

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 111/112 (1938)
Heft: 1

Artikel: Aktuelle Fragen des Eisenbetonbaues
Autor: Maillart, Robert
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-49750>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 14.03.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

INHALT: Aktuelle Fragen des Eisenbetonbaues. — Neue Reformierte Kirche in Zürich-Wollishofen (mit Tafeln 1 und 2). — Vom heutigen Stand der Deckenheizung. — Zum Arbeitsfrieden in unserer Maschinenindustrie. — Mitteilungen: «Der Fesselschwimmer». Velox-Spitzenkraft von 30000 kW.

Wirtschaftliche Fahrplangestaltung. Die Lybische Küstenstrasse. Der Hafnenbahnhof Le Havre. Eidg. Technische Hochschule. Als Siebzigerjähri- gen. Der Lincoln-Strassentunnel. — Wettbewerbe: Katholische Kirche in Aarau. Schulhaus in Luterbach. — Literatur. — Vortrags-Kalender.

Band 111

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 1

Aktuelle Fragen des Eisenbetonbaues

Von Ing. ROBERT MAILLART

Nach einem Vortrag am Diskussionsstag des S. V. M. T. am 12. Nov. 1937

I. Gestaltung des Eisenbetons

Eisenbeton entsprang aus zwei Hauptquellen: Zuerst kam Monier mit seinen Gefässen und dann mit Platten und Gewölben, die gegenüber Steinplatten und Steingewölben grössere Spannweiten bei geringer Dicke erhielten. Sehr kühne Gewölbe sind dabei entstanden, die indes trotz der glänzenden Bestätigung durch die österreichischen Gewölbeversuche nicht die gebührende Beachtung und Entwicklung fanden. Dies rührt daher, dass die Berechnung darin sehr grosse Betonspannungen ergab und die offizielle Technik seit Anbeginn und übrigens noch bis heute auf «zulässige Randspannungen» abstellte, statt die effektive Tragfähigkeit von Eisenbetonquerschnitten auf Versuche gestützt abzuklären. Dabei lag das aus dem Betonbau übernommene Maximum der Randspannungen bei etwa 40 kg/cm². Daraufhin ausgeführte grössere Eisenbetongewölbe lassen deswegen die schlanke Formgebung ihrer Vorgänger vermissen und unterscheiden sich kaum von nicht armierten Gewölben. Das umso weniger, als infolge der kleinen zulässigen Druckspannungen nun keine oder nur ganz geringe Zugbeanspruchungen auftraten, sodass die Armierung keine Existenzberechtigung mehr hatte und in minimaler Stärke oft nur deshalb eingelegt wurde, um von einem Eisenbetongewölbe reden zu können. Die Erkenntnis, dass eine kräftige Armierung die Vergrösserung der Betonbeanspruchung auf der Gegenkante erlaubt, ist erst spät durchgedrungen und so sind schlanke, elastische Gewölbe verhältnismässig selten.

Während der Monierbau im Massivbau wurzelt, ging Hennebique von der damals üblichen Deckenkonstruktion: Profileisen mit Zwischenbeton aus. Die schöpferische Erkenntnis, es sei ein eiserner Druckgurt angesichts des bis dahin nur als Füllung gedachten, jedoch für Druck aufnahmefähigen Betonkörpers nicht nötig, bildete die Grundlage für die Gestaltung seiner Bauten. Er schuf den T-Träger aus Eisenbeton mit Wahrung des Verbundes durch Abbiegungen und Bügel. Das Tragwerk bestand zumeist aus Haupt- und Nebenträgern, und die stets wenig weit gespannte Platte spielte eine untergeordnete Rolle. So haben seine und seiner Nachgänger Konstruktionen das Gepräge der früher üblichen Eisen- und Holzkonstruktionen. Diese Entwicklung war so mächtig, dass die dem Monierbau eigenen, verhältnismässig weit gespannten Platten in den Hintergrund traten.

Die Gebundenheit an die von den früher bekannten Materialien stammenden Bauelemente drückt auch noch den meisten heutigen Eisenbetonbauten den Stempel auf.

Dass die weitgespannte Platte, besonders wenn sie vierseitig aufgelagert wird, ein wirtschaftliches und besonders für Einzellasten sehr geeignetes Bauelement ist, wurde erst später wieder erkannt und ein weiterer Schritt gelang damit, dass man die Platte statt auf Linienauflager direkt auf Punktstützen setzte.

Wenn nun schon für Träger und Pfeiler sowohl als auch für Platten feinste Berechnungsmethoden bestehen, so kann man sich doch nicht verhehlen, dass damit die Leistungsfähigkeit des Eisenbetons nicht erschöpft werden kann. Eisenbeton wächst nicht wie Holz, wird nicht gewalzt wie Stabeisen und nicht gefügt wie Mauerwerk. Am ehesten lässt er sich noch mit Gusseisen vergleichen, als eine in Formen eingefüllte Materie, und wir könnten vielleicht gerade von den durch lange Erfahrung gewonnenen Formen des Gusseisens etwas lernen hinsichtlich der jede Starrheit vermeidenden Flüssigkeit der Uebergänge zwischen den verschiedenen Funktionen erfüllenden Bauteilen. Es ist der Blick aufs Ganze, statt auf die Einzelteile, der diese schöne Flüssigkeit bedingt. Der Automobil- und Flugzeugbauer hat diese auch in hohem Masse erreicht, während sie beim Eisenbeton doch nur ausnahmsweise zu erblicken ist.

