Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 33/34 (1899)
Heft: 6

Artikel: Die Bauweise Hennebique
Autor: Ritter, W.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-21308

Die Bauweise Hennebique.

Von Prof. Dr. *W. Ritter.*

II.

B. Statische Berechnung.

Die statische Berechnung der Hennebique-Bauwerke kann nach den üblichen Formeln und Regeln der Elasticitäts- und Festigkeitslehre durchgeführt werden und bietet im allgemeinen keine besonderen Schwierigkeiten. Immerhin stösst man stellenweise auf Fragen, die eine eingehendere Untersuchung durch das Experiment wünschbar machen. Dass die Genauigkeit der Rechnung nicht denselben Grad erreicht wie bei reinen Eisenbauten, wird jeder Einsichtige begreiflich finden.

Berechnung der Biegungsmomente und Querkräfte.

Was zunächst die Bestimmung des von einem Träger aufzunehmenden *Biegungsmomentes* betrifft, so ist bekanntlich bei frei aufgelagerten Balken das grösste Biegungsmoment für gleichförmig verteilte Belastung $M = {}^1/_8\, P\, l$ (P = Last, l = Spannweite). In der Mehrzahl der Fälle sind die Träger an den Auflagern mehr oder weniger eingespannte, infolge dessen wird von den Vertretern der Hennebique'schen Bauweise gewöhnlich $M = {}^1/_{10}\, P\, l$ gesetzt. Gegen diese Verminderung des Momentes um $^1/_5$ seines ursprünglichen Wertes lässt sich nicht viel einwenden. Nur sollte man in diesem Falle die Tragfähigkeit nicht nur für die Mitte der Spannweite, sondern auch für die Auflagerstelle berechnen, worauf von Seiten der Vertreter der Hennebique'schen Bauweise lange nicht genug geachtet wird. Auch wenn der Balken Einzellasten zu tragen hat, ist in der Regel eine Verringerung des Momentes um $^1/_5$ zulässig. In einzelnen Fällen dürfte es indessen am Platze sein, eine genauere Berechnung der Momente unter Zugrundelegung der Theorie des kontinuierlichen Balkens vorzunehmen.

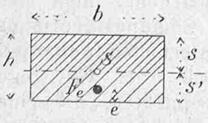
Die grösste *Querkraft* tritt wie bekannt an den Auflagern auf und beträgt bei gleichförmiger Belastung $Q = {}^1/_2\, P$. Auf die Kontinuität braucht man hierbei keine Rücksicht zu nehmen, da sie die Grösse der Querkräfte nur wenig beeinflusst.

Für l wird gewöhnlich die lichte Spannweite eingesetzt. Richtiger wäre es, wenn man wie bei Eisen- und Holzträgern die Entfernung der Stützflächenmitten, bei Decken somit den Abstand der Balkenachsen als Spannweite annähme.

Berechnung der inneren Spannungen.

Was die Berechnung der inneren Spannungen betrifft, so möge zunächst gezeigt werden, in welch sonderbarer Art der Erfinder der neuen Bauweise selbst, sowie seine Vertreter, die Berechnung ihrer Träger vornehmen.

Fig. 12.



Figur 12 stelle ein Stück einer Platte dar, in welchen sich nahe dem untern Rande eine Eisenstange eingebettet befindet. Das Biegungsmoment M, sowie die Masse b und h seien gegeben. Die strichpunktierte Linie stelle die neutrale Achse oder Null-Linie dar.

Um die Lage dieser Linie zu bestimmen, halbiert Hennebique das Biegungsmoment, und weist die eine Hälfte der auf Druck arbeitenden Querschnittsfläche $b\,.\,s$, die andere Hälfte dem auf Zug arbeitenden Eisenstabe vom Querschnitte F_e zu. Die Spannungsverteilung in der Druckfläche wird als gleichförmig angenommen. Daraus ergiebt sich, wenn die Spannung im Beton mit σ_b bezeichnet wird, die Gleichung $^1/_2\, M = \sigma_b\,.\,b\,.\,s\,.\,{}^1/_2\, s$, woraus $s = \sqrt{\frac{M}{\sigma_b\, b}}$. Damit ist die Lage der Nullinie bestimmt. Weiter wird, wenn σ_e die im Eisen herrschende Spannung bezeichnet, $^1/_2\, M = \sigma_e\,.\,F_e\,(s' - e)$ gesetzt, woraus folgt $F_e = \frac{M}{2\,\sigma_e (s' - e)}$; damit ist auch die für die Stange nötige Querschnittsfläche gefunden. Die in der untern Betonfläche wirkenden Zugspannungen werden hierbei vernachlässigt. Als zulässige Inanspruchnahme des Betons werden in der Regel 25 bis 30 kg/cm^2, als Zugspannung des Eisens 1000 kg angenommen. Aehnlich wird bei T-förmigen Querschnitten vorgegangen.

