

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 99/100 (1932)  
**Heft:** 10

**Artikel:** Projet de révision des normes suisses du béton  
**Autor:** [s.n.]  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-45460>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### **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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### **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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 03.04.2026

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

INHALT: Projet de revision des normes suisses du béton. — Ein Beitrag zur Berechnung der Biegungsspannung in den Kabeldrähten von Seilbahnen. — Der Neubau für die Welt-Abüstungskonferenz am Quai Wilson in Genf. — Die neuen Leichtfahrzeuge der Luftseilbahn Gerschnialp-Trübsee in Engelberg. — Korrespondenz. — Nekrologe: Henry A. Schellhaas. Dr. Ing. h. c. Wilhelm Züblin. — Mitteilungen: Hydroelektrische Grosskraftwerke im französischen Zentralmassiv. Die Energieversorgung der Berliner Stadt-, Ring- und Vorortbahnen. Quecksilberdampfampe für

direkten Anschluss an Wechselstromnetze. Ein neues Schulhaus in Bern-Bümpliz. Fensterlose Gebäude. Röntgentechnik in der Materialprüfung. Normalien des Vereins Schweizer Maschinen-Industrieller. Die Strassenbrücke Venedig-Mestre. — Wettbewerbe: Frauenspital der Kant. Krankenanstalt Aarau. Erweiterung des Unterengadiner Kreisspitals in Schuls. Schulhausanlage an der Tannenrauchstrasse in Zürich-Wollishofen. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine. — Sitzungs- und Vortrags-Kalender.

Band 99

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung

Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich. der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 10

## Projet de revision des normes suisses du béton.

Notre éminent collègue de la Commission de revision des normes du béton, M. Maillart, ingénieur, s'élève<sup>1)</sup> avec véhémence contre le projet d'ordonnance de 1931, issu de travaux de longue haleine. Si „des années de délibérations“ n'ont pas permis à la Commission de se fixer sur un texte donnant satisfaction complète à la fois à tous les ingénieurs intéressés, et aux exigences de l'administration comme à celles de l'entreprise, c'est apparemment que cette tâche sort du domaine du possible; ne fallait-il pas unir en un seul ordre de prescriptions les deux textes, à bien des égards divergents, de 1909 et 1915, de la SIA et du Département fédéral; cette unification était nécessaire, si l'on voulait rendre accessible aux ouvrages en béton de tous ordres les avantages de la plus libérale de ces deux ordonnances, sans s'aliéner l'adhésion de l'Autorité, nantie de la plus sévère. Notre contradicteur regrette ce compromis, où pourtant chacun peut trouver quelque profit. Des voix autorisées, émanant des deux camps, le font espérer du moins.

Ce qui semble en effet caractériser la construction actuelle en béton, c'est la recherche d'une loi plus générale et d'une souplesse plus grande; comme on craint davantage les effets de la dilatation et du retrait que la contrainte proprement dite du béton, on a recherché l'élasticité des profils en renonçant au calcul illusoire des tractions spécifiques du béton. M. Maillart a été un stimulant énergique de cette évolution, et son avis a joué alors, comme toujours du reste, de la considération qui lui était due, et ceci de la première à la dernière séance, lui-même présent ou absent. Les correspondances et procès-verbaux en font foi.

Mais qui dit compromis suppose un sacrifice. Et ceci de part et d'autre. On pouvait le prévoir par une simple comparaison des prescriptions actuelles.

La résistance spécifique du béton a été une de ces pierres d'achoppement. Ainsi, les normes SIA de 1909 exigent, à 28 jours de durcissement, une résistance de 150 kg/cm<sup>2</sup> du béton dosé à 300 kg/m<sup>3</sup> en consistance plastique, tandis que l'ordonnance de 1915 élève ses exigences à 200 kg/cm<sup>2</sup>. L'un et l'autre chiffres se justifient suivant les circonstances, et cela fait la difficulté d'un accord. On a en conséquence adopté des marges, susceptibles de permettre la fusion des deux textes, mais en cherchant à élever un peu le niveau de la construction. Le texte de 1931 exige en conséquence, du béton normal, les résistances suivantes:

Dosage en ciment du béton 150 200 250 300 350 kg/m<sup>3</sup>  
Résistance moyenne de série

minimum	50	80	120	160	190 kg/cm <sup>2</sup>
normale	60	100	150	200	240 „

Il ajoute que le chiffre moyen des essais *devrait* être de 25 % supérieur, tenant compte en ceci d'alités qui ne joueront pas toujours en défaveur des éprouvettes. Puis le projet s'explique comme suit au sujet de la marge laissée: „On tolérera exceptionnellement les résistances minima dans les chantiers d'importance secondaire, où les contraintes restent modérées, et où les effets thermiques n'entrent pas en ligne de compte. On satisfera par contre habituellement aux chiffres normaux, et ceci en tous cas dans les ouvrages ressortissant au domaine des chemins de fer“.

