximale waarde. Te zien is dat op de kromme de verhouding A_{ijf} / A_{tot} nog iets "verloopt".

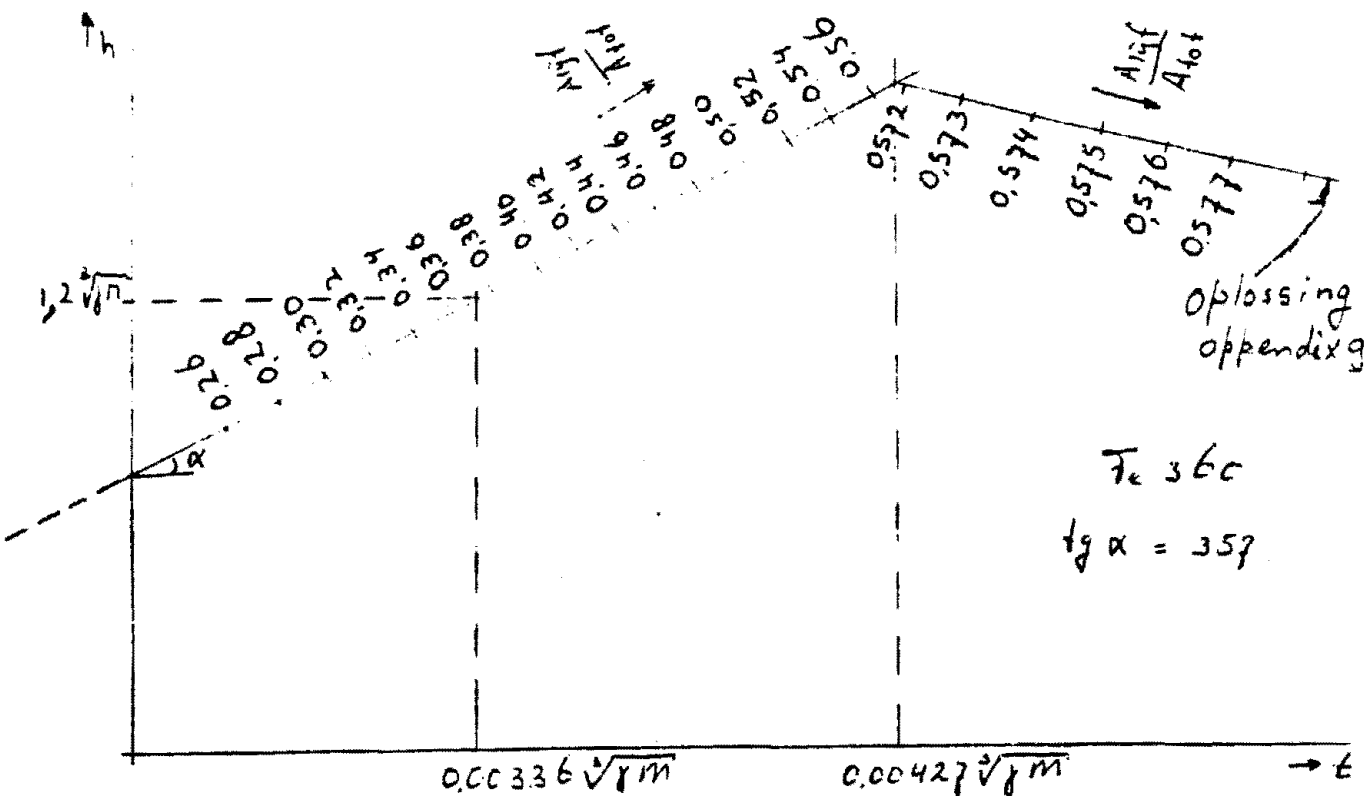


fig 4.29 het optimum bij een minimale lijfdikte.

Tevens is te zien dat wanneer

$$0.00336 \sqrt[3]{M} < t_{min} < 0.00427 \sqrt[3]{M} \quad (\text{Fe 360})$$

resp. $0.00392 \sqrt[3]{M} < t_{min} < 0.00500 \sqrt[3]{M} \quad (\text{Fe 510})$

nog steeds de minimale doorsnede ligt bij een hoogte van:

$$h = t_m 0.4 E / \sigma_e$$

Bij een bepaalde minimale lijfdikte en een bepaalde hoogte hoort een bepaalde zwaartepuntafstand (e). De stijfheid gaat een rol spelen, *indien geldt*:

$$e < e_s$$

Wanneer het profiel een te kleine zwaartepuntafstand heeft, dan moet het profiel een zwaartepuntafstand e_s krijgen. De kleinste doorsnede wordt verkregen door het profiel met een lijfdikte t_{min} te dimensioneren, zodanig dat e_s wordt bereikt. Als echter, bij deze lijfdikte de maximale slankheid wordt overschreden, dan moet de lijfdikte groter worden genomen dan t_{min} .

4.2.3 De ontwerpprocedure

Op basis van de gegevens uit paragraaf 4.2.2 en m.b.v. de optimaliseringsprogramma's uit A. 8 en A. 9 is een ontwerpgrafiek samengesteld, waarmee de hoogte, lijfdikte en flenzen kunnen worden bepaald. Zoals gesteld hoort bij iedere lijfdikte een bepaalde hoogte, en een bepaalde A_{lyf} / A_{tot} . In appendix 10 zijn een aantal gevallen uitgerekend, en het resultaat is weergegeven in fig 4.31 en fig 4.32. Door de hoogte en de dikte te delen door respectievelijk de absolute optimale hoogte (verg 4.49) en de absolute dikte (verg. 4.50) zijn deze figuren voor elk willekeurig moment en overspanning toepasbaar. M.b.v. deze grafieken kan dus een optimale symmetrische doorsnede van een op buiging belaste ligger worden bepaald, zodanig dat stijfheid, sterkte en "plooiinstabiliteit" op basis van artikel 2.6.4 uit de Eurocode 3 gewaarborgd zijn.

De grafieken zijn eigenlijk een combinatie van figuur 4.29 en figuur 4.28.

4.2.3.1 De werking

1. Bereken h_{op} (4.49), t_{op} (4.50) en $e_s = \frac{5 C \sigma_e L p}{48 \gamma E}$
2. Bepaal de gewenste lijfdikte en bereken t/t_{op} , (als er geen gewenste lijfdikte is, dan kan deze stap overgeslagen worden. (Er wordt dan voor de dikte t_{op} genomen)
3. Lees af: h/h_{op} , e/h_{op} en A_{lyf} / A_{tot} . (Bij een bepaalde lijfdikte),
4. Als de "e-waarde" van het profiel te klein is dan moet het profiel aangepast worden. Immers:

$$\text{als } e_s = \frac{5 C \sigma_e L p}{48 \gamma E} > e$$

dan is het profiel onvoldoende stijf.

In dat geval neem $e = e_s$ en zet deze waarde uit (e_s/h_{op}).

5. Lees bij de benodigde "e" de betreffende t/t_{op} en A_{lyf} / A_{tot} af. De profielhoogte kan nu gevonden worden door in de bovenste lijnen het snijpunt te zoeken van dezelfde t/t_{op} en A_{lyf} / A_{tot} . Op de verticale as is dan h/h_{op} af te lezen.
6. Controleer het profiel.

M.a.w.

wanneer geldt:

- t_{\min} is bekend,
- dan: h is bekend, en de "e-waarde" is bekend,
- is de "e-waarde" goed,
- dan is A_{15f} / A_{tot} bekend.
- vervolgens kan $A_{4f} = h * t$ berekend worden,
- zodat m.b.v. A_{15f} / A_{tot} de flenzen berekend kunnen worden.

- Als de "e-waarde" niet goed is,
- dan schuiven totdat $e = e_s$.
- vervolgens A_{15f} / A_{tot} bepalen enz.

Wanneer t onbekend is:

- dan bereken top:
- is de "e-waarde" goed,
- dan A_{15f} / A_{tot} bekend, enz.

- is de "e-waarde" onvoldoende
- dan verschuiven totdat de $e = e_s$ bereikt wordt,
- vervolgens de A_{15f} / A_{tot} bepalen enz.

Zie figuur 4.30.

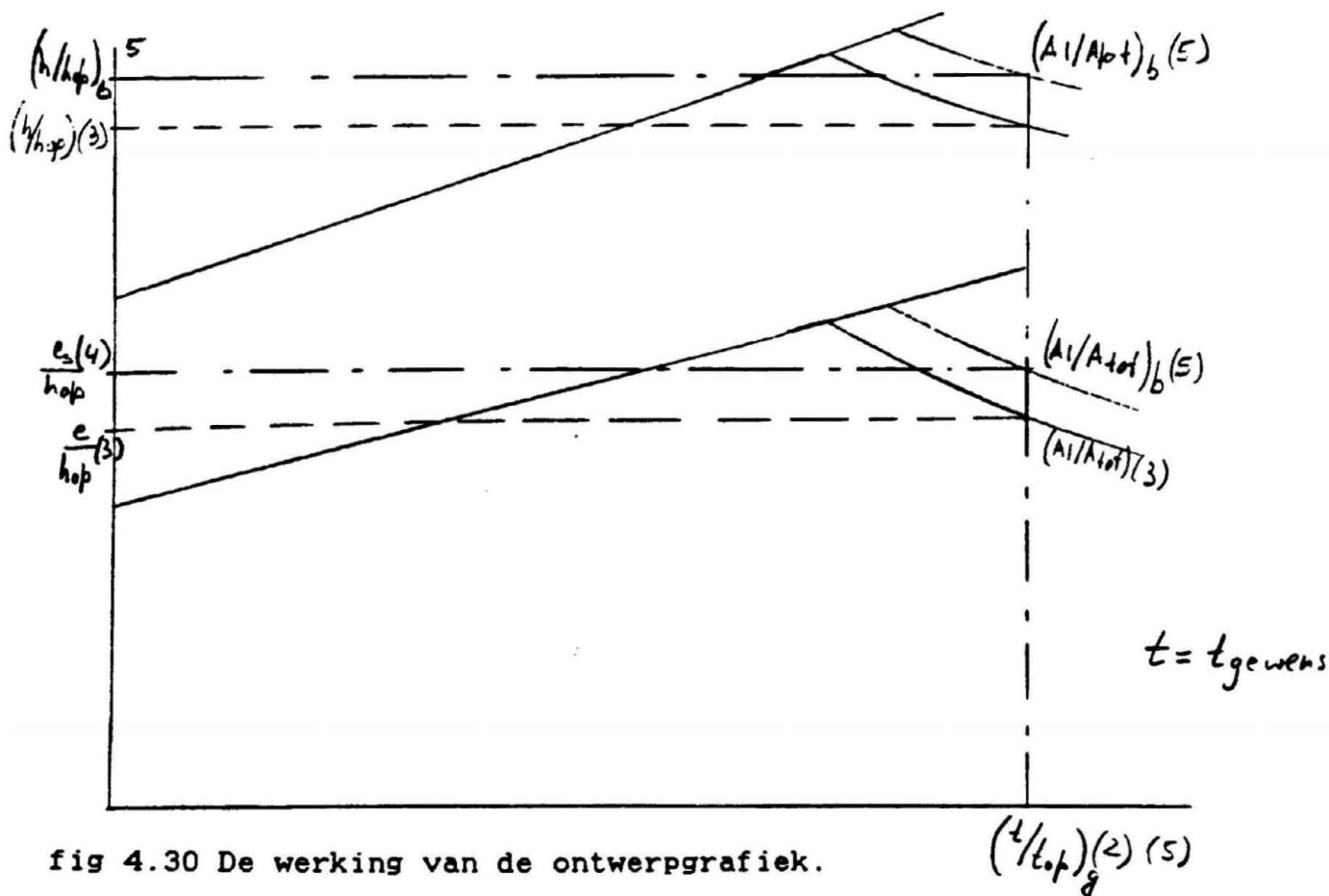
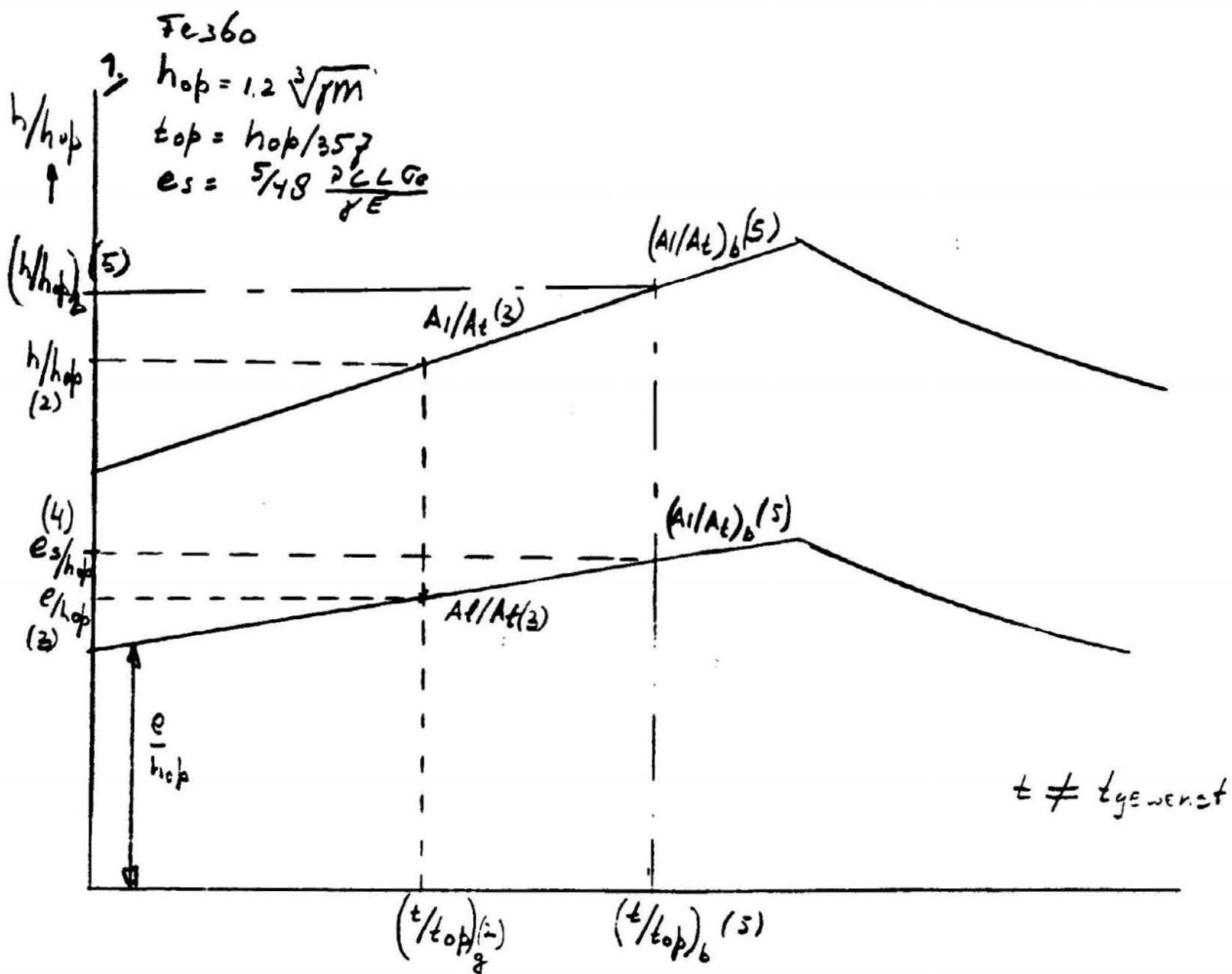


fig 4.30 De werking van de ontwerpgrafiek.

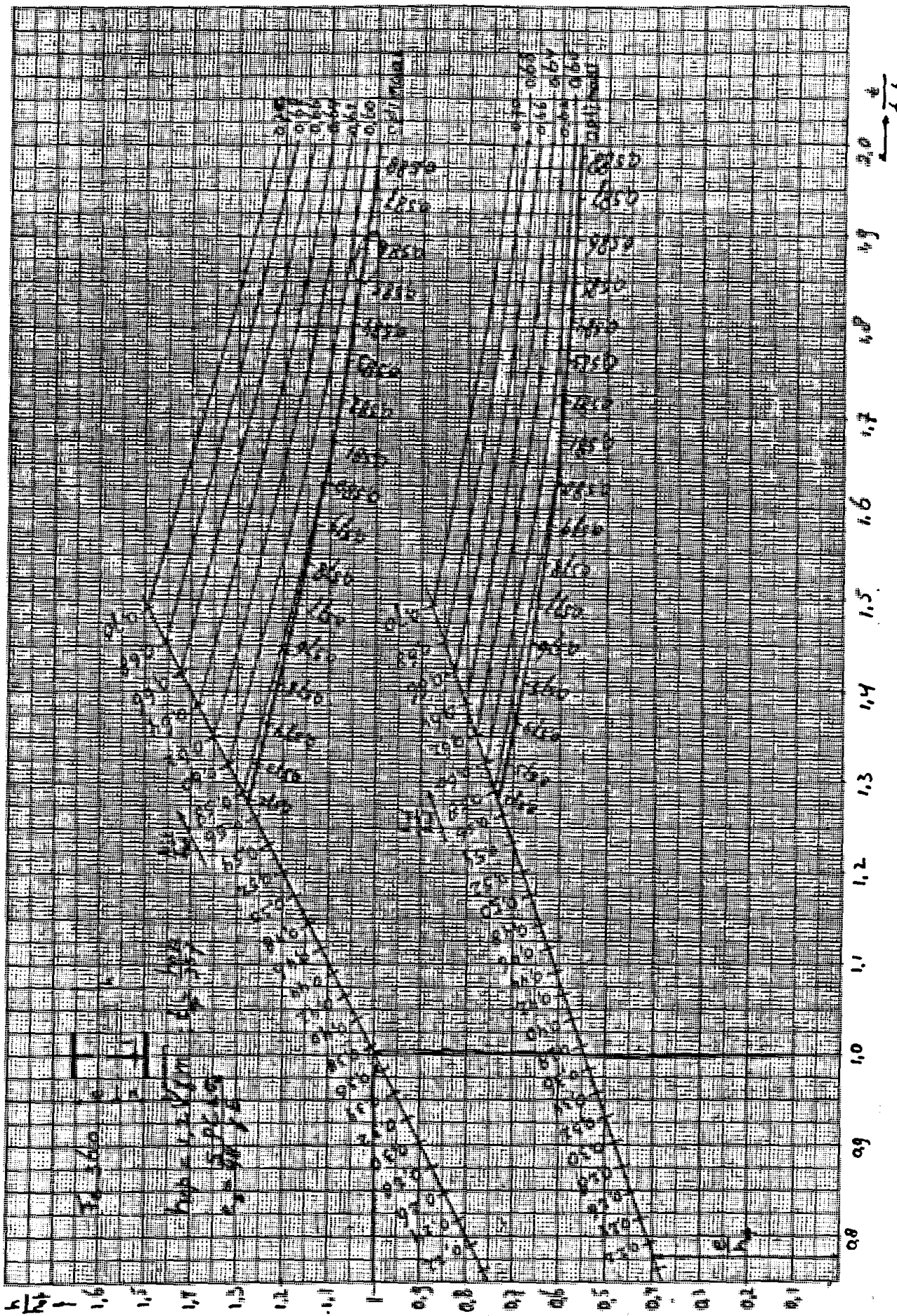


fig 4.31 De ontwerpgrafiek voor Fe 360.