Nicht etwa das Schönheitsgefühl allein weckt den Wunsch, die Funktion des Ganzen vor der der Einzelteile im Auge zu behalten. Die Gesamtbeurteilung bringt auch stets wirtschaft-

lichen Vorteil. Als Beispiel sei einmal die Pilzdecke angeführt. Ihr Auftauchen hat eine Anzahl schöner Theorien über die auf Punktstützen gelagerte Platte entstehen lassen, die denn auch meist der Berechnung zu Grunde gelegt werden. Indes führt diese Behandlung der Platte für sich allein zu keinem wirtschaftlichen Ziel. Es wird erst erreicht, wenn man das Gesamtgebilde, bestehend aus Platte, Pfeilern und Vouten, beurteilt. Allerdings eine rechnerisch kaum zu lösende Aufgabe, sodass nur Modellversuche und Messungen an ausgeführten Bauten zum einigermaßen sicheren Ziele führen. Dabei ergeben sich dann viel geringere Abmessungen als gemäss den üblichen Berechnungsweisen, aber doch genügende Sicherheit. So ist der wesentliche Unterschied zwischen meiner Berechnungsweise der unterzugslosen Decke und den meisten Vorschriften zu erklären.

Ein anderes Beispiel bilden die Bogenbrücken. Hier wird zumeist noch als Hauptstück das dem Mauerwerk entstammende Gewölbe — ob in Lamellen aufgelöst oder ausgehöhlt, bleibt sich grundsätzlich gleich — angewendet. Darauf wird meist eisen- oder holzbauartig «aufgeständert», was ja immer noch besser ist, als in weiterer Anlehnung an den Mauerwerksbau mit Anzug ausgestattete Eisenbetonpfeiler anzuwenden. Auf Ständern und Pfeilern ruht die Fahrbahn. Es ist nun aus zahlreichen Belastungsversuchen bekannt, dass die meist sehr fein durchgeführte Gewölbeberechnung zufolge der Aufbauten nicht mehr zutrifft. Da die Spannungen im Gewölbe dabei kleiner werden, so gibt man sich meist damit zufrieden, ohne zu untersuchen, inwiefern dieser Entlastung des Gewölbes eine Mehrbeanspruchung der Aufbauten entspricht.

Diese heterogenen Bauten, aus der Formensprache älterer Baumaterialien entlehnten Gebilden zusammengesetzt, können schon ästhetisch nicht befriedigen. Sie sind auch weniger wirtschaftlich, als wenn in irgend einer Art der ganze zwischen und über den Widerlagern befindliche Baukörper als Einheit aufgefasst und tunlichst demgemäss konstruiert wird; denn nur so kann eine klare Konstruktion mit annähernd restloser Ausnützung des Baustoffes erreicht werden.

Möge sich also der Ingenieur von den durch die Tradition der älteren Baustoffe gegebenen Formen lösen, um in voller Freiheit und mit dem Blick auf das Ganze, die zweckmässigste Materialausnützung zu erzielen. Vielleicht erreichen wir dann, wie im Flugzeug- und Automobilbau, auch Schönes, einen neuen materialgemässen Stil. Dann könnte es eintreten, dass sich auch der Geschmack des Publikums derart abklärt, dass es die traditionsgemäss ausgebildeten Eisenbetonbrücken ähnlich beurteilt, wie die Automobile der Jahrhundertwende, deren Vorbild noch das Pferdefuhrwerk war.

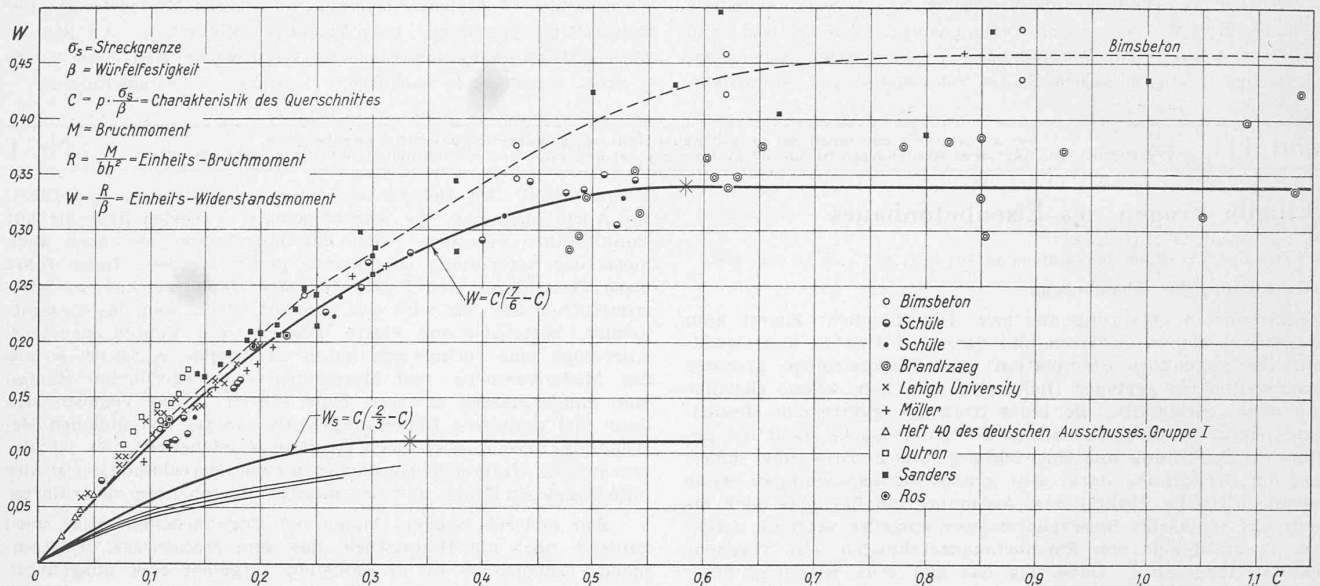
II. Zur Berechnung des Eisenbetons

Zur Berechnung der bei Eisenbetongebilden auftretenden äusseren Kräfte mangelt es nicht an Methoden, aber oft ist es schwer, die bestgeeignete zu finden und ihr Zutreffen zu beurteilen. Deshalb sind Modelluntersuchungen ebenso wie Messungen an Bauwerken von allergrösstem Wert. Ausserdem schärfen sie das Gefühl des Konstrukteurs und führen ihn so ohne langes Tasten auf den richtigen Weg.