Dass diese eigentümliche Rechnungsweise den Gesetzen der Festigkeitslehre widerspricht, liegt auf der Hand. Einmal verteilt sich die Spannung über die Fläche $b\,.\,s$ nicht gleichförmig; sodann ergeben sich die im Beton wirkende Druckkraft und die im Eisen wirkende Zugkraft in der Regel ungleich, während sie zusammen ein Kräftepaar vom Momente M bilden sollten. Die Folge dieser zwar bequemen, aber unrichtigen Rechnungsart ist die, dass man bald für den Beton, bald für das Eisen, bald für alle beide *zu kleine* Spannungen erhält, d. h. die Tragkraft der Balken kommt nach der Hennebique'schen Berechnungsart zu gross heraus.

Ein auf richtiger Grundlage fussendes Rechnungsverfahren der aus Beton und Eisen zusammengesetzten Bauwerke muss vor allem auf das Verhältnis der beidseitigen Elasticitätskoefficienten Rücksicht nehmen. Wir wollen dieses Verhältnis mit α bezeichnen. Sollen nun die Spannungen, die unter der Wirkung eines Momentes M in einem gegebenen Querschnitte auftreten, berechnet werden, so multipliciert man zunächst die Querschnittsfläche des Eisens mit α und berechnet für die dadurch vergrösserte Querschnittsfläche die Schwerlinie und das Trägheitsmoment. Dann ergiebt sich die Spannung des Betons im Abstande y von der Schwerlinie nach der bekannten Navier'schen Biegungstheorie

$$\sigma_y = \frac{y\,.\,M}{J}$$

und die Spannung im Eisen

$$\sigma_y = \alpha\,\frac{y\,.\,M}{J}.$$

Was das Verhältnis α der beidseitigen Elasticitätsmasse betrifft, so kann dasjenige des Eisens genau genug gleich 2000 t/cm^2 gesetzt werden. Das Elasticitätsmass des Betons ist weniger sicher; es hängt nicht nur von der Art der Mischung und der Zubereitung, sondern auch von der Erhärtungszeit ab und ist überdies für ein und denselben Beton veränderlich, indem es, wie beim Gusseisen, mit wachsender Spannung langsam abnimmt. Immerhin kann man für die bei Hennebique'schen Bauwerken übliche Mischung und nach vollständiger Erhärtung den Wert E für kleine Spannungen ohne grossen Fehler gleich 200 t/cm^2 annehmen*), so dass sich das Verhältnis

$$\alpha = \frac{2000}{200} = 10$$

ergiebt. Glücklicherweise sind die Spannungen von dem Faktor α nicht so sehr abhängig, wie man zu erwarten geneigt ist, so dass ein etwaiger Fehler nicht erheblich in die Wagschale fällt.

---

*) C. Bach fand aus zahlreichen Versuchen die Anfangselasticität des Betons = 156—329, im Mittel = 218 t/cm^2 (Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ingenieure, 1896, Nr. 48). Aus Versuchen Tetmajers folgt E = 236—413 t/cm^2 (Miteilgn., VII. Heft). Hartig fand nach sieben Tagen 141, nach 30 Tagen 235 t. Die Wiener Gewölbeversuche ergaben E = 145 t/cm^2. Nach Ing. M. de Joly liegt α für Mörtel und Beton zwischen 5 und 12. Weitere Versuche in dieser Richtung wären willkommen.

Schwieriger zu beantworten ist die Frage, auf welche Weise die ungenügende Zugfestigkeit des Betons in der Rechnung berücksichtigt werden soll.

Zunächst machen wir bei der Berechnung der Eisenspannung, wie es ziemlich allgemein geschieht, die Annahme, dass die Zugfestigkeit des Betons Null sei, d. h. wir weisen die im Beton auftretenden Zugspannungen vollständig dem Eisen zu. Zugleich aber verlangen wir, dass die grösste im Beton auftretende Zugspannung die Zugfestigkeit desselben nicht überschreiten dürfe, mit anderen Worten, wir verlangen, dass keine Risse im Beton entstehen dürfen.