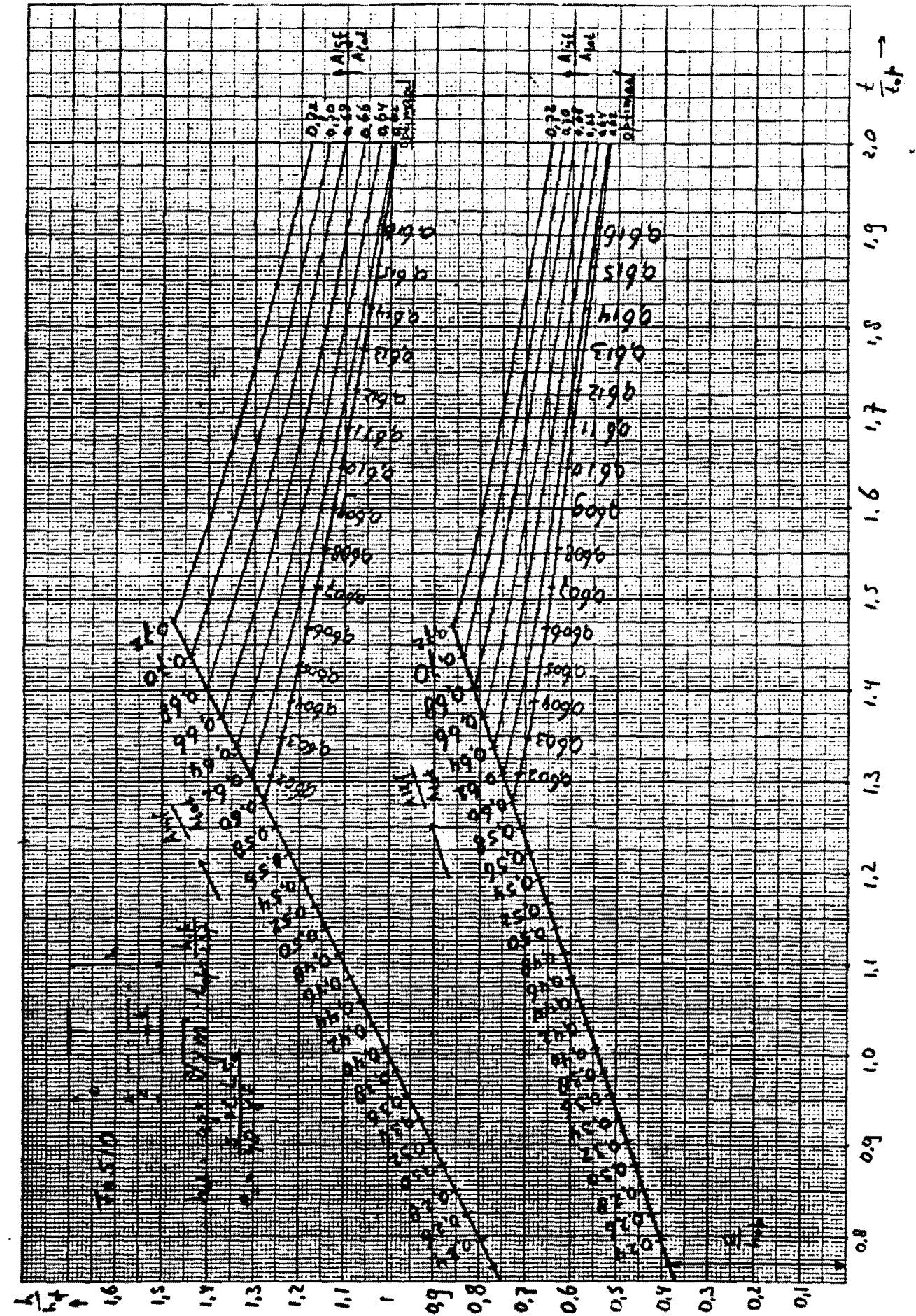


fig 4.32 De ontwerpgrafiek voor Fe 510.

4.2.3.2 Voorbeelden

Voorbeeld 1

Fe 360

$L = 40000 \text{ m}$

$M = 1000 \text{ kNm}$

$f_{max} = L/250$

bereken $h_{op} = 1.2 \sqrt[3]{\gamma M} = 1374 \text{ mm}$
 $t_{op} = 3.85 \text{ mm}$

$e_s = \frac{5 C_P L \alpha_e}{48 I E} = 777 \text{ mm}$

Lees af: Bij t/t_{op} is: $e = 0.54 h_{op} = 742 \text{ mm}$

Dus profiel niet stijf genoeg.

$e_s = e(\text{benodigd}) = 0.57 h_{op}$

neem $e = 0.57 h_{op}$

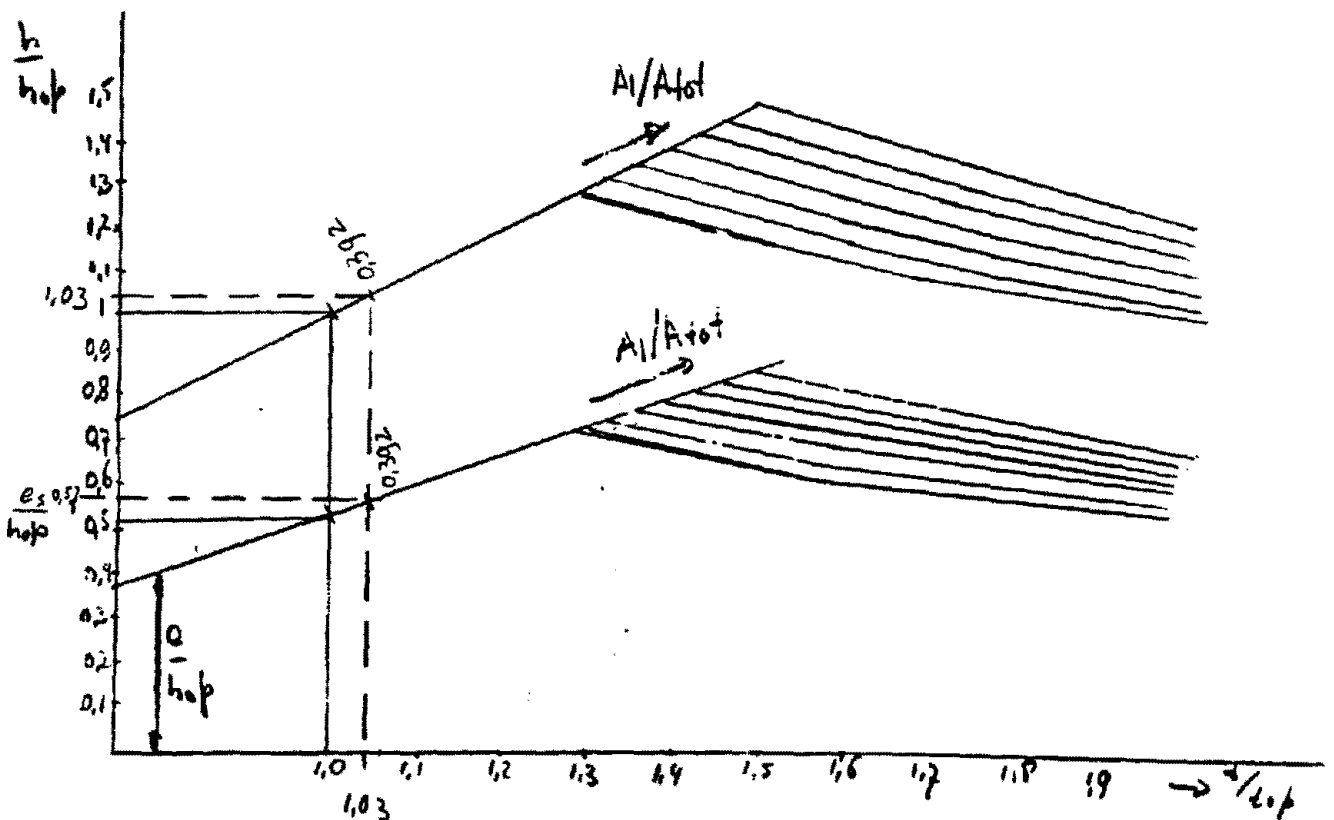
dan: $t/t_{op} = 1.03$, $A_{fl}/A_{tot} = 0.392$ en $h/h_{op} = 1.03$.

Bereken: $A_{tot} = 14335 \text{ mm}^2$
 $A_{fl} = 4356 \text{ mm}^2$

met $t = 1.03 \cdot 3.85 = 3.96 \text{ mm}$

$h = 1.03 \cdot 1374 = 1415 \text{ mm}$

$A_{tot} = \frac{3.96 \cdot 1415}{0.392} = 14335 \text{ mm}^2$



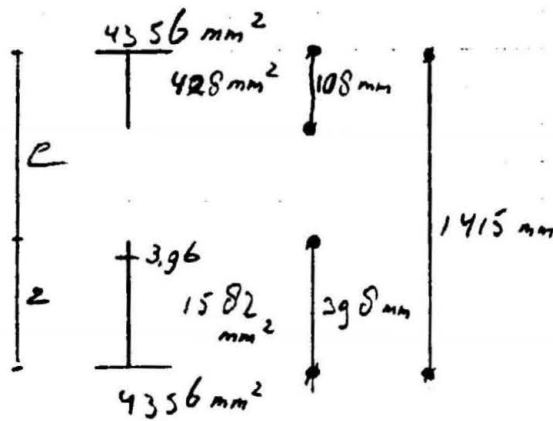
Controleer:

$$z = 650 \text{ mm}$$
$$e = 766 \text{ mm}$$

$$I = 4.94 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$
$$W = 6.47 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$f = 161 \text{ mm} \approx 160 \text{ mm}$$
$$\gamma M = 1520 \text{ kNm}$$

voldoet.



Voorbeeld 2

Fe 360

M = 2000 kNm

L = 40 m

f_{max} = 160 mm

stel t = 7 mm = 1.44 t_{op}

bereken: $h_{op} = 1.2 \sqrt[3]{8M} = 1731 \text{ mm}$
 $t_{op} = 1731/357 = 4,85 \text{ mm}$
 $e_s = 777 \text{ mm}$

lees af bij t = 1.44 t_{op} :

e = 0.67 h_{op} = 1163 mm profiel stijf genoeg alleen de sterkte is van belang.

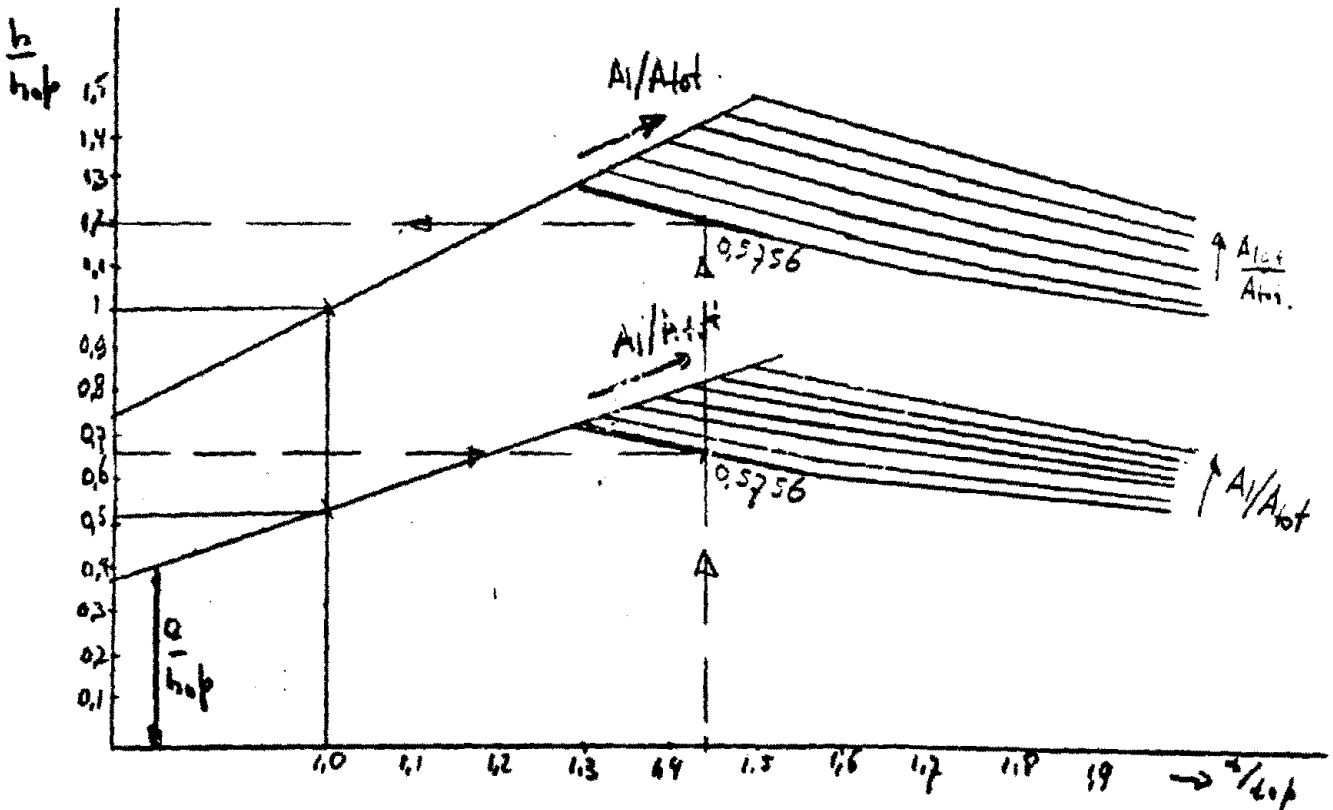
h = 1.2 h_{op}, A_{lft} / A_{tot} = 0.5756

Bereken: h = 2077 mm = 1.2 · 1731

A_{tot} = 25259 mm²

A_{lft} = 5360 mm²

$\frac{2077 \cdot 7}{0.5756} = 25259 \text{ mm}^2$



Controleer:

$$z = 914 \text{ mm}$$

$$e = 1163 \text{ mm}$$

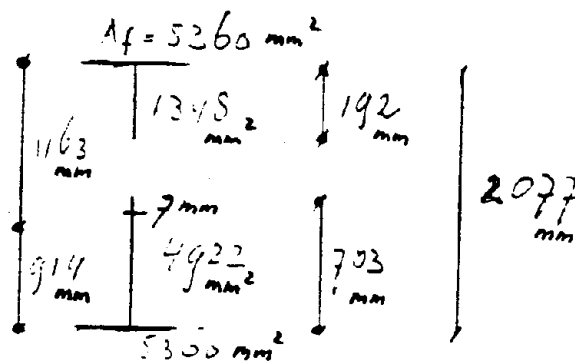
$$I = 1.5 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$W = 1.283 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$f = 107 \text{ mm}$$

$$\gamma M = 3015 \text{ kNm}$$

voldoet !



Voorbeeld 3

Fe 360
 Moment 1500 kNm
 L = 50 m
 $f_{max} = 200$ mm
stel $t = 8$ mm

bereken: $h_{op} = \sqrt[3]{12 M} = 1572$ mm
 $t_{op} = 1572 / 357 = 4.4$ mm

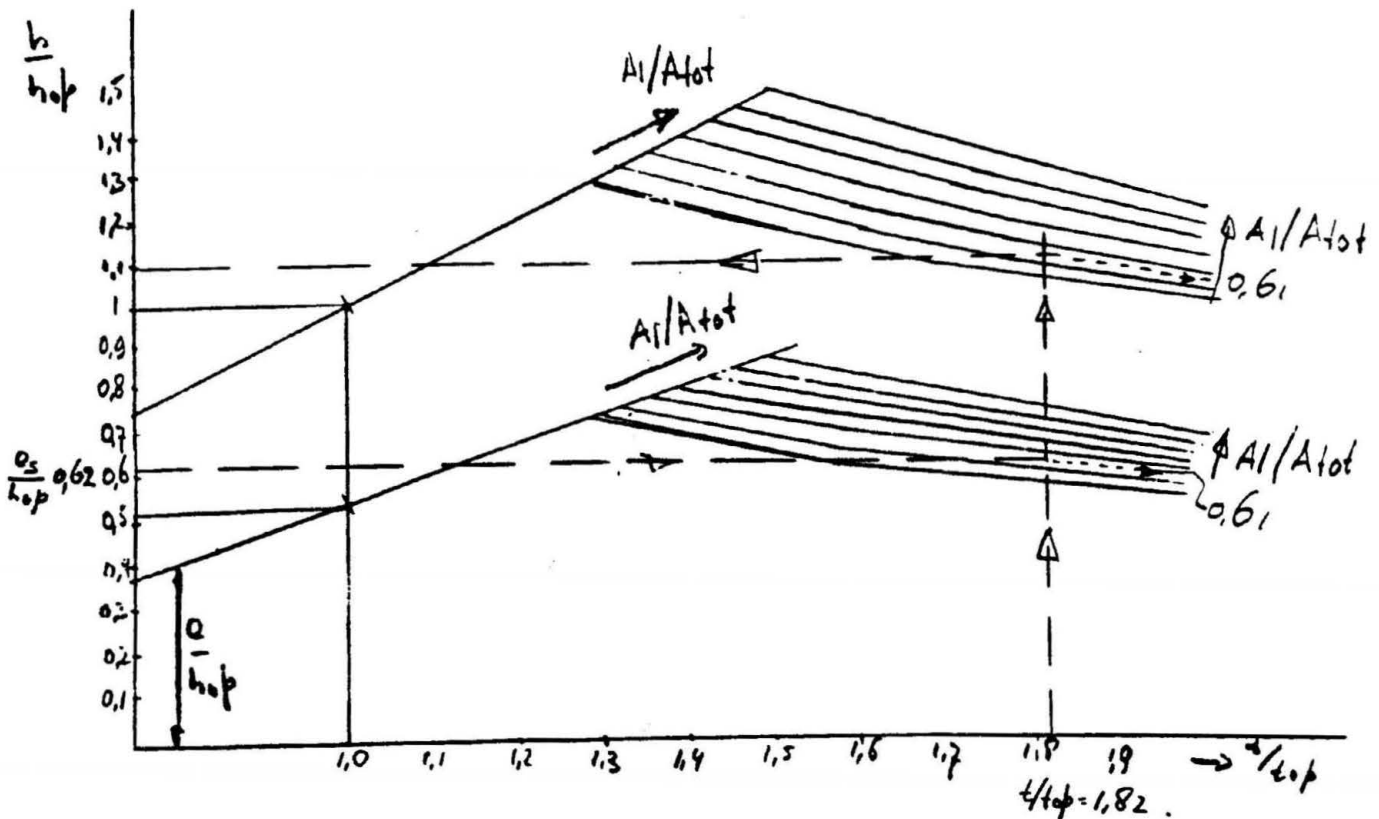
$t = 1.82 t_{op}$
 $e_s = \frac{5 p L \sigma_e C}{48 \gamma E} = 971$ mm = $0.62 h_{op}$

lees af bij $t = 1.82 t_{op}$:
 $e = 0.58 h_{op}$ (voor een optimale doorsnede)
 bij deze e is het profiel niet stijf genoeg!

dus neem $t/t_{op} = 1.82$, en $e = 0.62 h_{op}$.
 lees dan af $A_{1gf} / A_{tot} = 0.61$
 ga over de $t/t_{op} = 1.82$ lijn naar boven tot het snijpunt
 met $A_{1gf} / A_{tot} = 0.61$ is bereikt en lees af:
 $h = 1.1 h_{op} = 1729$ mm

bereken $A_{dren} = 22678$ mm²
 $A_{s1} = 4423$ mm²

$$\frac{1729 \cdot 8}{0.61} = 22678 \text{ mm}^2$$



Controleer:

$$z = 763 \text{ mm}$$

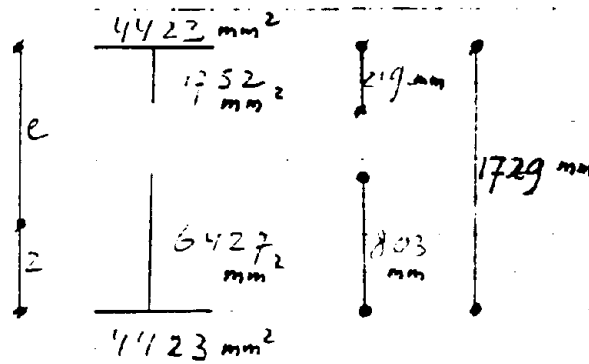
$$e = 967 \text{ mm}$$

$$I = 9.18 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$W = 9.56 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$f = 201 \text{ mm}$$

$$M = 2250 \text{ kNm}$$



5 Samenvatting en conclusies

Door de invoering van de Eurocode 3 krijgt de constructeur bij het dimensioneren van plaatliggers de beschikking over twee rekenmodellen t.w:

- Het "klassieke" model. (Spanningsreductiemethode art. 2.5.4),
- Het "na-critische-sterkte" model. (Doorsnedereductiemethode art 2.6.4)

Het "klassieke" model is in principe hetzelfde model dat ook gehanteerd wordt in NEN 3851 (T.G.B. Staal). Het houdt echter rekening met restspanningen en geometrische imperfecties.

