

BSc–eindwerk

Ontwerpregels voor wandliggers

Begeleiders:

ir. W.J.M. Peperkamp
Kamer 2.58 (Stevin II)
e-mail: w.peperkamp@citg.tudelft.nl
Tel.: 015-2784576

dr. ir. P.C.J. Hoogenboom
Kamer 6.48
e-mail: p.hoogenboom@cigt.tudelft.nl
Tel.: 015-2788081

P.A. Laane
Studienummer 1005138
e-mail: plaane@gmail.com
Tel.: 06-19196283

Voorwoord

Dit onderzoek, naar de bruikbaarheid van de ontwerpregels voor wandliggers heb ik gedaan in het kader van het Bachelor of Science eindwerk (CT3000) voor de studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft.

Graag zou ik de heren ir. W.J.M. Peperkamp en dr. ir. P.C.J. Hoogenboom willen danken voor hun hulp bij het vervaardigen van dit rapport.

Delft, 20 oktober 2005

P.A. Laane

Samenvatting

Bij gebouwen met meerdere verdiepingen bestaat de fundering vaak uit een gewapend betonnen kelderconstructie op palen. Hierbij worden de hoofddraagelementen gevormd door de kelderwanden die fungeren als wandliggers (zie gearceerd gedeelte naast staande figuur 1). Een wandligger is een constructiedeel waarbij de belasting in het vlak overheerst ten opzichte van de belasting loodrecht op het vlak en waarbij de hoogte van de wand groot is ten opzichte van de afstand tussen de ondersteuning. Hierin onderscheidt zich de wandligger ten opzichte van de gewone ligger en daardoor ook in de wijze waarop de belasting op de wand wordt afgedragen naar de (paal)ondersteuning.

Doel van dit BSc-eindwerk is het onderzoeken van de krachtwerving van een statisch-onbepaalde wandligger die belast wordt door een verdeelde belasting. Hierbij zal worden gekeken naar de detaillering van de wapening en naar de invloed van de stijfheid van de ondersteuning. Tevens zal worden bepaald of de rekenregels in de Voorschriften Beton Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC) ¹ te allen tijde kunnen worden toegepast.

Als eerste is berekend wat volgens de VBC de minimum vereisten zijn voor de hoeveelheid hoofd- en dwarskrachtwapening in het geval dat de ondersteuning niet (of gelijkmatig) zakt en in het geval dat de ondersteuning ongelijkmatig zakt.

Figuur 1 mogelijke plaats wandligger

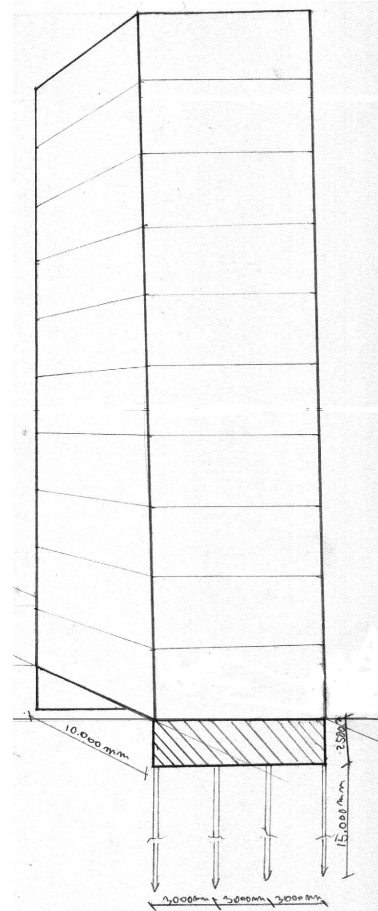
Vervolgens zijn de berekeningen gecontroleerd met behulp van het computerprogramma ESA PT voor het bepalen van de spanningen in de wandligger. Daarnaast is de website Performance of Reinforced Concrete gebruikt voor het controleren van de spanningen in de wapening, het beton en voor het bepalen van de maximale scheurwijdte.

Bij de controle bleek dat, in het geval van geen (of gelijkmatige) zakking van de ondersteuning, de door de VBC vereiste wapening onvoldoende is om bezwijken te voorkomen.

De conclusie is dat de huidige norm voor het berekenen van wandliggers op een aantal punten niet volledig is. Aanbevolen wordt om de norm op deze punten uit te breiden.

Tevens is er geconcludeerd dat, bij controle van berekeningen volgens de norm, met een lineair elastische berekening, de resultaten niet overeen komen. Ook indien rekening met enige herverdeling wordt gehouden. Aanbevolen wordt om hier verder onderzoek naar te verrichten.

Ook is geconcludeerd dat ongelijke zettingen een grote invloed hebben op de spanningen in de wandligger. Meer onderzoek hiernaar wordt aanbevolen.



¹ VBC 1990 NEN 6720.

VOORWOORD	I
SAMENVATTING	II
1 INLEIDING	1
1.1 PROBLEEMSTELLING	1
1.2 DOELSTELLING	1
1.3 UITGANGSPUNTEN EN BEPERKINGEN	2
1.4 SITUATIEBESCHRIJVING STATISCH-ONBEPAALED WANDLIGGER	3
1.5 STRUCTUURBESCHRIJVING	3
2 BEREKENING WANDLIGGER VOLGENS VBC MET $K = \infty$	4
2.1 INLEIDING	4
2.2 BEPALEN MOMENTEN	5
2.3 BEPALEN DWARSKRACHTEN	7
2.4 BEPALEN MINIMALE MOMENTWAPENING	8
2.5 BEPALEN MINIMALE DWARSKRACHTWAPENING	11
3 BEREKENING WANDLIGGER VOLGENS VBC MET $K \neq \infty$	12
3.1 INLEIDING	12
3.2 BEPALEN ZAKKING OPLEGGINGEN EN DWARSKRACHT	12
3.3 BEPALEN MOMENTEN	13
3.4 BEPALEN MINIMALE MOMENTWAPENING	14
3.5 BEPALEN MINIMALE DWARSKRACHTWAPENING	17
4 BEREKENING WANDLIGGER MET ESA PT MET $K = \infty$	19
4.1 INLEIDING	19
4.2 INVOER	19
4.3 OPLEGREACTIES	20
4.4 SPANNINGEN	20
4.5 BETONSPANNING, WAPENINGSSPANNINGEN EN SCHEURWIJDTE	22
5 BEREKENING WANDLIGGER MET ESA PT MET $K \neq \infty$	24
5.1 INLEIDING	24
5.2 INVOER	25
5.3 OPLEGREACTIES	26
5.4 SPANNINGEN	26
5.5 BETONSPANNING, WAPENINGSSPANNING EN SCHEURWIJDTE	28
5.6 INVLOED VAN DE STIJFHEID VAN DE ONDERSTEUNING	29
6 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	30
6.1 ALGEMENE CONCLUSIES	30
6.2 TOETSING VAN WANDLIGGERS OP VASTE OPLEGGINGEN	30
6.3 TOETSING VAN WANDLIGGERS OP PALEN	30
6.5 AANBEVELINGEN	31
LITERATUUR	32
BIJLAGE I GEBRUIKTE SYMBOLEN	33
BIJLAGE II WAPENINGSTEKENINGEN WANDLIGGERS	35
BIJLAGE III VOORBEELD IN- EN UITVOER PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE	37
BIJLAGE IV ZELFEVALUATIE	39
BIJLAGE V NOTULEN STARTNOTITIE BESPREKING	40

1 Inleiding

Bij meerverdiepingen gebouwen bestaat de fundering vaak uit een gewapend betonnen kelderconstructie op palen, waarbij de hoofddraagelementen worden gevormd door de kelderwanden die fungeren als wandliggers. Een wandligger is een constructiedeel waarbij de belasting in het vlak overheerst ten opzichte van de belasting loodrecht op het vlak en waarbij de hoogte van de wand groot is vergeleken met de afstand tussen de ondersteuning. Hierin onderscheidt zich de wandligger ten opzichte van de gewone ligger en daardoor ook in de wijze waarop de belasting op de wand wordt afgedragen naar de (paal)ondersteuning.

1.1 Probleemstelling

Een wandligger onderscheidt zich ten opzichte van een gewone ligger in de wijze waarop de belasting wordt afgedragen. Daardoor zijn aparte reken regels en normen nodig voor het ontwerpen van wandliggers. De huidige normen zijn niet voldoende voor het berekenen van wandliggers.

1.2 Doelstelling

Doel van dit BSc-eindwerk is het onderzoeken van de krachtwerking van een statisch-onbepaalde wandligger die belast wordt door een verdeelde belasting. Hierbij zal worden gekeken naar de detaillering van de wapening en naar de invloed van de stijfheid van de ondersteuning. Tevens zal worden bepaald of de rekenregels in de Voorschriften Beton Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC)² te allen tijde kunnen worden toegepast.

² VBC 1990 NEN 6720.

1.3 Uitgangspunten en beperkingen

Uitgangspunten met betrekking tot de wandligger

De betonsoort van de wandligger is C28/35.

De staalsoort die gebruikt is voor de wapening van de wandligger is FeB 500.

De breedte van de wandligger is 200 mm.

De hoogte van de wandligger is 2500 mm.

De overspanning van de wandligger is 3000 mm.

De lengte van de wandligger is 9000 mm.

De ligger moet voldoen aan de eisen van milieuklasse 3.

Uitgangspunten met betrekking tot de heipalen

De betonsoort van de heipalen is C35/45.

De doorsnede van de heipalen zijn 400•400 mm².

De lengte van de heipalen is 15.000 mm.

Er wordt gewerkt met cementklasse A.

Beperkingen

De belasting is gelijkmatig verdeeld.

Voor de belasting wordt uitgegaan van een kantoorgebouw van tien verdiepingen.

De variabele belasting per verdieping is maximaal 4 kN/m².

Bij de numerieke berekening wordt gerekend met een gemiddelde grote van de elementen van 250 mm, behalve bij het bepalen van de oplegreacties, daar wordt gerekend met een gemiddelde grote van de elementen van 100 mm.

De verschuiving van de momentenlijn vindt plaats over een afstand van 3 maal de maximale staaf afstand in plaats van de nuttige hoogte d.

Er wordt bij het bepalen van de dwarskrachtenlijn geen gebruik gemaakt van verschuiving van de dwarskrachtenlijn.

1.4 Situatiebeschrijving statisch-onbepaalde wandligger

Schematisering van de wandligger

De wandligger kan worden gezien als een keldermuur die ondersteund wordt door heipalen en van boven belast wordt door een dragende muur. Er is gekozen voor een belasting als gevolg van een tien verdiepingen hoog gebouw met een breedte van tien meter, een diepte van negen meter en een ondersteuning doormiddel van vier heipalen (zie figuur 1-1). Hierbij is het gearceerde gedeelte de te schematiseren wandligger. Deze wandligger heeft een hoogte van 2500 mm, een lengte van 9000 mm en een breedte van 200 mm.

Bepaling belasting op de wandligger

Uitgegaan is van een kelderwand die verdeeld belast wordt. Voor de belasting is uitgegaan van een tien verdieping hoog gebouw met een werkende breedte van $10/2 = 5$ meter (zie figuur 1-1).

Variabele belasting = $4 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ meter} \cdot 10 \text{ verdiepingen} = 200 \text{ kN/m}$

Belastingsfactor $\gamma_{vb} = 1,5$

Permanente belasting = $7,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ meter} \cdot 10 \text{ verdiepingen} = 370 \text{ kN/m}$

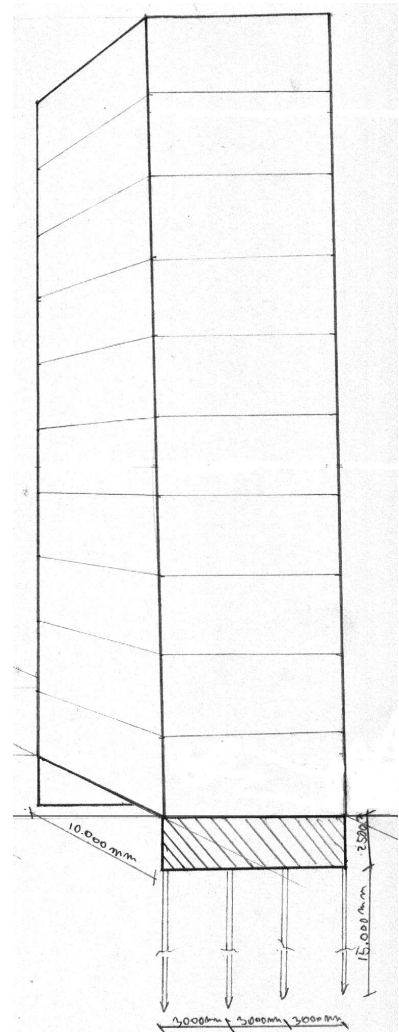
Belastingsfactor $\gamma_{pb} = 1,2$

Eigengewicht = $0,2 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 12,5 \text{ kN/m}$

Belastingsfactor $\gamma_{eg} = 1,2$

Totale belasting (uiterste grenstoestand) = Variabele belasting $\cdot 1,5$ + Permanente belasting $\cdot 1,2$ + Eigengewicht $\cdot 1,2 = 759 \text{ kN/m}$

Totale belasting (bruikbaarheidsgrenstoestand) = $482,5 \text{ kN/m}$



Figuur 1-1 Mogelijke plaats wandligger

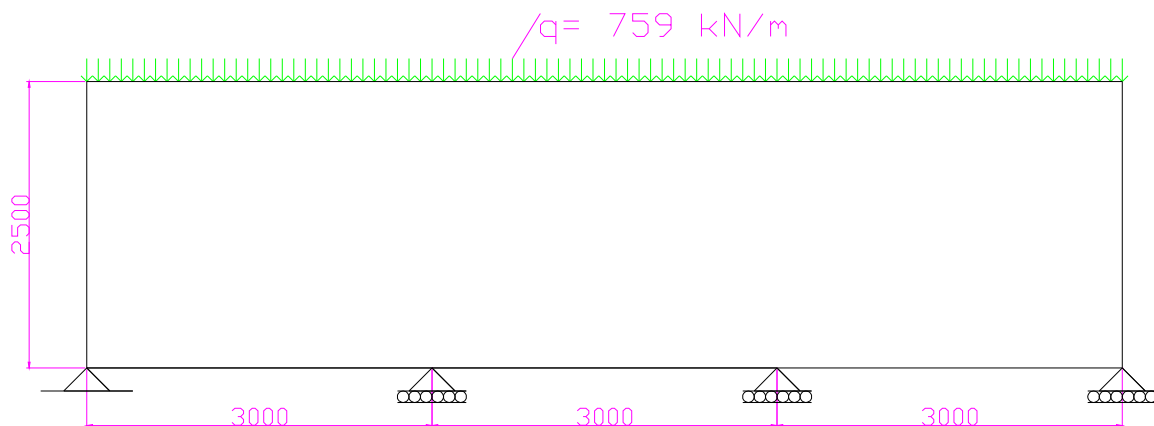
1.5 Structuurbeschrijving

Als eerste zal in hoofdstuk twee een berekening volgens de NEN 6720 normen worden uitgevoerd waarbij er geen of gelijke zetting van de ondersteuning plaats vindt. Vervolgens wordt in het derde hoofdstuk een berekening verricht volgens de NEN 6720 normen waarbij er ongelijke zetting van de ondersteuning plaats vindt. Daarna zal in het vierde hoofdstuk een lineaire numerieke berekening worden gemaakt met behulp van ESA PT waarbij er geen of gelijke zetting van de ondersteuning plaats vindt. In hoofdstuk vijf staan nadien de berekeningen met ESA PT waarmee rekening wordt gehouden met ongelijke zetting van de opleggingen. Ten slotte staan in hoofdstuk zes de conclusies en aanbevelingen die naar aanleiding van de uitkomsten van de hoofdstukken twee tot en met vijf zijn gemaakt.