Was die zulässigen Spannungen betrifft, so geht man nicht zu weit, wenn man die Druckspannung des Betons gleich 30 kg/cm^2 setzt. Die Druckfestigkeit beträgt für die bei Hennebique-Bauten übliche Mischung 200—300 *kg*, so dass sich bei 30 *kg* zulässiger Inanspruchnahme eine sieben- bis zehnfache Bruchsicherheit ergiebt. In günstigen Fällen, d. h. da, wo die Rechnung besonders sicher ist, oder da, wo Erschütterungen ausgeschlossen sind, darf man nach meinem Erachten ohne Bedenken auf 35 und selbst auf 40 *kg* hinaufgehen.

Unsicherer ist die Zugfestigkeit des Betons. Nach den üblichen Festigkeitsproben mit Achterformen ergiebt sie sich etwa gleich 15—20 kg/cm^2, aus Biegungsversuchen dagegen stets höher, gleich 30—50 kg/cm^2. Hieran ist einerseits der Umstand schuld, dass gegen den Bruch hin der Elasticitätskoefficient stets abnimmt, andererseits der von Durand-Claye und Föppl nachgewiesene Umstand, dass Zugversuche mit Achterformen viel zu kleine Werte geben, weil sich die Zugkraft ungleich über die Querschnittsfläche verteilt.

Auch die neuen Versuche von Considère sprechen dafür, dass der Beton Spannungen bis 40 *kg* und darüber aushält, ohne zu reissen. Sie zeigen, dass die Verbindung mit Eisen in eigentümlicher Weise einen günstigen Einfluss auf die Zugfestigkeit des Betons ausübt.

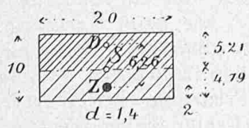
Um diese Frage auf sicheren Boden zu stellen, sollten noch weitere Bruchversuche mit Betonbalken mit und ohne Eisenlage gemacht werden. Einstweilen darf man jedoch die zulässige Zugspannung des Betons nach meiner Ansicht ohne Bedenken gleich 30—40 kg/cm^2, also annähernd gleich der zulässigen Druckspannung setzen.

Was drittens die zulässige Zugbeanspruchung des Eisens betrifft, so wird sie gewöhnlich gleich 1000 kg/cm^2 angenommen. Auch hier halte ich eine etwelche Erhöhung auf 1100—1200 *kg* für gestattet, und zwar einmal weil das Eisen in Rundstabform, ohne Lochung oder sonstige Bearbeitung, zur Verwendung gelangt, sodann weil der Beton doch stets einen Teil der Zugspannungen aufnimmt und das Eisen dadurch entlastet.

Einige Zahlenbeispiele mögen den Rechnungsvorgang nach den vorhin entwickelten Regeln erläutern.

1. Beispiel.

Fig. 13.



Eine Betondecke von 1,5 *m* Spannweite habe eine Nutzlast von 2000 kg/m^2 zu tragen. Wir geben der Decke eine Dicke von 10 *cm* und bringen in Entfernungen von 20 *cm* Rundeisen von 1,4 *cm* Durchmesser an (Fig. 13).

Nimmt man das spezifische Gewicht des Betons gleich 2,5 an, so ergiebt sich das Eigengewicht gleich 250 kg/m^2 und die Gesamtbelastung gleich 2250 kg/m^2. Bringt man mit Rücksicht auf die Kontinuität $^1/_5$ des Momentes in Abzug, so bekommt man

$$M = {}^1/_{10} \cdot 2250 \cdot 1{,}50^2 = 506 \; mkg = 50\,600 \; cmkg.$$

Hievon trifft auf einen Streifen von 20 *cm* Breite ein Moment von

$$M = 0{,}20 \cdot 50\,600 = 10\,120 \; cmkg.$$

Die Eisenstange hat eine Querschnittsfläche von $F_e = {}^1/_4 \pi d^2 = 1{,}54 \; cm^2$; sie sei 2 *cm* vom untern Rande entfernt.

Hienach ergiebt sich nun die Querschnittsfläche für $\alpha = 10$*).

$$F = 20 \cdot 10 + 10 \cdot 1{,}54 = 200 + 15{,}4 = 215{,}4 \; cm^2.$$

Ferner das statische Moment der Fläche in Bezug auf die Oberkante

$$S = 200 \cdot {}^1/_2 \cdot 10 + 15{,}4 \cdot 8 = 1000 + 123 = 1123 \; cm^3$$

und das Trägheitsmoment, bezogen auf dieselbe Kante,

$$J = 1000 \cdot {}^2/_3 \cdot 10 + 123 \cdot 8 = 6666 + 984 = 7650 \; cm^4 \,{}^{**}).$$