Het "na-critische-sterkte" model maakt gebruik van de zogenoemde na-critische sterkte, hetgeen inhoudt dat een ligger, ook na het plooien van het lijf, verder kan worden belast. Hierdoor kunnen de , op basis van deze methode gedimensioneerde, liggers met een slanker lijf (dus lichter) worden geconstrueerd.

In hoofdstuk 1 wordt kwalitatief aangetoond dat dit zal kunnen leiden tot een vergroting van het economisch overspanningsgebied (toepassingsgebied) van plaatliggers. (In hoofdstuk 4 is dit kwantitatief uitgewerkt).

In hoofdstuk 3 wordt de Eurocode 3 nader behandeld. In dit voorschrift worden verschillende liggerdoorsneden, op basis van grensslankheden van de flenzen en het lijf, ingedeeld in verschillende klassen.

Aangezien de, met behulp van artikel 2.5.4 berekende, grensslankheid voor een gedrukte plaat niet goed aansluit op de, op basis van de klasse-indeling gestelde grensslankheid, is in hoofdstuk 3.2 een aanbeveling gedaan voor wijziging van dit betreffende artikel.

De Eurocode 3 gaat in artikel 2.6.4 uit van het na-critisch rekenmodel volgens Winter. Aangezien de Eurocode nog geen uitspraak doet over de meewerkende hoogteverdeling voor een lijfplaat van een op buiging belaste ligger, is in hoofdstuk 3.3 een voorstel gedaan voor een meewerkende hoogteverdeling.

In hoofdstuk 4 tenslotte is voor beide rekenmodellen een ontwerpmethodologie ontwikkeld, die het mogelijk maakt een plaatligger optimaal te dimensioneren. Voor beide ontwerpmethoden geldt dat de ligger op buiging wordt belast. Er wordt rekening gehouden met sterkte, stijfheid, de plooi-eisen van het betreffende artikel en een eventueel opgelegde lijfdikte.

Met behulp van de ontwerpmethoden uit hoofdstuk 4 zijn er een aantal verschillen en overeenkomsten te constateren tussen plaatliggers die optimaal gedimensioneerd zijn volgens de spanningsreductiemethode en liggers die optimaal gedimensioneerd zijn volgens de doorsnedereductiemethode.

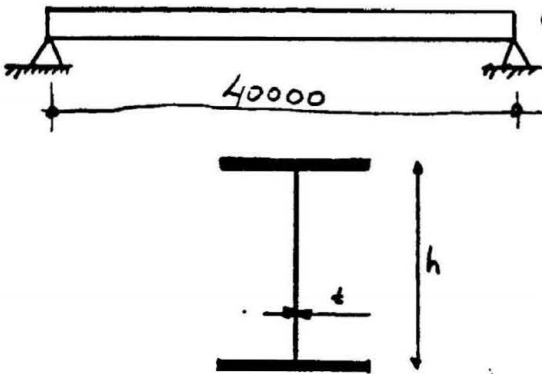
Deze zullen hieronder vermeld worden:

1. Bij beschouwing van de, volgens de spanningsreductiemethode, (art 2.5.4) optimaal ontworpen liggers valt op dat:
 - Het gebruik van Fe 360 leidt (in vergelijking met Fe 510) tot profielen met een slankere lijfplaat, indien de sterkte maatgevend is.
 - Indien alleen de sterkte maatgevend is, leidt het gebruik van Fe 360 (in vergelijking met Fe510) tot 23% meer staalverbruik.
 - Wanneer de stijfheid een rol gaat spelen dit percentage ^{kan} kleiner worden.

2. Bij de beschouwing van de liggers die (optimaal) gedimensioneerd worden volgens de doorsnedereductiemethode (art. 2.6.4) blijkt het volgende:
 - Fe 360 leidt tot hogere liggers, die een slankere lijfplaat hebben (in vergelijking met Fe 510).
 - Liggers van Fe 360 zijn stijver.
 - Het gebruik van Fe360 leidt, in vergelijking met Fe 510, tot 18% meer materiaal verbruik, indien alleen de sterkte maatgevend is.
 - Indien Fe 510 ongeveer 15% is ^{is} duurder dan Fe 360, zal ook hier toepassing van Fe 360 bijna steeds de voorkeur genieten. Andere aspecten zoals minder gewicht, een lagere constructie hoogte, het in rekening brengen van een zee, minder verfoppervlak, e.d. kunnen de balans doen overslaan naar Fe 510.

3. Bij vergelijking van liggers, die optimaal gedimensioneerd zijn volgens de spanningsreductiemethode dan wel de doorsnedereductiemethode blijkt het volgende:
 - De "na-critisch" gedimensioneerde liggers zijn, bij gelijke belasting en overspanning, hoger en hebben een grotere lijfslankheid.
 - De stijfheid speelt bij de volgens de spanningsreductiemethode gedimensioneerde liggers sneller een rol.
 - De berekening volgens de doorsnedereductiemethode leidt, indien alleen de sterkte maatgevend is, tot een materiaalbesparing van respectievelijk 22.5% voor Fe 360 en 19% voor Fe 510.
 - De gewichtsbesparing zal vaak nog groter zijn omdat bij de "klasieke liggers" de doorbuiging eerder een rol speelt. Wanneer dat het geval is moet er nog meer materiaal worden toegevoegd.

In het onderstaand voorbeeld worden diverse mogelijkheden met elkaar vergeleken:



$q = 1.25 \text{ kN/m}^2$ (incl e.g.)

$\lambda = 1.5$

h.o.h. 10 m.

$M = 3750 \text{ kNm}$

$f / L = 1/250$, geen zeeg.

	Fe 360				Fe 510					
	h mm	h/t	Adrsn mm ²	G kg/m'	h mm	h/t	Adrsn mm ²	G kg/m		
doorsnede- spannings- stijfheid- methode (1)	Sterkte	1421	120	33693	264.5	1156	97.5	27413	215.2	$\frac{264.5}{215.2} = 1.23$
	sterkte+ stijfheid	1554	120	33973	266.7	1630	134	31898	250.4	$\frac{266.7}{250.4} = 1.065$
doorsnede- stijfheid- methode (2)	Sterkte	1864	357	26097	204.9	1445	237	22140	173.8	$\frac{204.9}{173.8} = 1.18$
	Sterkte+ Stijfheid	1864	357	26097	204.9	2023	237	25406	199.4	$\frac{204.9}{199.4} = 1.03$
vergelijking (3)	Sterkte	$\frac{204.9}{264.5} = 0.775$			$\frac{173.8}{215.2} = 0.808$					
	Sterkte+ stijfheid	$\frac{204.9}{266.7} = 0.768$			$\frac{199.4}{250.4} = 0.796$					

Appendix 1
K-waarden van platen

De kritieke plooispanning van de de in fig A.1 afgebeelde plaat kan bepaald worden met de volgende formule:

$$\sigma_{kr} = \frac{k \pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \quad (A.1)$$

waarin:

$$k = (L/m b)^2 + 2 + (m b/L)^2 \quad (A.2)$$

Het betreft hier een ideaal vlakke plaat die in het middenvlak belast wordt. In fig A.2 is de waarde van k uitgezet als functie van de plaatlengte/plaatbreedte. Hieruit is te zien dat voor $L/b > 1$ de plaat in ongeveer vierkante plooiervelden wil uitplooien en dat voor de factor k een ondergrens wordt gevonden van:

$$k = 4$$

Voor andere belastingsgeval- len en andere randvoorwaar- den kan formule A.1 ook worden toegepast, doch dan heeft k een andere waarde. De k in de formule wordt de zogenaamde plooi-factor ge- noemd. Voor een aantal gevallen is de waarde van k gegeven in Tabel A.1.

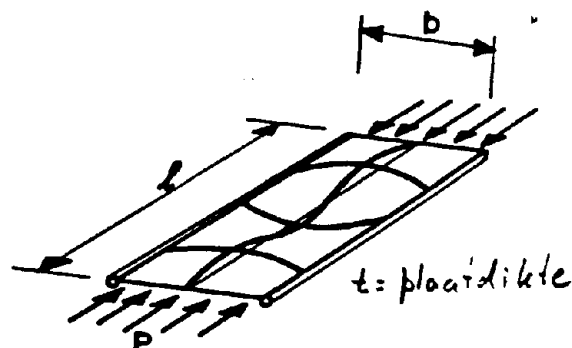


fig. A.1 langs twee ran- den vrij opgelegde plaat

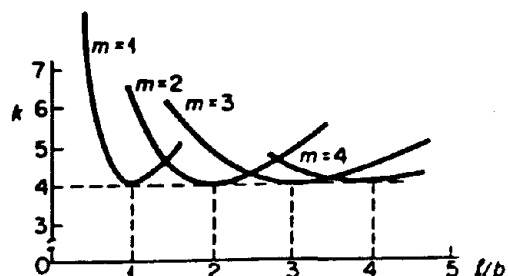


fig A.2 Verband tussen k en L/b

Tabel 1: waarden van de plooi-factor k				
belasting		randvoorwaarde	k	
I druk			ongesteund	0,4
			gesteund	1,25
			gesteund	4
			gesteund	5,5
II buiging			ongesteund	0,9
			ongesteund	2,1
			gesteund	23,9
				25,8
				30,5
	41,8			
III afschui- ving			gesteund	5,4
			9	

Tabel A.1 minimale k-waarden.

Appendix 2
De na-critische sterkte

Voor het in afbeelding A.1 geschetste geval met $k=4$, gaat de fomule A.1 over in:

$$\sigma_{kr} = \frac{\pi^2 E}{3(1-\nu^2)(b/t)^2} \quad (\text{A.3})$$

Deze formule vertoont grote gelijkenis met de formule van Euler voor een gedrukte staaf. (zie figuur A.2).

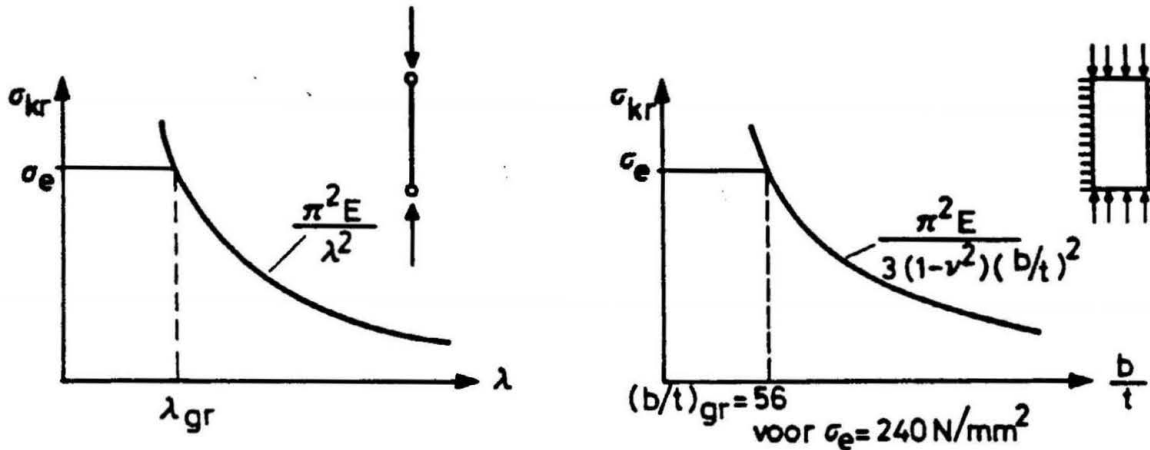


fig A.2 De kritische spanning van een staaf en een plaat als functie van de slankheid.

In beide gevallen gelden de formules alleen in het elastische gebied. De waarde van σ_{kr} wordt boven begrensd door $\sigma = \sigma_e$.

In tegenstelling tot een gedrukte staaf kan een plaat na het bereiken van P_{kr} nog meer belasting dragen mits $P_{kr} < P_e = b t \sigma_e$. Dit kan worden geïllustreerd aan de hand van het volgende gedachtenmodel dat geschetst is in figuur A.3.

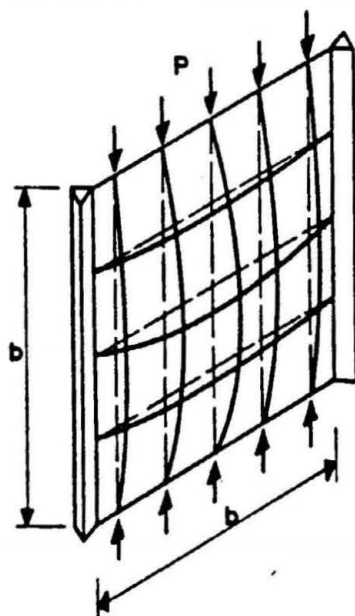


fig. A.3 Het na-critische gedrag van een plaat

In appendix 1 is reeds aangetoond dat een lange plaat wil plooiën in ongeveer vierkante velden. Het model in figuur A.3 is dus zo'n vierkant plooveld van de lange plaat uit figuur A.1. Dit ene veld is als het ware opgedeeld in plaatstrippen. Zolang de waarde van P_{kr} niet bereikt is, zijn de plaatstrippen recht en is de belasting gelijk verdeeld over de vijf verticale strippen. Wanneer P_{kr} wordt bereikt, zullen de strippen uitknikken. Dit wordt echter verhinderd door de horizontale strippen die bij toenemende uitbuiging als hangkabels gaan fungeren. (membraamwerking). De plaatstrip in het midden van de plaat buigt het meest uit, hetgeen betekent dat in uitgebogen toestand de vijf strippen niet langer een gelijke belasting dragen. De strippen langs de randen zullen meer gaan dragen dan de relatief slappe strippen in het midden.

Het verband tussen de belasting (P) en de uitbuiging (w) is weergegeven in figuur A.4.

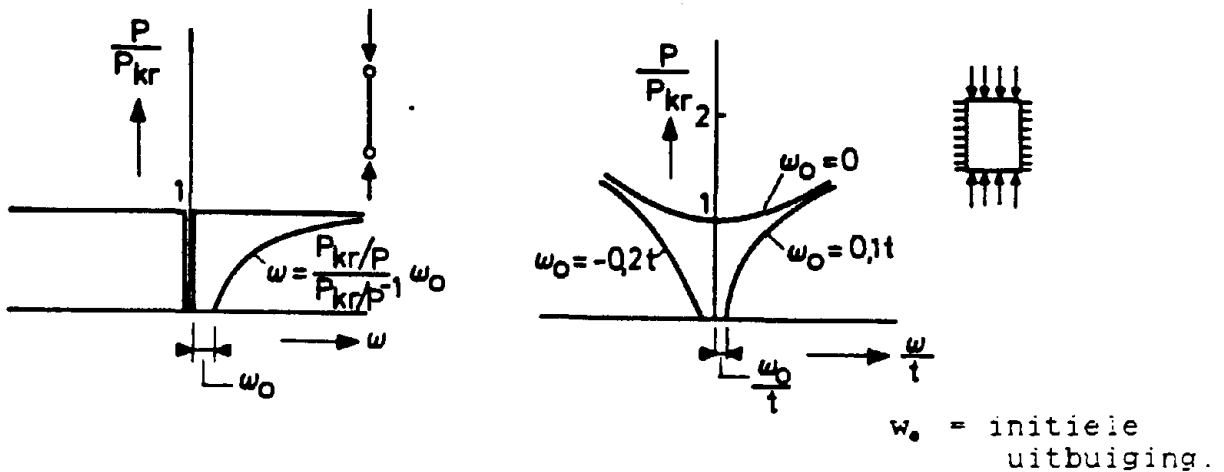


fig. A.4 Verband tussen de belasting en de uitbuiging van een staaf en een plaat.

Deze beschouwing betreft ideaal vlakke platen, doch deze bestaan in de werkelijkheid niet; er zijn altijd kleine imperfecties aanwezig. De werkelijke grootte van de initiele vervormingen en de variatie over het plaatoppervlak zijn voor iedere plaat verschillend. Toch zijn deze vervormingen niet van belang bij het gedachtenmodel voor de nacratische sterkte. Het verband tussen belasting en uitbuiging in het geval van initiele vervormingen is ook weergegeven in figuur A.4.

Appendix 3
Het berekeningsmodel volgens Winter

Bij de bespreking van het strippenmodel in appendix 2 is al gebleken dat de spanningen na het plooiën van de plaat niet meer gelijkmatig verdeeld zijn over de breedte van de plaat. De spanningsverdeling langs de opgelegde rand en in een dwarsdoorsnede over de golftop zijn schematisch weergegeven in figuur A.5.