2 Berekening wandligger volgens VBC met $k = \infty$

2.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal de berekening, volgens de Voorschriften Beton Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC), worden beschreven waarbij geen rekening wordt gehouden met ongelijkmatige zetting en de gevolgen daarvan. Hierdoor kunnen de paalfunderingen worden geschematiseerd als vaste opleggingen (zie figuur 2-1).

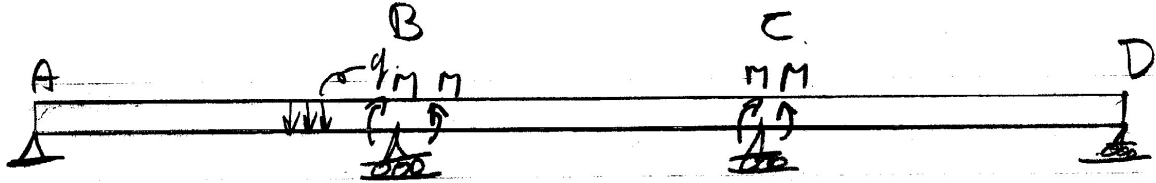


Figuur 2-1 Schematisering wandligger

Achtereenvolgens zal in de tweede paragraaf worden berekend de optredende momenten als gevolg van de in paragraaf 1.4 beschreven verdeelde belastingen (§ 2.2), de dwarskrachten (§ 2.3), de minimale momentwapening (§ 2.4) en de minimale dwarskrachtwapening (§ 2.5).

2.2 Bepalen momenten

Doordat de opleggingen niet ten opzichte van elkaar kunnen zakken zijn de momenten volgens onderstaande berekening te bepalen.



Figuur 2-2 schematisering wandligger

De wandligger kan worden gezien als een ligger waar een verdeelde belasting q op wordt uitgeoefend en die op vier punten wordt ondersteund. Dit leveren de volgende gelijkheden op.

- | | |
|---------------------------------|--|
| $\phi_b^{ab} = \phi_b^{bc}$ (1) | - De hoekverdraaiingen aan beide kanten van het steunpunt in B moeten gelijk zijn. |
| $\phi_c^{bc} = \phi_c^{cd}$ (2) | - De hoekverdraaiingen aan beide kanten van het steunpunt in C moeten gelijk zijn. |
| $M_b^{ab} = -M_b^{bc}$ (3) | - De momenten aan beide kanten van het steunpunt in B moeten tegengesteld zijn. |
| $M_c^{bc} = -M_c^{cd}$ (4) | - De momenten aan beide kanten van het steunpunt in C moeten tegengesteld zijn. |
| $M_b^{ab} = M_c^{bc}$ (5) | - Vanwege de symmetrie moeten de momenten boven de steunpunten B en C aan elkaar. |

Indien in vergelijking (1) of (2) de vergelijkingen (3), (4) en (5) worden ingevuld, kan met vergeet-mij-nietjes de volgende gelijkheid gekregen worden³.

$$\phi_b = \frac{ql^3}{24EI} - \frac{Ml}{3EI} = \frac{Ml}{3EI} + \frac{Ml}{6EI} - \frac{ql^3}{24EI}$$

Vervolgens blijkt hieruit dat de steunpuntmomenten in B en C gelijk zijn aan $-\frac{ql^2}{10}$

Het veldmoment bij een vrije opleggingen is $\frac{ql^2}{8}$

Het veldmoment (tussen B en C) bij een doorgaande ligger met gelijke overspanningen

$$\text{is } \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{10} \right) ql^2 = \frac{ql^2}{40}$$

Uiterste grenstoestand

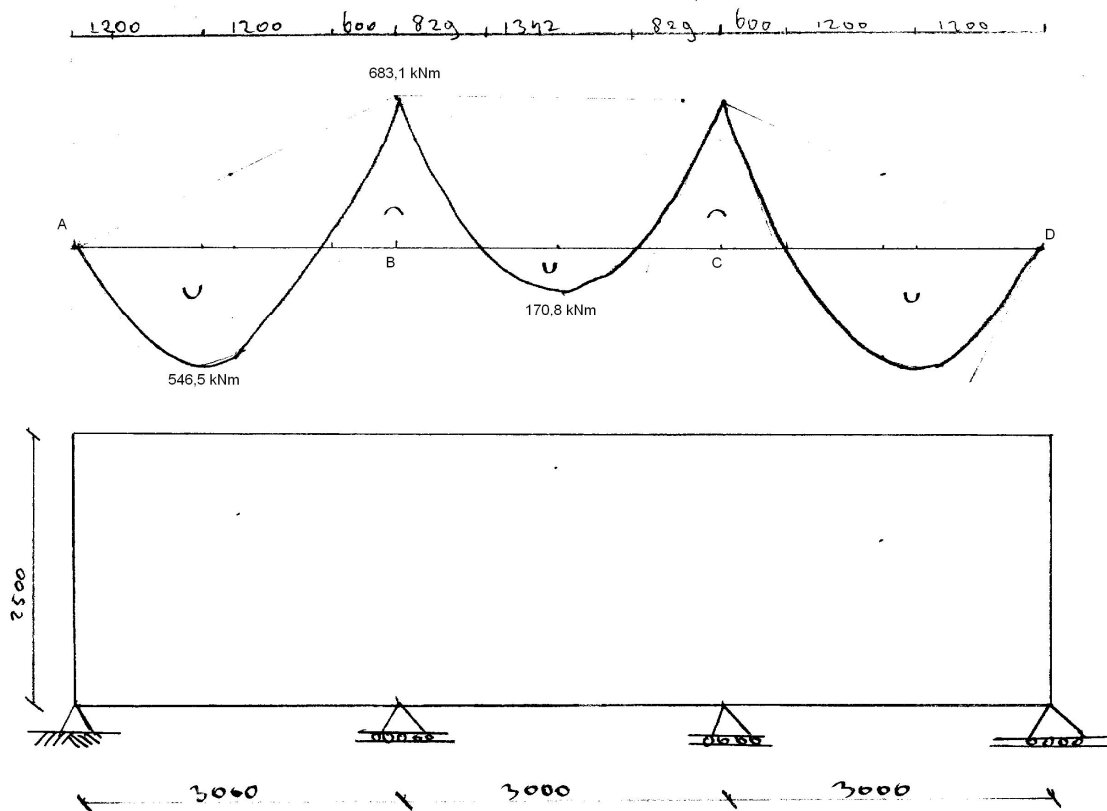
Het eerste veldmoment (UGT) is $0,08 \cdot (\text{overspanning})^2 \cdot q_u = 546,5 \text{ kNm } (M_{ab})$.

Het steunpuntmoment (UGT) is $-0,10 \cdot (\text{overspanning})^2 \cdot q_u = -683,1 \text{ kNm } (M_b)$.

Het tweede veldmoment (UGT) is $0,025 \cdot (\text{overspanning})^2 \cdot q_u = 170,8 \text{ kNm } (M_{bc})$.

³ ir.C. Hartsuijker en ir. C.F. Vrijman, Mechanica van constructies 2a statisch onbepaalde constructies.

Dit geeft de volgende momentenlijn.



Figuur 2-3 Momentenlijn

Bruikbaarheidsgrenstoestand

Het eerste veldmoment (BGT) is $0,08 \cdot (\text{overspanning})^2 \cdot q_b = 347,4$ kNm (M_{ab}).

Het steunpuntmoment (BGT) is $-0,10 \cdot (\text{overspanning})^2 \cdot q_b = -434,3$ kNm (M_b).

Het tweede veldmoment (BGT) is $0,025 \cdot (\text{overspanning})^2 \cdot q_b = 108,6$ kNm (M_{bc}).

2.3 Bepalen Dwarskrachten

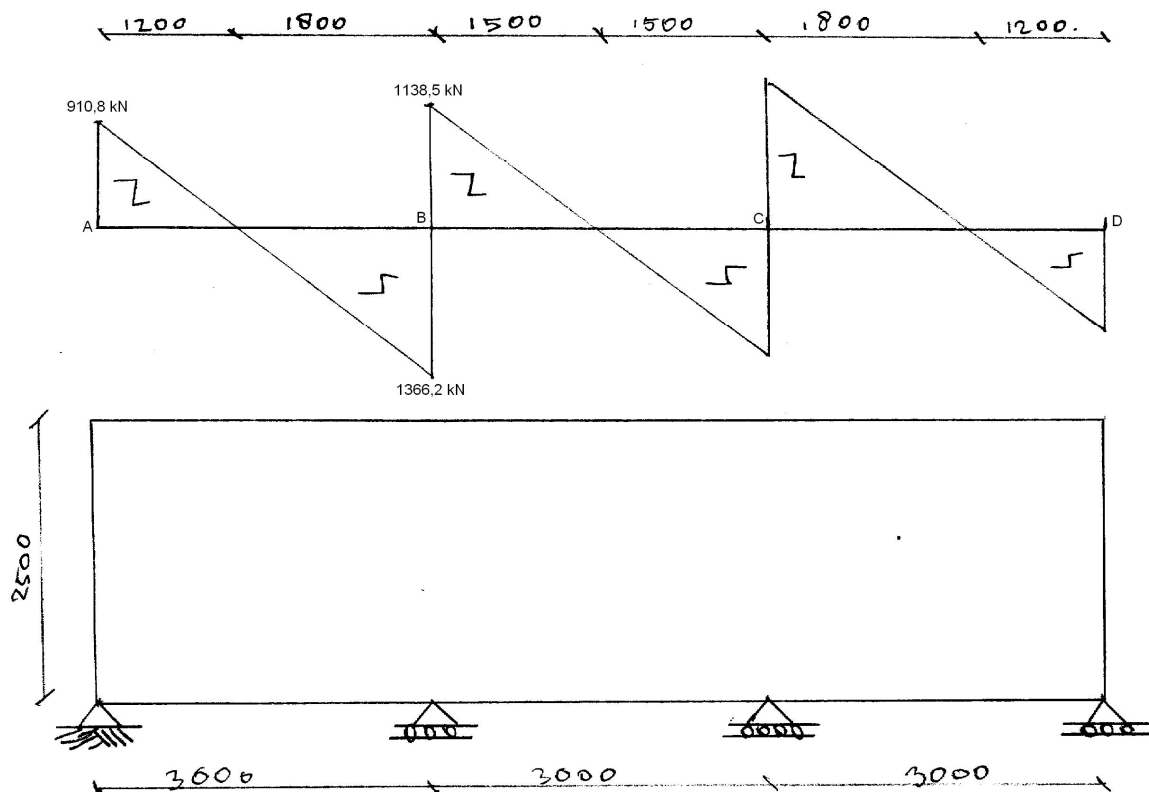
De oplegreactie is in steunpunt I $0,4 \cdot \text{overspanning} \cdot q_u = 910,8 \text{ kN}$

De dwarskracht in steunpunt A is $910,8 \text{ kN}$

De dwarskracht in steunpunt B (linkerkant) is oplegreactie I $- q_u \cdot \text{overspanning} = 910,8 \text{ kN} - 759 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} = -1.366,2 \text{ kN}$

De opleg reactie in steunpunt B is $1,1 \cdot \text{overspanning} \cdot q_u = 2.504,7 \text{ kN}$

De dwarskracht in steunpunt 2 (rechterkant) is de dwarskracht in steunpunt 2 (linkerkant) + de oplegreactie van steunpunt 2 $= -1.366,2 \text{ kN} + 2.504,7 \text{ kN} = 1.138,5 \text{ kN}$. Dit geeft de volgende dwarskrachtenlijn (uiterste grenstoestand).



Figuur 2-4 Dwarskrachtenlijn

2.4 Bepalen minimale Momentwapening

Voor gedrongen liggers ($l/h \leq 2,0$) geldt dat⁴ het maximaal opneembare moment als volgt kan worden bepaald:

$$M_u = A_s f_s z \quad \text{waarbij}^5 \quad M_d \leq M_u$$

Bij statisch onbepaalde liggers moet voor z worden aangehouden⁶:

$$z = 0,3l_o + 0,3h \leq 0,75l_o$$

Waarin:

Voor de velden: $l_o = l_{vo}$

Voor de steunpunten: $l_o = 1,5l_{vo}$

Voor het veld tussen steunpunt A en B geldt (zie figuur 2-3 momentenlijn):

$$l_o = 2400mm$$

$$h = 2500mm$$

$$z = 1470mm \leq 1800mm$$

Voor het steunpunt 2 geldt (zie figuur 2-3 momentenlijn):

$$l_o = 2144mm$$

$$h = 2500mm$$

$$z = 1393mm \leq 1608mm$$

Voor het veld tussen steunpunt 2 en 3 geldt (zie figuur 2-3 momentenlijn):

$$l_o = 1342mm$$

$$h = 2500mm$$

$$z = 1007mm = 0,75l_o$$

De maximale staalspanning $f_s = 435N/mm^2$

Voor M_{ab} is de minimale wapening voor het weerstaan van het moment M_{ab} :

$$A_s = \frac{M_{ab}}{f_s z} = \frac{546,5 \cdot 10^6 Nmm}{435N/mm^2 \cdot 1470mm} = 855mm^2$$

Dit is een wapeningspercentage van 0,29%. Het minimum wapeningspercentage is bij B35 0,18% wat minder is dan de berekende 0,29%.