Ces réserves suffisent à donner aux entreprises consciencieuses la possibilité de travailler avec sécurité, et de

<sup>1)</sup> „Zum Entwurf der neuen schweizerischen Vorschriften für Eisenbetonbauten“, „S. B. Z.“ No. 5, page 55 (30 janvier 1932).

défendre la qualité obtenue de leurs ouvrages, si les circonstances le demandent.

Mais M. Maillart aurait voulu inscrire une résistance minimum de 140 kg/cm<sup>2</sup>, là où le projet en demande 160 au moins. La divergence est plus importante à titre de tendance que par son amplitude effective: c'est une différence de 10 kg en plus ou en moins du minimum de 1909. Bien des ingénieurs seront d'accord avec nous pour trouver inopportun de réduire les exigences relatives au béton, quand la qualité des ciments et l'exploitation des gravières sont en progrès constants. Nous devons pousser à ce progrès, si nous voulons l'encourager.

L'avance se manifeste aussi dans la conduite des chantiers. M. Maillart, qui le sait particulièrement bien, était d'accord pour établir des catégories de conglomerat: le béton normal pour le chantier ordinaire; puis le béton qualifié pour les ouvrages soignés, les travaux publics, les ouvrages hydrauliques; enfin le béton à haute résistance pour les ouvrages de grande allure, où des ingénieurs de haute envergure disposent d'équipes préparées. Ces diverses catégories ne sont pas rigides, puisqu'elles admettent des dosages échelonnés du simple au double, et que la qualité des ballasts peut leur conférer des aptitudes plus ou moins élevées au dessus des minima. Ce qui n'est pas sans assurer au constructeur une large liberté.

Les résistances minima ainsi fixées, il restait une seconde difficulté, formuler les contraintes admissibles, et ceci en respectant le cadre complexe de la fusion des deux textes de 1909 et 1915.

Le cas de sollicitation caractéristique concerne la flexion; les colonnes forment en effet généralement un élément secondaire du devis, et permettent des renforcements notables d'armature aux points chargés, sans répercussion exagérée sur le coût des ouvrages.

Le second graphique de M. Maillart traite ce cas de la flexion. Il compare la loi proportionnelle admise en France, les contraintes autorisées en Allemagne et le projet suisse entre eux et avec une proposition formulée graphiquement. Toutefois la proportionnalité entre contrainte et résistance du béton à l'écrasement, envisagée à l'origine de nos délibérations, avait été écartée résolument du projet d'ordonnance dans une des premières séances de la Commission; ce qui ne fut pas sans regret pour nous. Mais il faut, dans une collaboration de ce genre, savoir s'incliner devant les vœux d'une majorité, corroborés par des faits d'expérience, même quand la raison n'est pas toute du même côté.

Les chiffres allemands atteignent la limite ultime de 70 kg/cm<sup>2</sup> pour les profils massifs, en flexion simple ou composée. Ce chiffre ne suffit pas aux tendances de légèreté actuellement justifiées par les progrès de la technique. Nous devons, en restant sur le terrain de 1909 et 1915, aller plus haut et atteindre 90 kg/cm<sup>2</sup> sous réserve de la valeur adoptée  $n = 10$  du coefficient d'équivalence, et en ménageant une modération de tension dans l'armature principale, en présence du béton normal déjà.

On se rend mieux compte de l'avance obtenue en examinant le rapport  $C = \sqrt{M}$  de la hauteur utile du profil à la racine du moment unitaire. La limite allemande, de 70 kg/cm<sup>2</sup> dans le béton contre 1200 kg/cm<sup>2</sup> dans l'armature tendue, pour  $n = 15$ , correspond à  $C_1 = 0,255$ . Le projet suisse conduit, par 70/1200 et  $n = 10$ , à  $C_2 = 0,297$ , puis par 90/800 à  $C_3 = 0,225$ . L'équivalence avec le chiffre  $C_1$  allemand est assuré par le groupe intermédiaire 80/1000, un peu plus onéreux dans l'armature, mais plus avantageux donc à la sécurité générale.