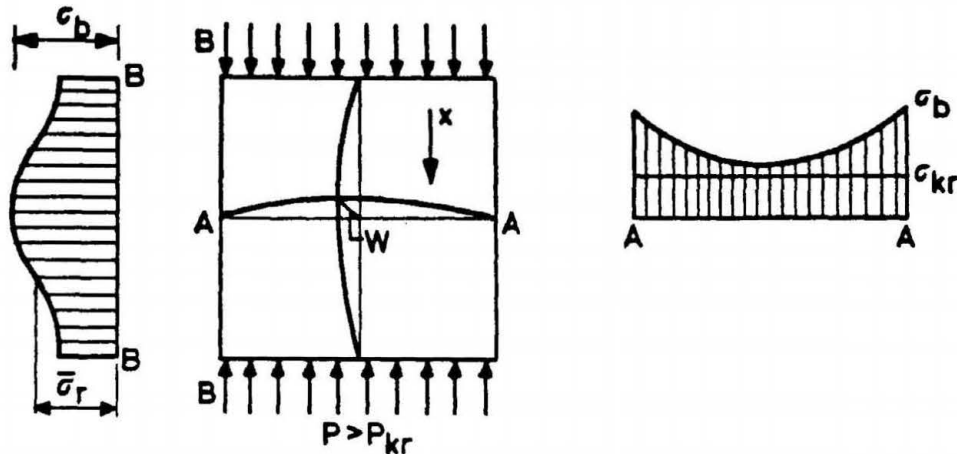


fig. A.5 Spanningsverdeling van een geplooide plaat.

Bij de methode Winter wordt de werkelijke spanningsverdeling over de golftop van een geplooide plaat vervangen door een geschematiseerde spanningsverdeling als aangegeven in figuur A.6.

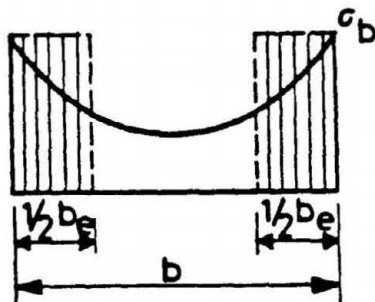


fig. A.6 De meewerkende breedte.

De kromlijnige spanningsverdeling wordt vervangen gedacht door een gelijkmatige spanningsverdeling over een gedeelte van de doorsnede, waarbij de grootte van de spanning gelijk is aan de maximale randspanning. Het gedeelte waarin de fictieve constante spanning heerst wordt de meewerkende breedte (b_e) genoemd.

De methode is in 1932 geïntroduceerd door von Karman. Deze nam aan dat de meewerkende breedte van een plaat gelijk is aan die plaatbreedte waarbij de kritieke plooispanning juist gelijk is aan de vloeispanning. De waarde van b_e kan als volgt gevonden worden:

$$\sigma_{kr} = \frac{\pi^2 E}{3(1-\nu^2)(b/t)^2} = \sigma_e \quad (\text{A.3})$$

$$b_e = 1.9 t \sqrt{E/\sigma_e} \quad (\text{A.4})$$

als $b > b_e$ dan:

$$\sigma_{kr} = \frac{\tau^2 E}{3(1-\nu^2)(b/t)^2} \quad (\text{A.3})$$

$$b = 1.9 t \sqrt{E/\sigma_{kr}} \quad (\text{A.5})$$

$$b_e/b = \sqrt{\sigma_{kr}/\sigma_e} \quad (\text{A.6})$$

Volgens Winter is de vergelijking A.6 ook toepasbaar voor randspanningen ob die kleiner zijn dan de vloeispanning terwijl hij bovendien voor het getal 1.9 een gemodificeerde factor C heeft voorgesteld. De vergelijking A.4 gaat over in:

$$b = C t \sqrt{E/\sigma_b} \quad (\text{A.7})$$

Hierin is C een factor die lineair afhankelijk is van de parameter: $t/b \sqrt{E/\sigma_b}$

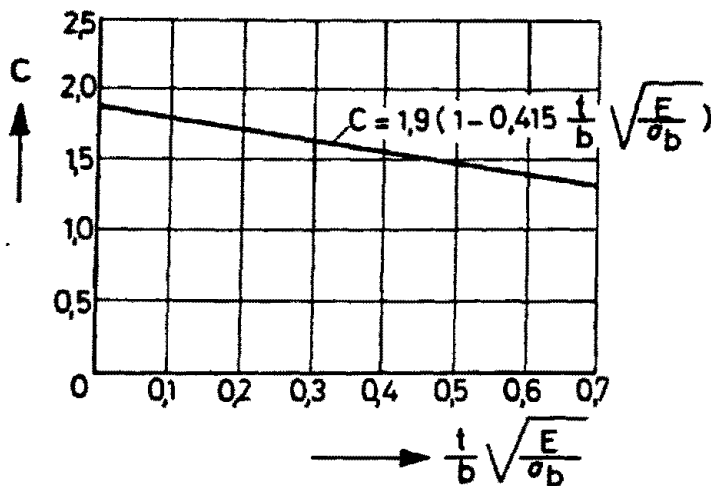


fig. A.7 de waarde van de factor C

Op deze manier komt Winter aan de formule voor de meewerkende breedte die luidt:

$$b_e = 1.9 t \sqrt{E/\sigma_b} [1 - 0.415 t/b \sqrt{E/\sigma_b}] \quad (\text{A.8})$$

Na herleiding kan deze formule als volgt herschreven worden:

$$b_e / b = \sqrt{\sigma_{kr}/\sigma_b} [1 - 0.22 \sqrt{\sigma_{kr}/\sigma_b}] \quad (\text{A.9})$$

Uit deze formule kan worden afgeleid dat de eerste plooien ontstaan bij een spanning $\sigma = \sigma_b = 0.45 \sigma_{kr}$. Voor $\sigma_b \leq 0.45 \sigma_{kr}$ geldt $b_e = b$.

De plaat werkt dus volledig mee tot aan σ_e wanneer:

$$b/t \leq \sqrt{0.45} (b/t)_{gr} = 0.67 (b/t)_{gr} \quad (\text{A.10})$$

$(b/t)_{gr}$ is weergegeven in figuur A.2.

De waarde $0.67 (b/t)_{gr}$ betekent dat, voor een op buiging belaste plaat met een vloeigrens van $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$, de plaat volledig meewerkt totaan $b/t = 91$. Voor een op druk belaste plaat ligt deze waarde op $b/t = 38$. Omdat deze waarden de grens van de klasse 3 markeren, en men dit toch wel erg lage waarden vond heeft men bij de Eurocode de formule van Winter gemodificeerd tot:

$$b_e/b = \sqrt{\sigma_{kr}/\sigma_b} [1 - 0.2 \sqrt{\sigma_{kr}/\sigma_b}] \quad (\text{A.11})$$

Bij deze formule kan men vinden dat de plaat volledig zal meewerken als:

$$b/t \leq 0.73 (b/t)_{gr} \quad (\text{A.12})$$

zodat voor de overgang van de klasse 3 naar de klasse 4 voor druk en buiging respectievelijk $b/t = 41.1$ en $b/t = 100.5$ verkregen kan worden. In de Eurocode zijn deze waarden afgerond op 42 en 102. Om de invloed van de verschillende staalsoorten in rekening te brengen, worden deze grenswaarden vermenigvuldigd met $\sqrt{235/\sigma_e}$.

De maximale slankheid voor de semicompacte doorsnede is voor

druk gelijk aan $42 \sqrt{235/\sigma_e}$, en voor

buiging gelijk aan $102 \sqrt{235/\sigma_e}$.

Bij gebruik van Fe 360 heeft $\sqrt{235/\sigma_e}$ de waarde 1.

appendix 4

De kwantitatieve bepaling van de meewerkende breedte.

Zoals vermeld is in appendix 3 hanteert de Eurocode 3 de volgende formule voor de berekening van de meewerkende breedte:

$$b_e/b = \sqrt{\sigma_{kr}/\sigma_b} [1 - 0.2 \sqrt{\sigma_{kr}/\sigma_b}] \quad (A.11)$$

$$\text{Hier in is } \sigma = \frac{k \pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \quad (A.1)$$

Deze formule kan door de invoer van een slankheids parameter λ_p , waarvan de definitie volgt uit de herleiding van de formule (A.1), anders gepresenteerd worden:

$$\sigma_{kr}/\sigma_e = \frac{\pi^2}{3(1-\nu^2)} \frac{1}{4/k (b/t)^2 \sigma_e/E} \quad (A.1)$$

Definieer:

$$\lambda_p = 2/\sqrt{k} b/t \sqrt{\sigma_e/E} \quad (A.13)$$

$$\text{Dan volgt: } \sigma_{kr}/\sigma_e = \pi^2 / \{3 \lambda_p^2 (1-\nu^2)\}$$

$$\text{of } \sigma_{kr}/\sigma_e = (1.9/\lambda_p)^2 \quad (A.14)$$

Door de combinatie van de formules A.11 en A.14 kan de volgende formule voor de meewerkende breedte gevonden worden:

$$b_e/b = \frac{1.9}{\lambda_p} [1 - 0.38/\lambda_p] \quad (A.15)$$

Deze vergelijking is in figuur A.8 weergegeven.

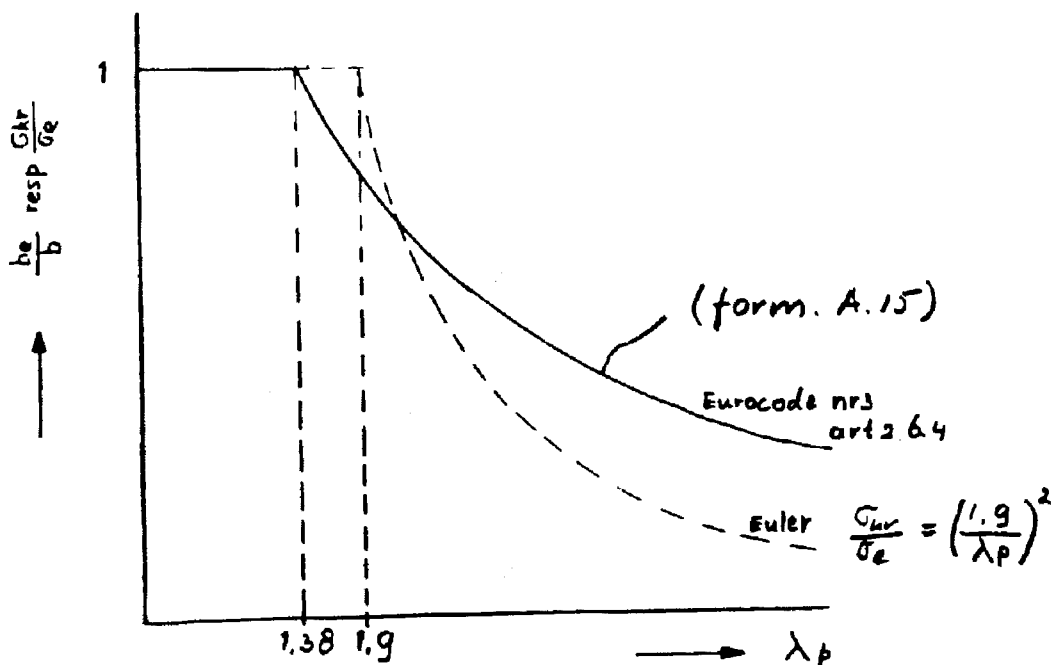


fig A.8 Vergelijking van de plooi-kromme met de gemodificeerde formule van Winter.

In de figuur is te zien dat de volledige breedte effectief is tot aan de vloeigrens (σ_e), indien $\lambda_p \leq 1.38$.

Nu de formule A.15 bekend is, kan voor een willekeurig lijf de meewerkende breedte bepaald worden. (zie figuur A.9)

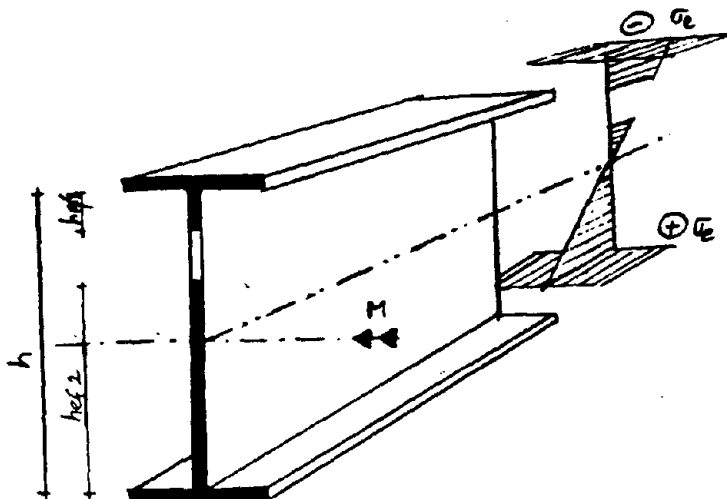


fig A.9 De meewerkende breedte in het lijf van een op buiging belaste ligger.

Voor het geval van $\psi = -1$ bedraagt de plooifactor volgens Tabel A.1: $k = 23.9$.

Hiermee bedraagt

$$\lambda_p = 2/\sqrt{23.9} h/t \sqrt{\sigma_e/E} = 0.41 h/t \sqrt{\sigma_e/E}$$

invullen in vergelijking A.15 levert:

$$h_{eff} = 4.64 t \sqrt{E/\sigma_e} [1 - 0.93 t/h \sqrt{E/\sigma_e}] \quad (A.16)$$

Deze meewerkende breedte moet nu nog verdeeld worden over de hoogte. Het is logisch dat aan de zijde met de grootste drukspanning, een relatief kleiner meewerkend gedeelte wordt genomen. Hierbij is uitgegaan van de onderstelling dat de meewerkende breedte gelijk is aan de helft van de meewerkende breedte voor een plaatdeel onder een gelijkmatige drukspanning. Voor $k = 4$ geldt:

$$\lambda_p = h/t \sqrt{\sigma_e/E}$$

Zodat

$$h_{eff1} = 0.95 t \sqrt{E/\sigma_e} [1 - 0.38 t/h \sqrt{E/\sigma_e}] \quad (A.17)$$

$$h_{eff2} = h_{eff} - h_{eff1}$$

Uitwerking van deze aftrekking levert voor h_{eff2} :

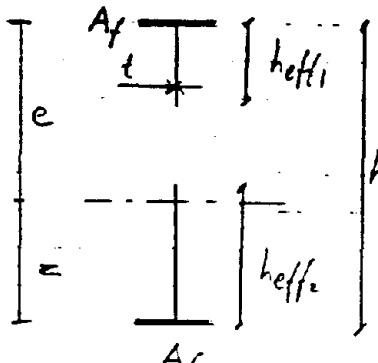
$$h_{eff2} = 3.69 t \sqrt{E/\sigma_e} [1 - 1.07 t/h \sqrt{E/\sigma_e}] \quad (A.18)$$

De bovenstaande verdeling van de meewerkende breedte is gebruikt bij de optimalisatie van plaatliggers.

Appendix 5

De benaderingsformule voor het weerstandsmoment en het oppervlak

Ten gevolge van de reductie van de doorsnede, zoals die beschreven is in appendix 4, zal het weerstandsmoment reduceren. Het weerstandsmoment kan voor de effectieve doorsnede opnieuw bepaald worden:



$$z = \frac{A_f \cdot h + \frac{1}{2} \cdot h_{eff2}^2 \cdot t + h_{eff1} \cdot t \cdot (h - \frac{1}{2} h_{eff1})}{2 A_f + (h_{eff1} + h_{eff2}) t} \quad (A.19)$$

$$e = h - z \quad (A.20)$$

$$I_{eff} = A_f (e^2 + z^2) + \frac{1}{12} t h_{eff1}^3 + \frac{1}{12} t h_{eff2}^3 + (e - \frac{1}{2} h_{eff1})^2 h_{eff1} t + (z - \frac{1}{2} h_{eff2})^2 h_{eff2} t \quad (A.21)$$

$$W_{eff} = I_{eff} / e \quad (A.22)$$

fig A.10 de effectieve doorsnede

Deze uitdrukking voor het effectieve weerstandsmoment (vergelijking A.22) is zeer ingewikkeld (bewerkelijk), en daarom is een eenvoudige benaderingsformule gezocht.

Door het weerstandsmoment in de vorm:

$$W_{eff} = [(1 - \alpha (1 - R/\lambda))] W \quad (A.23)$$

te schrijven, kan de exacte waarde van " α " worden uitgezet voor verschillende slankheden en voor verschillende A_{194} / A_{tot} verhoudingen. Dit is in A.11 te zien.

figuur

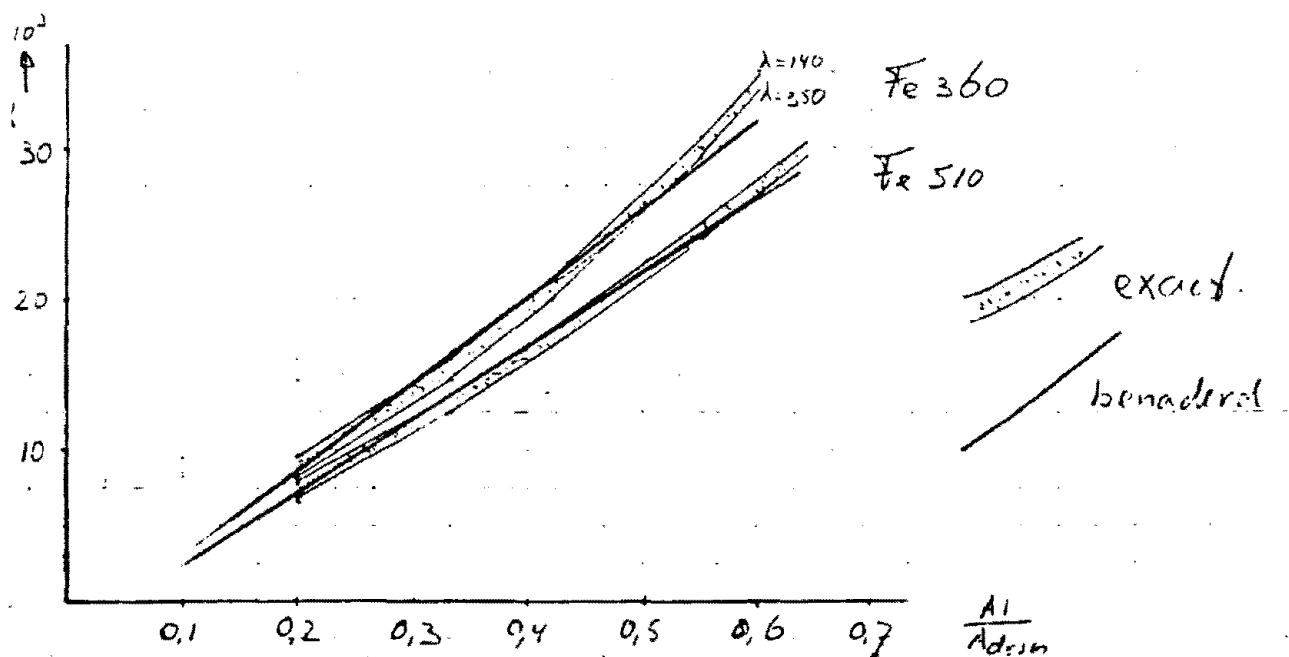


fig A.11 het zoeken naar een benaderingsformule.

fig A.11 α uitgezet tegen A_{1yf} / A_{tot} voor verschillende plaatslankheden.