Für die Bemessung hat sich eine Berechnungsweise eingebürgert, die heute mit Recht von vielen Fachleuten kritisiert wird. Diese Frage wird unter Beschränkung auf den Fall der Biegung von Balken rechteckigen Querschnittes im Folgenden behandelt.

Die jetzt übliche Berechnungsweise beruht auf dem Hokeschen Gesetz, einem sogenannten «Festwert» n , der jedoch in weiten Grenzen veränderlich ist, und auf sogenannten «zulässigen Spannungen», die einen der Sicherheit entsprechenden Bruchteil von Streckgrenze und Betonfestigkeit darstellen sollen, was dadurch widerlegt wird, dass der Biegungsbruch allgemein nicht beim Erreichen eines bestimmten Mehrfachen der «zulässigen Spannung» eintritt.

Die gegenwärtige Berechnungsmethode ist also praktisch unzulänglich und zudem pädagogisch unerwünscht, da sie unrichtige Vorstellungen über das wahre Verhalten eines auf Biegung beanspruchten Betonquerschnittes vermittelt.



Ein neues Verfahren muss sich auf dieses wahre Verhalten gründen und illusorische Festwerte und «zulässige Spannungen» ausschalten. Einfachheit ist dabei erstrebenswert als grösste Genauigkeit, schon weil diese naturgemäss nicht erreichbar ist; selbst dann würde sie durch die auf roher Schätzung beruhenden Sicherheitszahlen überschattet.

Die interessanten Bemühungen, aus dem Studium der Spannungszustände in der Druckzone Plausibles abzuleiten, sind erfolglos. Denn es geht nicht an, in der Druckzone des Balkens mit Würfel- oder Prismenfestigkeiten zu operieren. Die eigentliche Druckfestigkeit kann nicht eindeutig gekennzeichnet werden, denn wie der Balken sind auch Würfel und Prismen Konstruktionen, deren gemessene Bruchlasten lediglich durch die Form bedingte Funktionen der eigentlichen Materialfestigkeit sind. Wir können also Würfel- oder Prismenfestigkeit wohl als Masstab der Betongüte verwenden, nicht aber direkt zur Abklärung des inneren Verhaltens einer anders gearteten Konstruktion, hier des Balkens.

Ein plausibles Rechnungsverfahren kann sich weder auf «zulässige Spannungen», noch auf theoretische Erwägungen, sondern nur auf *Bruchversuche an Betonbalken* stützen.

Die nun schon 30 Jahre alten Versuche an Balken aus schwachem Beton, nämlich Bimsbeton mit $\beta = 80 \text{ kg/cm}^2$ mit sehr verschiedener, nämlich von $p = 0,0024$ bis $0,088$ veränderlicher Armierung zeigen für das Bruchmoment in Funktion des Armierungsverhältnisses einen ausgesprochen parabelförmigen Verlauf mit horizontaler Fortsetzung von deren Scheitel an.¹⁾ Dabei erscheint im Nullpunkt die Richtung der Tangente von der Zugfestigkeit des Eisens und nicht etwa von der Streckgrenze bestimmt. Diese Versuche vermitteln einen Begriff über das Verhalten eines Eisenbetonbalkens in Abhängigkeit von Eisenquerschnitt und Streckgrenze bei gegebenem Verhältnis von Breite zur Höhe und einer gegebenen Betonqualität.

Was zunächst das Verhältnis von Breite zur Höhe des Balkens anbetrifft, so ist sicher, dass bei verhältnismässig hohen Querschnitten der Druckgurt eher nachgeben wird, als bei breiten oder gar bei Platten. Denn im ersten Fall tritt das Abspalten des Druckgurtes dreiseitig auf, bei Platten dagegen nur einseitig. Man kann sich demnach fragen, ob diesem Umstand durch Einführung des Höhenverhältnisses in der Berechnung Rücksicht zu tragen ist. Es kommt indes noch hinzu, dass bei schmalen Trägern die kaum ganz vermeidliche Exzentrizität der Druckkraft ungünstig einwirkt, die nicht in Rechnung gebracht werden kann.

Ist es aber nötig, in einem Berechnungsverfahren alle Nebenstände zu berücksichtigen? Gewiss herrscht vielfach die Ansicht, es solle die Berechnung eindeutig und endgültig die Abmessungen bestimmen. Indes kann angesichts der Unmöglichkeit der Berücksichtigung aller Nebenstände *jede Berechnung nur eine Grundlage für den Konstrukteur* bilden, der sich darauf mit den Nebenständen auseinanderzusetzen hat. Je nach den Verhältnissen kann dann das Rechnungsergebnis

direkte Anwendung oder Abänderung erfahren, und das zweite wird oft geschehen, wenn nicht ein Rechner, sondern ein Konstrukteur arbeitet. Dieser wird eine schmale Tragwand nicht gleich beanspruchen, wie eine Platte, sondern bei jener an Breite etwas zugeben und bei dieser gegenteils etwas kühner sein, als es die für mittlere Verhältnisse gültige Berechnung gestattet. Auch wird er, besonders bei im Verhältnis zur Höhe kurzen Balken, sich überlegen, ob die Adhäsionsverhältnisse es ihm gestatten, die Eiseneinlagen der Rechnung gemäss auszunutzen. Leider verführen oder zwingen die amtlichen Vorschriften, besonders wenn sie als Lehrstoff benützt und von den Kontrollbeamten buchstäblich angewendet werden, den Ingenieur zu deren strikter mechanischer Anwendung. Eine allgemeine Lockerung der Vorschriften im Sinne der Zuweisung einer grösseren Verantwortung an den konstruierenden Ingenieur würde sehr zur qualitativen Verbesserung unserer Bauwerke beitragen. Vor allem dürften die Vorschriften nicht schon dem Studierenden angelernt werden, da dies der Freiheit seines Blickfeldes nur abträglich sein kann.