Si l'on se reporte maintenant aux textes suisses actuels, on trouve que les normes de 1909 autorisent, par 70/600 et  $n = 20$ , la limite extrême  $C_4 = 0,253$ , tandis que l'ordonnance fédérale de 1915 se tient prudemment, par 60/1000, à  $C_5 = 0,283$ . Notre texte de 1931 autorise donc, par son facteur extrême  $C_3$ , des élancements irréalisables aussi bien sous le régime allemand que sous celui de 1909, le plus libéral des textes suisses actuels. Nous ne parlons pas de la proportionalité française ici, puisque nous limitons cette comparaison au béton normal dosé à 300 kg dans nos catégories.

Il serait donc injuste de méconnaître l'avance donnée par les nouveaux textes à la souplesse des ouvrages, c'est-à-dire à leur capacité de concurrence et de résistance aux déformations élastiques.

Reste toutefois la proposition que M. Maillart présente dans son article du 30 janvier 1932 de la Bauzeitung. Elle est nouvelle et assurément intéressante. Son allure est plus continue que celle de notre groupe de trois bétons successifs. Parallèle d'abord à la formule de 1931, elle autorise les mêmes contraintes sous une résistance un peu inférieure (140 kg/cm<sup>2</sup>) du béton normal; elle se trouve même momentanément en dessous de la sécurité des règlements français et allemand, entre les contraintes de 50 et 65 kg/cm<sup>2</sup> du béton; ce dernier chiffre correspond, pour 1200 dans l'acier et  $n = 10$ , à  $C_6 = 0,284$ . Puis la ligne se continue jusqu'à 75 kg/cm<sup>2</sup>, sous réserve d'une modération de tension dans l'acier qui, si elle conduit à 1000 kg/cm<sup>2</sup>, donnera  $C_7 = 0,256$ , c'est-à-dire la même limite d'élancement  $C_4$  que les normes de 1909, mais avec une tension de 1000 kg dans l'acier au lieu de 600 kg d'alors. Pour aller plus avant, il faut adopter le béton qualifié, dont le diagramme remonte pour se confondre presque avec nos exigences de 1931; la proposition prolonge alors le règlement allemand au delà de son maximum de 70 cm/kg<sup>2</sup>, et autorise 100 kg de contrainte par flexion pour un béton donnant 250 kg/cm<sup>2</sup> à l'écrasement; c'est donc de nouveau une sécurité moindre qu'avec la règle française. Puis la proposition se redresse et suit cette règle parallèlement, pénétrant ainsi dans le domaine du béton à haute résistance, où les exigences de la Commission suisse sont peut-être un peu excessives en effet.

Nous constatons en résumé, les résistances minima de la première catégorie différant seulement de 15 % environ, qu'il n'y a pas de divergences essentielles entre projet de 1931 et proposition, jusqu'au domaine spécial du béton à haute résistance; et ici, il suffirait de placer le départ du diagramme de 1931 en concordance avec la droite du béton qualifié pour satisfaire sensiblement à l'objection de notre collègue. Ce n'est apparemment pas impossible.

L'article de M. Maillart touche d'autres points en passant. Nous ne nous étendrons pas ici sur la question du nombre  $n$ , d'équivalence du fer au béton, dont la présence est malheureusement nécessaire dans le domaine de la pression, comme des armatures comprimées en général. Nous sommes du reste d'accord qu'il n'y a pas lieu de s'échauffer à son sujet.

Quant à supprimer sans autres les chiffres de contraintes admissibles du béton, ne serait-ce pas donner à toute l'ordonnance un cachet de formulaire empirique, échappant au contrôle immédiat de l'intelligence? L'art de l'ingénieur n'est pas seulement, comme on a bien voulu le dire, celui d'appliquer des coefficients; il y a au contraire quelque réflexion à attendre du technicien éduqué, et il importe que l'ordonnance suscite le réveil de la personnalité; ce qui n'est pas le cas des formules et barèmes administrés tout prêts à l'usage de calculateurs mécanisés.

Notre projet d'ordonnance, résultante de tendances souvent diverses et même opposées, vise ce but. Souhaitons qu'il soit bientôt à même de le remplir efficacement.