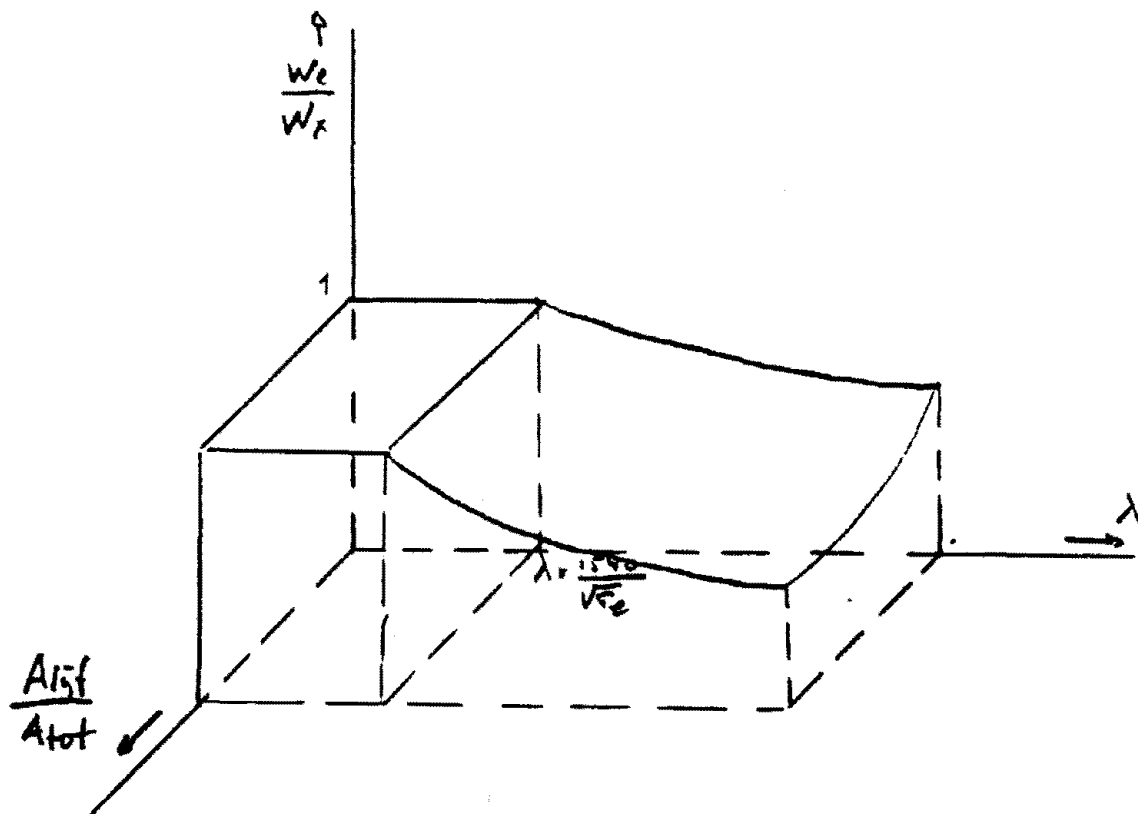


fig A.12 Een weergave van W_{eff} / W_x als functie van A_{1yf} / A_{tot} en λ

Na dit parameteronderzoek blijkt dat:

$$W_{eff} = \{ [1 - (X A_{lyf} / A_{tot} + Y)] (1 - R/\lambda) \} W \quad (A.24)$$

hierin is: W het weerstandsmoment voor de gehele doorsnede,

$$X = 8.625 / \sqrt{\sigma_e},$$

$$Y = - 0.465 / \sqrt{\sigma_e},$$

$$R = 1540 / \sqrt{\sigma_e}.$$

$$W_{eff} = W \left\{ \frac{(\sqrt{\sigma_e} - 1540) [(\sqrt{\sigma_e} + 0.465) A_{tot} - 8.625 A_{lyf}]}{\sigma_e A_{tot}} \right\} \quad (A.25)$$

Voor liggers met:

$$0.15 \leq A_{lyf} / A_{tot} \leq 0.6$$

geeft deze benaderingsformule een betrouwbaar resultaat.
(maximale afwijking o.g. 1%)

Na aanname van de vereenvoudigde formule kan een nieuwe formule voor het oppervlak bepaald worden:

$$W = \frac{W_{eff}}{[1 - (X A_{lyf} / A_{tot} + Y)] * [1 - R/\lambda]} \quad (A.26)$$

$$W_{eff} = (M / \sigma_e) \quad (A.27)$$

Invullen in:

$$A_{drsn} = 2 W / h + 2/3 t h$$

levert:

$$A_{drsn} = \frac{\left\{ \frac{2}{3} + \left[1 - \frac{R}{\lambda} \right] \cdot \left[\lambda - \frac{2}{3} y \right] \right\} \frac{h^2}{\lambda} + \frac{2 M}{\sigma_e h} + \sqrt{A}}{2 \left\{ 1 - y \left[1 - \frac{R}{\lambda} \right] \right\}} \quad (A.28a)$$

door invulling van $t = h/\lambda$ kan deze formule ook geschreven worden als:

$$A_{drsn} = \frac{\left\{ \frac{2}{3} + \left[1 - \frac{R}{h} \right] \cdot \left[\lambda - \frac{2}{3} y \right] \right\} h t + \frac{2 M}{\sigma_e h} + \sqrt{B}}{2 \left\{ 1 - y \left[1 - \frac{R}{h} \right] \right\}} \quad (A.28b)$$

Voor A en B: zie blz. 55

Appendix 6

De compacte, semi-compacte en slanke optimale doorsnede.

Na de beschouwing van de Eurocode 3 is bekend bij welke lijfslankheden de grenzen van de klassen zijn aangegeven. Zo geldt voor buiging:

overgang 2-3	overgang 3-4
$\lambda_y = 78 \sqrt{235/\sigma_e}$	$\lambda_y = 102 \sqrt{235/\sigma_e}$

Tabel A.2 grensslankheden uit de Eurocode 3 tabel 5.1.2

Er kan een optimalisatie gemaakt worden op basis van de sterkte.

Voor de Klasse 2 kan gevonden worden:

$$h = \sqrt[3]{\frac{28 M \lambda_y}{\sigma_e}} \quad (\text{A.29})$$

$$A = \sqrt[3]{\frac{13.5 \gamma^2 M^2}{\lambda_y^2 \sigma_e^2}} \quad (\text{A.30})$$

(De drsn vloeit over de gehele hoogte)

Voor de Klasse 3 en 4 kan gevonden worden:

$$A = \sqrt[3]{\frac{18 \gamma^2 M^2}{\lambda_y^2 \sigma_e^2}} \quad (\text{zie tekst blz 23})$$

Na invulling van de grensslankheid voor respectievelijk de klassen 2 en 3 vindt men:

$$\text{Klasse 2: } A_{\text{opt}} = \sqrt[3]{\frac{13.5}{78} \sqrt{\frac{\sigma_e}{235}} \left(\frac{\gamma m}{\sigma_e}\right)^2} = \frac{0.22434}{\sqrt{\sigma_e}} \sqrt[3]{\gamma m^2}$$

$$\text{Klasse 3: } A_{\text{opt}} = \sqrt[3]{\frac{18}{102} \sqrt{\frac{\sigma_e}{235}} \left(\frac{\gamma m}{\sigma_e}\right)^2} = \frac{0.2258}{\sqrt{\sigma_e}} \sqrt[3]{\gamma m^2}$$

Omdat in de klasse 4 geldt dat er geen reductie van de spanning optreedt tot $\lambda = 1837 / \sqrt{\sigma_e}$ (zie tekst blz 23),

$$\text{Klasse 4: } A_{\text{opt}} = \sqrt[3]{\frac{18 \sqrt{\sigma_e}}{1837} \left(\frac{\gamma m}{\sigma_e}\right)^2} = \frac{0.2140}{\sqrt{\sigma_e}} \sqrt[3]{\gamma m^2}$$

DUS:

Klasse 4 levert de kleinste doorsnede.

Appendix 7

De oplossingen van formule (4.30)

In het navolgende programma wordt een plaatlijger geoptimaliseerd op basis van de sterkte en de stijfheid. Het programma bepaalt echter alleen de optimale doorsnede d.w.z. er wordt geen rekening gehouden met externe voorwaarden, zoals een opgelegde lijfdikte. (Het programma berekent dus alleen de dikke lijn in de rechterfiguur van het nomogram).

In het programma is een procedure verwerkt, welke de betrekking 4.30 oplost.

De werking van de procedure berust op de methode van "bisectie":

Het oplossen van $F(x) = 0$.

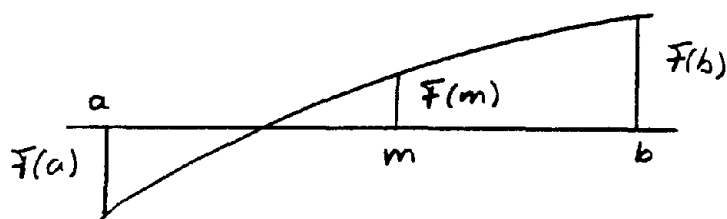


fig A.13 het nulpunt van een functie.

Als de functie $F(x)$ continu is op $[a, b]$ en $F(a) \cdot F(b) < 0$, dan heeft de functie $F(x)$ minstens één nulpunt op het interval $[a, b]$.

bepaal: $m = (a+b)/2$ en $F(m)$

1. $F(m) = 0$; nulpunt gevonden !
2. $F(a) \cdot F(m) < 0$; stel $b = m$ en herhaal het proces.
3. $F(a) \cdot F(m) > 0$; stel $a = m$ en herhaal het proces.

Beeindig het proces als $|a - b| < \delta$.

N.b. Als benadering voor het nulpunt nemen we $(a+b)/2$ dus de fout is hoogstens $\frac{1}{2} \delta$.

Bij 10 x herhalen is de lengte van het laatste interval gelijk aan:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2}^{10} \times \text{de lengte v.h. oorspronkelijke interval} \\ & \approx 10^{-4} \times \text{lengte v.d. oorspronkelijke interval.} \end{aligned}$$

In het blokschema van het programma is dit proces weergegeven als:

Los op: t (4.30)

Hier wordt de oplossing voor de lijfdikte "t" bepaald. Voor de δ is 0.001 mm als stopwaarde gekozen, terwijl voor a en b respectievelijk 3 mm en 22 mm zijn aangehouden.

In het blokschema staan de volgende vergelijkingen:

$$(4.13) \quad h_s = \frac{10 C L p \sigma_e}{48 \gamma E}$$

$$(4.19) \quad h_{op} = \sqrt{\frac{3 \gamma M \lambda}{2 \sigma_e}}$$

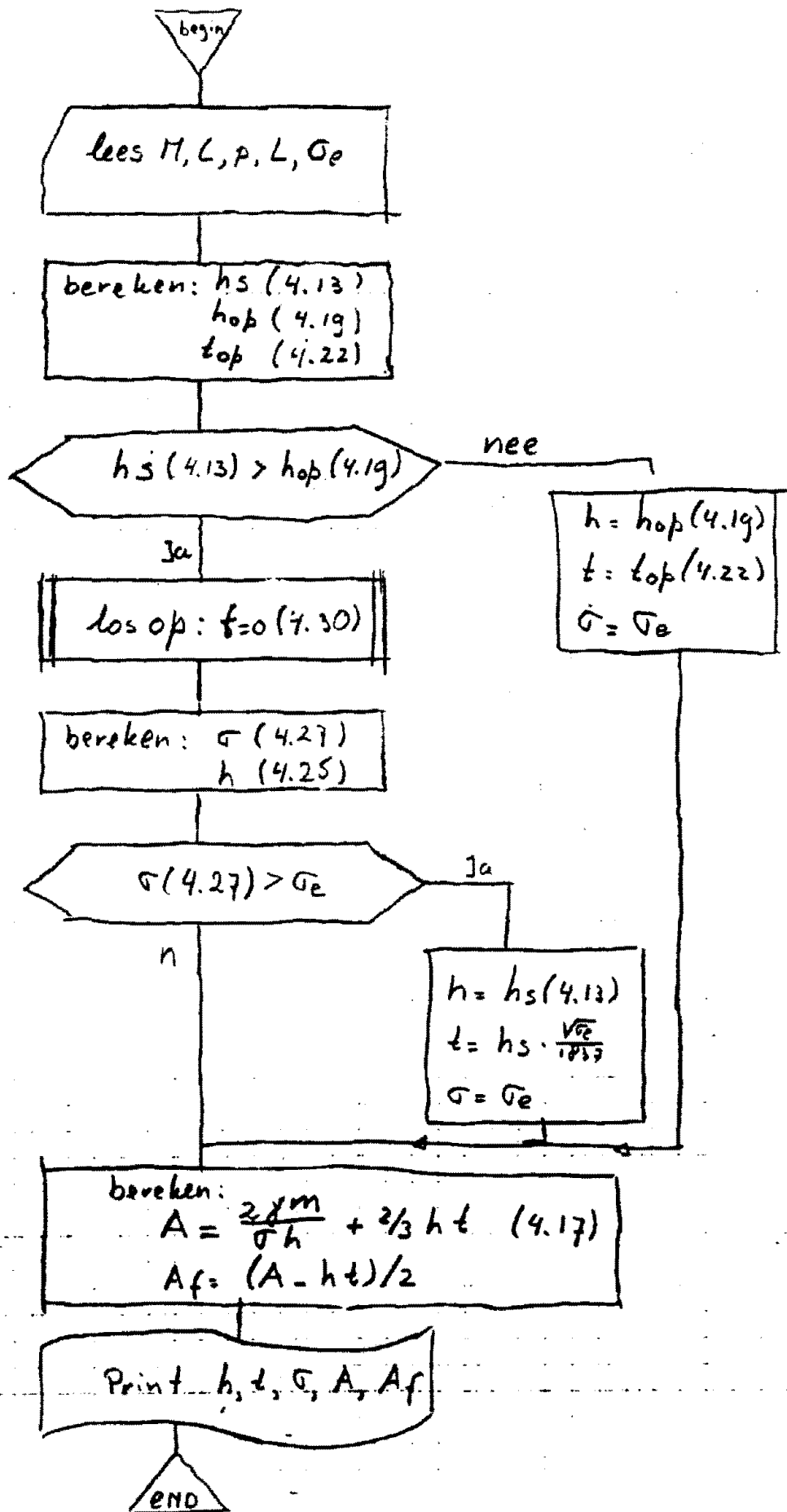
$$(4.22) \quad t_{op} = 0.00762 \sqrt[3]{\gamma M} = h_{op} / (1837 \sqrt{\sigma_e})$$

$$(4.25) \quad h = t \sqrt{13.266 \sigma_e E / \sigma^2 + 2.804 E / \sigma_e}$$

$$(4.27) \quad \bar{\sigma} = \frac{3.64232 \sigma_e}{\left(\sqrt{1.402^2 + \frac{0.5758 L^2 C^2 P^2}{\gamma^2 E} \left(\frac{\sigma_e}{E} \right)^3} - 1.402 \right)^{1/2}}$$

$$(3.30) \quad \sigma = \frac{0.50588 Q}{\sqrt{\frac{0.759}{E} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}} - 1.402}} + \frac{0.19198 Q^2 \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}}}{E \left(\frac{0.759 Q}{E} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}} - 1.402 \right)^{3/2}} - \frac{0.54923}{E^2 \sigma_e} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}}$$

$$(4.17) \quad A_{drsn} = 2 \gamma M / \sigma h + 2/3 h t$$



```

10 OPEN 8,4,8
20 FOR S=235 TO 355 STEP 120
30 PRINT#8,"DE VLDEIGRENS IS";S
40 W = SQR(S/210000)
50 FOR M0 = 500 TO 3500 STEP 500
60 M=M0*1000000
70 H0 =((4133.25*M)/(SQR(S)*S))^(1/3)
75 T0=H0*SQR(S)/1837
80 FOR L=10000 TO 40000 STEP 5000
90 Q = L*S/1260
100 HS=Q/4.8
110 IF HS<H0 THEN 450
120 T2=22
130 T1 =3
140 FOR N=1TO 100
150 TM = (T1+T2)/2
160 N1 =0.759*Q*W/T1-1.402
170 N2 =0.759*Q*W/T2-1.402
180 NM =0.759*Q*W/TM-1.402
190 D1 = 0.505877*Q/SQR(N1)
200 D2 = 0.505877*Q/SQR(N2)
210 DM = 0.505877*Q/SQR(NM)
230 E1= 0.19198*Q*Q*W/(T1*N1+1.5)
240 E2= 0.19198*Q*Q*W/(T2*N2+1.5)
250 EM= 0.19198*Q*Q*W/(TM*NM+1.5)
260 F1= 0.54923*1.5*M*W/(T1*T1*S)
270 F2= 0.54923*1.5*M*W/(T2*T2*S)
280 FM= 0.54923*1.5*M*W/(TM*TM*S)
290 A1=D1+E1-F1
300 A2=D2+E2-F2
310 AM=DM+EM-FM
320 IF AM=0 THEN N=100
330 IF AM*A1<0 THEN T2=TM
340 IF AM*A1>0 THEN T1=TM
350 IF ABS(T2-T1)<0.001 THEN N=100
360 NEXT N
370 PRINT#8,"M="; M0;"KNN, LENGTE" ;L
380 SP=3.64232*S/SQR(NM)
385 IF SP>S THEN 400
390 H=TM*SQR(2785860*S/(SP*SP)+528840/S)
395 GOTO 415
400 H=HS
405 TM=HS*SQR(S)/1837
410 SP=S
415 PRINT#8,"HOP=";H0;"TOP=";T0
420 PRINT#8,"HS=";H;"TS=";TM
425 PRINT#8,"H/HOP";H/H0;" T/TOP";TM/T0
430 PRINT#8,"FLOODISP=";SP
440 PRINT#8,"SIGMAFL/SIGMAE =" ;SP/S
445 PRINT#8,
450 NEXTL
460 NEXT M0
470 NEXT S
480 END

```

Los op: L=0(430)

READY.