Gekozen wordt voor 10 $\Phi 12$ mm. $A_s = 1130 mm^2$ het wapeningspercentage is dan $\omega = 0,38\%$.

⁴ VBC 1990 NEN 6720 8.1.4

⁵ VBC 1990 NEN 6720 8.1.1

⁶ VBC 1990 NEN 6720 8.1.4

Voor M_b is de minimale wapening voor het weerstaan van het moment M_b :

$$A_s = \frac{M_b}{f_s z} = \frac{683,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{435 \text{ N/mm}^2 \cdot 1393 \text{ mm}} = 1127 \text{ mm}^2$$

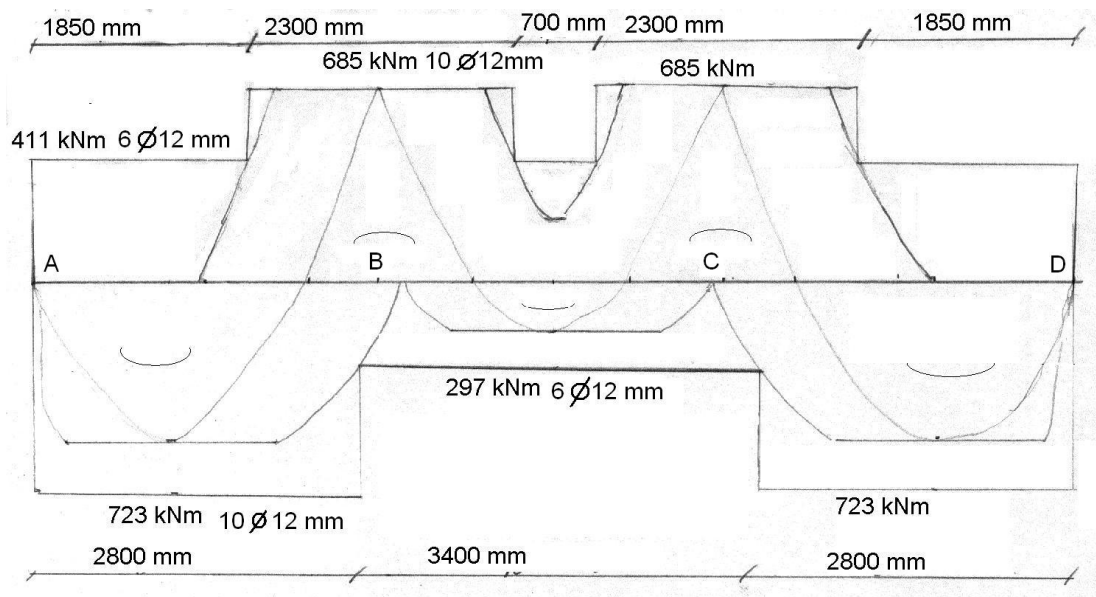
Dit is een wapeningspercentage van 0,40% wat groter is dan het minimum wapeningspercentage van 0,18%. Gekozen wordt voor 10 $\Phi 12$ mm. $A_s = 1130 \text{ mm}^2$ dit geeft een wapeningspercentage van $\omega = 0,41\%$.

Voor M_{bc} is de minimale wapening voor het weerstaan van het moment M_{bc} :

$$A_s = \frac{M_{bc}}{f_s z} = \frac{170,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{435 \text{ N/mm}^2 \cdot 1007 \text{ mm}} = 390 \text{ mm}^2$$

Dit is een wapeningspercentage van 0,19% wat groter is dan het minimum wapeningspercentage van 18%. Gekozen wordt voor 6 $\Phi 12$ mm. $A_s = 678 \text{ mm}^2$ met als wapeningspercentage $\omega = 0,34\%$.

De bovenstaande berekening van momentswapening geeft de onderstaande verschoven momentenlijn.



Figuur 2-5 verschoven momentenlijn

Hierbij zijn de momenten verschoven over een afstand van 900 mm.

Scheurwijdte beperking

Om te voorkomen dat de wandliggers gaan lekken en/of de wapening van de wandligger aangetast kan worden is de maximale scheurwijdte van het beton 0,2 mm.

Eerst dient gecontroleerd te worden of het beton scheurt. Hierbij dient te worden uitgegaan van de beton trekspanning in de bruikbaarheidsgrenstoestand.

$$\sigma_b = \frac{M_{ab,rep}}{W} = \frac{347,4 \text{ kNm}}{(1/6)200 \cdot 2500^2} = 1,7 \text{ N/mm}^2 \leq f_{bm}$$

Als gevolg van veldmoment M_{ab} zal het beton niet scheuren.

$$\sigma_b = \frac{M_{b,rep}}{W} = \frac{434,3kNm}{(1/6)200 \cdot 2500^2} = 2,1N/mm^2 \leq f_{bm}$$

Als gevolg van steunpuntmoment M_b zal het beton niet scheuren

$$\sigma_b = \frac{M_{bc,rep}}{W} = \frac{108,6kNm}{(1/6)200 \cdot 2500^2} = 0,5N/mm^2 \leq f_{bm}$$

Als gevolg van het veldmoment M_{bc} zal het beton niet scheuren

Bepalen benodigde verankeringslengte

De benodigde verankeringslengte volgt uit de basisverankeringslengte⁷.

De basisverankeringslengte volgt uit:

$$l_{vo} = \alpha_1 \cdot \phi_k \cdot \frac{f_s}{\sqrt{f_b}}$$

Doordat er geen sprake is van een bovenstaaf en de staaf diameter kleiner is dan 25 mm, geldt $l_{vr} = l_v$

Waarin:

Voor M_{ab}

$$\alpha_1 = 0,40 \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{c}{\phi_k}\right) \geq 0,24$$

$$\alpha_1 = 0,27 = 0,40 \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{38}{12}\right)$$

$$l_{vo} = 0,27 \cdot 12 \cdot \frac{435}{\sqrt{21}} = 311mm$$

$$l_{vr} = \frac{\sigma_{sd}}{f_s} \cdot l_v \geq \frac{l_v}{5} \geq 70mm$$

$$\frac{l_{vr}}{5} = 62,3mm \rightarrow 70mm \text{ aanhouden}$$

Voor M_b

Controleren of dit groter is, dan $\frac{\sigma_{sd}}{f_s} \cdot l_v = 829mm$. Dat is zo.

Voor de hoofdwapening van M_{bc} geldt dat deze hoofdwapening gelijk is aan de basiswapening.

Een wapeningstekening van deze wandligger is opgenomen in bijlage II figuur 1.

⁷ VBC 1990 NEN 6720 9.6

2.5 Bepalen minimale Dwarskrachtwapening

De optredende schuifspanning in de uiterste grenstoestand wordt bepaald met behulp van de formule⁸:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq \tau_u$$

$$\tau_d = \frac{1366,2 \cdot 10^3 N}{200 mm \cdot 2500 mm} = 2,7 N / mm^2$$

Deze schuifspanning moet kleiner zijn dan de maximaal toelaatbare schuifspanning⁹ τ_2

Bepaling τ_2

$$\tau_2 = 0,2 f'_b k_n k_\theta < 7,0 N / mm^2$$

$$0,2 \cdot 21 N / mm^2 \cdot 1 \cdot 1 = 4,2 N / mm^2$$

De op te nemen dwarskracht τ_d moet kleiner zijn dan $\tau_u = \tau_1 + \tau_s$

$$\tau_1 = 0,5 f_b k_\lambda k_h \sqrt[3]{\omega} > 0,4 f_b$$

$$f_b = 2,8 N / mm^2$$

$$k_\lambda = 5$$

$$k_h = 1$$

$$\sqrt[3]{\omega_{Mab}} = 0,68$$

$$\sqrt[3]{\omega_{Mb}} = 0,74$$

$$\sqrt[3]{\omega_{Mbc}} = 0,61$$

$$\tau_{1,ab} = 4,76$$

$$\tau_{1,b} = 5,18$$

$$\tau_{1,bc} = 4,27$$

τ_1 is voldoende groot. Geen verdere dwarskrachtwapening is vereist. Wel wordt $\Phi 8$ mm hart op hart 300 mm dwarskrachtwapening aangebracht.

Een wapeningstekening van deze wandligger is opgenomen in bijlage II figuur 1.

⁸ VBC 1990 NEN 6720 8.2.1. en 8.2.2

⁹ VBC 1990 NEN 6720 8.2.2

3 Berekening wandligger Volgens VBC met $k \neq \infty$

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal de berekening volgens de Voorschriften Beton Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC) worden beschreven waarbij er wel rekening zal worden gehouden met de ongelijkmatige zakking van de opleggingen. De heipalen zijn hierbij geschematiseerd als veren.

Ten eerste zal in de tweede paragraaf de zakking van de opleggingen worden bepaald, de oplegreacties en de dwarskrachten worden afgeleid. In de derde paragraaf zullen hier vervolgens de momenten uit worden berekend. Daarna wordt in de vierde paragraaf de minimale momentswapening bepaald en ten slotte wordt in paragraaf vijf de dwarskracht wapening bepaald.

3.2 Bepalen zakking opleggingen en dwarskracht

Bepaling veerstijfheid k

De opleggingen worden in dit hoofdstuk niet meer als onverplaatsbaar (in de y richting) gezien, maar kunnen ongelijkmatig zakken. Dit is het geval indien een wandligger bijvoorbeeld op palen wordt gefundeerd. Er wordt gerekend met palen van 400 X 400 mm² met betonsterkte C35/45 en een lengte van 15.000 mm.

De verkorting van de palen als gevolg van een belasting F is gelijk aan $\frac{Fl}{EA} = u$

$$k = \frac{AE}{l} = \frac{400 \cdot 400 \cdot 33500 \text{ N} /}{15000} = 357.33 \cdot 10^6 \text{ N} / \text{m}$$

Bepaling oplegreacties

Aangenomen wordt dat de wandligger, gezien haar grote hoogte ten opzichte van haar breedte en overspanning, als buigstijf mag worden verondersteld ten opzichte van de paal stijfheid. De oplegreacties worden dan 1/4^e van de totale last.

De totale last is $9\text{m} \cdot 759\text{kN/m} = 6831\text{kN}$

De last per oplegging is 1707,75 kN

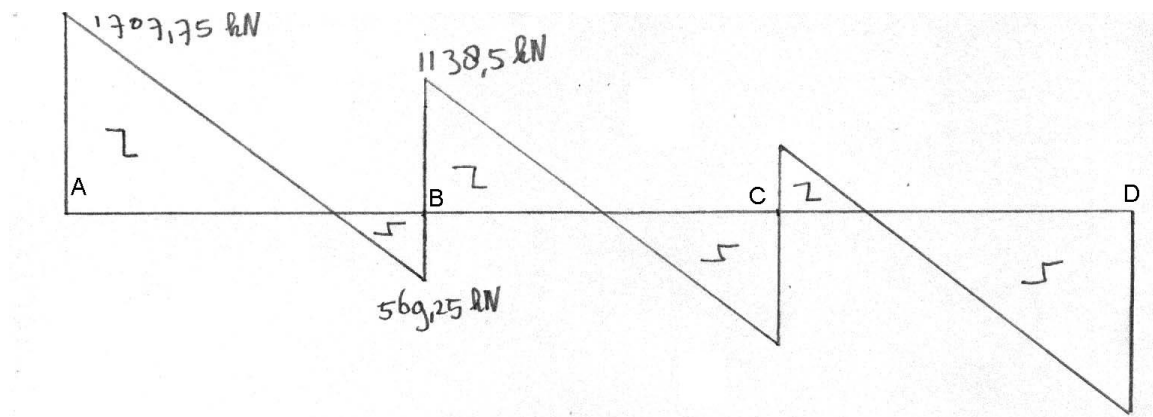
Bepaling dwarskracht

In oplegging A is de dwarskracht gelijk aan de oplegging, 1708 kN.

In oplegging B is de dwarskracht gelijk aan de dwarskracht in oplegging A – de verdeelde belasting over A-B = $1708 \text{ kN} - 759 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} = -569 \text{ kN}$.

Aan de andere kant van oplegging B komt hier de oplegreactie van 1708 kN bij. Hier is de dwarskracht 1139 kN.

Dit geeft de volgende dwarskrachtenlijn (uiterste grenstoestand).



Figuur 3-1 Dwarskrachtenlijn

3.3 Bepalen momenten

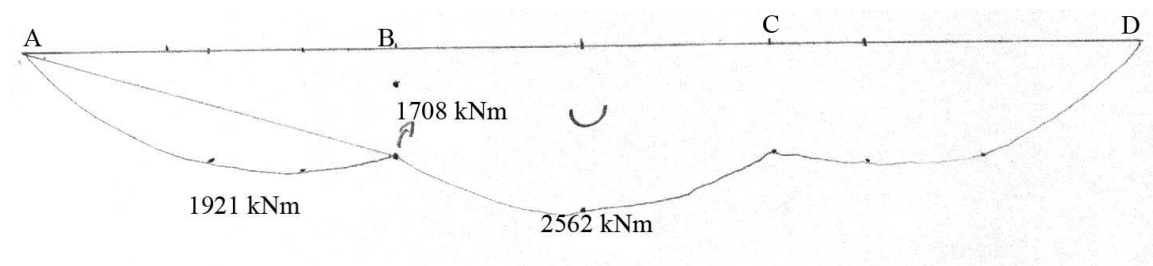
Uiterste grenstoestand

Het eerste veldmoment (UGT) is 1921 kNm (M_{ab}).

Het steunpuntmoment (UGT) is 1708 kNm (M_b).

Het tweede veldmoment (UGT) is 2562 kNm (M_{bc}).

Dit geeft de volgende momentenlijn:



Figuur 3-2 Momentenlijn

Bruikbaarheidsgrenstoestand

In de bruikbaarheidsgrenstoestand levert dit de volgende momenten op:

Het eerste veldmoment (UGT) is 1221 kNm (M_{ab}).

Het steunpuntmoment (UGT) is 1086 kNm (M_b).

Het tweede veldmoment (UGT) is 1629 kNm (M_{bc}).