Eine ganz einfache Berechnungsweise ist also einzig möglich und genügend. Die vernünftige Beurteilung ihrer Resultate ergibt jedenfalls eine Konstruktion von gleichmässigerer Sicherheit als die strikte, aber gedankenlose Anwendung einer mit allen Feinheiten ausgestatteten Rechnungsmethode.

In obiger Abb. ist eine grössere Anzahl von Versuchen aufgetragen worden mit der *Charakteristik des Querschnittes* $C = q \cdot \frac{\sigma_s}{\beta}$ als Abszisse und dem *Einheits-Widerstandsmoment* W als Ordinate. Dabei ist p das Verhältnis des Armierungsquerschnittes zum nutzbaren Betonquerschnitt. Die Saliger'sche Bezeichnung «Tragwert» für C erscheint mir nicht glücklich gewählt, da er mit wachsender Betonfestigkeit, also mit wachsender Tragkraft abnimmt. W ist das *Einheits-Bruchmoment* $R = \frac{M}{b \cdot h^2}$ geteilt durch die Würfelfestigkeit des Betons.

Das Einheitswiderstandsmoment entspricht dem allgemein gebräuchlichen Begriff des Widerstandsmomentes bezogen auf einen Querschnitt von Höhe und Breite Eins. Während nun aber bei Holz und Eisen dieser Wert eine Konstante, nämlich $\frac{1}{6}$ ist, schwankt er beim Eisenbeton von Null bis reichlich zum Doppelten von $\frac{1}{6}$, je nach der Stärke der Armierung und dem Verhältnis der Materialstärken. Für den Wert $\frac{1}{6}$ gleich $0,167$ ist die Eisenkraft $p \cdot y$ gerade so gross, dass sich der Balken so verhält, wie wenn die Zugfestigkeit im Nutzquerschnitt der Druckfestigkeit entspräche. Die neutrale Axe fällt in die Mitte des Nutzquerschnittes. Für kleinere Charakteristiken liegt sie höher und bei grösseren senkt sie sich und zwar bis etwa $0,7$ h.

Man ist überrascht von der Diskrepanz der Versuchsergebnisse, die sich besonders bei den höheren Charakteristiken ergibt. Doch erklärt sich bei näherer Betrachtung manches.

Damit ein einwandfreies Ergebnis über die Wirkung reiner Biegung gewonnen werden kann, muss der Probekörper eine längere Strecke aufweisen, wo horizontaler Verlauf der Druck- und Zugtrajektorien besteht. Ist die Strecke zu kurz, so sind

¹⁾ Kongress von Amsterdam, Bd. II, S. 13.

die Trajektorien gekrümmt und die Lasten selbst bewirken störende Anomalien. Ferner muss jegliches Gleiten der Eisenlagen ausgeschlossen, das heisst, es muss der Probek balken richtig konstruiert sein. Beides trifft oft nicht zu. So sind beispielsweise die wegleitenden Versuche von Schüle nicht ganz einwandfrei. Auch können die umfangreichen, von Tetmajer angeordneten Versuche nicht benützt werden, da der Querschnitt im Verhältnis zur Balkenlänge viel zu hoch war, sodass der Bruch infolge schiefer Zugspannungen erfolgte.

Merkwürdigerweise bestehen wenig brauchbare Versuche, die sich, wie die Versuche mit Bimsbeton, systematisch über den ganzen Bereich erstrecken. Die Versuche von Schüle sind ziemlich weitgehend, reichen aber nicht bis ins Gebiet der Ueberarmierung. Dagegen bewegen sich die Versuche von Brandzaeg fast ganz in diesem Gebiet und sind deshalb für die Beurteilung der Grenzen des Möglichen wertvoll. Neue amerikanische Versuche beleuchten besonders gut die schwächer armierten Balken. Ebenso die äusserst sorgfältig durchgeführten Versuche von Dutron, die langdauernd belastete Balken betrafen. Noch schwächer armierte Balken sind die in Heft 40 des deutschen Ausschusses mitgeteilten. An älteren Versuchen sind solche von Möller und dann auch die von Sanders eingetragen, weil diese — abgesehen vom Bimsbeton — sich auf das grösste Gebiet erstrecken. Die letztgenannten sind indes insofern nicht ganz einwandfrei, als die freie Auflagerung nicht gesichert war, sodass die Bruchmomente eher zu gross ausgefallen sein dürften.