DE VLDEIGRENS IS 235
M= 500 KNM, LENGTE 25000
HOP= 830.908679 TOP= 6.93390793
HS= 944.991161 TS= 7.73318482
H/HOP 1.13729846 T/TOP 1.11527077
FLOODISP= 229.525129
SIGMAPL/SIGMAE = .976702674

M= 500 KNM, LENGTE 30000
HOP= 830.908679 TOP= 6.93390793
HS= 1011.56401 TS= 7.50473023
H/HOP 1.217419 T/TOP 1.08232332
FLOODISP= 204.446818
SIGMAPL/SIGMAE = .869986458

M= 500 KNM, LENGTE 35000
HOP= 830.908679 TOP= 6.93390793
HS= 1072.09199 TS= 7.30874634
H/HOP 1.29026452 T/TOP 1.05405875
FLOODISP= 185.570789
SIGMAPL/SIGMAE = .789662931

M= 500 KNM, LENGTE 40000
HOP= 830.908679 TOP= 6.93390793
HS= 1127.96042 TS= 7.13943482
H/HOP 1.35750227 T/TOP 1.02964084
FLOODISP= 170.747846
SIGMAPL/SIGMAE = .726586581

M= 1000 KNM, LENGTE 30000
HOP= 1046.87934 TOP= 8.73617656
HS= 1165.6746 TS= 9.72751948
H/HOP 1.11347561 T/TOP 1.11347561
FLOODISP= 235
SIGMAPL/SIGMAE = 1

M= 1000 KNM, LENGTE 35000
HOP= 1046.87934 TOP= 8.73617656
HS= 1238.27129 TS= 9.57705689
H/HOP 1.18282141 T/TOP 1.09625267
FLOODISP= 214.630448
SIGMAPL/SIGMAE = .913321057

M= 1000 KNM, LENGTE 40000
HOP= 1046.87934 TOP= 8.73617656
HS= 1301.91679 TS= 9.36483765
H/HOP 1.24361686 T/TOP 1.07196067
FLOODISP= 197.279955
SIGMAPL/SIGMAE = .839489168

M= 1500 KNM, LENGTE 35000
HOP= 1198.37769 TOP= 10.0004257
HS= 1347.90552 TS= 11.2052307
H/HOP 1.12477522 T/TOP 1.12047537
FLOODISP= 233.918551
SIGMAPL/SIGMAE = .995398088

M= 1500 KNM, LENGTE 40000

HOP= 1198.37769 TOP= 10.0004257
HS= 1416.6351 TS= 10.9663391
H/HOP 1.1821274 T/TOP 1.09658723
FLOODISP= 214.85582
SIGMAFL/SIGMAE = .914280083

M= 2000 KNM, LENGTE 35000
HOP= 1318.98531 TOP= 11.0068927
HS= 1359.9537 TS= 11.3487727
H/HOP 1.03106054 T/TOP 1.03106054
FLOODISP= 235
SIGMAFL/SIGMAE = 1

M= 2000 KNM, LENGTE 40000
HOP= 1318.98531 TOP= 11.0068927
HS= 1504.4407 TS= 12.2593689
H/HOP 1.14060459 T/TOP 1.11379017
FLOODISP= 228.36208
SIGMAFL/SIGMAE = .971753532

M= 2500 KNM, LENGTE 40000
HOP= 1420.83386 TOP= 11.8568158
HS= 1554.2328 TS= 12.970026
H/HOP 1.09388779 T/TOP 1.09388779
FLOODISP= 235
SIGMAFL/SIGMAE = 1

M= 3000 KNM, LENGTE 40000
HOP= 1509.86127 TOP= 12.5997469
HS= 1554.2328 TS= 12.970026
H/HOP 1.02938782 T/TOP 1.02938792
FLOODISP= 235
SIGMAFL/SIGMAE = 1

DE VLOEIGRENS IS 355
M= 500 KNM, LENGTE 15000
HOP= 676.041023 TOP= 6.93390793
HS= 800.42933 TS= 7.59866333
H/HOP 1.18399521 T/TOP 1.09587024
FLOODISP= 323.718127
SIGMAFL/SIGMAE = .911882048

M= 500 KNM, LENGTE 20000
HOP= 676.041023 TOP= 6.93390793
HS= 892.14924 TS= 7.23452759
H/HOP 1.31966731 T/TOP 1.04335501
FLOODISP= 270.175053
SIGMAFL/SIGMAE = .761056488

M= 500 KNM, LENGTE 25000
HOP= 676.041023 TOP= 6.93390793
HS= 971.565959 TS= 6.9515686
H/HOP 1.43714054 T/TOP 1.002547
FLOODISP= 235.219804
SIGMAFL/SIGMAE = .662590998

M= 500 KNM, LENGTE 30000
HOP= 676.041023 TOP= 6.93390793

HS= 1042.34183 TS= 6.72311401
H/HOP 1.54183221 T/TOP .969599551
PLOORISP= 210.223272
SIGMAFL/SIGMAE = .592178232

M= 500 KNM, LENGTE 35000
HOP= 676.041023 TOP= 6.93390793
HS= 1106.51409 TS= 6.5317688
H/HOP 1.63675583 T/TOP .94200397
PLOORISP= 191.247508
SIGMAFL/SIGMAE = .538725374

M= 500 KNM, LENGTE 40000
HOP= 676.041023 TOP= 6.93390793
HS= 1165.63989 TS= 6.36941528
H/HOP 1.72421473 T/TOP .918589538
PLOORISP= 176.262133
SIGMAFL/SIGMAE = .49651305

M= 1000 KNM, LENGTE 15000
HOP= 851.758316 TOP= 8.73617656
HS= 880.456349 TS= 9.03052189
H/HOP 1.0336927 T/TOP 1.0336927
PLOORISP= 355
SIGMAFL/SIGMAE = 1

M= 1000 KNM, LENGTE 20000
HOP= 851.758316 TOP= 8.73617656
HS= 1030.04974 TS= 9.48312378
H/HOP 1.20932162 T/TOP 1.08550047
PLOORISP= 312.310739
SIGMAFL/SIGMAE = .879748561

M= 1000 KNM, LENGTE 25000
HOP= 851.758316 TOP= 8.73617656
HS= 1120.63421 TS= 9.12710572
H/HOP 1.31567158 T/TOP 1.04474831
PLOORISP= 271.503299
SIGMAFL/SIGMAE = .764798024

M= 1000 KNM, LENGTE 30000
HOP= 851.758316 TOP= 8.73617656
HS= 1201.42192 TS= 8.83602906
H/HOP 1.41051974 T/TOP 1.01142977
PLOORISP= 242.419775
SIGMAFL/SIGMAE = .682872607

M= 1000 KNM, LENGTE 35000
HOP= 851.758316 TOP= 8.73617656
HS= 1274.79931 TS= 8.59133911
H/HOP 1.49666788 T/TOP .983420957
PLOORISP= 220.404811
SIGMAFL/SIGMAE = .620858623

M= 1000 KNM, LENGTE 40000
HOP= 851.758316 TOP= 8.73617656
HS= 1342.35071 TS= 8.38143921
H/HOP 1.57597605 T/TOP .959394439

FLOODISP= 203.031302
SIGMAFL/SIGMAE = .571919161

M= 1500 KNM, LENGTE 20000
HOP= 975.019875 TOP= 10.0004257
HS= 1121.04968 TS= 11.0997009
H/HOP 1.14977111 T/TOP 1.10992284
FLOODISP= 340.263858
SIGMAFL/SIGMAE = .958489739

M= 1500 KNM, LENGTE 25000
HOP= 975.019875 TOP= 10.0004257
HS= 1218.79271 TS= 10.6949768
H/HOP 1.25001832 T/TOP 1.06945215
FLOODISP= 295.472181
SIGMAFL/SIGMAE = .832316003

M= 1500 KNM, LENGTE 30000
HOP= 975.019875 TOP= 10.0004257
HS= 1305.9978 TS= 10.3609924
H/HOP 1.33945762 T/TOP 1.03605514
FLOODISP= 263.630035
SIGMAFL/SIGMAE = .742619817

M= 1500 KNM, LENGTE 35000
HOP= 975.019875 TOP= 10.0004257
HS= 1385.27587 TS= 10.0791931
H/HOP 1.42076681 T/TOP 1.0078764
FLOODISP= 239.574645
SIGMAFL/SIGMAE = .674858156

M= 1500 KNM, LENGTE 40000
HOP= 975.019875 TOP= 10.0004257
HS= 1458.31015 TS= 9.83682251
H/HOP 1.49567223 T/TOP .983640374
FLOODISP= 220.616726
SIGMAFL/SIGMAE = .621455565

M= 2000 KNM, LENGTE 20000
HOP= 1073.14823 TOP= 11.0068927
HS= 1173.9418 TS= 12.0406959
H/HOP 1.09392325 T/TOP 1.09392325
FLOODISP= 355
SIGMAFL/SIGMAE = 1

M= 2000 KNM, LENGTE 25000
HOP= 1073.14823 TOP= 11.0068927
HS= 1293.92974 TS= 11.9636536
H/HOP 1.20573254 T/TOP 1.08692379
FLOODISP= 313.87203
SIGMAFL/SIGMAE = .884146564

M= 2000 KNM, LENGTE 30000
HOP= 1073.14823 TOP= 11.0068927
HS= 1386.01061 TS= 11.5971985
H/HOP 1.29153697 T/TOP 1.05363055
FLOODISP= 279.889109
SIGMAFL/SIGMAE = .788420026

M= 2000 KNM, LENGTE 35000
HOP= 1073.14823 TOP= 11.0068927
HS= 1469.73896 TS= 11.2864075
H/HOP 1.3695582 T/TOP 1.02539452
FLOODISP= 254.250163
SIGMAPL/SIGMAE = .716197643

M= 2000 KNM, LENGTE 40000
HOP= 1073.14823 TOP= 11.0068927
HS= 1546.91472 TS= 11.0185242
H/HOP 1.44147349 T/TOP 1.00105674
FLOODISP= 234.066915
SIGMAPL/SIGMAE = .659343422

M= 2500 KNM, LENGTE 20000
HOP= 1156.01389 TOP= 11.8568158
HS= 1173.9418 TS= 12.0406959
H/HOP 1.01550839 T/TOP 1.01550839
FLOODISP= 355
SIGMAPL/SIGMAE = 1

M= 2500 KNM, LENGTE 25000
HOP= 1156.01389 TOP= 11.8568158
HS= 1355.62865 TS= 13.0479431
H/HOP 1.17267505 T/TOP 1.10045929
FLOODISP= 329.021047
SIGMAPL/SIGMAE = .926819851

M= 2500 KNM, LENGTE 30000
HOP= 1156.01389 TOP= 11.8568158
HS= 1451.65958 TS= 12.6548157
H/HOP 1.25574579 T/TOP 1.06730305
FLOODISP= 293.252794
SIGMAPL/SIGMAE = .826064207

M= 2500 KNM, LENGTE 35000
HOP= 1156.01389 TOP= 11.8568158
HS= 1538.97665 TS= 12.3196716
H/HOP 1.33127869 T/TOP 1.03903711
FLOODISP= 266.295147
SIGMAPL/SIGMAE = .750127174

M= 2500 KNM, LENGTE 40000
HOP= 1156.01389 TOP= 11.8568158
HS= 1619.45923 TS= 12.0297546
H/HOP 1.40089946 T/TOP 1.01458561
FLOODISP= 245.089224
SIGMAPL/SIGMAE = .69039218

M= 3000 KNM, LENGTE 25000
HOP= 1228.44806 TOP= 12.5997469
HS= 1408.27399 TS= 14.0023499
H/HOP 1.14638464 T/TOP 1.11131993
FLOODISP= 341.979286
SIGMAPL/SIGMAE = .963321931

M= 3000 KNM, LENGTE 30000

HOP= 1228.44806 TOP= 12.5997469
HS= 1507.67497 TS= 13.5871887
H/HOP 1.22730054 T/TOP 1.07836997
FLOODISP= 304.67433
SIGMAFL/SIGMAE = .858237549

M= 3000 KNM, LENGTE 35000
HOP= 1228.44806 TOP= 12.5997469
HS= 1598.09991 TS= 13.2323303
H/HOP 1.30090963 T/TOP 1.05020604
FLOODISP= 276.592598
SIGMAFL/SIGMAE = .779134079

M= 3000 KNM, LENGTE 40000
HOP= 1228.44806 TOP= 12.5997469
HS= 1681.41567 TS= 12.9238586
H/HOP 1.36873158 T/TOP 1.02572367
FLOODISP= 254.510918
SIGMAFL/SIGMAE = .716932163

M= 3500 KNM, LENGTE 25000
HOP= 1293.21995 TOP= 13.2640887
HS= 1454.55033 TS= 14.8628235
H/HOP 1.12475092 T/TOP 1.12053107
FLOODISP= 353.396802
SIGMAFL/SIGMAE = .995483947

M= 3500 KNM, LENGTE 30000
HOP= 1293.21995 TOP= 13.2640887
HS= 1556.85591 TS= 14.427948
H/HOP 1.20386011 T/TOP 1.08774514
FLOODISP= 314.71816
SIGMAFL/SIGMAE = .886530029

M= 3500 KNM, LENGTE 35000
HOP= 1293.21995 TOP= 13.2640887
HS= 1649.90852 TS= 14.0545349
H/HOP 1.27581431 T/TOP 1.05959295
FLOODISP= 285.626139
SIGMAFL/SIGMAE = .804580674

M= 3500 KNM, LENGTE 40000
HOP= 1293.21995 TOP= 13.2640887
HS= 1735.69763 TS= 13.7298279
H/HOP 1.34215191 T/TOP 1.03511279
FLOODISP= 262.772365
SIGMAFL/SIGMAE = .740203846

Appendix B

De bepaling van de optimale doorsnede bij de grootst mogelijke slankheid op basis van art. 2.6.4.

Aangezien de benaderingsformule (A.28) nogal ingewikkeld is, is voor de bepaling van de optimale doorsnede een computerprogramma geschreven. Dit programma berekend een optimale doorsnede op basis van (alleen) de sterkte.

Omdat de kleinste doorsnede gevonden wordt bij de grootste slankheid wordt A.28 m.b.v. $\lambda = h/t$ omgeschreven tot:

$$A_{\text{dorsn}} = \frac{\left\{ \frac{2}{3} + \left(1 - \frac{R}{\lambda}\right) \left(x - \frac{2}{3}y\right) \right\} \frac{h^2}{\lambda} + \frac{2KM}{\alpha h} + \sqrt{A}}{2 \left(1 - y \left(1 - \frac{R}{\lambda}\right)\right)} \quad \text{voor } A: \text{ zie 42.55 (A.29)}$$

Deze formule wordt numeriek naar h gedifferentieerd. Het differentieren geschiedt als volgt:

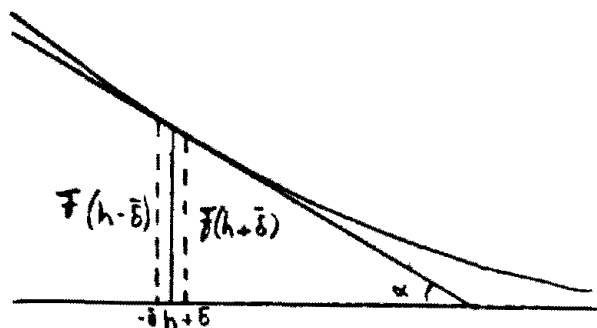


fig A.14 numerieke bepaling van de afgeleide.

Door twee functiewaarden op een korte afstand $h - \bar{h}$ en $h + \bar{h}$ van h te berekenen kan middels:

$$\tan \alpha = \frac{F(h + \bar{h}) - F(h - \bar{h})}{2 \bar{h}}$$

een benadering gevonden worden voor de richtingscoëfficiënt van de raaklijn aan de kromme in het punt $(h, F(h))$. (d.i. dA/dh).

Het optimum ligt daar waar de richtingscoëfficiënt van de raaklijn gelijk aan nul is (continue functie, $dA/dh = 0$).

M.a.w. bij de h waar $\tan \alpha = 0$ ligt de extreme waarde van de functie.

Het berekenen van de optimale doorsnede kan ook nu weer gedaan worden met de methode van bisectie.

Voor $F(a)$, $F(b)$ en $F(M)$ wordt de $\tan \alpha$ genomen.

Het proces staat beschreven in appendix 7.

Het programma berekent eerst de optimale hoogte en vervolgens de optimale doorsnede en de flensafmetingen.

Voor de δ is 0.001 genomen, terwijl voor de afbreekfout 0.005 is aangehouden. De beginwaarden van de hoogte zijn respectievelijk 600 mm en 2600 mm.

NB. In het programma is de invoer van de vloeispanning en het moment in een "for next loop" geplaatst. Vervolgens is de gemiddelde optimale hoogte (als functie van γM) bepaald.

```

10 OPENB.4.8
20 FOR S=235 TO 355 STEP 120
25 QT=XT=0
30 PRINT#8,"DE VLOEIGRENS=";S
31 IF S=355 THEN 37
32 A=0.55
33 B=-0.030
34 C=100.5
35 L=357
36 GOTO 50
37 A=0.47
38 B=-0.025
39 C=81.5
40 L=237
50 FOR MO= 500 TO 5000 STEP 500
60 M=MO*1000000
70 H1 = 600
80 H2 = 2600
90 FOR N=1 TO 100
100 HM =(H1+H2)/2
105 R=1-C/L
106 P=2/3+A*R-(2/3)*B*R
110 Q1=P*H1*H1/L + 3*M/(S*H1)
120 Q2=P*H2*H2/L + 3*M/(S*H2)
130 QM=P*HM*HM/L + 3*M/(S*HM)
140 HA=H1 + 0.001
150 HB=H2 +0.001
160 HC=HM +0.001
170 QA=P*HA*HA/L + 3*M/(S*HA)
180 QB=P*HB*HB/L + 3*M/(S*HB)
190 QC=P*HC*HC/L + 3*M/(S*HC)
210 Q1=(Q1+SQR(Q1*Q1-(1-B*R)*A*B*R*(H1+4)/(3*L*L)))/(2*(1-B*R))
220 Q2=(Q2+SQR(Q2*Q2-(1-B*R)*A*B*R*(H2+4)/(3*L*L)))/(2*(1-B*R))
230 QM=(QM+SQR(QM*QM-(1-B*R)*A*B*R*(HM+4)/(3*L*L)))/(2*(1-B*R))
240 QA=(QA+SQR(QA*QA-(1-B*R)*A*B*R*(HA+4)/(3*L*L)))/(2*(1-B*R))
250 QB=(QB+SQR(QB*QB-(1-B*R)*A*B*R*(HB+4)/(3*L*L)))/(2*(1-B*R))
260 QC=(QC+SQR(QC*QC-(1-B*R)*A*B*R*(HC+4)/(3*L*L)))/(2*(1-B*R))
270 A1=1000*QA-Q1*1000
280 A2=1000*QB-Q2*1000
290 AM=1000*QC-QM*1000
300 IF AM=0 THEN N=100
310 IF AM*A1 < 0 THEN H2=HM
320 IF AM*A1 > 0 THEN H1=HM
330 IF ABS(H1-H2) < 0.005 THEN N=100
340 NEXT N
350 PRINT#8,"M=";MO;"KNM      LAMBDA=";L
360 PRINT#8,"H=";HM;"MM      T=";HM/L
370 X=(HM*HM/L)/QM
380 PRINT#8,"A=";QM;"MM  AL/ATOT";X
385 QU=HM/(1.5*M)↑.333333333
386 PRINT#8,"H/(GAMMA M)↑.333 =" ;QU
387 QT=QT+QU
390 PRINT#8,
395 XT=XT+X
400 NEXTMO
405 PRINT#8,"DE GEMIDDELDE H/(GAMMA M)↑.333 =" ;(QT)/10
406 PRINT#8,"DE GEMIDDELDE AL/ATOT =" ;XT/10
407 PRINT#8,
408 PRINT#8,
410 NEXTS
420 END

```

DE VLOEIGRENS= 235
 M= 500 KNM LAMBDA= 357
 H= 1089.74609 MM T= 3.05251007
 A= 8918.15892 MM AL/ATOT .372996615
 H/(GAMMA M)[↑].333 = 1.19942078

M= 1000 KNM LAMBDA= 357
 H= 1373.4375 MM T= 3.84716387
 A= 14156.6936 MM AL/ATOT .373239634
 H/(GAMMA M)[↑].333 = 1.19980818

M= 1500 KNM LAMBDA= 357
 H= 1571.92383 MM T= 4.40314798
 A= 18550.5169 MM AL/ATOT .37311161
 H/(GAMMA M)[↑].333 = 1.1996024