3.4 Bepalen minimale Momentwapening

Voor gedrongen liggers ($l/h \leq 2,0$) geldt dat het maximaal opneembare moment¹⁰ $M_u = A_s f_s z$

Waarbij¹¹ $M_d \leq M_u$

Bij statisch onbepaalde liggers moet voor z worden aangehouden:¹²

$$z = 0,3l_o + 0,3h \leq 0,75l_o$$

Waarin:

Voor de velden: $l_o = l_{ov}$

Voor de steunpunten: $l_o = 1,5l_{ov}$

Dit is fysiek niet mogelijk, z zou in dit geval groter zijn dan de hoogte h . Daarom is voor z $0,9 \cdot d$ genomen indien dit kleiner is dan z .

Voor het veld tussen steunpunt A en B geldt:

(zie figuur 3-2 momentenlijn):

$$l_o = 9000 \text{ mm}$$

$$h = 2500 \text{ mm}$$

$$z = 0,9d = 1984 \text{ mm}$$

Voor het veld tussen steunpunt B en C geldt:

(zie figuur 3-2 momentenlijn):

$$l_o = 9000 \text{ mm}$$

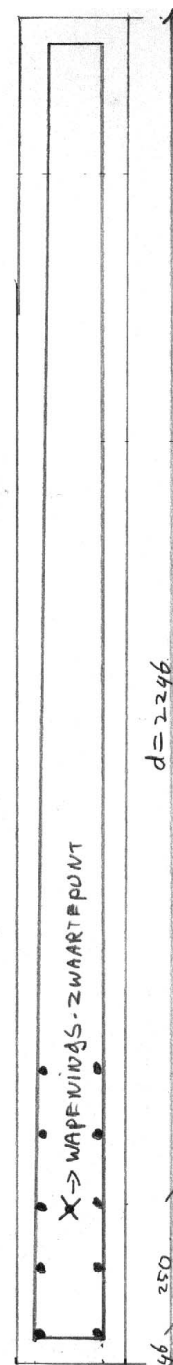
$$h = 2500 \text{ mm}$$

$$z = 0,9d = 1984 \text{ mm}$$

De maximale staalspanning $f_s = 435 \text{ N/mm}^2$

Voor M_{ab} is de minimale wapening voor het weerstaan van het moment M_{ab} :

$$A_s = \frac{M_{ab}}{f_s z} = \frac{1921 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{435 \text{ N/mm}^2 \cdot 1984 \text{ mm}} = 2226 \text{ mm}^2$$



Figuur 3-3 Zwaartepunt wapening

Dit is een wapeningspercentage van 0,56%. Het minimum wapeningspercentage is bij B35 0,18% wat minder is dan de berekende 0,56%. Gekozen wordt voor 4 $\Phi 16$ mm.+ 6 $\Phi 20$ mm $A_s=2689$ het wapenings percentage is dan $\omega=0,68\%$.

¹⁰ VBC 1990 NEN 6720 8.1.4

¹¹ VBC 1990 NEN 6720 8.1.1

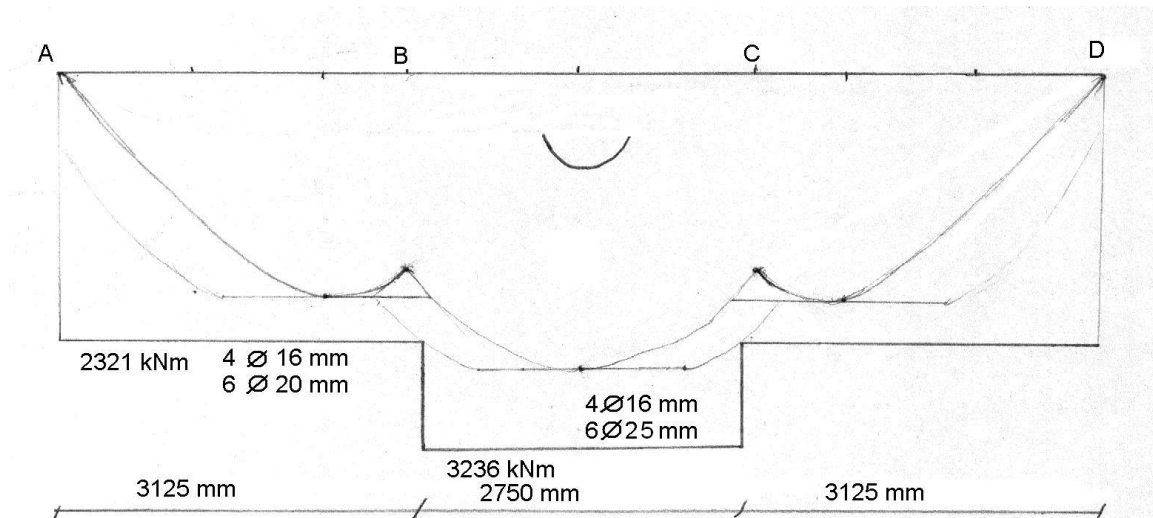
¹² VBC 1990 NEN 6720 8.1.4

Voor M_{bc} is de minimale wapening voor het weerstaan van het moment M_{bc} :

$$A_s = \frac{M_{bc}}{f_s z} = \frac{2562 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{435 \text{ N/mm}^2 \cdot 1985 \text{ mm}} = 2967 \text{ mm}^2$$

Dit is een wapeningspercentage van 0,61%. Het minimum wapeningspercentage is bij B35 0,18% → 0,61% voldoet. Gekozen wordt voor 6 $\Phi 25$ + 4 $\Phi 16$ $A_s = 3750$ dit geeft het volgende wapeningspercentage $\omega = 0,94\%$.

De bovenstaande wapening geeft de volgende verplaatste momentenlijn:



Figuur 3-4 Verplaatste momentenlijn

Hierbij zijn de momenten verschoven over een afstand van 900 mm.

Scheurwijdte beperking

Om te voorkomen dat de wandliggers gaan lekken en/of de wapening van de wandligger aangetast kan worden is de maximale scheurwijdte van het beton 0,2 mm.

Eerst dient gecontroleerd te worden of het beton scheurt. Hierbij dient te worden uitgegaan van de beton trekspanning in de bruikbaarheidsgrenstoestand:

$$\sigma_b = \frac{M_{ab,rep}}{W} = \frac{1221 \text{ kNm}}{(1/6)200 \cdot 2500^2} = 5,9 \text{ N/mm}^2 > f_{bm}$$

Als gevolg van veldmoment M_{ab} zal het beton scheuren.

$\sigma_s = 229 \text{ N/mm}$, de gemiddelde diameter van de wapening mag volgens de VBC¹³ maximaal 22 mm zijn. Hier wordt aan voldaan.

$$\sigma_b = \frac{M_{bc,rep}}{W} = \frac{1629 \text{ kNm}}{(1/6)200 \cdot 2500^2} = 7,8 \text{ N/mm}^2 > f_{bm}$$

Als gevolg van het veldmoment M_{bc} zal het beton scheuren

¹³VBC 1990 NEN6720 paragraaf 8.7.3. tabel 40

$\sigma_s=219\text{N/mm}$, de gemiddelde diameter van de wapening mag volgens de VBC¹⁴ maximaal 22 mm zijn. Hier wordt aan voldaan.

Bepalen benodigde verankeringlengte

De benodigde verankeringlengte volgt uit de basisverankeringslengte¹⁵.

De basisverankeringslengte volgt uit:

$$l_{vo} = \alpha_1 \cdot \phi_k \cdot \frac{f_s}{\sqrt{f_b}}$$

Doordat er geen sprake is van een bovenstaaf en de staaf diameter kleiner is dan 25 mm geldt $l_{vr}=l_v$. Waarin:

Voor M_{ab}

$$\alpha_1 = 0,40 \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{c}{\phi_k}\right) \geq 0,24$$

$$\alpha_1 = 0,324 = 0,40 \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{38}{20}\right)$$

$$l_{vo} = 0,324 \cdot 20 \cdot \frac{435}{\sqrt{21}} = 615\text{mm}$$

$$l_{vr} = \frac{\sigma_{sd}}{f_s} \cdot l_v \geq \frac{l_v}{5} \geq 70\text{mm}$$

$$324\text{mm} = \frac{275}{435} \cdot 463\text{mm} \geq 123\text{mm} \geq 70\text{mm}$$

Voor M_{bc}

$$\alpha_1 = 0,40 \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{c}{\phi_k}\right) \geq 0,24$$

$$\alpha_1 = 0,34 = 0,40 \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{38}{25}\right)$$

$$l_{vo} = 0,34 \cdot 25 \cdot \frac{435}{\sqrt{21}} = 805\text{mm}$$

$$l_{vr} = \frac{\sigma_{sd}}{f_s} \cdot l_v \geq \frac{l_v}{5} \geq 70\text{mm}$$

$$405\text{mm} = \frac{219}{435} \cdot 805\text{mm} \geq 161\text{mm} \geq 70\text{mm}$$

Een wapeningstekening van deze wandligger is opgenomen in bijlage II figuur 2.

¹⁴VBC 1990 NEN 6720 8.7.3. tabel 40

¹⁵VBC 1990 NEN 6720 9.6

3.5 Bepalen minimale Dwarskrachtwapening

De schuifspanning wordt bepaald met behulp van de formule¹⁶:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq \tau_u$$

Deze schuifspanning moet kleiner zijn dan de maximaal toelaatbare schuifspanning¹⁷ τ_2

Steunpunt A

$$\tau_d = \frac{1707,75 \cdot 10^3 \text{ N}}{200 \text{ mm} \cdot 2500 \text{ mm}} = 3,4 \text{ N / mm}^2$$

Steunpunt B

$$\tau_d = \frac{1138,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{200 \text{ mm} \cdot 2500 \text{ mm}} = 2,3 \text{ N / mm}^2$$

Bepaling τ_2

$$\tau_2 = 0,2 f'_b k_n k_\theta < 7,0 \text{ N / mm}^2$$

$$0,2 \cdot 21 \text{ N / mm}^2 \cdot 1 \cdot 1 = 4,2 \text{ N / mm}^2$$

De op te nemen dwarskracht τ_d moet kleiner zijn dan $\tau_u = \tau_1 + \tau_s$

$$\tau_1 = 0,5 f_b k_\lambda k_h \sqrt[3]{\omega} > 0,4 f_b$$

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

$$k_\lambda = 1$$

$$k_h = 1$$

$$\sqrt[3]{\omega_{MA}} = 0,88$$

$$\sqrt[3]{\omega_{MB}} = 0,88$$

$$\tau_{1,A} = 1,23 \text{ N / mm}^2$$

$$\tau_{1,B} = 1,23 \text{ N / mm}^2$$

τ_1 voldoet niet. Verdere dwarskrachtwapening is vereist. Een basis verdelingwapening van $\Phi 8$ hoofd op hoofd 300mm levert een τ_s van

$$\tau_s = \frac{V_s}{bd} = \frac{A_s \cdot z \cdot f_s}{bd}$$

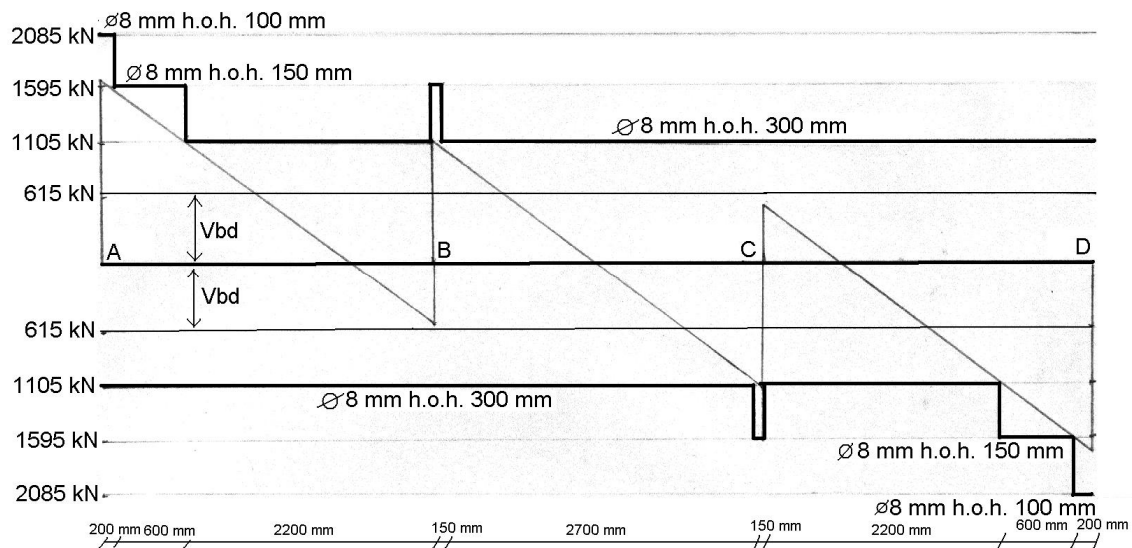
$$\frac{0,337 \cdot 1984 \cdot 735}{200 \cdot 2500} = 0,98 \text{ N / mm}^2$$

Bij de oplettingen B en C moet $\Phi 8$ mm hart op hart 150 mm worden geplaatst. Hierdoor is de totaal opneembare dwarskracht 1597 kN.

¹⁶ VBC 1990 NEN 6720 8.2.1. en 8.2.2

¹⁷ VBC 1990 NEN 6720 8.2.2

Bij de opleggingen A en D moet $\Phi 8$ mm hart op hart 100 mm worden geplaatst. Hierdoor is de totaal opneembare dwarskracht 2088 kN.



Figuur 3-5 benodigde dwarskracht wapening

Een wapeningstekening van deze wandligger is opgenomen in bijlage II figuur 2.

4 Berekening wandligger met ESA PT met $k = \infty$

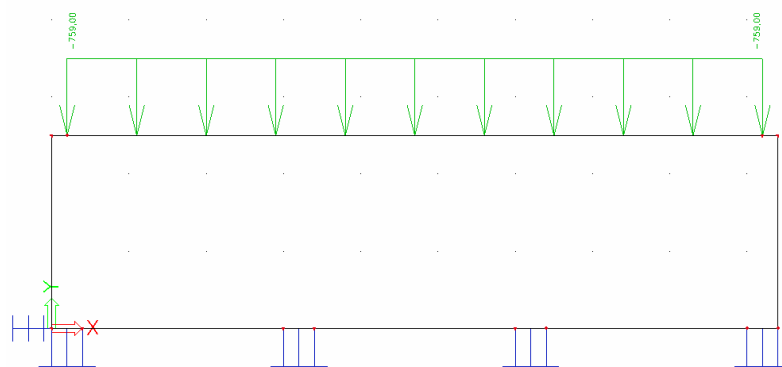
4.1 Inleiding

Om de berekeningen van hoofdstuk twee te controleren, in de uiterste grenstoestand en de bruikbaarheidsgrenstoestand, zijn computerberekeningen uitgevoerd. Hierbij is gebruik gemaakt van het computerprogramma "ESA PT" en van de website "Performance of Reinforced Concrete"¹⁸. ESA PT is een op de eindige-elementenmethode gebaseerd computerprogramma.