Lausanne, février 1932.

A. Paris, ing.

Anmerkung. Die Fortsetzung dieser Diskussion findet sich unter „Korrespondenz“ auf Seite 125.

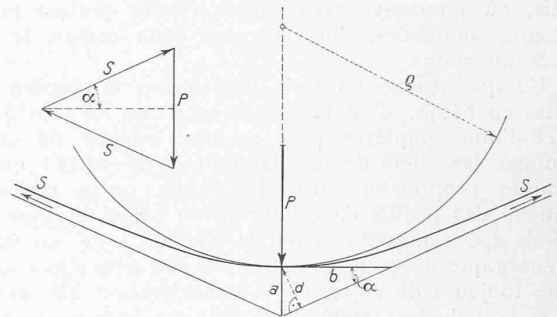
Red.

## Ein Beitrag zur Berechnung der Biegungsspannung in den Kabeldrähten von Seilbahnen.

Von Dr. Ing. U. R. RUEGGER, Dozent an der E. T. H., Zürich.

Eine Belastung gespannter Drahtseile durch quer wirkende Einzelkräfte erzeugt Biegungsbeanspruchungen in den einzelnen Drähten, die man bekanntlich unter der Voraussetzung ermittelt, dass das ganze Kabel als ein verhältnismässig loses Bündel von Einzeldrähten aufgefasst werden kann, die alle unter dem Einfluss der Querkraft die gleiche elastische Durchbiegung erhalten. Auf diese Weise können die Biegungsprobleme der Tragseile von Seilschwebbahnen unter der Belastung der darüber laufenden Fahrzeuge wie auch der Zugseile von Seilbahnen jeder Art unter dem Einfluss der Stützrollenreaktionen auf die Biegung eines gespannten Drahtes durch eine quer wirkende Einzelkraft zurückgeführt werden.

In den Abhandlungen von Isaachsen<sup>1)</sup> und Baticle<sup>2)</sup> sind eingehende rechnerische Untersuchungen über die unter solchen Belastungen auftretenden Biegungsbeanspruchungen durchgeführt. Nachfolgend soll nun im Gegensatz zu diesen genaueren, auf der Aufstellung von Differentialgleichungen beruhenden Berechnungen gezeigt werden, wie sich das Problem auch mit ganz einfachen elementaren Methoden lösen lässt.



Hierzu wird zunächst die vereinfachende Annahme gemacht, der Draht sei unendlich lang und gewichtslos, oder auf einer horizontalen Ebene aufliegend und durch eine horizontale Querkraft belastet (vergl. auch die oben erwähnte Studie von Isaachsen, sodass die unendlich fern wirkenden Spannkraften in die Asymptoten-Richtungen der Kurve fallen, welche die durch die Querkraft deformierte Drahtaxe annimmt (siehe Abb.). Für die meisten Bedürfnisse der praktischen Technik genügen nun für Kurven Darstellungen quadratische Ansätze; so wollen wir auch hier einen solchen wählen, d. h. eine Kegelschnitt-Kurve voraussetzen. Da es sich um eine Kurve mit Asymptoten handeln muss, ergibt sich somit eine quadratische Hyperbel mit den Halbaxen  $a$  und  $b$ , wie sie in der Abbildung für die elastisch deformierte Drahtaxe dargestellt ist.  $P$  ist hierbei die deformierende Querkraft,  $S$  sind die unendlich fernen Spannkraften. Aus Symmetriegründen ist der Angriffspunkt  $O$  der Kraft  $P$  der Scheitel der Hyperbel. Der Krümmungsradius  $\rho$  im Scheitel ist durch  $a$  und  $b$  auszudrücken:

$$\rho = \frac{b^2}{a} \dots \dots \dots (1)$$

Da die Kraft  $P$  mit den Kräften  $S$  das Gleichgewicht halten muss, kann das in der Abbildung dargestellte Kräfte Dreieck gebildet werden; hierin ist  $a$  der von der Halbaxe  $b$  mit der Asymptote gebildete Winkel, und es ergibt sich die Beziehung:

$$P = 2 S \sin \alpha$$

Da der Winkel  $\alpha$  für die praktisch bei Seilbahnen vorkommenden Fälle recht klein ausfällt, kann  $\sin \alpha \sim \text{tg} \alpha = a/b$  gesetzt werden, womit sich ergibt:

$$P = 2 S \frac{a}{b} \dots \dots \dots (2)$$

1) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, 1907, S. 655, ff.