M= 2000 KNM LAMBDA= 357
 H= 1730.85938 MM T= 4.84834559
 A= 22472.3514 MM AL/ATOT .373427963
 H/(GAMMA M)[↑].333 = 1.20011087

M= 2500 KNM LAMBDA= 357
 H= 1863.91602 MM T= 5.22105327
 A= 26076.8526 MM AL/ATOT .373189393
 H/(GAMMA M)[↑].333 = 1.19972743

M= 3000 KNM LAMBDA= 357
 H= 1980.65939 MM T= 5.5486257
 A= 29447.1092 MM AL/ATOT .37324707
 H/(GAMMA M)[↑].333 = 1.19982013

M= 3500 KNM LAMBDA= 357
 H= 2084.375 MM T= 5.83858544
 A= 32634.2723 MM AL/ATOT .372914751
 H/(GAMMA M)[↑].333 = 1.19928598

M= 4000 KNM LAMBDA= 357
 H= 2182.03125 MM T= 6.11213236
 A= 35672.6537 MM AL/ATOT .373869003
 H/(GAMMA M)[↑].333 = 1.20081808

M= 4500 KNM LAMBDA= 357
 H= 2267.96875 MM T= 6.35285364
 A= 38586.6304 MM AL/ATOT .373395484
 H/(GAMMA M)[↑].333 = 1.20005867

M= 5000 KNM LAMBDA= 357
 H= 2348.04688 MM T= 6.57716211
 A= 41394.4247 MM AL/ATOT .37308128
 H/(GAMMA M)[↑].333 = 1.19955365

DE GEMIDDELDE H/(GAMMA M)[↑].333 = 1.19982062
 DE GEMIDDELDE AL/ATOT = .37324738

DE VLDEIGRENS= 355
 M= 500 KNM LAMBDA= 237
 H= 847.802734 MM T= 3.57722673
 A= 7600.68593 MM AL/ATOT .39901433
 H/(GAMMA M)[↑].333 = .933127656

M= 1000 KNM LAMBDA= 237
 H= 1069.01758 MM T= 4.50640328
 A= 12065.3367 MM AL/ATOT .398904568
 H/(GAMMA M)[↑].333 = .932999298

M= 1500 KNM LAMBDA= 237
 H= 1222.55859 MM T= 5.15847508
 A= 15810.0637 MM AL/ATOT .398893905
 H/(GAMMA M)[↑].333 = .932986829

M= 2000 KNM LAMBDA= 237
 H= 1345.60547 MM T= 5.67766021
 A= 19152.5282 MM AL/ATOT .39889724
 H/(GAMMA M)[↑].333 = .932990728

M= 2500 KNM LAMBDA= 237
 H= 1449.60938 MM T= 6.11649525
 A= 22224.5402 MM AL/ATOT .398952184
 H/(GAMMA M)[↑].333 = .933054981

M= 3000 KNM LAMBDA= 237
 H= 1540.42969 MM T= 6.49970332
 A= 25096.9117 MM AL/ATOT .398946933
 H/(GAMMA M)[↑].333 = .933048842

M= 3500 KNM LAMBDA= 237
 H= 1620.99609 MM T= 6.83964597
 A= 27813.2364 MM AL/ATOT .398624569
 H/(GAMMA M)[↑].333 = .932671852

M= 4000 KNM LAMBDA= 237
 H= 1695.45898 MM T= 7.15383538
 A= 30402.7434 MM AL/ATOT .398945395
 H/(GAMMA M)[↑].333 = .933047043

M= 4500 KNM LAMBDA= 237
 H= 1763.08594 MM T= 7.43918118
 A= 32886.2581 MM AL/ATOT .398826637
 H/(GAMMA M)[↑].333 = .932908164

M= 5000 KNM LAMBDA= 237
 H= 1826.5625 MM T= 7.70701477
 A= 35279.259 MM AL/ATOT .399026072
 H/(GAMMA M)[↑].333 = .933141388

DE GEMIDDELDE H/(GAMMA M)[↑].333 = .932997678
 DE GEMIDDELDE AL/ATOT = .398903183

Appendix 9

De bepaling van de optimale doorsnede bij een bepaalde lijfdikte op basis van art. 2.6.4.

In appendix 8 is een programma gegeven voor het oplossen van vergelijking A.29.

$$(A.29) \quad A_{d,29} = \frac{\left\{ \frac{2}{3} + \left(1 - \frac{R}{\lambda}\right) \left(x - \frac{2}{3}y\right) \right\} \frac{h^2}{\lambda} + \frac{2\lambda m}{\sigma_e h} + \sqrt{A}}{2 \left\{ 1 - y \left(1 - \frac{R}{\lambda}\right) \right\}}$$

In deze formule ligt de slankheid (λ) vast en zal de lijfdikte berekend worden. Het kan echter voorkomen dat de lijfdikte niet vrij te kiezen is. In dat geval zal, analoog aan de optimaliseringsmethode van art. 2.5.4. de optimale oplossing gevonden worden door, in de vergelijking van het oppervlak, de t constant te houden. De vergelijking A.29 wordt geschreven in de vorm:

$$A_{d,31} = \frac{\left\{ \frac{2}{3} + \left(1 - \frac{R}{\lambda}\right) \left(x - \frac{2}{3}y\right) \right\} \frac{h^2}{\lambda} + \frac{2\lambda m}{\sigma_e h} + \sqrt{B}}{2 \left\{ 1 - y \left(1 - \frac{R}{\lambda}\right) \right\}} \quad (A.31)$$

Het werkt op exact dezelfde wijze als dat van A.8 met dienverstande dat vergelijking A.29 is vervangen door vergelijking A.31.

voor A en B: zie blz. 55

READY.

```
10 OPEN#4,8
15 FOR S=235 TO 355 STEP 120
20 E= 84000/S
25 PRINT#8,"DE VLOEIGRENS=";S
30 PRINT#8,
31 IF S=355 THEN 37
32 A=0.55
33 B=-0.030
34 C=100.5
35 D=1.2
36 GOTO42
37 A=0.47
38 B=-0.025
39 C=81.5
41 D=.93
42 FOR M0=500 TO 4500 STEP 500
50 M=M0*1000000
60 FOR T =4 TO 10 STEP2
65 H5 =T*(1.15*M)4.33333333
66 T6=H5/E
70 H1 = 500
80 H2 = 4500
90 FOR N=1 TO 100
91 H3=(H1+H2)/2
92 HA=H1 + 0.001
93 HB=H2 +0.001
94 HC=HM +0.001
100 R1=1-C*T/H1
101 R2=1-C*T/H2
102 RM=1-C*T/HM
103 RC=1-C*T/HC
104 RB=1-C*T/HB
105 RA=1-C*T/HA
106 P1 = 2/3+A*R1-2/3*B*R1
107 P2 = 2/3+A*R2-2/3*B*R2
108 PM = 2/3+A*RM-2/3*B*RM
109 PA = 2/3+A*RA-2/3*B*RA
110 PB = 2/3+A*RB-2/3*B*RB
111 PC = 2/3+A*RC-2/3*B*RC
119 Q1=P1*H1*T + 3*M/(S*H1)
120 Q2=P2*H2*T + 3*M/(S*H2)
130 QM=PM*HM*T + 3*M/(S*HM)
170 QA=PA*HA*T + 3*M/(S*HA)
180 QB=PB*HB*T + 3*M/(S*HB)
190 QC=PC*HC*T + 3*M/(S*HC)
202 RM=1-C*T/HM
210 O1=(Q1+SQR(Q1*Q1-(1-B*R1)*B*A/3*R1*H1*H1*T*T))/(2*(1-B*R1))
220 O2=(Q2+SQR(Q2*Q2-(1-B*R2)*B*A/3*R2*H2*H2*T*T))/(2*(1-B*R2))
230 OM=(QM+SQR(QM*QM-(1-B*RM)*B*A/3*RM*HM*HM*T*T))/(2*(1-B*RM))
240 OA=(QA+SQR(QA*QA-(1-B*RA)*B*A/3*RA*HA*HA*T*T))/(2*(1-B*RA))
250 OB=(QB+SQR(QB*QB-(1-B*RB)*B*A/3*RB*HB*HB*T*T))/(2*(1-B*RB))
260 OC=(QC+SQR(QC*QC-(1-B*RC)*B*A/3*RC*HC*HC*T*T))/(2*(1-B*RC))
```

```

270 A1=1000*DA-D1*1000
280 A2=1000*DB-D2*1000
290 AM=1000*DC-DK*1000
300 IF AM=0 THEN N=100
310 IF AM*A1 < 0 THEN H2=HM
320 IF AM*A1 > 0 THEN H1=HM
330 IF ABS(H1-H2) < 0.005 THEN N=100
340 NEXT N
345 LR=HM/T
350 IF LR > E THEN GOTO 390
355 PRINT#8, "M="; M0; "KNM   LAMBDA="; LR
360 PRINT#8, "H="; HM; "MM   H/HOP="; HM/HG; " T="; T; "MM   T/TOF="; T/TE
365 X=(HM*T)/OM
370 PRINT#8, "A="; OM; "MM   AL/ATOT"; X
380 PRINT#8,
390 NEXTT
400 NEXTM0
410 NEXTS
420 END

```

READY.

DE VLDEIGRENS= 235

M= 500 KNM LAMBDA= 340.014648
H= 1360.05859 MM H/HOP= 1.24744933 T= 4 MM T/TOP= 1.31140462
A= 9498.85802 MM AL/ATOT .572725097

M= 500 KNM LAMBDA= 181.566874
H= 1089.40125 MM H/HOP= .999201694 T= 6 MM T/TOP= 1.96710693
A= 11101.5107 MM AL/ATOT .589785402

M= 500 KNM LAMBDA= 115.0177
H= 920.141602 MM H/HOP= .843956303 T= 8 MM T/TOP= 2.62280924
A= 12121.1872 MM AL/ATOT .607294704

M= 1000 KNM LAMBDA= 260.118103
H= 1560.70862 MM H/HOP= 1.13617126 T= 6 MM T/TOP= 1.56129384
A= 16180.5478 MM AL/ATOT .578735147

M= 1000 KNM LAMBDA= 166.281128
H= 1330.24902 MM H/HOP= .968400313 T= 8 MM T/TOP= 2.08172512
A= 17963.3236 MM AL/ATOT .592428907

M= 1000 KNM LAMBDA= 116.45462
H= 1164.5462 MM H/HOP= .847771273 T= 10 MM T/TOP= 2.6021564
A= 19201.5119 MM AL/ATOT .606486724

M= 1500 KNM LAMBDA= 320.019531
H= 1920.11719 MM H/HOP= 1.22110393 T= 6 MM T/TOP= 1.36391352
A= 20082.2202 MM AL/ATOT .573676767

M= 1500 KNM LAMBDA= 205.688477
H= 1645.50781 MM H/HOP= 1.04646532 T= 8 MM T/TOP= 1.81895443
A= 22459.0172 MM AL/ATOT .586137069

M= 1500 KNM LAMBDA= 144.677734
H= 1446.77734 MM H/HOP= .92008212 T= 10 MM T/TOP= 2.27319307
A= 24209.0718 MM AL/ATOT .59761785

M= 2000 KNM LAMBDA= 238.208008
H= 1905.66406 MM H/HOP= 1.10109552 T= 8 MM T/TOP= 1.65226636
A= 26253.1584 MM AL/ATOT .580703939

M= 2000 KNM LAMBDA= 168.164063
H= 1681.64063 MM H/HOP= .971654444 T= 10 MM T/TOP= 2.06533295
A= 28440.228 MM AL/ATOT .591289432

M= 2500 KNM LAMBDA= 267.114258
H= 2136.91406 MM H/HOP= 1.1462052 T= 8 MM T/TOP= 1.53382823
A= 29597.8523 MM AL/ATOT .577586249

M= 2500 KNM LAMBDA= 189.121094
H= 1891.21094 MM H/HOP= 1.01441412 T= 10 MM T/TOP= 1.91728529
A= 32172.4384 MM AL/ATOT .587835748

M= 3000 KNM LAMBDA= 293.367004
H= 2346.93604 MM H/HOP= 1.18463026 T= 8 MM T/TOP= 1.44338764
A= 32622.7805 MM AL/ATOT .575533048

M= 3000 KNM LAMBDA= 207.819824
H= 2078.19824 MM H/HOP= 1.04898323 T= 10 MM T/TOP= 1.80423455
A= 35549.1187 MM AL/ATOT .58459909

M= 3500 KNM LAMBDA= 317.700195
H= 2541.60156 MM H/HOP= 1.21863443 T= 8 MM T/TOP= 1.37109449
A= 35405.1841 MM AL/ATOT .574289134

M= 3500 KNM LAMBDA= 225.253906
H= 2252.53906 MM H/HOP= 1.08003619 T= 10 MM T/TOP= 1.71386812
A= 38655.8776 MM AL/ATOT .5827158

M= 4000 KNM LAMBDA= 340.283203
H= 2722.26563 MM H/HOP= 1.24843469 T= 8 MM T/TOP= 1.31140471
A= 37995.4524 MM AL/ATOT .573177147

M= 4000 KNM LAMBDA= 240.791016
H= 2407.91016 MM H/HOP= 1.10427095 T= 10 MM T/TOP= 1.83928588
A= 43548.6479 MM AL/ATOT .579539956

M= 4500 KNM LAMBDA= 256.173291
H= 2563.73291 MM H/HOP= 1.33046538 T= 10 MM T/TOP= 1.37611467
A= 44246.2951 MM AL/ATOT .579161000

DE VLOEIGENS= 355

M= 500 KNM LAMBDA= 151.850293
H= 909.301758 MM H/HOP= 1.08784431 T= 6 MM T/TOP= 1.6584818
A= 8925.1444 MM AL/ATOT .611285406

M= 1000 KNM LAMBDA= 216.890462
H= 1301.34277 MM H/HOP= 1.23568307 T= 6 MM T/TOP= 1.34802593
A= 12948.2421 MM AL/ATOT .603020595

M= 1000 KNM LAMBDA= 136.842773
H= 1110.74219 MM H/HOP= 1.0546993 T= 8 MM T/TOP= 1.7974479
A= 14462.2985 MM AL/ATOT .614420834

M= 1000 KNM LAMBDA= 97.34375
H= 973.4375 MM H/HOP= .92432237 T= 10 MM T/TOP= 2.24680982
A= 15568.1907 MM AL/ATOT .625273366

M= 1500 KNM LAMBDA= 171.362305
H= 1370.89844 MM H/HOP= 1.13716528 T= 8 MM T/TOP= 1.57021539
A= 18024.1137 MM AL/ATOT .608473053

M= 1500 KNM LAMBDA= 120.830078
H= 1208.30078 MM H/HOP= 1.00228997 T= 10 MM T/TOP= 1.96276924
A= 19539.134 MM AL/ATOT .518400375

M= 2000 KNM LAMBDA= 198.800659
H= 1590.40527 MM H/HOP= 1.19861546 T= 8 MM T/TOP= 1.42663538
A= 21029.4154 MM AL/ATOT .605021202

M= 2000 KNM LAMBDA= 140.432129
H= 1404.32129 MM H/HOP= 1.05837251 T= 10 MM T/TOP= 1.78329422
A= 22892.5454 MM AL/ATOT .613440429

M= 2500 KNM LAMBDA= 223.006821
H= 1784.05457 MM H/HOP= 1.24817899 T= 8 MM T/TOP= 1.32437098
A= 23678.3428 MM AL/ATOT .602763321

M= 2500 KNM LAMBDA= 157.868211
H= 1578.66211 MM H/HOP= 1.10448014 T= 10 MM T/TOP= 1.65546392
A= 25849.6811 MM AL/ATOT .610708544

M= 3000 KNM LAMBDA= 173.40832
H= 1734.0832 MM H/HOP= 1.14164847 T= 10 MM T/TOP= 1.58785118
A= 28824.6646 MM AL/ATOT .607906608

M= 3500 KNM LAMBDA= 197.886448
H= 1878.88648 MM H/HOP= 1.17488871 T= 10 MM T/TOP= 1.47832489
A= 30988.5248 MM AL/ATOT .608271839

M= 4000 KNM LAMBDA= 201.225586
H= 2012.22586 MM H/HOP= 1.20368077 T= 10 MM T/TOP= 1.44840127
A= 33278.6882 MM AL/ATOT .604704888

M= 4500 KNM LAMBDA= 217.871406
H= 2176.91406 MM H/HOP= 1.22937702 T= 10 MM T/TOP= 1.34090877
A= 35429.0677 MM AL/ATOT .603152778

Appendix 10

De berekening van de relatieve A_{lijf}/A_{tot}, h/hop, t/top en e/hop bij verschillende

Elke profieldoorsnede met een willekeurige t, h, en A_{lijf}/A_{tot}-verhouding kan een bepaald moment opnemen. Daarom is zo'n doorsnede te relateren aan de optimale doorsnede. Dit wordt als volgt gedaan:

- Bepaal van de betreffende doorsnede het effectieve weerstandsmoment.
- Doordat geldt $W_{eff} * \sigma_e = \gamma M$ kan met:

$$hop = 1.2 \sqrt[3]{\gamma M} \quad (\text{Fe 360})$$

$$hop = 0.93 \sqrt[3]{\gamma M} \quad (\text{Fe 510})$$

de optimale hoogte, en de optimale dikte worden bepaald.

- Hierdoor kan voor elke willekeurige doorsnede een plaats in het h-t vlak bepaald worden, zodanig dat een profiel niet overgedimensioneerd wordt.
- Bij elke profieldoorsnede kan ook een relatieve zwaartepuntafstand bepaald worden. (e/hop).

In deze appendix is voor een groot aantal profielen, met een verschillende A_{lijf}/A_{tot} en λ , het effectieve weerstandsmoment van de doorsnede bepaald. Vervolgens is de optimale effectieve hoogte en *lijf*dikte van elk profiel bepaald en zijn de gevonden waarden op elkaar gedeeld.

Op deze wijze is het mogelijk de ontwerpgrafieken van fig 4.31 en 4.32 samen te stellen.

READY.

```
5 OPEN 8,4,8
6 PRINT#8,"DE VLOEIGRENS IS 235"
7 PRINT#8,
10 FORQ=0.24 TO 0.72 STEP .04
15 T=6
16 FORL=157 TO 357 STEP 50
20 H=L*T
30 H1=0.95*T*(1-11.3582*T/H)*29.89
40 H2=3.69*T*(1-31.9623*T/H)*29.89
50 AF=(H*T/Q-H*T)/2
60 Z=(AF*H+H2*H2*T/2+H1*T*(H-H1/2))/(2*AF+T*H1+T*H2)
70 E=H-Z
80 IE=AF*(Z*Z+E*E)+(H13+H23)*T/12+H1*T*(E-H1/2)+2+H2*T*(Z-H2/2)+2
90 WE=IE/E
100 GM = WE*235
110 H0 = 1.2*(GM*.333333)
120 T0 = (H0/(357))
130 PRINT#8,"ALIJF/ATOT";B;" L=";L;" H/HOP=";H/H0;" T/TOP";T/T0
131 PRINT#8,"E/HOP=";E/H0
170 PRINT#8,
172 NEXT L
180 NEXT Q
185 PRINT#8,
190 END
270 PRINT#8,
275 PRINT#8,
280 END
```

READY.