Ten eerste zal in de tweede paragraaf een beschrijving worden gegeven hoe de ligger is geschematiseerd en ingevoerd in ESA PT. Vervolgens staan in de derde paragraaf de resultaten, zoals door ESA PT gegeven, voor de oplegreacties. In paragraaf vier is de grote van de hoofdspinning en de richting van de hoofdspinning in de wandligger bepaald, zoals door ESA PT beschreven. En als laatste staan in de vijfde paragraaf de maximale scheurwijdte, verticale- en horizontale wapeningsspanningen en de beton spanning. Dit is berekend door Performance of Reinforced Concrete.

4.2 Invoer

Ingevoerd in ESA PT is een doorgaande wand ondersteund op vier steunpunten met een verdeelde belasting van 759 kN/m (UGT) en 482,5 (BGT). Om de krachten realistisch in te leiden zijn de opleggingen 400 mm lang. Hierdoor is de ligger 9400 mm lang geworden. Dit geeft de naast staande schematisering:



Figuur 4-1 Belasting en oplegging

Vervolgens is ESA PT gaan rekenen met een model waarbij er 10 bij 38 2-dimensionale elementjes zijn gegenereerd (er is gekozen voor een gemiddelde 2d elementen grote van 250 mm). Dit geeft de onderstaande schematisering:

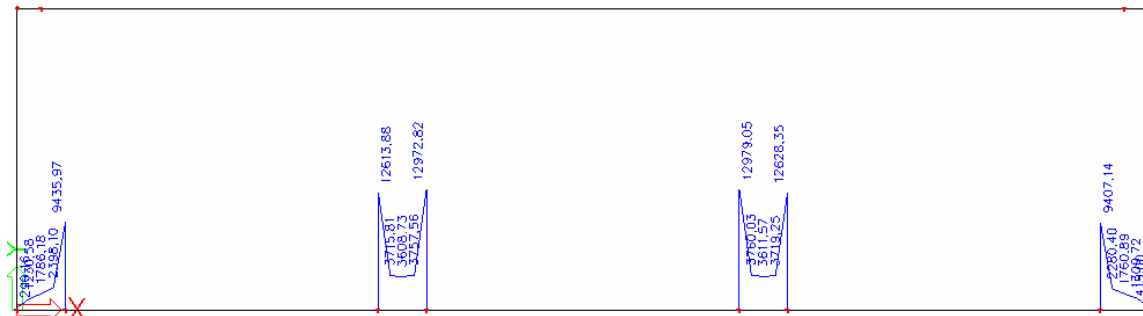
343	344	345	346	347	348	349	350	351	352	353	354	355	356	357	358	359	360	361	362	363	364	365	366	367	368	369	370	371	372	373	374	375	376	377	378	379	380
305	306	307	308	309	310	311	312	313	314	315	316	317	318	319	320	321	322	323	324	325	326	327	328	329	330	331	332	333	334	335	336	337	338	339	340	341	342
267	268	269	270	271	272	273	274	275	276	277	278	279	280	281	282	283	284	285	286	287	288	289	290	291	292	293	294	295	296	297	298	299	300	301	302	303	304
229	230	231	232	233	234	235	236	237	238	239	240	241	242	243	244	245	246	247	248	249	250	251	252	253	254	255	256	257	258	259	260	261	262	263	264	265	266
191	192	193	194	195	196	197	198	199	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209	210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220	221	222	223	224	225	226	227	228
153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189	190
115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151	152
77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114
39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38

¹⁸ www.mechanics.citg.tudelft.nl/rc

Figuur 4-2 opbouw wandligger in 2d elementen

4.3 Oplegreacties

Om de oplegreacties nauwkeurig te kunnen bepalen, is de grootte van de 2-dimensionale elementen verkleind tot gemiddeld 100 mm. Het was helaas niet mogelijk om alle berekening met een dergelijk fijn net uit te voeren in verband met de stabiliteit van ESA PT. De volgende oplegreacties zijn berekend:

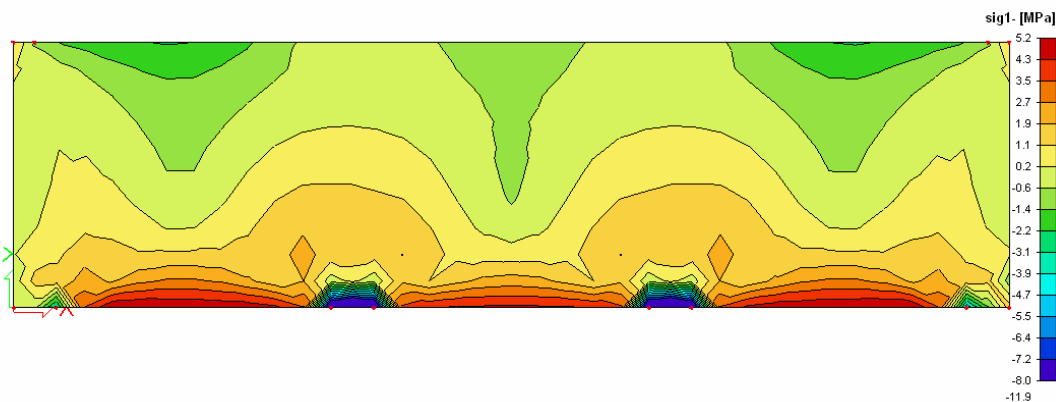


Figuur 4-3 Oplegreacties

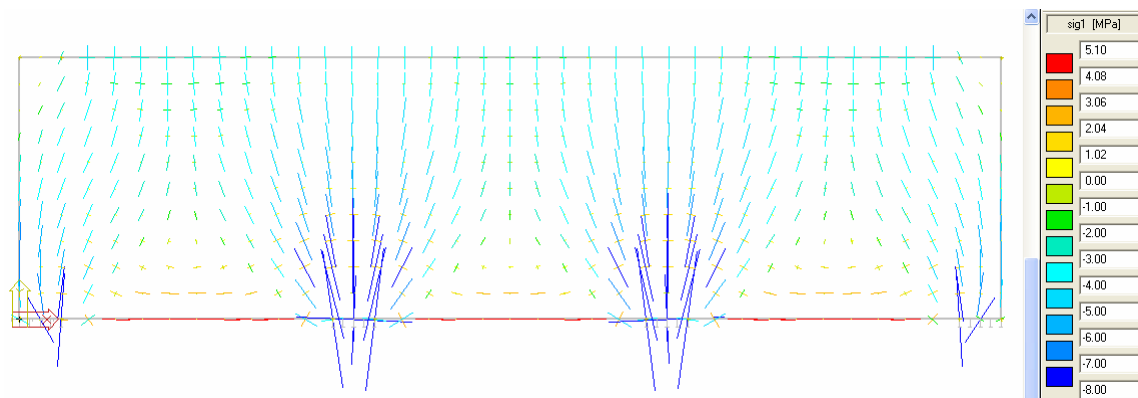
De waarden als weergegeven in figuur 3-3 zijn de intensiteit van de kracht [kN/m].

4.4 Spanningen

Als gevolg van de verdeelde belasting en de oplegreacties ontstaan er spanningen in de betonnen wandligger. Zie de twee hieronder staande figuren. Het eerste figuur geeft de hoofdspansing (σ_1) in het beton weer. Het tweede figuur geeft de richting van de hoofdspansing weer.



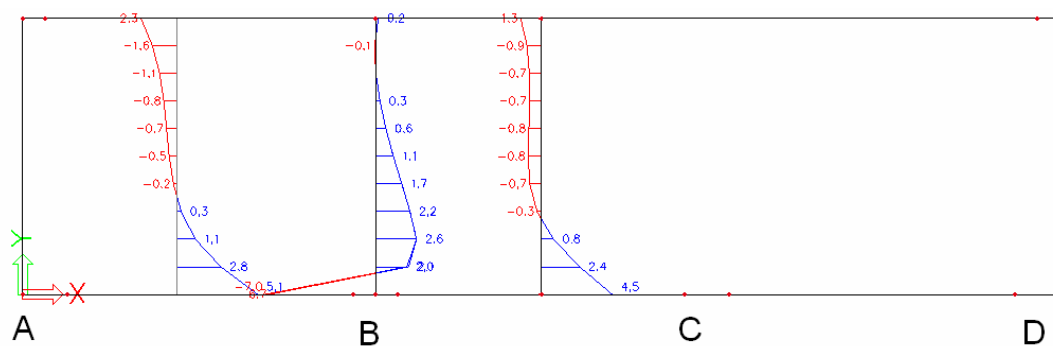
Figuur 4-4 hoofdspansingen sigma1



Figuur 4-5 richting en grote van de hoofdspanning

Te zien is dat de spanning wordt afgedragen via een “waaiervorm”. Bovendien is te zien dat er een trekzone ontstaat aan de onderzijde van de wandligger en een trekzone boven de steunpunten. De hoogte van de trekzones aan de onderzijde van de ligger komt overeen met de $0,2 \cdot$ de hoogte of lengte die in de norm¹⁹ staat. De ligging en de hoogte van de trekzones boven de steunpunten komt eveneens overeen met de z en de $0,2 \cdot$ de hoogte of lengte die in de norm²⁰ staat.

Onderstaand zijn de spanningen weergegeven die in respectievelijk het veldmoment ab, het steunpunt moment b en het veldmoment bc plaatsvinden.



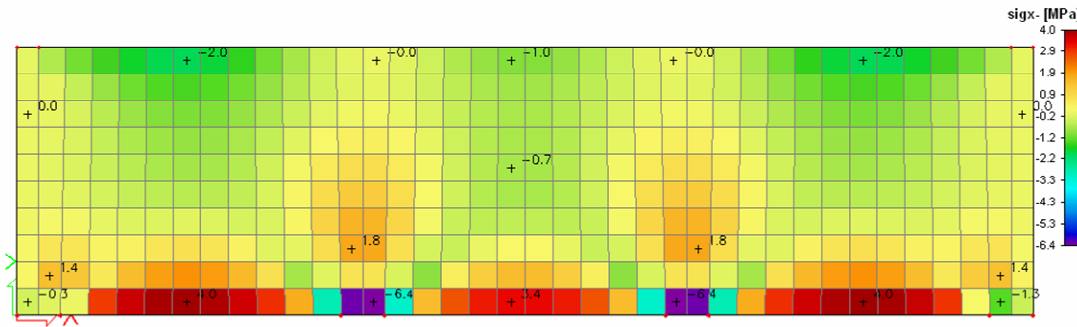
Figuur 4-6 hoofdspanning in sneden

¹⁹ VBC 1990 NEN 6720 9.11.3

²⁰ VBC 1190 NEN 6720 8.1.4 en 9.11.3

4.5 Betonspanning, wapeningsspanningen en scheurwijdte

Op de plaatsen waar de hoofdspanningen maximaal zijn, wordt de scheurwijdte en de spanningen in het beton en de wapening bepaald. Dit wordt gedaan met behulp van "Performance of Reinforced Concrete".²¹ De maatgevende spanningen zijn te vinden waar de veldmomenten maximaal zijn zie hiervoor figuur 4.7.



Figuur 4-7 horizontale spanningen (uiterste grenstoestand)

Bij het bepalen van de spanningen is aangenomen, dat de spanningen zich over de wapening kunnen herverdelen. Daarom zijn de maximale spanningen over elementjes ter grote van ongeveer 250 bij 250 mm² (net grote van ESA PT) genomen. Deze net grote is zo genomen, omdat 250 mm de maximale afstand is tussen twee wapeningsstaven.

Bij het veldmoment M_{ab} is de horizontale spanning 3,4 N/mm², de verticale spanning 0,0 N/mm² en de schuifspanning 0,0 N/mm² (uiterste grenstoestand). Voor de wapening wordt uitgegaan van de zelfde wapening als in hoofdstuk 2.

Dit leidt tot breuk. Om breuk te voorkomen is een verzwaring van de momentwapening nodig tot 10 - $\Phi 14$ mm.

In de bruikbaarheidsgrenstoestand is een maximale horizontale spanning van 5,3 N/mm² ingevoerd. De verticale spanning en schuifspanning waren net zoals in de uiterste grenstoestand 0 N/mm².

Bij het veldmoment M_{bc} is de horizontale spanning 4,0 N/mm², de maximale verticale spanning 0,0 N/mm² en de maximale schuifspanning 0,0 N/mm² (uiterste grenstoestand).

Dit leidt tot breuk. Om breuk te voorkomen is een verzwaring van de momentwapening nodig tot 10 - $\Phi 12$ mm.

In de bruikbaarheidsgrenstoestand is een horizontale spanning van 6,6 N/mm² ingevoerd. De verticale- en schuifspanning waren 0 N/mm².

²¹ <http://www.mechanics.citg.tudelft.nl/rc>

	Uiterste grenstoestand		Bruikbaarheidsgrenstoestand	
	M_{ab}	M_{bc}	M_{ab}	M_{bc}
Mean crack width	/	/	<u>0,0 mm</u>	<u>0,0 mm</u>
Concrete stress	/	/	-8,71 N/mm ²	-8,71 N/mm ²
Horizontal bar stress	/	/	16,45 N/mm ²	14,92 N/mm ²
Vertical bar stress	/	/	-6,535 N/mm ²	-6,535 N/mm ²

Tabel 4-1 scheurwijdtes en spanningen in staal en beton

De onderstreepte resultaten zijn maatgevend.

Indien tussen het steunpunt A en B 10 - Φ 14 mm wapening wordt geplaatst in plaats van 10 - Φ 12 en tussen steunpunt B en C 10 - Φ 12 mm in plaats van 6 - Φ 12 geeft dit de volgende resultaten.