2) Annales des Ponts et Chaussées, 1912, I, p. 20, ff.

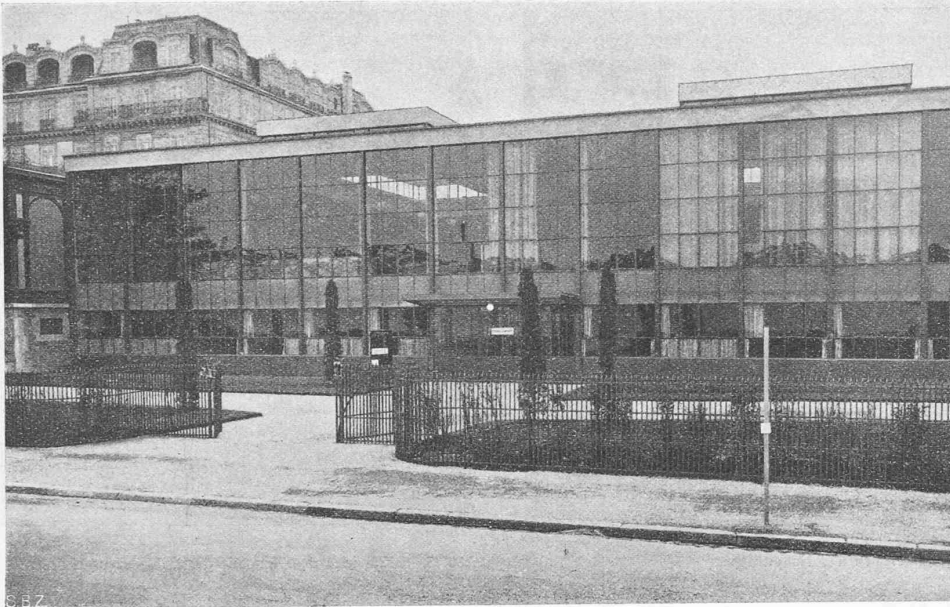


Abb. 1. Das Gebäude für die Welt-Abrüstungskonferenz in Genf. Hauptfront mit Publikum-Eingang am Wilson-Quai.

Das beim Scheitel  $O$  der Hyperbel am Draht auftretende Biegemoment  $M$  kann durch die Spannkraft  $S$  und den senkrechten Abstand  $d$  von deren Wirkungsrichtung ausgedrückt werden:

$$M = S d = S b \sin \alpha$$

Da  $\alpha$  als ein kleiner Winkel vorausgesetzt wurde, ist  $\sin \alpha \sim \tan \alpha$  und  $b \sin \alpha \sim b \tan \alpha = a$ , womit sich ergibt:

$$M = S a \dots \dots \dots (3)$$

Bedeutet  $J$  ferner das Flächenträgheitsmoment des Drahtquerschnittes und  $E$  den Elastizitätsmodul des für den Draht verwendeten Baustoffes, so erhält man den Krümmungsradius unter dem Einfluss vom Biegemoment  $M$ :

$$\rho = \frac{J E}{M} \dots \dots \dots (4)$$

Aus den Gleichungen (1) und (2) erhält man:

$$\frac{\rho}{a} = \frac{b^2}{a^2} = \frac{4 S^2}{P^2} \dots \dots \dots (5)$$

und aus den Gleichungen (3) und (4):

$$a = \frac{M}{S} = \frac{J E}{\rho S} \dots \dots \dots (6)$$

Ferner ergeben die Gleichungen (5) und (6) die Beziehung:

$$\rho^2 P^2 = 4 S J E$$

oder:

$$\rho = \frac{2}{P} \sqrt{S J E}$$

Es ist dies die bekannte Isaachsen'sche Formel für den Krümmungsradius des Drahtes, woraus sich, bei einem

Abstand  $c$  der äussersten Faser von der Drahtaxe, folgender Wert für die Biegungsspannung ergibt:

$$\sigma_b = \frac{M}{J} c = \frac{E}{\rho} c = \frac{P}{2} \sqrt{\frac{E}{S J}} c$$