Nun ist die Entfernung der Schwerlinie von der Oberkante

$$s = S : F = 1123 : 215{,}4 = 5{,}21 \; cm$$

und das Trägheitsmoment für die Schwerlinie

$$J_s = 7650 - 215{,}4 \cdot 5{,}21^2 = 1803 \; cm^4,$$

folglich die Spannung an der Oberkante

$$\sigma_d = \frac{5{,}21 \cdot 10\,120}{1803} = 29 \; kg/cm^2,$$

die Spannung in der Unterkante

$$\sigma_z = \frac{4{,}79 \cdot 10\,120}{1803} = 27 \; kg/cm^2$$

und die Spannung im Eisen, falls der Beton auf Zug sicher widersteht

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{2{,}79 \cdot 10\,120}{1803} = 156 \; kg/cm^2.$$

In Anbetracht der geringen Zugfestigkeit des Betons weisen wir jedoch die im Beton herrschenden Zugspannungen vollständig dem Eisen zu, wobei wir die oben gefundene Schwerlinie nach wie vor als Nullinie beibehalten. Die Berechnung von σ_e stellt sich hiernach wie folgt:

Der Druckmittelpunkt *D* des Betons liegt im obern Drittel der Druckfläche, also um $^1/_3 \cdot 5{,}21 = 1{,}74$ *cm* von der Oberkante entfernt; den Zugmittelpunkt *Z* nehmen wir genau genug im Schwerpunkt der Eisenstange an. Die Entfernung beider Punkte ist daher

$$DZ = 10 - 1{,}74 - 2{,}0 = 6{,}26 \; cm,$$

folglich die im Eisen wirkende Zugkraft

$$Z = \frac{10\,120}{6{,}26} = 1617 \; kg$$

und die Spannung im Eisen

$$\sigma_e = \frac{1617}{1{,}54} = 1050 \; kg/cm^2.$$

Streng genommen sollte man die Druckspannung im Beton ebenfalls aus der Kraft *Z* berechnen. Man erhält dabei $\sigma_d = 2 \cdot 1617 : 20 \cdot 5{,}21 = 31 \; kg/cm^2$. Da dieser Wert jedoch von dem früheren stets nur unbedeutend abweicht, so kann man sich mit den Ergebnissen der ersten Berechnung begnügen.

Wir erhalten somit zusammenfassend

Druckspannung im Beton = 29 kg/cm^2.
Zugspannung „ „ = 27 „
Zugspannung im Eisen = 1050 „

Alle drei Werte können als zulässig angesehen werden.

Obiger Rechnungsvorgang setzt voraus, dass die Querschnittsmasse des Trägers bekannt sind. Ist dies nicht der Fall, so nimmt man die Nullinie vorläufig in der Mitte an und bestimmt die Höhe des Querschnittes nach der Formel $M = {}^1/_6 \sigma_d b h^2$ oder $h = \sqrt{6 M : \sigma_d b}$, und die erforderliche Eisenfläche nach der Formel $F_e = M : \sigma_e ({}^5/_6 h - e)$, wo *e* die Entfernung der Stange von der untern Kante bedeutet. Sind die Masse *h* und F_e auf diese Weise angenähert gefunden, so lässt man die genauere Rechnung folgen.

* *

Gegen das von uns eingeschlagene Rechnungsverfahren lässt sich der Einwand erheben, dass es auf Voraussetzungen beruhe, die in der Nähe des Bruches nicht mehr zutreffen, einmal weil die Navier'sche Biegungstheorie nur gelte, so lange die elastischen Formänderungen den Spannungen proportional bleiben, namentlich aber weil gegen den Bruch hin auf der Zugseite Risse eintreten, die einen Teil des Betonquerschnittes ausser Wirksamkeit setzen und die Spannungsverteilung vollständig ändern.

*) Da man der Einfachheit zu lieb die Betonfläche voll in Rechnung zieht, so wird thatsächlich mit $\alpha = 11$ gerechnet.

**) Das statische Moment eines Rechteckes ist nämlich

$$S = {}^1/_2 \, bh^2 = F \cdot {}^1/_2 \, h$$

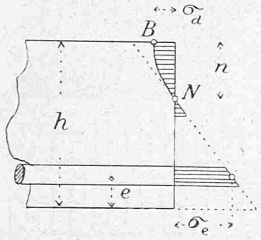
und das Trägheitsmoment

$$J = {}^1/_3 \, bh^3 = S \cdot {}^2/_3 \, h.$$

So sehr wir diesen Einwand berechtigt finden und die sorgfältigen Studien über diese Frage schätzen, die namentlich von österreichischen Schriftstellern*) angestellt worden sind, so glauben wir doch, das obige Verfahren als das einfachere vorziehen zu sollen, um so mehr, als die unter Berücksichtigung der Risse abgeleiteten Formeln auch wieder auf mehr oder weniger unsichern Annahmen beruhen.