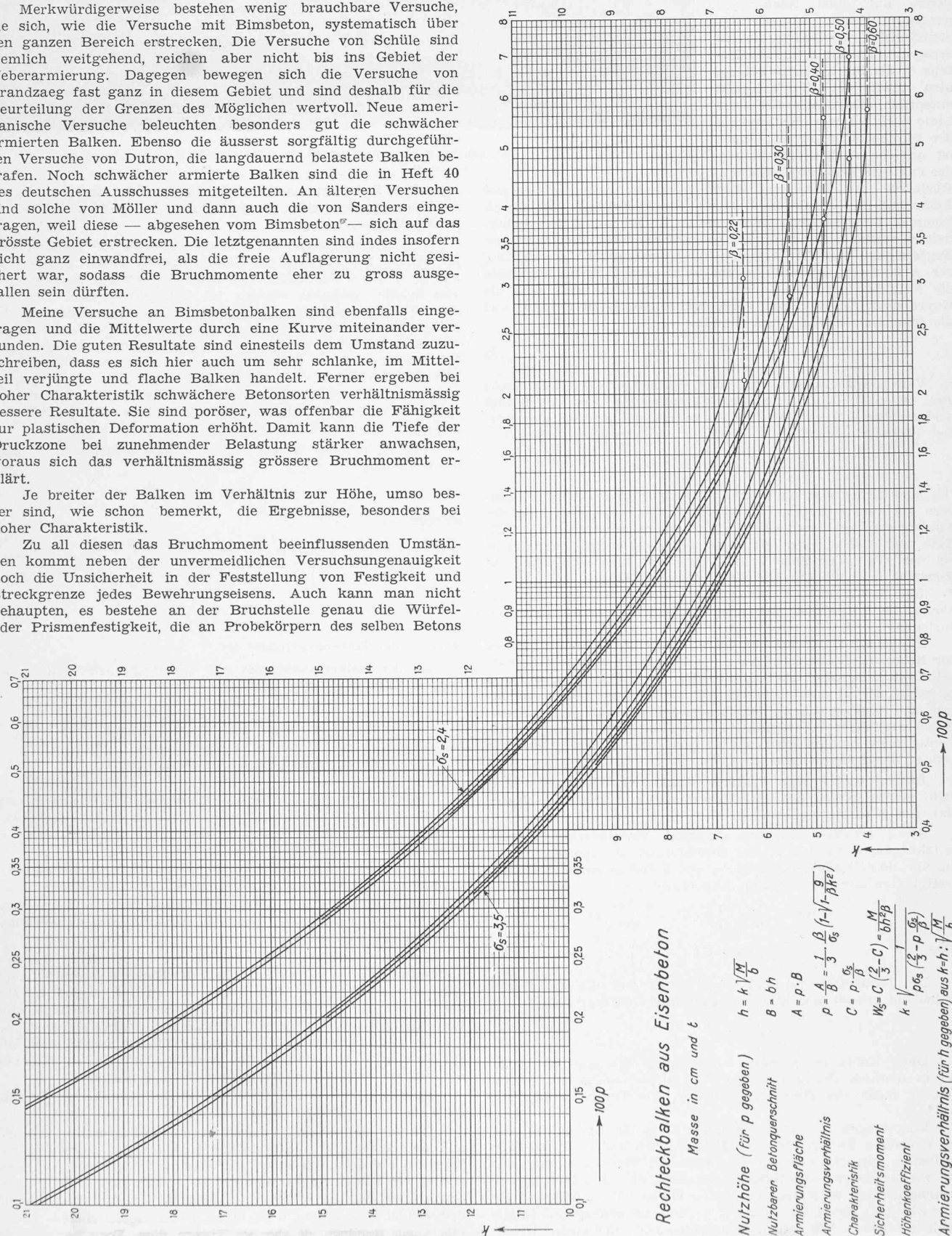
Meine Versuche an Bimsbetonbalken sind ebenfalls eingetragen und die Mittelwerte durch eine Kurve miteinander verbunden. Die guten Resultate sind einesteils dem Umstand zuzuschreiben, dass es sich hier auch um sehr schlanke, im Mittelteil verjüngte und flache Balken handelt. Ferner ergeben bei hoher Charakteristik schwächere Betonsorten verhältnismässig bessere Resultate. Sie sind poröser, was offenbar die Fähigkeit zur plastischen Deformation erhöht. Damit kann die Tiefe der Druckzone bei zunehmender Belastung stärker anwachsen, woraus sich das verhältnismässig grössere Bruchmoment erklärt.

Je breiter der Balken im Verhältnis zur Höhe, umso besser sind, wie schon bemerkt, die Ergebnisse, besonders bei hoher Charakteristik.

Zu all diesen das Bruchmoment beeinflussenden Umständen kommt neben der unvermeidlichen Versuchsungenauigkeit noch die Unsicherheit in der Feststellung von Festigkeit und Streckgrenze jedes Bewehrungs eisens. Auch kann man nicht behaupten, es bestehe an der Bruchstelle genau die Würfel- oder Prismenfestigkeit, die an Probekörpern des selben Betons

ermittelt wurde, sind doch die Unterschiede zwischen solchen Probestücken unter sich oft schon recht erheblich.

Die Zusammenstellung dieser Ergebnisse führt also in erster Linie dazu, uns über die Möglichkeit einer genauen Berechnung bescheiden zu stimmen. Immerhin gelingt es, eine einfache Kurve, und zwar eine Parabel zu ziehen, die sich den Versuchsergebnissen genügend anpasst, um als Grundlage für eine annähernd gleichmässige Sicherheit gewährleistende, Bemessung zu dienen.