Es ist diese elementare Ableitung einer mit grösserem mathematischen Rüstzeug ermittelten Formel ein Beispiel dafür, dass richtig ausgedrückte, vereinfachende Voraussetzungen oft ein an sich komplexes Problem in aller Klarheit und Einfachheit mit den bescheidensten Mitteln einwandfrei lösen lassen, was gerade für den praktischen Ingenieur von Bedeutung ist. Im Luftseilbahnbau besonders stösst man auf eine Reihe von mechanischen Grundproblemen, deren genaue Auswertung weitläufig ist. Bei der stets wachsenden Verbreitung, die solche Anlagen, auch in einfacheren Ausführungsformen, finden, ist es aber nicht

ohne Bedeutung, dem Ersteller der Bahn möglichst einfache und übersichtliche rechnerische Grundlagen zu bieten, die ihn in leicht verständlicher Form die wesentlichen Punkte erkennen lassen. Obige Ausführungen mögen als ein Beitrag in diesem Sinne verstanden werden.

### Der Neubau für die Welt-Abrüstungskonferenz am Quai Wilson in Genf.

Arch. AD. GUYONNET und Ing. Prof. LOUIS PERRIN, Genf.

Der Anbau am gegenwärtigen Sekretariatsgebäude des Völkerbundes in Genf, über dessen Konstruktion wir bereits vom 5. Dezember v. J. (Bd. 98, S. 294 bis 297) unter Beigabe von Bildern berichtet hatten, ist pünktlich zum festgesetzten Termin im Januar d. J. fertiggestellt worden. Heute zeigen wir einige Aussen- und Innenansichten dieses neuzeitlichen Saalbaues, ein Werk des Architekten Ad. Guyonnet und des Ingenieurs Prof. Louis Perrin, beide in Genf. Es ist ein Eisenskelettbau mit Gunitwänden, ohne jegliche Dekorationszutaten.

Zu solchen läge, angesichts der Zweckbestimmung, wahrhaftig auch kein Grund vor. Man hat dies offensichtlich sehr weit herum begriffen, denn der Bau findet Anerkennung, sogar in jenen Kreisen, die sich noch vor wenigen Jahren vor „Corbusier-Architektur“ bekreuzigt und die prunkvoll drapierten Entwürfe für den Palast des Völkerbundes als für „seiner Würde angemessen“ erklärt hatten. — Diese Wandlung der Gesinnung, das wachsende Verständnis für einen dem Zweck eines Gebäudes entsprechenden Architektur-Ausdruck legt es nahe, gerade vor diesem, der Welt-Abrüstung dienenden Glashauss zu zeigen, warum seine Form in hohem Mass dem geistigen Inhalt entspricht, welches der im vorliegenden Fall zu befriedigende Zweck ist. Wir halten deshalb, gewissermassen auch „zu ewigem Gedächtnis“, einige Sätze über die am 2. Februar d. J. im Palais Electoral in Genf eröffnete Abrüstungskonferenz hier fest.

Der italienische Aussenminister Dino Grandi, dessen Rede einen wahren Beifallssturm hervorrief, hat die der Konferenz gestellte Aufgabe wohl am deutlichsten umrissen. Nach der Feststellung, dass die Rüstungsausgaben der Grosstaaten im Jahre 1930 die phantastische Summe von 20 Milliarden Goldfranken erreicht, erklärte er<sup>1)</sup>:

<sup>1)</sup> Nach dem ausführlichen Bericht in der „Neuen Zürcher Zeitung“ vom 10. Februar 1932 (Nr. 255).

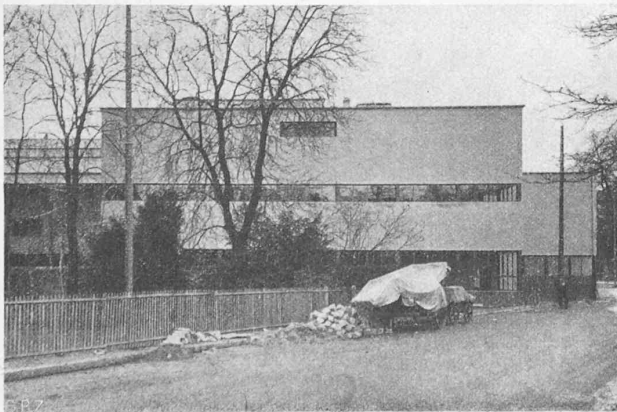


Abb. 2. Nordseite und rückwärtige Anfahrt für die Delegierten.