	Uiterste grenstoestand		Bruikbaarheidsgrenstoestand	
	M_{ab}	M_{bc}	M_{ab}	M_{bc}
Mean crack width	0,189 mm	0,223 mm	<u>0,0 mm</u>	<u>0,0 mm</u>
Concrete stress	0,0 N/mm ²	<u>0,0</u> N/mm ²	-8,71 N/mm ²	-8,71 N/mm ²
Horizontal bar stress	188,6 N/mm ²	<u>190,9</u> N/mm ²	16,11 N/mm ²	14,48 N/mm ²
Vertical bar stress	2,243 N/mm ²	<u>-2,472</u> N/mm ²	-6,535 N/mm ²	-6,535 N/mm ²

Tabel 4-2 scheurwijdtes en spanningen in staal en beton

De onderstreepte resultaten zijn maatgevend.

5 Berekening wandligger met ESA PT met $k \neq \infty$

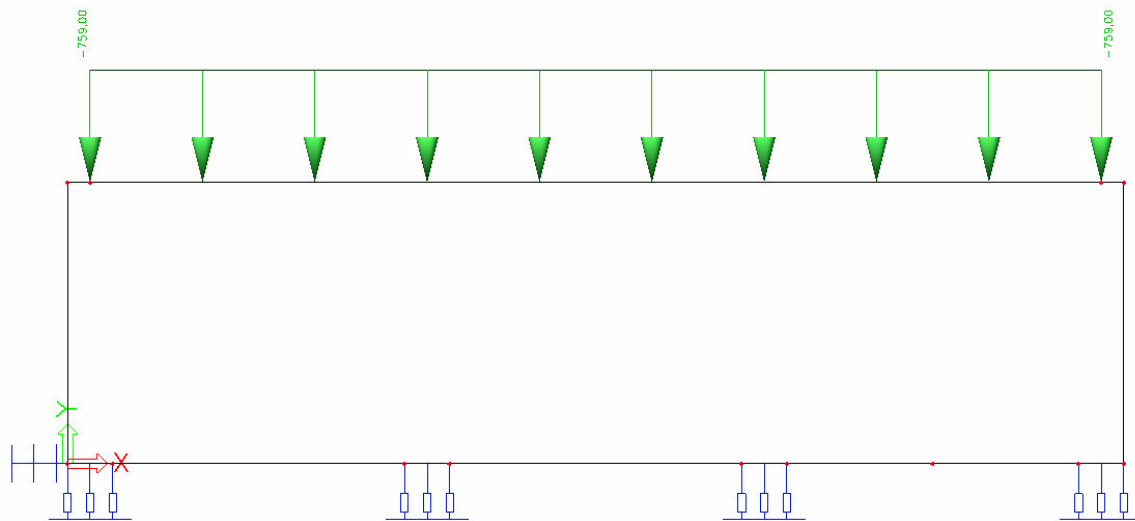
5.1 Inleiding

Om de berekeningen van hoofdstuk drie te controleren, in de uiterste grenstoestand en de bruikbaarheidsgrenstoestand, zijn computerberekeningen gedaan. Hierbij is gebruik gemaakt van het programma "ESA PT" en van "Performance of Reinforced Concrete".

Allereerst wordt in de paragraaf twee een beschrijving gegeven hoe de ligger is geschematiseerd en ingevoerd in ESA PT. Daarna staan in de derde paragraaf de resultaten zoals door ESA PT gegeven voor de oplegreacties. De vierde paragraaf geeft vervolgens de grote van de hoofdspanning en de richting van de hoofdspanning in de wandligger weer zoals door ESA PT beschreven. Vervolgens staan in de vijfde paragraaf de maximale scheurwijdte, verticale- en horizontale wapeningsspanningen en de beton spanning zoals door Performance of Reinforced Concrete berekend. Als laatste staan in de zesde paragraaf de gevolgen van de stijfheid van de ondersteuning.

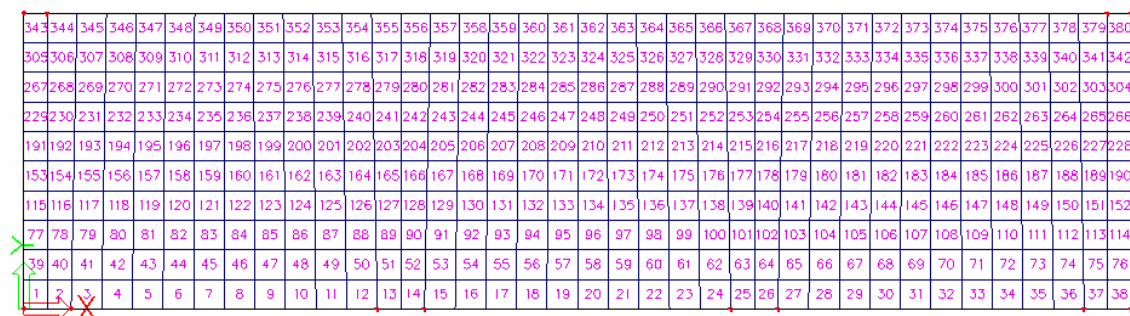
5.2 Invoer

Ingevoerd in ESA PT is een doorgaande wand ondersteund op vier steunpunten met een verdeelde belasting van 759 kN/m. Om de krachten realistisch in te leiden zijn de opleggingen 400mm lang. Hierdoor is de ligger 9200mm lang geworden. De palen zijn geschematiseerd als veren met een veerstijfheid k met $k = 357 \cdot 10^3$ kN/m (overeen komend met een heipaal gemaakt met C35/45 beton van 400 mm bij 400 mm met een lengte van 15.000 mm). Dit geeft de onderstaande schematisering:



Figuur 5-1 Belasting en oplegging wandligger

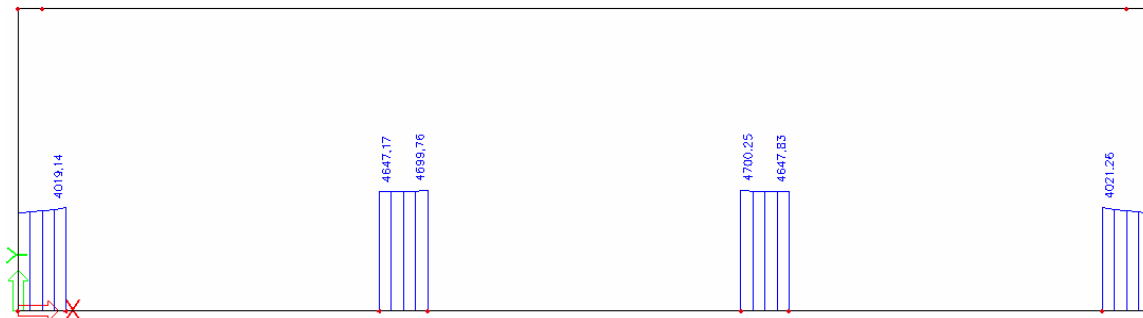
Vervolgens is ESA PT gaan rekenen met een model waarbij er 10 bij 38 2-dimensionale elementjes zijn gegenereerd (er is gekozen voor een gemiddelde 2-dimensionale elementen grote van 250 mm). Dit geeft de onderstaande schematisering.



Figuur 5-2 opbouw wandligger in 2d elementen

5.3 Oplegreacties

Om de oplegreacties nauwkeurig te kunnen bepalen, is de grootte van de 2-dimensionale elementen verkleind tot gemiddeld 100 mm. Het was helaas niet mogelijk om de volledige berekening met een dergelijk fijn net uit te voeren in verband met de stabiliteit van ESA PT. De volgende oplegreacties zijn berekend:

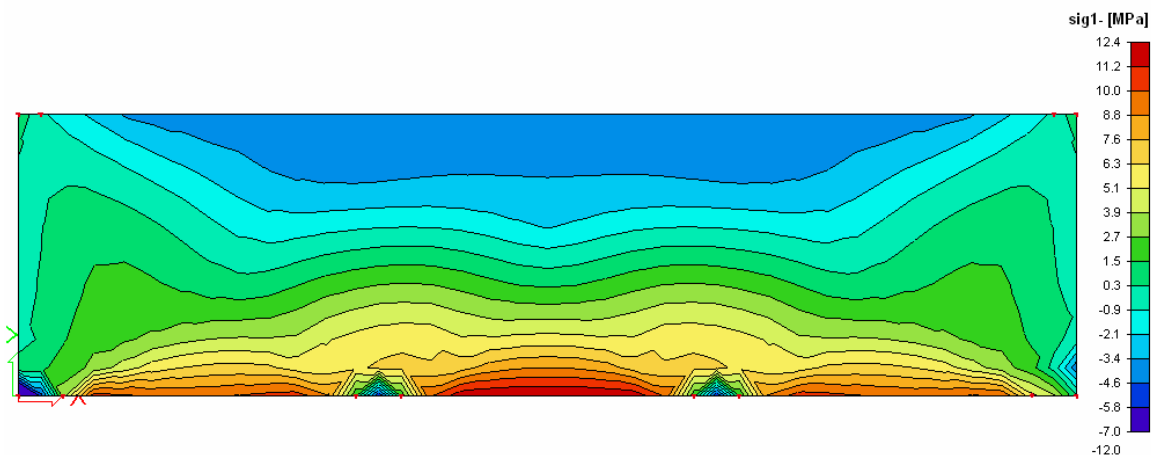


Figuur 5-3 Oplegreacties met $k=357\text{MN/m}$

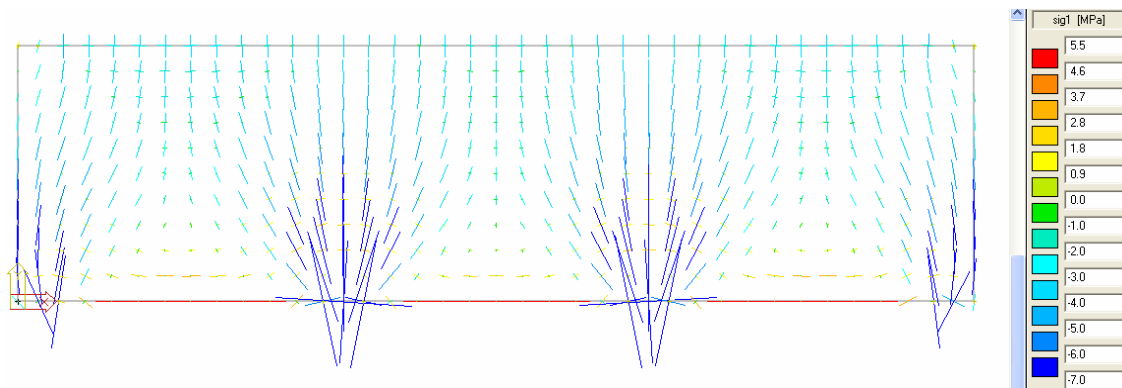
De waarden als weergegeven in figuur 5-3 zijn de intensiteit van de kracht [kN/m].

5.4 Spanningen

Als gevolg van de verdeelde belasting en de oplegreacties ontstaan er spanningen in de betonnen wandligger. Hieronder staan twee figuren. Het eerste figuur geeft de hoofdspansing (σ_1) in het beton weer. Het tweede figuur geeft de richting van de hoofdspansing weer.



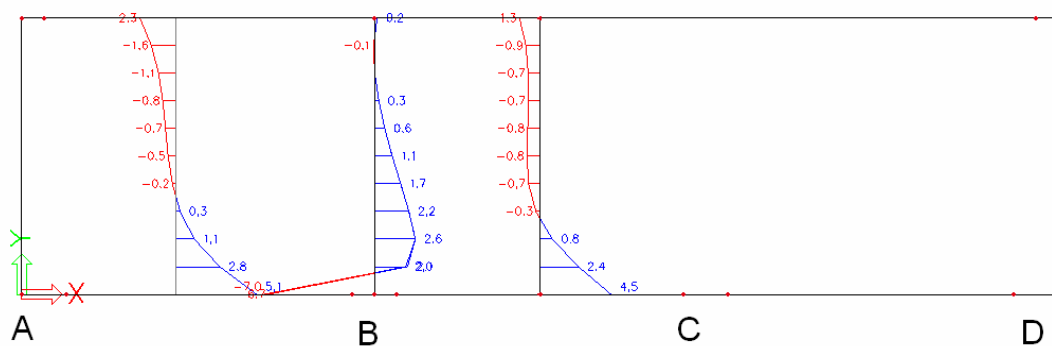
Figuur 5-4 hoofdspansingen met $k = 357 \text{ MN/m}$



Figuur 5-5 richting en grote van de hoofdspanning

Te zien is dat de spanning wordt afgedragen via een “waaier” vorm. Bovendien is te zien dat er een trekzone ontstaat aan de onderzijde van de wandligger en een trekzone boven de steunpunten. De hoogte van de trekzones aan de onderzijde van de ligger komt overeen met de $0,2 \cdot$ de hoogte of lengte die in de norm²² staat. De ligging en de hoogte van de trekzones boven de steunpunten komt eveneens overeen met de z en de $0,2 \cdot$ de hoogte of lengte die in de norm²³ staat.

Onderstaand zijn de spanningen weergegeven die in respectievelijk het veldmoment ab, het steunpunt moment b en het veldmoment bc plaatsvinden.



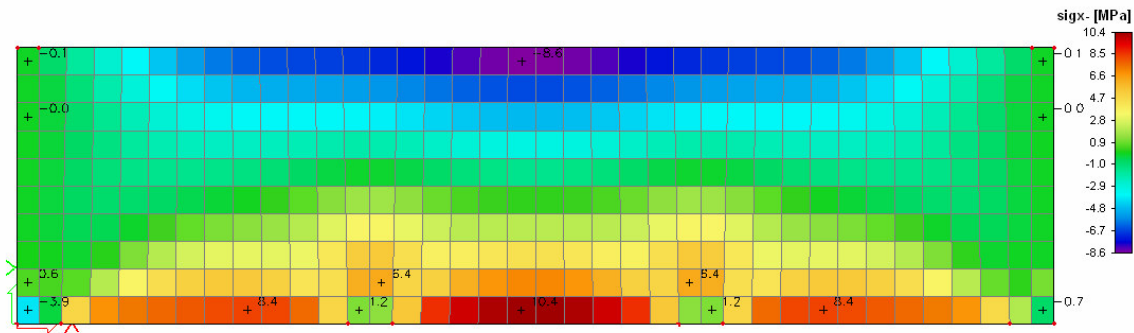
Figuur 5-6 hoofdspanning in snedes

²² VBC 1990 NEN 6720 9.11.3

²³ VBC 1990 NEN 6720 8.1.4 en 9.11.3

5.5 Betonspanning, wapeningsspanning en scheurwijdte

Op de plaatsen waar de hoofdspanningen maximaal zijn, wordt de scheurwijdte en de spanningen in het beton en de wapening bepaald. Dit wordt gedaan met behulp van "Performance of Reinforced Concrete"²⁴. De maatgevende spanning zijn te vinden waar de veldmomenten maximaal zijn zie hiervoor figuur 5.7.