Wäre auch für kleine Charakteristiken die Streckgrenze des Eisens für den Bruch massgebend, so müssten in diesem Gebiete die Versuchsergebnisse unterhalb einer Linie liegen, die von 0 ausgehend die Neigung 1:1 besitzt. In Wirklichkeit befinden sie sich indes ziemlich genau auf einer nach $\frac{4}{3}:1$ geneigten Linie, wonach bei schwächster Armierung die Eisenspannung beim Bruch mindestens $\frac{4}{3}$ der Streckgrenze betrug, also etwa der Zugfestigkeit entsprach. Darnach wäre diese Linie als Ursprungstangente der Parabel anzunehmen. Indes ist auf die völlige Ausnützung der Zugfestigkeit des Eisens mit Rücksicht auf Ermüdung durch wiederholte und stossweise Belastung, die durch die üblichen Stosszuschläge nur unvollkommen berücksichtigt sein könnten, nicht mit voller Sicherheit zu rechnen. Daher scheint es geraten, einen Mittelwert von Zugfestigkeit und Streckgrenze für grösstmögliche Ausnützung der Armierung anzunehmen und somit der Ursprungstangente die Neigung $\frac{7}{6}:1$ zu erteilen. Im Uebrigen hat sich dann die Kurve nach den weiteren Versuchsergebnissen zu richten, was die folgende Gleichung gut erfüllt:

$$W = C \left(\frac{7}{6} - C \right) \dots \dots \dots (I)$$

Vom Parabelscheitel an, das heisst für $C = 7/12 = 0,58$ und $W = C^2 = 0,34$ ist eine Verstärkung der Armierung wirkungslos und es geht die Kurve in eine Horizontale über. Der höchstens ausnützbare Wert für die Armierung ist

$$p_{max} = \frac{7}{12} \cdot \frac{\beta}{\sigma_s}$$

Man sieht, dass nicht nur bei kleiner Charakteristik, sondern auch im weiteren Verlauf die Kurve meist unterhalb der als einwandfrei anzusehenden Versuchsergebnisse verläuft. Eine noch tiefere Lage erscheint ungerechtfertigt, indem man bei der Wahl des Sicherheitsfaktors von einer vollkommenen Konstruktion und Ausführung auszugehen hat.

Für die praktische Berechnung müssen wir uns nun zunächst die Frage nach den anzunehmenden Sicherheitsfaktoren vorlegen.

Für Eisenkonstruktionen ist es heute meist üblich, sofern zur Belastung Stosszuschläge gemacht werden, mit dem Sicherheitsfaktor, bezogen auf die Streckgrenze, wesentlich unter 2 zu gehen. Es ist deshalb berechtigt, für die von Nebenspannungen freie Beanspruchung der Rundeisenstäbe starr am üblichen Sicherheitsfaktor 2 festzuhalten, wenn die Bruchkurve so vorsichtig angenommen wird, wie es hier der Fall ist. Jedenfalls genügt der Sicherheitsfaktor $\frac{7}{4}$.

Ebenso ist es beim heutigen Stand der Betonausführung nicht gerechtfertigt, mit dem Sicherheitsfaktor für dieses Material über 3 hinauszugehen.

Somit erhalten wir eine durchaus einwandfreie «Sicherheitskurve», wenn wir in der Bruchformel (I) für σ_s und β die um die Sicherheitsfaktoren $\frac{7}{4}$ und 3 verminderten Materialfestigkeiten annehmen, womit sich ergibt:

$$3 W_S = \frac{7}{6} \cdot \frac{4 \cdot 3}{7} \cdot C - \frac{9 \cdot 16}{49} \cdot C^2$$

oder

$$W_S = C \left(\frac{2}{3} - C \right) \dots \dots \dots (II)$$

Der Parabelscheitel liegt bei $C = 0,33$ und $W_S = C^2 = 0,11$ wobei die grösste ausnützbare Armierung sich ergibt zu:

$$p_{max} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\beta}{\sigma_s}$$

Diese Kurve ist ebenfalls eingetragen. Sie lässt unter anderem deutlich das Anwachsen des Sicherheitsfaktors erkennen, je mehr die Betonfestigkeit für den Bruch massgebend wird.

Eingetragen sind zum Vergleich auch die Linien, die sich nach unseren Vorschriften von 1935 ergeben und zwar für Normalbeton mit Normalstahl bei normaler Beanspruchung und die verschiedenen Abstufungen nach der Dicke. Bei 1400 kg/cm^2 Beanspruchung verlaufen die Linien etwas höher, während für hochwertigen Beton und Stahl sich keine nennenswerten Unterschiede ergeben. Wir bauen entschieden noch mit einem Ueber-

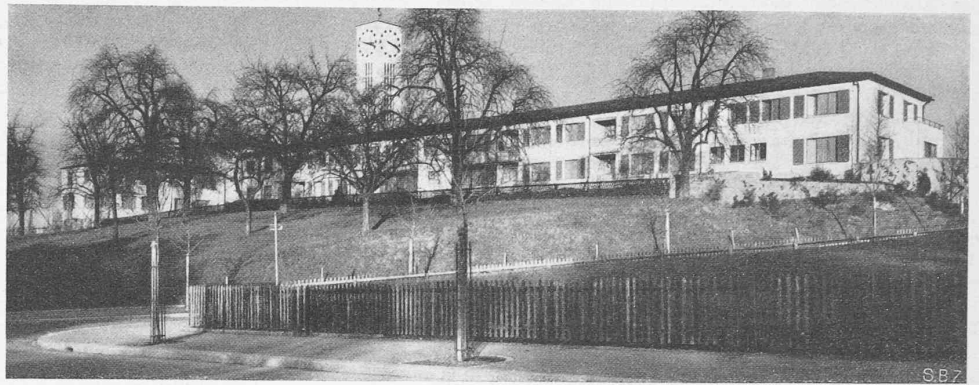


Abb. 2. Westliche Häuserreihe, aus Südwest. — Architekten W. HENAUER & E. WITSCHI, Zürich

schuss an Sicherheit und es sind besonders die Beschränkungen für dünne Querschnitte der Ausbildung weitgespannter Leichtkonstruktionen hinderlich.