Uebrigens ergeben sich, auch wenn man den Zustand kurz vor dem Bruche in Betracht zieht, Spannungswerte, die nicht gar so sehr von den nach obigem Verfahren gefundenen abweichen.

Fig. 14.



Figur 14 stelle diesen Spannungszustand dar. Die untere Hälfte des Betonquerschnittes ist ausser Wirksamkeit getreten und die Nullinie N hat sich infolge dessen hinaufgeschoben. Die Spannungsverteilung oberhalb N folgt jetzt nicht mehr einer geraden Linie, sondern einer Kurve $B\,N$.

Um die Rechnung zu vereinfachen, nehmen wir die Kurve $B\,N$ als eine Parabel mit dem Scheitel in B an; ferner lassen wir die kleinen Zugspannungen unterhalb N ausser Acht. Dann lassen sich folgende Beziehungen aufstellen.

Druckkraft im Beton: $D = {}^2/_3\, \sigma_d\, b\, n$; Zugkraft im Eisen $Z = \sigma_e F_e$. Ferner $2\alpha\, \sigma_d : \sigma_e = n : (h - n - e)$. Setzt man $D = Z$, so ergiebt sich zur Berechnung von n die quadratische Gleichung

$$b\, n^2 = 3\alpha\, F_e\, (h - n - e).$$

Der Druckmittelpunkt, mit anderen Worten der Schwerpunkt der Parabelfläche $B\,N$ liegt um ${}^3/_8\, n$ von der Oberkante entfernt, folglich ist

$$D = Z = M : (h - {}^3/_8\, n - e)$$

Sind die Kräfte D und Z berechnet, so folgt schliesslich

$$\sigma_d = 3\, D : 2\, b\, n$$

und

$$\sigma_e = Z : F_e.$$

Auf unser Beispiel angewandt, ergiebt sich

$$20\, n^2 = 3 \,.\, 10 \,.\, 1{,}54\, (10 - n - 2)$$

woraus

$$n = 3{,}30\ cm.$$

$$D = Z = \frac{10\,120}{10 - 1{,}24 - 2} = 1497\ kg$$

$$\sigma_d = \frac{3 \cdot 1497}{2 \,.\, 20 \,.\, 3{,}30} = 34\ kg/cm^2$$

$$\sigma_e = \frac{1497}{1{,}54} = 972\ kg/cm^2.$$

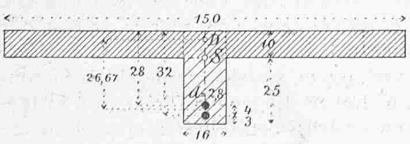
Oben haben wir $\sigma_d = 29$ und $\sigma_e = 1050$ gefunden; man sieht, dass der Unterschied nicht bedeutend ist und die umständlichere Rechnung kaum lohnt. Nimmt man auf die Zugspannungen dicht unterhalb N Rücksicht, so wird n etwas grösser und σ_d etwas kleiner, wodurch sich der Unterschied der beidseitigen Ergebnisse noch verringert. Auf alle Fälle ist der Unterschied nicht grösser als der, der sich aus der Unsicherheit des Faktors α ergiebt.

Was uns aber noch besonders veranlasst, den von uns eingeschlagenen Rechnungsweg für Hennebique-Träger vorzuziehen, das ist der Umstand, dass uns sonst bei T-förmigen Querschnitten jegliche Kontrolle der Stegdicke entschlüpft. Nur dadurch, dass wir die im Fusse des Trägers auftretende Zugspannung σ_z berechnen, gewinnen wir ein Mittel, allzu kleine Stegdicken zu vermeiden.

2. Beispiel.

Ein Balken vom Querschnitte der Figur 15 habe eine Nutzlast von $2000\ kg/m^2$ zu tragen; seine Stützweite sei $3{,}2\ m$. Das eigene Gewicht ergiebt sich bei einem specifischen Gewichte von 2,5 gleich $500\ kg/m$,

Fig. 15.



folglich die Gesamtlast gleich $2000 \,.\, 1{,}5 + 500 = 3500\ kg/m$. Hieraus folgt das Biegungsmoment, wenn man wiederum Einspannung voraussetzt,

$$M = {}^1/_{10} \,.\, 3500 \,.\, 3{,}2^2 = 3584\ mkg = 358400\ cmkg.$$

Die Querschnittsfläche einer Eisenstange beträgt ${}^1/_4\, \pi\, d^2 = {}^1/_4 \,.\, 3{,}14 \,.\, 2{,}8^2 = 6{,}2\ cm^2$.