Figuur 5-7 horizontale spanningen (uiterste grenstoestand)

Bij het bepalen van de spanningen is aangenomen, dat de spanningen zich over de wapening kunnen herverdelen. Daarom zijn de maximale spanningen over elementjes ter grote van ongeveer 250 bij 250 mm² (net grote van ESA PT) genomen.

Bij het veldmoment M_{ab} is de horizontale spanning 8,4 N/mm², de verticale spanning 0,0 N/mm² en de schuifspanning 0,0 N/mm² (uiterste grenstoestand). Voor de wapening wordt uitgegaan van de zelfde wapening als in hoofdstuk 3.

In de bruikbaarheidsgrenstoestand is een maximale horizontale spanning van 5,3 N/mm² ingevoerd. De verticale spanning en schuifspanning waren net zoals in de uiterste grenstoestand 0 N/mm².

Bij het veldmoment M_{bc} is de horizontale spanning 10,4 N/mm², de maximale verticale spanning 0,0 N/mm² en de maximale schuifspanning 0,0 N/mm² (uiterste grenstoestand).

In de bruikbaarheidsgrenstoestand is een horizontale spanning van 6,6 N/mm² ingevoerd. De verticale- en schuifspanning waren 0 N/mm².

	uiterste grenstoestand		bruikbaarheidsgrenstoestand	
	M_{ab}	M_{bc}	M_{ab}	M_{bc}
Mean crack width	0,243 mm	0,191 mm	<u>0,126 mm</u>	0,105 mm
Concrete stress	3,03 N/mm ²	<u>3,577 N/mm²</u>	0 N/mm ²	1,626 N/mm ²
Horizontal bar stress	<u>321,1 N/mm²</u>	297,3 N/mm ²	166,5 N/mm ²	163,2 N/mm ²
Vertical bar stress	<u>2,603 N/mm²</u>	1,936 N/mm ²	3,992 N/mm ²	1,500 N/mm ²

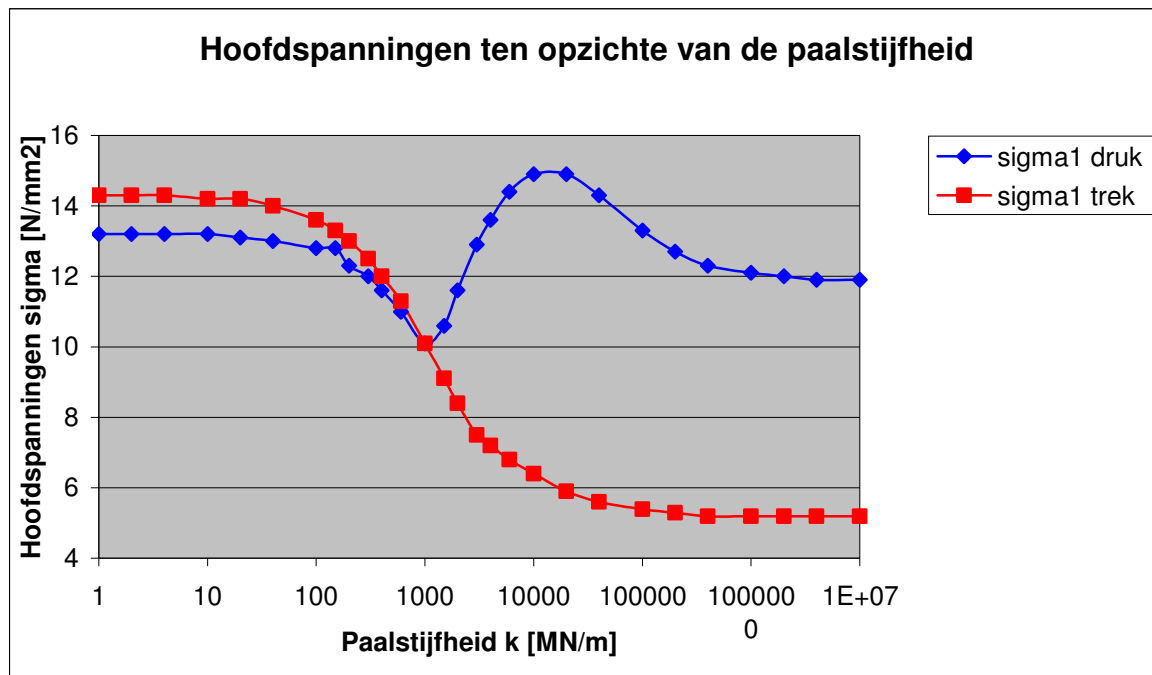
Tabel 5-1 scheurwijdtes en spanningen in staal en beton

De onderstreepte resultaten zijn maatgevend.

²⁴ <http://www.mechanics.citg.tudelft.nl/rc>

5.6 Invloed van de stijfheid van de ondersteuning

De benodigde wapening in het geval van ongelijkmatige zettingen van de opleggingen blijkt aanzienlijk groter te zijn dan het geval van geen of gelijke zettingen. Onderstaand een grafiek met de maximale (locale) hoofdspansingen (UGT) uitgezet tegen de stijfheid k van een wandligger ondersteund door vier palen met een veerstijfheid k . Hierbij zijn de maximaal optredende druk (blauwe lijn) en trek (rode lijn) spanningen weergegeven.



Figuur 5-8 Afhankelijk hoofdspansingen van de ondersteuning

Indien palen gebruikt worden met een stijfheid van onder de 10 MN/m kan de wand als stijf worden geschematiseerd. Indien palen gebruikt worden met een stijfheid van meer dan 100.000 MN/m kunnen de palen als vaste opleggingen worden beschouwd. Gangbare stijfheden voor de palen om de krachten op te nemen, die op deze wandligger uitgeoefend worden, liggen in de orde van grote van 100 MN/m tot 1000 MN/m. Bij deze stijfheden kan de ligger niet als stijf worden geschematiseerd en kunnen de opleggingen niet als vast worden geschematiseerd.

6 Conclusies en aanbevelingen

6.1 Algemene conclusies

- ⇒ Het verschuiven van de momentenlijn over een afstand d (nuttige betonhoogte) leidt bij wandliggers tot zeer grote verschuivingen²⁵.
- ⇒ Het verschuiven van de dwarskrachtenlijn over een afstand d leidt bij wandliggers tot zeer grote verschuivingen met het risico van onderdimensionering als gevolg²⁶.

6.2 Toetsing van wandliggers op vaste opleggingen

- ⇒ De positie en grote van de trekzone aan de onderkant van de wandligger komt goed overeen met de VBC²⁷.
- ⇒ De positie en grote van de trekzone boven de steunpunten komt goed overeen met de VBC²⁷.
- ⇒ De locale lineair elastische spanningen zijn (in de UGT) veel groter dan de materialen kunnen dragen.
- ⇒ Indien spanningen worden herverdeeld over een gebied ter grote van 250 bij 250 mm² zijn de spanningen (in de UGT) groter dan de materialen kunnen dragen.
- ⇒ De toetsing op maximale scheurwijdte (BGT) voldoet.

6.3 Toetsing van wandliggers op palen

- ⇒ De positie en grote van de trekzone aan de onderkant van de wandligger komt goed overeen met de VBC²⁷.
- ⇒ Bij de bepaling van de inwendige hefboom houdt de VBC²⁸ geen rekening met een momentenlijn waarbij de afstand tussen momentennulpunten groter is dan de overspanning en hoogte.
- ⇒ De locale lineair elastische spanningen zijn (in de UGT) veel groter dan de materialen kunnen dragen.
- ⇒ Indien spanningen worden herverdeeld over een gebied ter grote van 250 bij 250 mm² kunnen deze wel worden gedragen.
- ⇒ De toetsing op maximale scheurwijdte (BGT) voldoet.
- ⇒ De spanningsverdeling is sterk afhankelijk van de oplegstijfheid en ongelijke zettingen.

²⁵ VBC 1990 NEN 6720 8.1.1

²⁶ VBC 1990 NEN 6720 8.2.1

²⁷ VBC 1990 NEN 6720 9.11.3

²⁸ VBC 1990 NEN 6720 8.1.4

6.5 Aanbevelingen

- ⇒ In de VBC moet een toevoeging komen voor het verschuiven van de momenten- en dwarskrachtenlijn bij wandliggers.
- ⇒ In de VBC moet bij de bepaling van de inwendige hefboom een toevoeging komen, waarin rekening wordt gehouden met een momentenlijn, waarbij de afstand tussen momentennulpunten groter is dan de overspanning en hoogte.
- ⇒ Meer onderzoek is nodig naar de mogelijke herverdeling van locale elastische spanningen bij wandliggers.
- ⇒ Meer onderzoek is nodig naar de invloed van ongelijke steunpuntzettingen.

Literatuur

1. Technische grondslagen voor bouwconstructies TGB 1990 – Voorschriften Beton Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1990) NEN 6720 1^e druk 1991
2. ir.C. Hartsuijker en ir. C.F. Vrijman, Mechanica van constructies 2a statisch onbepaalde constructies. Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen, Technische Universiteit Delft. 1^e Druk 1994, gewijzigde herdruk 1999
3. Prof. Dr. Ir. J.C. Walraven, College co3050 Gewapend beton, Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen, Technische Universiteit Delft. 1^e Druk 1995, herdruk 1999
4. SCIA ESA PT 5.0. (demo versie)
5. SCIA ESA Prima Win 3.4. (demo versie)
6. Performance of Reinforced concrete www.mechanics.citg.tudelft.nl/rc

Bijlage I Gebruikte symbolen

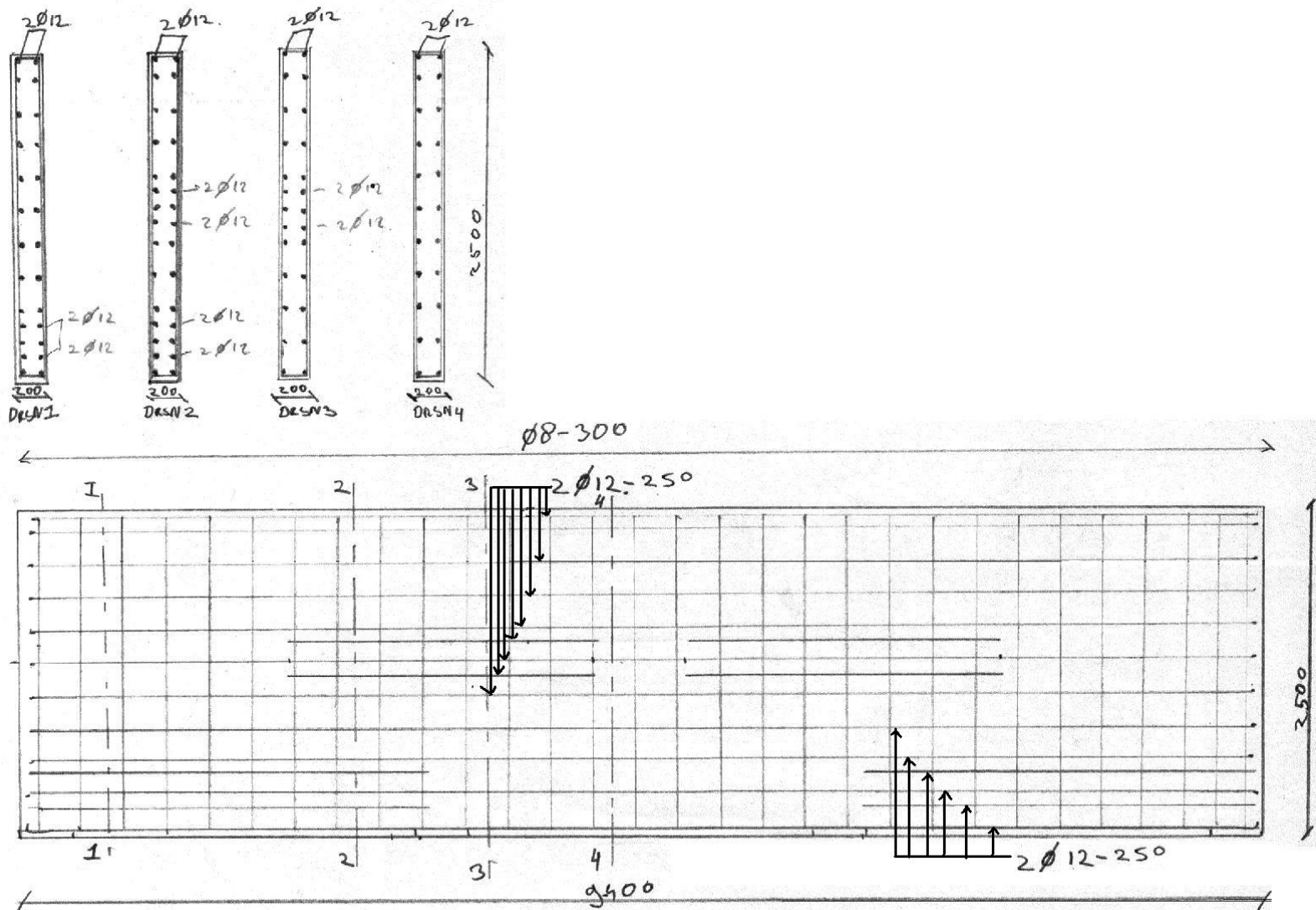
Latijnse letters

A	oppervlakte doorsnede [mm^2]
A_s	oppervlakte van de doorsnede van betonstaal [mm^2]
E	Elastiteitsmodulus [N/mm^2]
F	kracht [kN]
M_b	buigend moment in punt B [kNm]
M_{bc}	veldmoment tussen punt B en C [kNm]
M_d	rekenwaarde van het buigend moment in de uiterste grenstoestand [kNm]
M_{rep}	buigend moment in de bruikbaarheidsgrenstoestand [kNm]
M_u	uiterst opneembaar buigend moment [kNm]
V_{bd}	Door de betondoorsnede opneembare dwarskracht [kN]
V_d	rekenwaarde van de dwarskracht [kN]
W	weerstandsmoment met betrekking tot de meest getrokken vezels [mm^3]
b	breedte van de betondoorsnede
c	betondekking
d	nuttige hoogte van de betondoorsnede [mm]
f_b'	rekenwaarde van de druksterkte van het beton [N/mm^2]
f_{bm}	gemiddelde treksterkte van het beton [N/mm^2]
f_s	rekenwaarde van de treksterkte van het betonstaal [N/mm^2]
h	hoogte wandligger [mm]
k	veerstijfheid [MN/m]
k_λ	factor die afhankelijk is van de dwarskrachtslankheid
k_ϕ	factor die afhankelijk is van de hoek van de wapening
k_h	factor die afhankelijk is van de hoogte
l	overspanning wandligger [mm]
l_o	afstand tussen momentennulpunten [mm]
l_v	verankeringslengte [mm]
l_{vo}	basisverankeringslengte [mm]
l_{vr}	gereduceerde verankeringslengte [mm]
q_b	verdeelde belasting in de bruikbaarheidsgrenstoestand [kN/m]
q_u	verdeelde belasting in de uiterste grenstoestand [kN/m]
u	verlenging [mm]
z	inwendige hefboomarm [mm]