DE VLOEIGRENS IS 235

ALIJF/ATDT .24	L= 157	H/HOP= .613032285	T/TOP 1.39396513
E/HOP= .314926575			
ALIJF/ATDT .24	L= 207	H/HOP= .675451227	T/TOP 1.16490864
E/HOP= .349867859			
ALIJF/ATDT .24	L= 257	H/HOP= .727741791	T/TOP 1.0109098
E/HOP= .37784611			
ALIJF/ATDT .24	L= 307	H/HOP= .773328954	T/TOP .899278342
E/HOP= .401484461			
ALIJF/ATDT .24	L= 357	H/HOP= .814075332	T/TOP .814075332
E/HOP= .422173784			
ALIJF/ATDT .28	L= 157	H/HOP= .654087808	T/TOP 1.48732069
E/HOP= .337636906			
ALIJF/ATDT .28	L= 207	H/HOP= .721445156	T/TOP 1.24423152
E/HOP= .376141103			
ALIJF/ATDT .28	L= 257	H/HOP= .777750066	T/TOP 1.08037655
E/HOP= .406722744			
ALIJF/ATDT .28	L= 307	H/HOP= .826780572	T/TOP .961433358
E/HOP= .432396917			
ALIJF/ATDT .28	L= 357	H/HOP= .870577104	T/TOP .870577104
E/HOP= .454763905			
ALIJF/ATDT .32	L= 157	H/HOP= .693449541	T/TOP 1.57682541
E/HOP= .359713207			
ALIJF/ATDT .32	L= 207	H/HOP= .765736101	T/TOP 1.32061733
E/HOP= .401933864			
ALIJF/ATDT .32	L= 257	H/HOP= .826035387	T/TOP 1.14744795
E/HOP= .435220275			
ALIJF/ATDT .32	L= 307	H/HOP= .878483847	T/TOP 1.02155939
E/HOP= .462992372			
ALIJF/ATDT .32	L= 357	H/HOP= .925302857	T/TOP .925302857
E/HOP= .487072278			
ALIJF/ATDT .36	L= 157	H/HOP= .731714561	T/TOP 1.66383502
E/HOP= .381461966			
ALIJF/ATDT .36	L= 207	H/HOP= .808997799	T/TOP 1.39522809
E/HOP= .427608075			
ALIJF/ATDT .36	L= 257	H/HOP= .873339302	T/TOP 1.21316004
E/HOP= .463751578			
ALIJF/ATDT .36	L= 307	H/HOP= .929240215	T/TOP 1.08058227
E/HOP= .493728357			

ALIJF/ATOT .36 L= 357 H/HOP= .979107533 T/TOP .979107533
 E/HOP= .519595155

ALIJF/ATOT .4 L= 157 H/HOP= .769335285 T/TOP 1.74938023
 E/HOP= .403120942

ALIJF/ATOT .4 L= 207 H/HOP= .851751685 T/TOP 1.46896305
 E/HOP= .453455318

ALIJF/ATOT .4 L= 257 H/HOP= .920243559 T/TOP 1.27831498
 E/HOP= .49265887

ALIJF/ATOT .4 L= 307 H/HOP= .975685021 T/TOP 1.13924284
 E/HOP= .524991931

ALIJF/ATOT .4 L= 357 H/HOP= 1.03267455 T/TOP 1.03267455
 E/HOP= .552758537

ALIJF/ATOT .44 L= 157 H/HOP= .806679164 T/TOP 1.83429593
 E/HOP= .424887468

ALIJF/ATOT .44 L= 207 H/HOP= .894429922 T/TOP 1.54256755
 E/HOP= .479728734

ALIJF/ATOT .44 L= 257 H/HOP= .967238866 T/TOP 1.3438766
 E/HOP= .522249183

ALIJF/ATOT .44 L= 307 H/HOP= 1.03036147 T/TOP 1.19817279
 E/HOP= .557138571

ALIJF/ATOT .44 L= 357 H/HOP= 1.08659445 T/TOP 1.08659445
 E/HOP= .586960297

ALIJF/ATOT .48 L= 157 H/HOP= .844061471 T/TOP 1.91929901
 E/HOP= .446935705

ALIJF/ATOT .48 L= 207 H/HOP= .937414211 T/TOP 1.61689987
 E/HOP= .506663139

ALIJF/ATOT .48 L= 257 H/HOP= 1.01476793 T/TOP 1.40961926
 E/HOP= .552817539

ALIJF/ATOT .48 L= 307 H/HOP= 1.08176763 T/TOP 1.25795128
 E/HOP= .590518433

ALIJF/ATOT .48 L= 357 H/HOP= 1.14141553 T/TOP 1.14141553
 E/HOP= .622599448

ALIJF/ATOT .52 L= 157 H/HOP= .881768176 T/TOP 2.00503974
 E/HOP= .469428197

ALIJF/ATOT .52 L= 207 H/HOP= .98106221 T/TOP 1.69197685
 E/HOP= .534489295

ALIJF/ATOT .52 L= 257 H/HOP= 1.06325564 T/TOP 1.47697379
 E/HOP= .584664328

ALIJF/ATDT .52 L= 307 H/HOP= 1.13439025 T/TOP 1.31914436
 E/HOP= .625497062

ALIJF/ATDT .52 L= 357 H/HOP= 1.19768122 T/TOP 1.19768122
 E/HOP= .660100185

ALIJF/ATDT .56 L= 157 H/HOP= .920072259 T/TOP 2.09213883
 E/HOP= .492524428

ALIJF/ATDT .56 L= 207 H/HOP= 1.02572767 T/TOP 1.76900858
 E/HOP= .563445411

ALIJF/ATDT .56 L= 257 H/HOP= 1.11313323 T/TOP 1.546257
 E/HOP= .618110451

ALIJF/ATDT .56 L= 307 H/HOP= 1.19873294 T/TOP 1.39233765
 E/HOP= .662474546

ALIJF/ATDT .56 L= 357 H/HOP= 1.23596219 T/TOP 1.05596219
 E/HOP= .699935209

ALIJF/ATDT .6 L= 157 H/HOP= .938246304 T/TOP 2.18121702
 E/HOP= .516327926

ALIJF/ATDT .6 L= 207 H/HOP= 1.07177781 T/TOP 1.8424284
 E/HOP= .593787774

ALIJF/ATDT .6 L= 257 H/HOP= 1.16428554 T/TOP 1.61811347
 E/HOP= .650512497

ALIJF/ATDT .6 L= 307 H/HOP= 1.24534004 T/TOP 1.41812792
 E/HOP= .701905946

ALIJF/ATDT .6 L= 357 H/HOP= 1.31689852 T/TOP 1.31689852
 E/HOP= .742651751

ALIJF/ATDT .64 L= 157 H/HOP= .999576746 T/TOP 2.27292292
 E/HOP= .541192892

ALIJF/ATDT .64 L= 207 H/HOP= 1.11961051 T/TOP 1.93092247
 E/HOP= .625801876

ALIJF/ATDT .64 L= 257 H/HOP= 1.21894874 T/TOP 1.69324796
 E/HOP= .691279927

ALIJF/ATDT .64 L= 307 H/HOP= 1.30484318 T/TOP 1.51735835
 E/HOP= .744325661

ALIJF/ATDT .64 L= 357 H/HOP= 1.38118671 T/TOP 1.38118671
 E/HOP= .788903783

ALIJF/ATDT .68 L= 157 H/HOP= 1.04137072 T/TOP 2.36795762
 E/HOP= .567131122

ALIJF/ATDT .68 L= 207 H/HOP= 1.16967316 T/TOP 2.01726241
 E/HOP= .659815301

ALIJF/ATDT .68 L= 257 H/HOP= 1.27598925 T/TOP 1.77248312

E/HOP= .731896304

ALIJF/ATOT .68 L= 307 H/HOP= 1.36798542 T/TOP 1.59076109
E/HOP= .790378877

ALIJF/ATOT .68 L= 357 H/HOP= 1.44972692 T/TOP 1.44972692
E/HOP= .63949493

ALIJF/ATOT .72 L= 157 H/HOP= 1.08497424 T/TOP 2.46710702
E/HOP= .594419941

ALIJF/ATOT .72 L= 207 H/HOP= 1.22248578 T/TOP 2.10834505
E/HOP= .696213888

ALIJF/ATOT .72 L= 257 H/HOP= 1.33668776 T/TOP 1.85679973
E/HOP= .775947341

ALIJF/ATOT .72 L= 307 H/HOP= 1.43560391 T/TOP 1.66941562
E/HOP= .84086459

ALIJF/ATOT .72 L= 357 H/HOP= 1.52358795 T/TOP 1.52358795
E/HOP= .895438761

READY.

```
5 OPEN  S,4,8
6 PRINT#8,"DE VLOEIGRENS IS 355"
7 PRINT#8,
10 FORQ=0.24TO 0.72STEP.04
15 T=6
16 FORL=137 TO237 STEP25
20 H=L*T
30 H1=0.95*T*(1- 9.2416*T/H)*24.32
40 H2=3.69*T*(1-26.0224*T/H)*24.32
50 AF=(H*T/Q-H*T)/2
60 Z=(AF*H+H2*H2*T/2+H1*T*(H-H1/2))/(2*AF+T*H1+T*H2)
70 E=H-Z
80 IE=AF*(Z*Z+E*E)+(H13+H23)*T/12+H1*T*(E-H1/2)2+H2*T*(Z-H2/2)2
90 WE=IE/E
100 GM = WE*235
110 H0 = 1.2*(GM1.3333333)
120 T0 = (H0/(357) )
130 PRINT#8,"ALIJF/ATDT":Q;" L=";L;" H/HOP=";H/H0;"T/TOP":T/T0
131 PRINT#8,"E/HOP=";E/H0
170 PRINT#8,
172 NEXT L
180 NEXTQ
185 PRINT#8,
190 END
270 PRINT#8,
275 PRINT#8,
280 END
```

READY.

DE VLOEIGRENS IS 355

ALIJF/ATOT .24	L= 137	H/HOP= .586659524	T/TOF 1.52874051
E/HOP= .302197551			
ALIJF/ATOT .24	L= 162	H/HOP= .622119228	T/TOF 1.37096645
E/HOP= .321993176			
ALIJF/ATOT .24	L= 187	H/HOP= .653799379	T/TOF 1.24816245
E/HOP= .339172007			
ALIJF/ATOT .24	L= 212	H/HOP= .682602165	T/TOF 1.14947629
E/HOP= .354427625			
ALIJF/ATOT .24	L= 237	H/HOP= .70912593	T/TOF 1.06817703
E/HOP= .368218372			
ALIJF/ATOT .28	L= 137	H/HOP= .626140493	T/TOF 1.63162158
E/HOP= .324263303			
ALIJF/ATOT .28	L= 162	H/HOP= .664399055	T/TOF 1.46413566
E/HOP= .34606808			
ALIJF/ATOT .28	L= 187	H/HOP= .698530515	T/TOF 1.33355826
E/HOP= .364893254			
ALIJF/ATOT .28	L= 212	H/HOP= .729531823	T/TOF 1.22850406
E/HOP= .38153551			
ALIJF/ATOT .28	L= 237	H/HOP= .756061411	T/TOF 1.14188997
E/HOP= .396522712			
ALIJF/ATOT .32	L= 137	H/HOP= .664039561	T/TOF 1.73038046
E/HOP= .345774286			
ALIJF/ATOT .32	L= 162	H/HOP= .705091201	T/TOF 1.55381209
E/HOP= .369675235			
ALIJF/ATOT .32	L= 187	H/HOP= .741664163	T/TOF 1.41590431
E/HOP= .390214558			
ALIJF/ATOT .32	L= 212	H/HOP= .774851426	T/TOF 1.30482056
E/HOP= .408294655			
ALIJF/ATOT .32	L= 237	H/HOP= .80537251	T/TOF 1.21315606
E/HOP= .424516063			
ALIJF/ATOT .36	L= 137	H/HOP= .700930671	T/TOF 1.82651277
E/HOP= .36702854			
ALIJF/ATOT .36	L= 162	H/HOP= .744813885	T/TOF 1.64134912
E/HOP= .393144543			
ALIJF/ATOT .36	L= 187	H/HOP= .783859253	T/TOF 1.49645857
E/HOP= .415496219			
ALIJF/ATOT .36	L= 212	H/HOP= .819257458	T/TOF 1.37959864
E/HOP= .435093662			

ALIJF/ATDT .36 L= 237 H/HOP= .851790517 T/TOP 1.28307685
 E/HOP= .452613085

ALIJF/ATDT .4 L= 137 H/HOP= .737252154 T/TOP 1.92116072
 E/HOP= .388259431

ALIJF/ATDT .4 L= 162 H/HOP= .78404435 T/TOP 1.72780144
 E/HOP= .416740358

ALIJF/ATDT .4 L= 187 H/HOP= .825629133 T/TOP 1.57620107
 E/HOP= .441032631

ALIJF/ATDT .4 L= 212 H/HOP= .863296768 T/TOP 1.45375918
 E/HOP= .462255181

ALIJF/ATDT .4 L= 237 H/HOP= .897893444 T/TOP 1.35252304
 E/HOP= .481162575

ALIJF/ATDT .44 L= 137 H/HOP= .773361085 T/TOP 2.0152548
 E/HOP= .409662842

ALIJF/ATDT .44 L= 162 H/HOP= .823176861 T/TOP 1.8140379
 E/HOP= .440690746

ALIJF/ATDT .44 L= 187 H/HOP= .867402958 T/TOP 1.6559511
 E/HOP= .467083605

ALIJF/ATDT .44 L= 212 H/HOP= .907431127 T/TOP 1.52807978
 E/HOP= .490069245

ALIJF/ATDT .44 L= 237 H/HOP= .944173565 T/TOP 1.42223613
 E/HOP= .510482787

ALIJF/ATDT .48 L= 137 H/HOP= .809566275 T/TOP 2.10959971
 E/HOP= .431413873

ALIJF/ATDT .48 L= 162 H/HOP= .862558279 T/TOP 1.90022288
 E/HOP= .46520583

ALIJF/ATDT .48 L= 187 H/HOP= .909563741 T/TOP 1.73643987
 E/HOP= .493894436

ALIJF/ATDT .48 L= 212 H/HOP= .952077675 T/TOP 1.60326288
 E/HOP= .518815117

ALIJF/ATDT .48 L= 237 H/HOP= .991080145 T/TOP 1.49289288
 E/HOP= .540885049

ALIJF/ATDT .52 L= 137 H/HOP= .846150166 T/TOP 2.20493146
 E/HOP= .453678151

ALIJF/ATDT .52 L= 162 H/HOP= .902512158 T/TOP 1.98886939
 E/HOP= .490490679

ALIJF/ATDT .52 L= 187 H/HOP= .95247465 T/TOP 1.8183607
 E/HOP= .521710516

ALIJF/ATDT .52 L= 212 H/HOP= .997537354 T/TDP 1.67998366
 E/HOP= .548777732

ALIJF/ATDT .52 L= 237 H/HOP= 1.03704999 T/TDP 1.56515125
 E/HOP= .572692111

ALIJF/ATDT .56 L= 137 H/HOP= .883384849 T/TDP 2.30195906
 E/HOP= .476620391

ALIJF/ATDT .56 L= 162 H/HOP= .943356964 T/TDP 2.07987924
 E/HOP= .516755566

ALIJF/ATDT .56 L= 187 H/HOP= .996499479 T/TDP 1.9024081
 E/HOP= .550789563

ALIJF/ATDT .56 L= 212 H/HOP= 1.0445177 T/TDP 1.7589284
 E/HOP= .580262085

ALIJF/ATDT .56 L= 237 H/HOP= 1.08253255 T/TDP 1.63968827
 E/HOP= .606354821

ALIJF/ATDT .6 L= 137 H/HOP= .921545141 T/TDP 2.40139085
 E/HOP= .500421667

ALIJF/ATDT .6 L= 162 H/HOP= .985481548 T/TDP 2.17187701
 E/HOP= .5443253

ALIJF/ATDT .6 L= 187 H/HOP= 1.04202091 T/TDP 1.96971285
 E/HOP= .58411376

ALIJF/ATDT .6 L= 212 H/HOP= 1.09318389 T/TDP 1.84082991
 E/HOP= .61360774

ALIJF/ATDT .6 L= 237 H/HOP= 1.14001381 T/TDP 1.71720589
 E/HOP= .641969813

ALIJF/ATDT .64 L= 137 H/HOP= .98092062 T/TDP 2.30400483
 E/HOP= .525236425

ALIJF/ATDT .64 L= 162 H/HOP= 1.02906078 T/TDP 2.26774505
 E/HOP= .573148846

ALIJF/ATDT .64 L= 187 H/HOP= 1.02945907 T/TDP 2.0798764
 E/HOP= .613900649

ALIJF/ATDT .64 L= 212 H/HOP= 1.14403097 T/TDP 1.92650499
 E/HOP= .649205309

ALIJF/ATDT .64 L= 237 H/HOP= 1.19404235 T/TDP 1.79862076
 E/HOP= .680299052

ALIJF/ATDT .68 L= 137 H/HOP= 1.00192893 T/TDP 2.61060296
 E/HOP= .551300001

ALIJF/ATDT .68 L= 162 H/HOP= 1.07467107 T/TDP 2.36925663
 E/HOP= .603810321

ALIJF/ATDT .68 L= 187 H/HOP= 1.13929275 T/TDP 2.17501342

E/HQP= .648622306

ALIJF/ATOT .68 L= 212 H/HQP= 1.19771019 T/TQP 2.01699877
E/HQP= .687516911

ALIJF/ATOT .68 L= 237 H/HQP= 1.25126117 T/TQP 1.98491114
E/HQP= .72179805

ALIJF/ATOT .72 L= 137 H/HQP= 1.04462542 T/TQP 2.72212611
E/HQP= .578637459

ALIJF/ATOT .72 L= 162 H/HQP= 1.12271127 T/TQP 2.47412299
E/HQP= .636542633

ALIJF/ATOT .72 L= 187 H/HQP= 1.19208592 T/TQP 2.27580039
E/HQP= .68602125

ALIJF/ATOT .72 L= 212 H/HQP= 1.25486399 T/TQP 2.11314192
E/HQP= .72910325

ALIJF/ATOT .72 L= 237 H/HQP= 1.31244968 T/TQP 1.97698116
E/HQP= .767149358

literatuur

- [1] Timmermans A.R.J.: Gelaste plaatliggers, Bouwen met staal 27, maart 1974.
- [2] Berkelder A.G.J.: Optimale dimensionering van stalen plaatliggers, Bouwen met staal 16, juni 1974.
- [3] Berkelder A.G.J.: tress Analysis and proportioning of steel plate girders, Uitgave door de auteur 1967.
- [4] Jenkins W.M., Jesus G.C. de, Burns A.: Optimum design of welded plate girders, The structural engineer n°12, December 1977.
- [5] Stark J.W.B.: Koudgevormde profielen
- [6] Stabiliteit voor de staalconstructeur, Uigave Staalbouwkundig Genootschap.
- [7] Steifenlose Stahlskeletttragwerke und dünnwandige Vollwand-träger, Berechnung und Konstruktion, Europäische Konvention für Stahlbau (EKS).
- [8] De Eurocode 3.