Um F, S und J bequem zu berechnen, zerlegen wir den Betonkörper durch zwei lotrechte Linien in drei Rechtecke. Dann ist für $\alpha = 10$

Flächeninhalt $F = 16 \,.\, 35 + 134 \,.\, 10 + 10 \,.\, 6{,}2 + 10,\, 6{,}2$
$= 560 + 1340 + 62 + 62 = 2024\ cm^2$

Statisches Moment $S = 560 \,.\, {}^1/_2 \,.\, 35 + 1340 \,.\, {}^1/_2 \,.\, 10 + 62 \,.\, 28 + 62 \,.\, 32$
$= 9800 + 6700 + 1736 + 1984 = 20220\ cm^3.$

Trägheitsmoment $J = 9800 \,.\, {}^2/_3 \,.\, 35 + 6700 \,.\, {}^2/_3 \,.\, 10 + 1736 \,.\, 28 + 1984 \,.\, 32$
$= 228\,667 + 44\,667 + 48\,608 + 63\,488 = 385430\ cm^4.$

Abstand der Schwerlinie $s = 20220 : 2024 = 10{,}0\ cm.$

Trägheitsmoment für die Schwerlinie $Js = 385\,430 - 2024 \,.\, 10{,}0^2 = 183\,030\ cm^4.$

Hiernach findet man:

Druckspannung im Beton $\sigma_d = \dfrac{10{,}0 \,.\, 358400}{183030} = 20\ kg/cm^2.$

Zugspannung im Beton $\sigma_z = \dfrac{25 \cdot 358400}{183030} = 49\ kg/cm^2.$

Abstand von Druck- und Zugmittelpunkt

$$z = 35 - {}^1/_3 \,.\, 10{,}0 - 5{,}0 = 26{,}67\ cm.$$

Zugkraft im Eisen

$$Z = 358\,400 : 26{,}67 = 13\,440\ kg.$$

Zugspannung im Eisen

$$\sigma_e = 13\,440 : (2 \,.\, 6{,}2) = 1084\ kg/cm^2.$$

Auch hier liegen die gefundenen Spannungen innerhalb der zulässigen Grenzen, einzig die Zugspannung im Beton steigt ziemlich hoch an.

Streng genommen werden die beiden Zugstangen ungleich beansprucht. Will man hierauf Rücksicht nehmen, so berechnet man zuerst das Verhältnis beider Spannungen aus den Entfernungen der Stangen von der Nulllinie. Es ergibt sich

$$\sigma'_e : \sigma_e = 35 - 10 - 7 : 35 - 10 - 3 = 18 : 22 = 0{,}82.$$

Ferner ist $z' = 24{,}67$ und $z = 28{,}67$. Setzt man nun $\sigma'_e F_e z' + \sigma_e F_e z = M$, so wird $\sigma_e = 1182$, also, wie zu erwarten stand, etwas grösser als oben. Doch wird man sich der Einfachheit wegen in der Regel mit dem zuerst gefundenen Werte von 1084 begnügen.

Sind die Querschnittsmasse nicht bekannt, so bekommt man angenäherte Masse, indem man die Null-Linie vorläufig in die Unterkante der Platte verlegt.

* * *

Untersucht man auch dieses Beispiel unter der Voraussetzung, dass auf der Zugseite Risse eingetreten sind, so ergibt sich auf Grund der oben beim 1. Beispiel abgeleiteten Formeln

$$150\, n^2 = 3 \,.\, 10 \,.\, 12{,}4\, (35 - n - 5)$$

$$n = 7{,}47\ cm$$

$$Z = D = 358\,400 : (35 - 2{,}8 - 5) = 13\,176\ kg$$

$$\sigma_d = 3 \,.\, 13176 : 2 \,.\, 150 \,.\, 7{,}47 = 18\ kg/cm^2$$

$$\sigma_e = 13\,176 : 12{,}4 = 1063\ kg/cm^2.$$

Oben haben wir für den Beton 20, für das Eisen 1084 kg gefunden; der Unterschied ist also auch hier geringfügig.

3. Beispiel.

Der durch die Figur 15 dargestellte Balken habe ausser einem Biegungsmomente von 3584 mkg noch eine im Schwerpunkt angreifende Normalkraft $P = 20\,000\ kg$ zu tragen; oder, was dasselbe bedeutet, eine Kraft von 20 000 kg greife um die Strecke $p = 0{,}1792\ m$ oberhalb des Schwerpunktes an.