Die vorgeschlagene Berechnungsweise ist viel einfacher als die übliche und erübrigt die Unterscheidung zweier Stadien, die zuerst in den Vorschriften von 1909, gestützt auf die Versuche von Schüle, gemacht worden ist, indem von einer gewissen Grenze an bei ermässiger Eisenspannung eine Erhöhung der zulässigen Druckspannung eintreten durfte. Diese Grenze, auch kritischer Punkt genannt, die die Gebiete trennt, wo Eisen oder Beton allein für den Bruch massgebend wären, ist aber gerade aus den Versuchen von Schüle nicht abzuleiten, sondern es passen sich diese der kontinuierlichen Einheitskurve, wonach solche durch einen kritischen Punkt getrennte Gebiete nicht bestehen, viel besser an, als einer gebrochenen Linie.

Um in üblicher Weise die Balkenhöhe auszurechnen, dient die Beziehung

$$W_S = C \left(\frac{2}{3} - C \right) = \frac{M}{b h^2 \beta}$$

woraus

$$h = \frac{1}{\sqrt{C \left(\frac{2}{3} - C \right) \beta}} \sqrt{\frac{M}{b}} = \frac{1}{\sqrt{p \cdot \sigma_s \left(\frac{2}{3} - p \frac{\sigma_s}{\beta} \right)}} \sqrt{\frac{M}{b}} = k \sqrt{\frac{M}{b}} \dots \dots \dots (III)$$

worin k der Höhenkoeffizient ist.

Ist der Balkenquerschnitt und das Biegemoment gegeben, so folgt das Eisenverhältnis

$$p = \frac{1}{3} \cdot \frac{\beta}{\sigma_s} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 9 \frac{M}{b h^2 \beta}} \right) = \frac{1}{3} \frac{\beta}{\sigma_s} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{9}{\beta k^2}} \right) \dots \dots \dots (IV)$$

Gegenüber diesen einfachen Beziehungen erscheinen die auf der üblichen Methode beruhenden äusserst kompliziert, was ihre Anwendung nur dann rechtfertigen würde, wenn sie wissenschaftlich haltbar wären.

Zur direkten Berechnung von Querschnitten, sowie zur lehrreichen Uebersicht über das Verhalten der Querschnitte unter den verschiedenen Festigkeitsverhältnissen dient die Tabelle auf Seite 3, wo der Höhenkoeffizient in Funktion des Armierungsverhältnisses dargestellt ist.

Als grundsätzlicher Unterschied gegenüber der bisherigen Auffassung fällt eine Abhängigkeit des Eisenquerschnittes auch von der Betonfestigkeit ins Auge. In der Tat ergibt die bisherige Berechnungsweise meist für die allerverschiedensten Betonqualitäten die gleiche Tragfähigkeit, während schon bei mässigen Armierungsverhältnissen die Bruchmomente auch von der Betonqualität abhängig sind, welche Abhängigkeit natürlich mit wachsendem Armierungsverhältnis sich steigert.

Es bleibt noch die Frage offen, ob Eiseneinlagen im Druckgurt zu berücksichtigen sind.

Ich bin der Ansicht, dass dies nur mit grösster Vorsicht und am besten gar nicht geschieht. Jedenfalls müssen solche Einlagen ebenso durch Bügel am Ausknicken gehindert werden, wie es bei Säulen angebracht ist. Sonst können sie mehr schaden als nützen. Bei schmalen und hohen Trägern wird man in den Ecken des Druckgurt ohne weiteres von Bügeln eingefasste Eisen anordnen; da aber bei Trägern dieser Form die