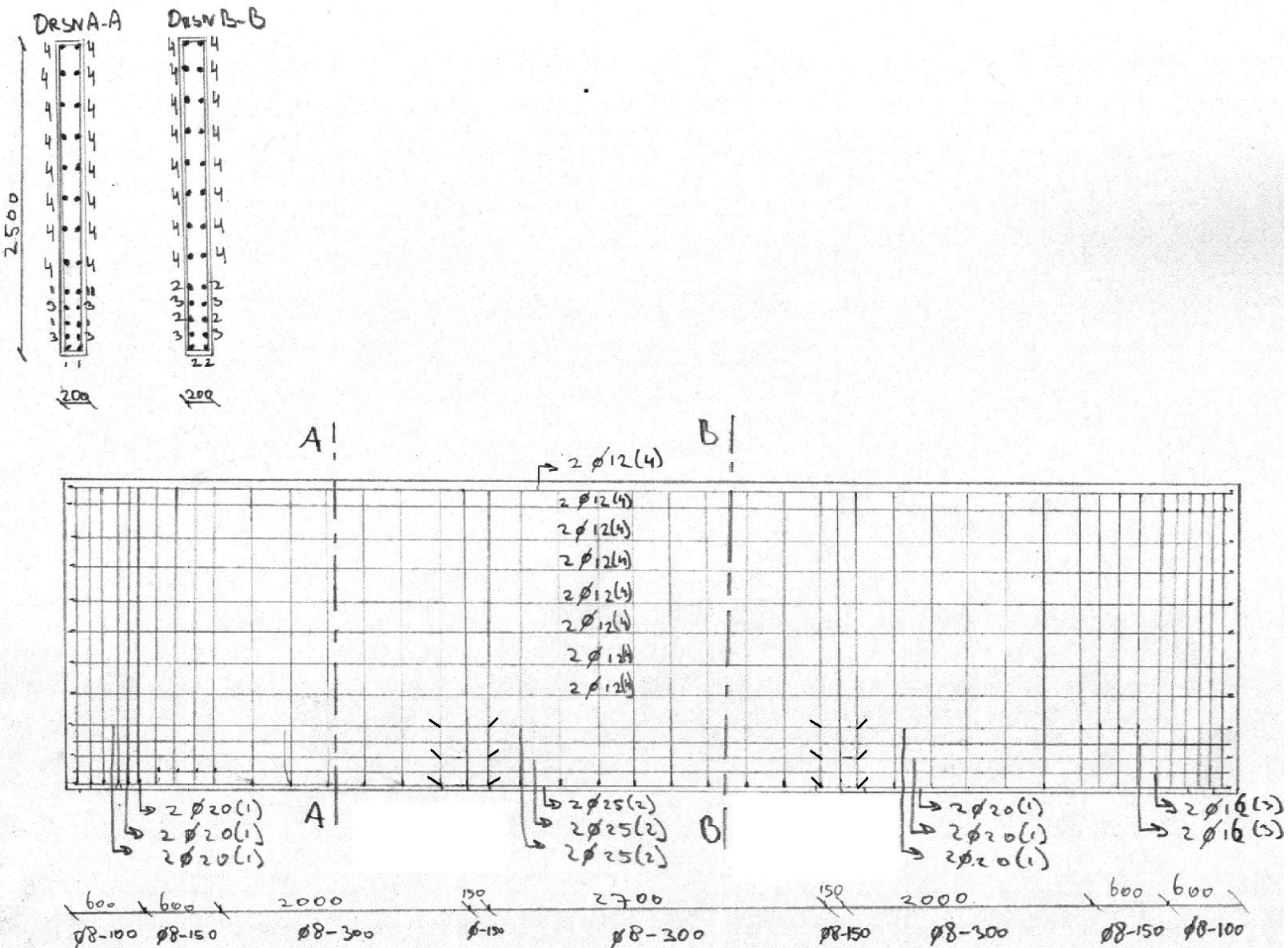
Griekse letters

α_1	verhoudingsgetal
γ_{eg}	belastingsfactor voor het eigengewicht van de constructie
γ_{pb}	belastingsfactor voor de permanente belasting rustend op de constructie
γ_{vb}	belastingsfactor voor de variabele belasting rustend op de constructie
σ_b	spanning in het beton [N/mm ²]
σ_s	spanning in het betonstaal [N/mm ²]
τ_d	rekenwaarde van de optredende schuifspanning [N/mm ²]
τ_s	opneembare schuifspanning door de dwarskrachtwapening [N/mm ²]
τ_u	totale uiterst opneembare schuifspanning [N/mm ²]
τ_1	grenswaarde van de schuifwapening zonder dwarskrachtwapening [N/mm ²]
τ_2	grenswaarde van de schuifwapening met dwarskrachtwapening [N/mm ²]
Φ_k	kenmiddellijn betonstaalstaaf [mm]
φ_b	hoekverdraaiing in punt B
φ_c	hoekverdraaiing in punt C
ω	wapeningspercentage

Bijlage II Wapeningstekeningen wandliggers



Figuur Bijlage II-1 wapeningstekening wandligger met vaste opleggingen



Figuur Bijlage II-2 wapeningstekening wandligger met vaste opleggingen

Bijlage III Voorbeeld in- en uitvoer Performance of Reinforced Concrete

Performance of Reinforced Concrete

Units

☐ MPa, mm
☐ kgf/cm², cm

☐ ksi, inch
☒ N/mm², mm

Horizontal Reinforcement

Bar Diameter: mm
 Bar Spacing: mm
 Number of Layers of Bars:

Vertical Reinforcement

Bar Diameter: mm
 Bar Spacing: mm
 Number of Layers of Bars:

Panel Thickness: mm

Concrete

Compressive Strength: N/mm²
 Tensile Strength: N/mm²
 Young's Modulus: N/mm²
 Maximum Aggregate Size: mm

Steel

Yield Strength Horizontal Bars: N/mm²
 Yield Strength Vertical Bars: N/mm²
 Young's Modulus: N/mm²

Loading

Horizontal Stress: N/mm²
 Vertical Stress: N/mm²
 Shear Stress: N/mm²

Panel Failure

Performance

Mean Crack Width: mm
 Concrete Stress: N/mm²
 Horizontal Bar Stress: N/mm²
 Vertical Bar Stress: N/mm²

Load Factor

0.85

ultimate load

0 0.00003 0.00006 0.00009

Largest Principal Strain

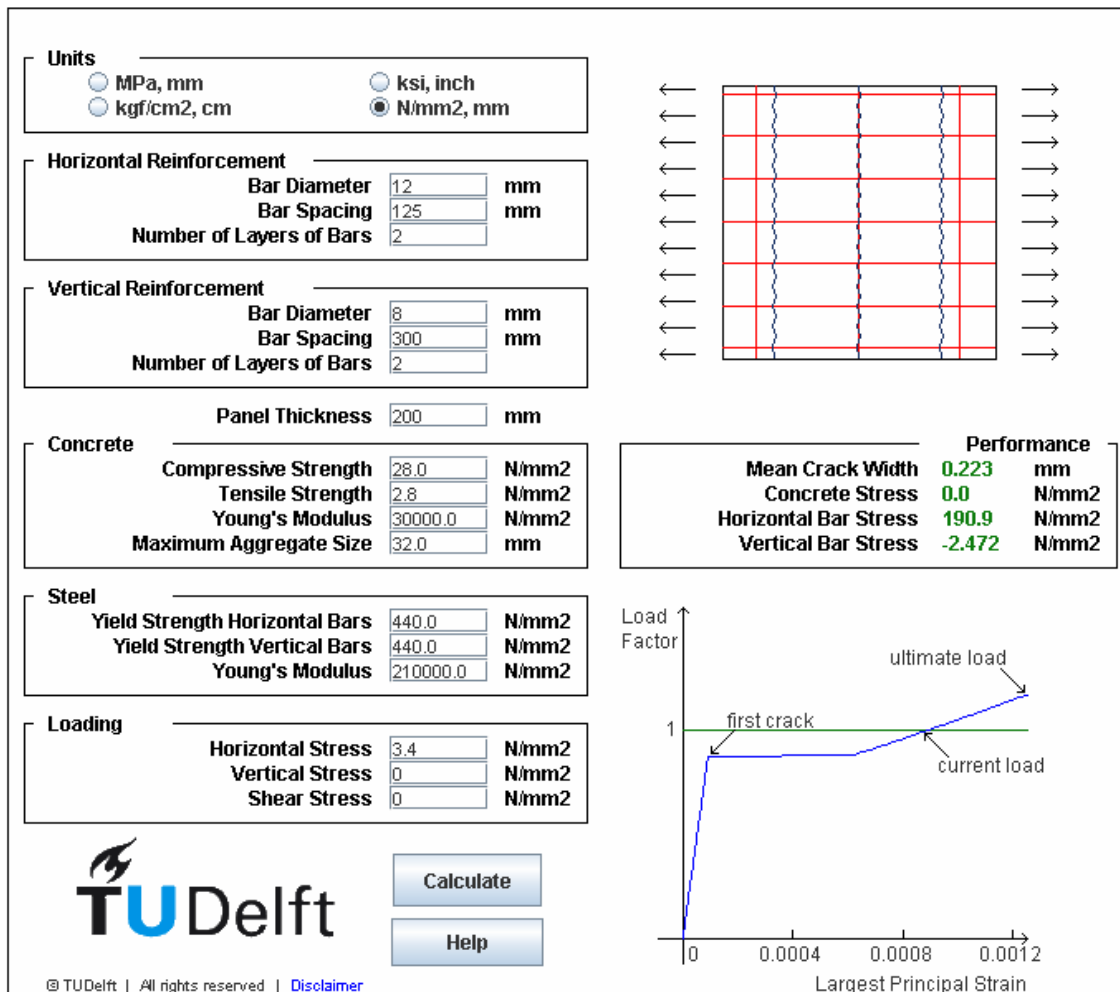
© TUDelft | All rights reserved | [Disclaimer](#)

Calculate

Help

Figuur Bijlage III-0-1 uitvoer veldmoment M_{bc} bij vaste opleggingen (BGT) voor verzwaring wapening

Performance of Reinforced Concrete



Figuur Bijlage III-0-2 uitvoer veldmoment M_{bc} bij vaste opleggingen (BGT) na verzwaring wapening

Bijlage IV Zelfevaluatie

Mijn keuze voor het onderwerp “Ontwerpregels voor wandliggers” was niet mijn eerste keuze. Ik had in eerste instantie gekozen voor het onderwerp “Houten vierendeel liggers en vakwerken”. Hier bleek echter al een student aan te werken en het leek mij interessanter om een zelfstandig onderzoek te doen. De keuze voor het onderwerp “Ontwerpregels voor wandliggers” was toen snel gemaakt, ik wil verder gaan met de specialisaties Concrete Structures en Steel and Timber en dit is een onderwerp dat hierop goed op aansluit.

Ik heb met veel plezier aan deze opdracht gewerkt. Bij de start had ik enige moeite om voor mij zelf te bedenken hoe dit project aan te pakken. Gelukkig kreeg ik hier tijdens het inlezen in het onderwerp een beter idee van. In eerste instantie wilde ik de controle berekeningen met het staaf-plaat model SPan CAD uitvoeren. Op advies van dhr. Hoogenboom heb ik hiervan afgezien en heb ik de controleberekeningen met ESA PT en Performance of Reinforced Concrete uitgevoerd. Deze programma's zijn zeer gebruiksvriendelijk en bevielen goed.

Doordat de intensiteit van het Bachelor-eindwerk aanzienlijk groter is dan van de projecten die in de Bachelor fase worden aangeboden is de opzet totaal anders dan die van de projecten. De begeleiding was dan ook vrij intensief (1 maal per week een afspraak). De opzet van het Bachelor-eindwerk het individueel werken, en de intensiteit van de begeleiding is goed bevallen. Wel is in het Bachelor-eindwerk meer tijd gaan zitten dan ik aanvankelijk verwacht had.

Bijlage V Notulen startnotitie bespreking

De startnotitie bespreking vond plaats op 13 september om half tien in kamer 2.58 (Stevinlab II).

Aanwezigen:

ir. W.J.M. Peperkamp 1^e begeleider

dr. ir. P.C.J. Hoogenboom 2^e begeleider

P.A. Laane

Ingekomen stukken:

Startnotitie Ontwerpregels voor wandliggers (P.A.Laane)

- de heer Laane licht de startnotitie toe,
- de heer Peperkamp merkt op dat hij een presentatie heeft over de invloed van ongelijkmatige zetting op een wandligger en zegt toe dat hij deze zal sturen naar de heer Laane
- de heer Hoogenboom geeft, als antwoord op een vraag van de heer Laane over het modeleren in SPan CAD, aan dat bij een modelering in SPan CAD er meer plaat elementen moeten worden gebruikt
- de heer Hoogenboom geeft aan dat hij Span CAD heeft uitgeprobeerd en dat hier nog enige onstabielheden inzitten
- de heer Hoogenboom geeft aan dat beter ESA PT gebruikt kan worden ter controle van de berekeningen volgens de VBC en dat hij deze software ter beschikking zal stellen. Voorts geeft de heer Hoogenboom aan, dat de scheurwijdte met de website Performance of Reinforced Concrete gecontroleerd kan worden. En ten slotte geeft hij aan, dat er eventueel nog een controle kan plaats vinden met SPan CAD.