Wir berechnen zuerst die im Beton auftretenden Spannungen nach den Regeln für zusammengesetzte Festigkeit. Es ergiebt sich die Druckspannung in der Oberkante

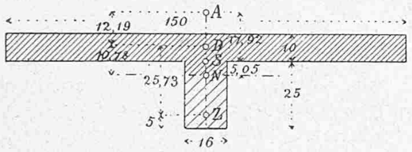
$$\sigma_d = \frac{s \,.\, M}{J} + \frac{P}{F} = \frac{10{,}0 \,.\, 358\,400}{183\,030} + \frac{20\,000}{2024} =$$
$$= 20 + 10 = 30\ kg/cm^2$$

*) Melan, v. Thullie, Mandl, Spitzer, Emperger u. A.

und die Zugspannung in der Unterkante

$$\sigma_z = \frac{25 \cdot 358\,400}{183\,030} - \frac{20\,000}{2024} = 49 - 10 = 39 \; kg/cm^2$$

Fig. 16.

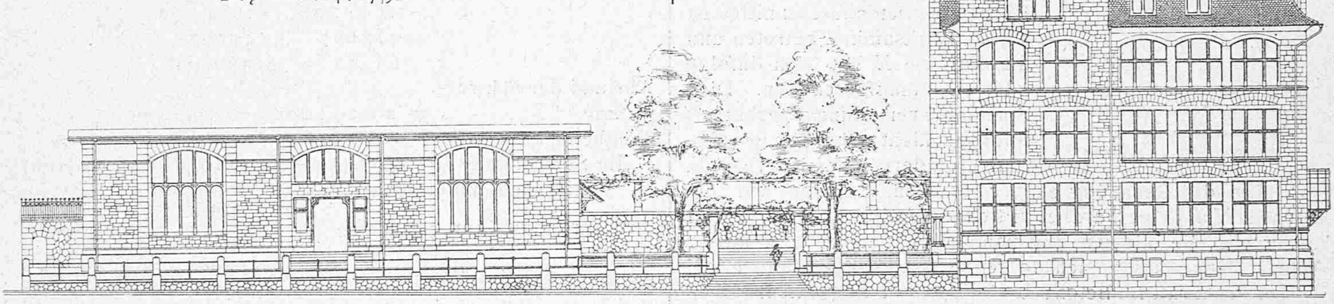


Um die Spannung in der Eisenstange zu finden, müssen wir zunächst die Lage der Nulllinie oder neutralen Achse bestimmen. Diese liegt jetzt unterhalb der Schwerlinie und zwar (Fig. 16) um die Strecke

$$SN = \frac{J}{F \cdot p} = \frac{183\,030}{2024 \cdot 17{,}92} = 5{,}05 \; cm.$$

Neues Schulhaus in Zürich-Enge.

Architekt: Stadtbaumeister *Gustav Gull* in Zürich.



Ansicht gegen die Lavater-Strasse. 1 : 400.

Die Druckfläche (in der Figur eng schraffiert) ist hier kein Rechteck mehr; der Druckmittelpunkt liegt daher nicht einfach im obern Drittel, seine Lage muss besonders berechnet werden. Zu diesem Zwecke setzen wir in Bezug auf die N-Linie

$$F = 150 \cdot 15{,}05 - 134 \cdot 5{,}05 = 2258 - 677 = 1581 \; cm^2.$$

$$S = 2258 \cdot {}^1/_2 \cdot 15{,}05 - 677 \cdot {}^1/_2 \cdot 5{,}05 = 16\,991 - 1709 = 15\,282 \; cm^3.$$

$$J = 16\,991 \cdot {}^2/_3 \cdot 15{,}05 - 1709 \cdot {}^2/_3 \cdot 5{,}05 = 170\,476 - 5753 = 164\,723 \; cm^4.$$

Hieraus

$$DN = 164\,723 : 15\,282 = 10{,}78 \; cm.$$

$$AD = 17{,}92 + 5{,}05 - 10{,}78 = 12{,}19 \; cm.$$

$$DZ = 35 - 5 - 10 - 5{,}05 + 10{,}78 = 25{,}73 \; cm.$$

Nun ist $P \cdot AD = Z \cdot DZ$ oder, für $P = 20\,000$, $Z = 9475 \; kg$; somit endlich die Spannung im Eisen

$$\sigma_e = \frac{9475}{2 \cdot 6{,}2} = 764 \; kg/cm^2.$$

Wie zu erwarten stand, ist die Druckspannung im Beton grösser, die Zugspannung im Beton, sowie die Zugspannung im Eisen kleiner als beim 2. Beispiel.