Abb. 3. Blick von Süden auf Wohnhäuser und Kirche mit Glockenturm

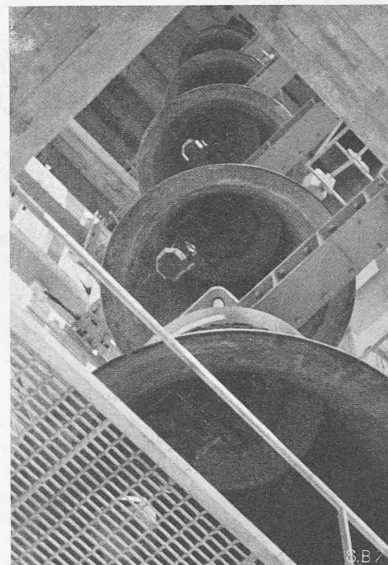


Abb. 4. Blick in den Glockenturm mit den übereinanderhängenden Glocken

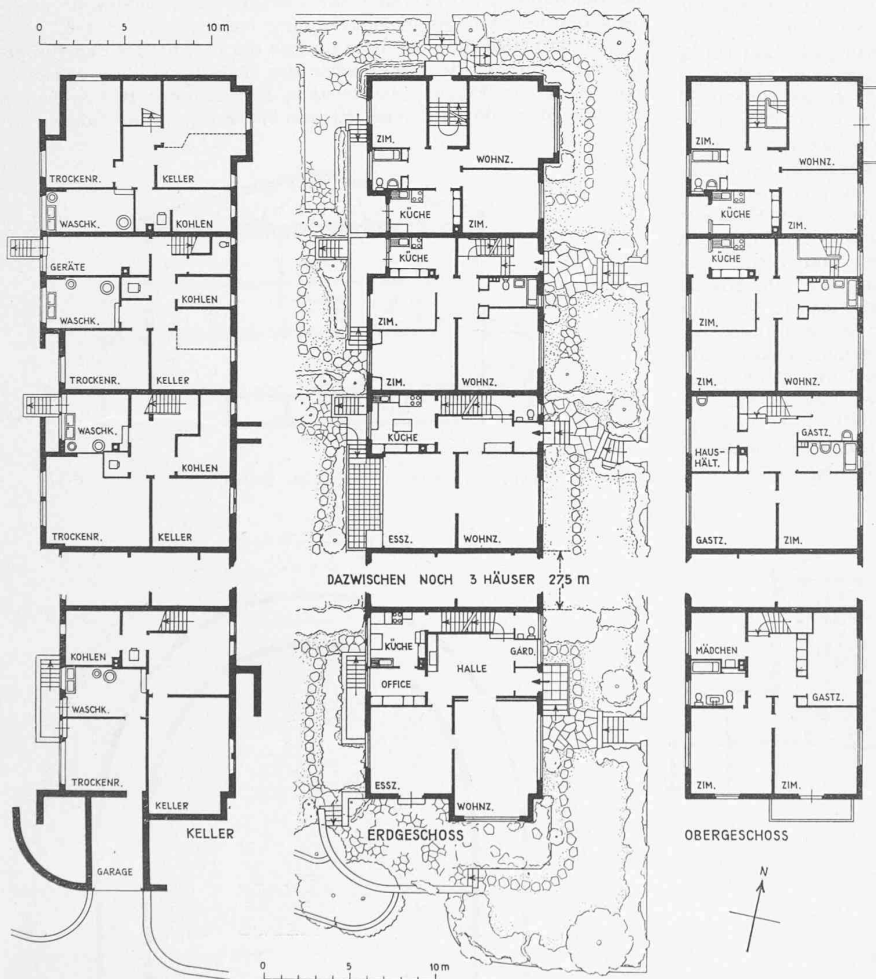


Abb. 1. Ein- und Zweifamilien-Wohnhäuser, als westliche Randbebauung des Kirchenvorplatzes auf der Egg in Wollishofen. — Masstab 1 : 400

Verhältnisse immer ungünstiger sind als bei flachen, so empfiehlt es sich nicht, sie in Rechnung zu bringen. Bei flachen Trägern und Platten fällt die Verankerung durch Bügel meist unvollkommen aus, wenn sie nicht ganz wegfällt, und dann ist ihr Nutzen zur Aufnahme von Druckspannungen höchst fraglich.

Die hier gemachten Vorschläge mögen dem an die üblichen Koeffizienten Gewöhnten etwas kühn erscheinen. Doch wenn der Konstrukteur in extremen Fällen Vorsicht walten lässt, so ist die Sicherheit völlig ausreichend, besonders wenn man gemäss meiner früheren (in den französischen Vorschriften bereits berücksichtigten) Anregung nicht nur für Stösse, sondern auch für Veränderlichkeit der Lasten zu diesen einen Zuschlag von 10 bis 20% macht.

Neue Reformierte Kirche Zürich-Wollishofen

Arch. W. HENAUER & E. WITSCHI, Zürich

Auf der prachtvoll gelegenen Wollishofer «Egg» ist aus den Wettbewerben von 1930 (Bebauungsplan, siehe «SBZ», Bd. 96, S. 195* und 206*) und 1931 (Kirche, s. «SBZ», Bd. 98, S. 5*) eine Baugruppe entstanden, die allgemeine Anerkennung findet. Dominante ist die Kirche, die sich mit ihrem Halbbrund dem Nordrand des Egghügels anschmiegt. Sie hat sich gegenüber dem erstprämierten Wettbewerbentwurf ihrer Erbauer in den Grundzügen kaum geändert. Seeseitig ist mit ihr der Turm, westwärts ein Unterrichtsraum verbunden, an den sich das Pfarrhaus anschliesst. Gleichsam als dessen Fortsetzung läuft südlich davon die Wohnhausreihe dem Westrand des Hügels entlang, der auf seinem breiten Rücken eine grosszügig hingelegte Rasenfläche trägt, nebst der Zufahrt zur Kirche und einem breiten seeseitigen Fussweg mit Aussichtsbänken (Abb. 2). Dieser Komplex von Bauten und Grünanlagen ist bis in alle Einzelheiten ein so gelungenes Ganzes, dass er hier auch als solches zur Darstellung kommen soll.

Die Reihenhäuser bedürfen kaum weiterer Erklärung; es mag genügen, darauf hinzuweisen, wie fein in beiden Fassaden die Unterschiede zwischen Ein- und Zweifamilien-Häusern zum Ausdruck kommen, ohne dass die durchlaufende Einheitlichkeit der Reihe als Ganzes darunter leidet. Leider gibt es noch keine Aufnahme, auf der die gegenseitige Abstimmung der Baumassen zum Ausdruck kommt. Es liegt aber darin zweifellos für den von Süden herannahenden Besucher ein Hauptreiz: begleitet von der niederen Hausreihe, erblickt er nachher die Körper von Pfarrhaus und Kirche, die mit zunehmender Masse und Höhe zum Schlussakzent des Turmes hinüberleiten. Pfarrhaus, Kirche und Turm stehen zusammen, trotz ihrer ganz verschiedenen Formen, in vollendetem Gleichgewicht als Abschluss der grossen Terrasse da. Die grosse Fläche der Kirchen-Stirnwand wird durch Reliefplastik von Otto Bänninger (Zürich-Paris) belebt.

Das Gelände ist auch auf der Nordseite der Kirche durch den offenen Umgang (Abb. 5 und Tafel 1), der zu allen Zeiten von den Spaziergängern gern benützt wird, aufs beste ausgenützt. Zwei Fusswege winden sich in schmiegsam trassierten Kehren aus der Tiefe zu ihm hinauf.