Je grösser die Kraft P, desto grösser die Druckspannung im Beton, desto geringer die Spannung im Eisen. Bei Bogenträgern kann es leicht vorkommen, dass die Spannung im Eisen auf null heruntersinkt. In diesem Falle sind Eiseneinlagen eigentlich überflüssig; immerhin können sie unter Umständen zur Erhöhung der Knickfestigkeit und in Verbindung mit den Bügeln zur Verhütung von Längsrissen etwas beitragen. (Schluss folgt.)

Das neue Schulhaus in Zürich-Enge.

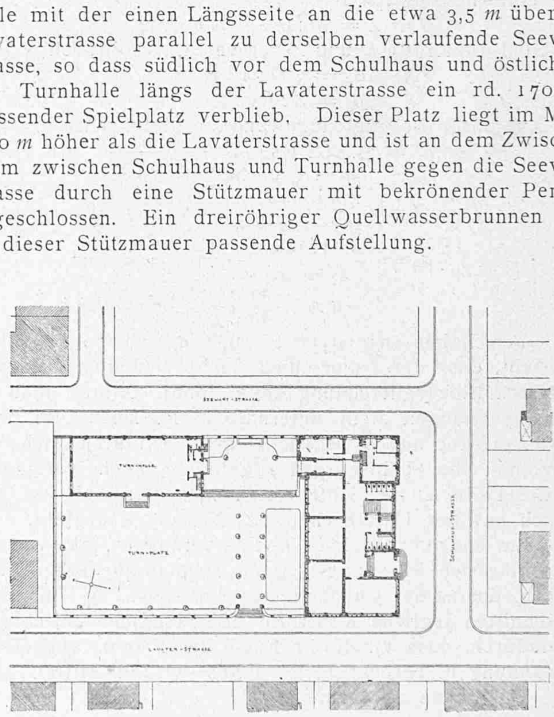
Architekt: Stadtbaumeister *Gustav Gull* in Zürich.

(Mit einer Tafel.)

Das Schulhaus mit Turnhalle an der Lavaterstrasse in Zürich II ist in den Jahren 1896—1897 erbaut worden auf dem Bauplatz, den die ehemalige Gemeinde Enge s. Z. für diesen Zweck erworben hatte.

Die Gesamtdisposition war bedingt durch die für dieses Quartier mit offener Ueberbauung massgebenden Bauvorschriften, durch die Niveauverhältnisse der den Bauplatz auf drei Seiten umgebenden Strassen und durch das Verlangen, möglichst viele Lehrzimmer von Südost zu beleuchten.

Das Schulhaus wurde mit der Längsrichtung an die von der Lavaterstrasse an 5,2% ansteigende Schulhausstrasse, also auf den nördlichen Platzabschnitt gestellt, die Turnhalle mit der einen Längsseite an die etwa 3,5 m über der Lavaterstrasse parallel zu derselben verlaufende Seewartstrasse, so dass südlich vor dem Schulhaus und östlich vor der Turnhalle längs der Lavaterstrasse ein rd. 1700 m^2 messender Spielplatz verblieb. Dieser Platz liegt im Mittel 1,20 m höher als die Lavaterstrasse und ist an dem Zwischenraum zwischen Schulhaus und Turnhalle gegen die Seewartstrasse durch eine Stützmauer mit bekrönender Pergola abgeschlossen. Ein dreiröhriger Quellwasserbrunnen fand an dieser Stützmauer passende Aufstellung.



Lageplan 1 : 1500.

Das Schulhaus enthält im Erdgeschoss und zwei Stockwerken: 14 Lehrzimmer, wovon fünf von 7,25 m Breite und 11,0 m Länge für 54 Schüler, neun von 7,25 m . 9,0 m für 36 Schüler, ein Zeichnungszimmer von 7,25 m . 11,0 m, ein Lehrerzimmer von 7,25 m . 9,0 m, welches zugleich als Sammlungszimmer dient, im höher liegenden Teile des Erdgeschosses längs der Seewartstrasse mit besonderem Eingang die Hauswartwohnung von vier Zimmern, Küche etc; ferner im Dachstock: ein Singzimmer, zwei Arbeitszimmer, ein Chemiezimmer, ein Hausvorstandszimmer, ein Brausebad mit 16 Brausen, daneben zwei Ankleidezimmer; im Kellergeschoss: die Räume für die Centralheizung, die Wasch-